

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS
RESIDUAIS PARA EMPREGO EM PAVIMENTAÇÃO**

Gabriel Grassioli Schreinert

Porto Alegre
2021

GABRIEL GRASSIOLI SCHREINERT

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS
RESIDUAIS PARA EMPREGO EM PAVIMENTAÇÃO**

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

Porto Alegre
2021

GABRIEL GRASSIOLI SCHREINERT

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS
RESIDUAIS PARA EMPREGO EM PAVIMENTAÇÃO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, na área de concentração de Infraestrutura e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 03 de setembro de 2021

Prof. Washington Peres Núñez
Dr. em Engenharia pela UFRGS, Brasil
Orientador

Prof. Lélío Antônio Teixeira Brito
PhD. pela University of Nottingham, Inglaterra
Coorientador

Prof. ^a Ângela de Moura Ferreira Danilevicz
Coordenadora do PPGCI/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Cassio Eduardo Lima de Paiva (UNICAMP)
Dr. pela Universidade de São Paulo, Brasil

Prof. Cezar Augusto Burkert Bastos (FURG)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti (UFRGS)
DSc. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Dedico o presente trabalho à minha querida família.

AGRADECIMENTOS

Eu não poderia deixar de começar agradecendo à minha família, à qual sempre dedicarei todas as minhas conquistas. Aos meus pais, faltam-me palavras para expressar o quanto sou grato pelo suporte, incentivo, educação e principalmente carinho, sempre presentes em toda a minha trajetória. Ao meu irmão, agradeço profundamente a nossa inabalável relação de parceria, confiança e apoio mútuo nas diversas etapas e desafios da vida.

Gostaria de prestar meus sinceros agradecimentos aos professores Washington Peres Núñez e Lélío Antônio Teixeira Brito, não apenas pela orientação no desenvolvimento deste trabalho, mas principalmente pela obstinada confiança depositada em minha pessoa durante todo o percurso do mestrado. Sou grato também por terem cultivado meu interesse pela pavimentação ao longo dos cursos de graduação e mestrado, proporcionando valorosos aprendizados que levarei para o resto da minha vida profissional.

Agradeço aos integrantes do projeto de pesquisa no qual este trabalho está inserido, Camila Kern e Matheus Ferreira Matuella, pelos conhecimentos compartilhados e pela parceira na coleta dos materiais, realização de ensaios e demais “perrengues” da vida laboratorial, com destaque para o árduo processo de destorroamento e quarteamento dos solos. Nesse sentido, aproveito para agradecer ao fiel bolsista Lucas Marin Malabarba, que com muita perspicácia, simpatia e, claro, um bom papo, sempre ajudou a todos sem pensar duas vezes.

Sou extremamente grato a todos integrantes dos laboratórios envolvidos nesta pesquisa – LAPAV e LAGEOTEC. Eu prefiro não citar nomes em específico, temendo esquecer alguém. Em um ambiente de autêntica dedicação e união, agradeço a todos pela disponibilidade, aprendizado, suporte e força (em todos os sentidos) durante este período. Contudo, gostaria de aqui deixar um agradecimento em especial ao laboratorista Jair, que com sua experiência e conhecimento admiráveis, sempre ajudou com muita calma, humildade e simpatia. Da mesma forma, sou grato aos estagiários de laboratório Matheus e Livia, que, na falta da experiência, sempre compensaram com muita dedicação e busca constante pelo conhecimento.

Agradeço aos professores Cassio Eduardo Lima de Paiva, Cezar Augusto Burkert Bastos e Jorge Augusto Pereira Ceratti pela participação e contribuição na banca de defesa desta dissertação. Sou grato pela disponibilidade e por compartilharem seus conhecimentos com o intuito de aprimorar o presente trabalho.

Aos professores, colegas e funcionários do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura (PPGCI), agradeço os ensinamentos, comprometimento e amizade. À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), sou agradecido pelo auxílio financeiro durante parte do período de realização do mestrado.

Gostaria de expressar minha gratidão aos colegas de trabalho da CCR ViaSul, principalmente aos membros da equipe responsável pelo pavimento (os “resilientes”), que com muita empatia e companheirismo, sempre me apoiaram e incentivaram a seguir até o fim.

Sou imensamente grato à Helena, minha namorada, que desde o final da graduação tem sido não somente uma companheira extraordinária, mas também uma grande referência de dedicação e perseverança nos âmbitos profissional e acadêmico em momentos que me faltaram forças.

Por fim, sou profundamente grato aos meus amigos, que, mesmo em momentos de ausência física ou emocional, sempre me apoiaram e estiveram presentes, sendo todos essenciais em minha vida.

O que sabemos é uma gota, o que ignoramos é um oceano.

Sir Isaac Newton

RESUMO

SCHREINERT, G. G. Estudo do comportamento mecânico de solos residuais para emprego em pavimentação. 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura, UFRGS, Porto Alegre.

A relevância de uma ampla compreensão acerca do comportamento mecânico de materiais para pavimentação, em especial de solos e agregados, já representa uma unanimidade no campo técnico-científico. Esse âmbito de pesquisa, contudo, ainda apresenta uma série de lacunas de conhecimento, em função, essencialmente, da elevada complexidade associada ao modo como se dá o desenvolvimento das deformações elásticas e plásticas frente aos carregamentos impostos pelo tráfego, levando em consideração, ainda, materiais de diversas propriedades e uma vasta gama de variáveis influentes. Ademais, acrescenta-se a intrínseca dificuldade envolvida na reprodução desses mecanismos em laboratório, tendo em conta a imposição de um singular estado de tensões englobando cargas cíclicas. Nesse contexto, a fim de contribuir para um entendimento cada vez mais abrangente e racional nessa área, a pesquisa relatada nesta dissertação teve como objetivo geral o estudo do comportamento mecânico de três solos residuais para emprego em pavimentação, com ênfase na análise das respostas elásticas e plásticas dos materiais a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas. Para isso, desenvolveu-se um amplo programa experimental composto por ensaios de módulo de resiliência (MR) e deformação permanente (DP). Os ensaios de DP envolveram ainda a adoção de dois métodos com relação aos carregamentos impostos aos corpos de prova – em estágio único (EU) e multiestágios (ME). Os materiais analisados experimentalmente foram três solos residuais coletados em jazidas estabelecidas em diferentes localidades do Rio Grande do Sul, selecionados buscando-se características distintas quanto aos seus aspectos físicos, geotécnicos e pedológicos, esperando-se, assim, alcançar também uma maior abrangência com relação ao desempenho mecânico. Foram adotadas duas energias de compactação – Normal e Intermediária, definidas considerando a possível utilização dos solos como materiais a compor as camadas de subleito, reforço do subleito ou sub-base. Ainda, lembra-se que ambos os ensaios de MR e DP submetem os materiais a uma ampla gama de níveis de tensões, os quais representaram outra variável controlável fundamental no programa experimental da pesquisa. A partir da metodologia proposta, foi possível, primordialmente, expandir a base de dados acerca do comportamento mecânico de materiais para pavimentação, em especial dos solos residuais, tipicamente encontrados e empregados no Brasil, sendo fundamental como contribuição para a evolução dos métodos mecanístico-empíricos de dimensionamento a nível nacional. Conseguiu-se gerar, por meio dos resultados obtidos nos ensaios de MR e DP-EU, modelos de regressão de expressiva qualidade em termos estatísticos, essenciais na caracterização elástica e plástica dos solos em estudo. Além do mais, corroborou-se a viabilidade da modelagem dos resultados de DP-ME a partir da abordagem do *time-hardening*, sendo obtidos resultados promissores. O efeito da elevação da energia de compactação foi verificado por meio de diferentes perspectivas, constatando-se uma relevante influência favorável sob ambas as respostas elásticas e plásticas dos materiais, traduzindo-se no aumento de rigidez e na redução de DP acumulada. Por fim, ressalta-se que os três solos residuais demonstraram, sob uma perspectiva essencialmente experimental, um notável desempenho mecânico, tanto com relação à parcela elástica, avaliada a partir do MR, quanto relativo à parcela plástica, refletido em baixos níveis de DP e respostas adequadas quanto ao *Shakedown*.

Palavras-chave: *pavimentação; comportamento mecânico; módulo de resiliência; deformação permanente; solos residuais.*

ABSTRACT

SCHREINERT, G. G. Mechanical behavior of residual soils for pavement applications. 2021. MSc Dissertation – Post-Graduation Program in Civil Engineering: Construction and Infrastructure, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brazil.

The relevance of a broad understanding of the mechanical behavior of pavement materials, especially soils and aggregates, is already unanimous in the technical-scientific field. However, this research area still presents a series of knowledge gaps due, essentially, to the high complexity associated with how the development of elastic and plastic deformations occurs as a result of the traffic loads. It takes into account, also, materials of different properties and a wide range of influencing variables. Furthermore, there is the intrinsic difficulty involved in reproducing these mechanisms in the laboratory, considering the imposition of a particular stress state associated with cyclic loads. In this context, in order to contribute to an increasingly comprehensive and rational understanding of this area, the main objective of this research is to study the mechanical behavior of three residual soils for pavement applications, emphasizing the elastic and plastic responses from repeated load triaxial tests. For this, an extensive experimental program was developed, consisting of resilient modulus (RM) and permanent deformation (PD) tests. The PD tests also involved two methods regarding the loads imposed on the specimens – single-stage (SS) and multi-stage (MS) tests. The materials analyzed experimentally were three residual soils collected in deposits established in different locations in Rio Grande do Sul state. Two levels of compaction energy were adopted – Normal and Intermediate, defined considering the possible use of these soils as materials to compose the subgrade, subgrade reinforcement, or sub-base layers. Also, both RM and PD tests subject the materials to a wide range of stress levels, which represented another fundamental controllable variable in the experimental research program. From the proposed methodology, it was possible, primarily, to expand the database on the mechanical behavior of pavement materials, especially residual soils, typically found and used in Brazil, being fundamental as a contribution to the evolution of national mechanistic-empirical design methods. The results obtained in the RM and PD-SS tests made it possible to generate regression models of expressive quality in statistical terms, essential in the elastic and plastic characterization of the analyzed soils. Furthermore, the feasibility of modeling the PD-MS results using the time-hardening approach was confirmed, obtaining promising results. The effect of increasing the compaction energy was verified through different perspectives, indicating a relevant favorable influence on both the elastic and plastic responses of the materials, translated into an increase in stiffness and a reduction in accumulated plastic deformation. Finally, it is noteworthy that the three residual soils demonstrated, from an essentially experimental perspective, a remarkable mechanical performance, considering both the elastic response, evaluated from the RM results, and the plastic response, reflected in low levels of PD and acceptable behavior regarding Shakedown Theory.

Keywords: *pavement; mechanical behavior; resilient modulus; permanent deformation; residual soils.*

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	12
LISTA DE TABELAS.....	16
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS.....	17
1 INTRODUÇÃO	21
1.1 PROBLEMA DE PESQUISA E JUSTIFICATIVA.....	21
1.2 OBJETIVOS	23
1.2.1 Objetivo geral	23
1.2.2 Objetivos específicos	23
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO	24
2 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS EM PAVIMENTAÇÃO.....	25
2.1 ESTADO DE TENSÕES NO PAVIMENTO	26
2.2 RESPOSTA MECÂNICA DE SOLOS	27
2.3 ENSAIOS CÍCLICOS EM LABORATÓRIO.....	28
2.4 ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGAS REPETIDAS	29
2.5 COMPORTAMENTO RESILIENTE	31
2.5.1 Ensaio de módulo de resiliência.....	31
2.5.2 Fatores que afetam o módulo de resiliência	32
2.5.3 Modelagem do módulo de resiliência	34
2.6 COMPORTAMENTO PLÁSTICO.....	35
2.6.1 Ensaio de deformação permanente	35
2.6.2 Fatores que afetam a deformação permanente	37
2.6.3 Modelagem da deformação permanente.....	40
2.6.3.1 Modelagem em ensaios de DP-EU	40
2.6.3.2 Modelagem em ensaios de DP-ME	45
2.6.3.3 Teoria do <i>Shakedown</i>	49
3 METODOLOGIA.....	55
3.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL	55
3.2 MATERIAIS.....	58
3.2.1 Origem e coleta.....	61
3.2.1.1 Argissolo.....	63
3.2.1.2 Solo residual de arenito	65
3.2.1.3 Saibro de basalto.....	70
3.2.2 Caracterização física.....	72
3.2.3 Caracterização química.....	81

3.3 MÉTODOS	83
3.3.1 Moldagem dos corpos de prova	85
3.3.2 Ensaios de módulo de resiliência	90
3.3.3 Ensaios de deformação permanente	94
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	97
4.1 ENSAIOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	97
4.1.1 Análise gráfica em função do estado de tensões	98
4.1.2 Ajuste de modelos de regressão	107
4.1.3 Desempenho quanto ao comportamento resiliente	115
4.1.4 Efeito da energia de compactação	120
4.2 ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE	128
4.2.1 Ensaios em estágio único	128
4.2.1.1 Análise gráfica do acúmulo de DP	129
4.2.1.2 Análise gráfica da evolução do MR.....	138
4.2.1.3 Ajuste de modelos de regressão.....	143
4.2.1.4 Desempenho quanto ao comportamento plástico	151
4.2.1.5 Efeito da energia de compactação	162
4.2.2 Ensaios em multiestágios	170
4.2.2.1 Análise gráfica do acúmulo de DP	170
4.2.2.2 Análise gráfica da evolução do MR.....	173
4.2.2.3 Ajuste de modelos de regressão.....	175
4.3 ANÁLISES COMPLEMENTARES	180
4.3.1 Modelagem do MR a partir dos diferentes ensaios.....	180
4.3.2 Análise do número de ciclos de carga no ensaio de DP-EU	182
5 CONCLUSÕES.....	186
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	190
APÊNDICE A	203
APÊNDICE B.....	205
APÊNDICE C	210
APÊNDICE D	212
APÊNDICE E.....	215
APÊNDICE F	222
APÊNDICE G	226
APÊNDICE H	233
APÊNDICE I.....	240
APÊNDICE J	243
APÊNDICE K	245

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Estado de tensões transitório gerado pela passagem de uma carga móvel na estrutura do pavimento	26
Figura 2 - Representação da resposta mecânica de solos gerada pelas cargas cíclicas impostas pelo tráfego	27
Figura 3 - Esquema de um equipamento triaxial de cargas repetidas	30
Figura 4 - Resposta mecânica típica de um corpo de prova em função do carregamento cíclico no ensaio triaxial de cargas repetidas	30
Figura 5 - Desenvolvimento das deformações permanentes no ensaio triaxial de cargas repetidas: (a) estágio único e (b) multiestágios	36
Figura 6 - Efeito do histórico de tensões na deformação permanente evidenciado por Brown e Hyde (1975).....	38
Figura 7 - Efeito da energia de compactação sob a resposta plástica dos materiais segundo estudos de Thom e Brown (1988)	39
Figura 8 - Obtenção dos parâmetros ϵ_{pi} e TDP segundo Malysz (2009).....	43
Figura 9 - Esquema exemplificando o conceito do <i>time-hardening</i>	47
Figura 10 – Comportamentos de materiais sob cargas cíclicas segundo o conceito original da Teoria do <i>Shakedown</i>	50
Figura 11 – Curvas de acúmulo de DP sob cargas cíclicas segundo o conceito original da Teoria do <i>Shakedown</i>	51
Figura 12 - Comportamentos de materiais sob cargas cíclicas segundo a perspectiva dos estudos de Werkmeister <i>et al.</i> (2001)	53
Figura 13 - Exemplo de aplicação do modelo proposto por Dawson e Wellner (1999)	54
Figura 14 - Fluxograma do programa experimental da pesquisa	55
Figura 15 - Localização das jazidas utilizadas na coleta dos solos residuais em estudo.....	59
Figura 16 - Aspecto dos solos residuais em estudo no seu estado natural após coleta: (a) AS, (b) SA e (c) SB	60
Figura 17 - Posição geográfica detalhada dos locais de coleta dos solos.....	61
Figura 18 - Mapa geológico da região de coleta dos solos.....	62
Figura 19 - Mapa pedológico da região de coleta dos solos.....	62
Figura 20 - Registro fotográfico da coleta do AS na jazida localizada em Gravataí/RS: (a) panorama geral da jazida, (b) perfil estratigráfico do solo, (c) local exato da coleta e (d) obtenção do material.....	63
Figura 21 - Registro fotográfico da coleta do SA na jazida localizada em São Leopoldo/RS: (a) panorama geral da jazida, (b) perfil estratigráfico do solo e local exato da coleta, (c) obtenção do material e (d) aspecto do solo <i>in situ</i>	66
Figura 22 - Registro fotográfico da coleta do SB na jazida localizada em Santo Antônio da Patrulha/RS: (a) panorama geral da jazida, (b) perfil estratigráfico do solo e local exato da coleta, (c) peneiramento prévio e (d) obtenção do material	70

Figura 23 - Aspecto dos solos residuais em estudo após preparação prévia para os ensaios: (a) AS, (b) SA e (c) SB	73
Figura 24 - Curvas de distribuição granulométrica dos solos residuais em estudo.....	76
Figura 25 - Classificação dos solos AS e SA segundo a metodologia MCT	78
Figura 26 - Curvas de compactação do AS	79
Figura 27 - Curvas de compactação do SA	79
Figura 28 - Curvas de compactação do SB	80
Figura 29 - Curvas de compactação dos três solos residuais em estudo	80
Figura 30 - Detalhes da moldagem dos CPs para os ensaios mecânicos: (a) peças do molde tripartido, (b) molde tripartido montado, (c) compactação vibratória com martetele e (d) compactação dinâmica com soquete.....	86
Figura 31 - Aspecto dos materiais nos diferentes estágios da moldagem: (a) AS, (b) SA e (c) SB	89
Figura 32 - Equipamento triaxial de cargas repetidas do LAPAV/UFRGS	91
Figura 33 - Configuração do pulso de carga empregado no ensaio de MR.....	92
Figura 34 - Configuração do pulso de carga empregado no ensaio de DP.....	95
Figura 35 - Gráficos de MR <i>versus</i> σ_3 para os três solos em estudo	101
Figura 36 - Gráficos de MR <i>versus</i> σ_d para os três solos em estudo	102
Figura 37 - Gráficos de MR <i>versus</i> θ para os três solos em estudo.....	103
Figura 38 - Gráficos de MR em função de σ_3 e σ_d para o solo AS.....	104
Figura 39 - Gráficos de MR em função de σ_3 e σ_d para o solo SA.....	105
Figura 40 - Gráficos de MR em função de σ_3 e σ_d para o solo SB	106
Figura 41 - Síntese da qualidade de ajuste dos modelos de regressão gerados a partir dos ensaios de MR	110
Figura 42 - Gráficos de comparação do MR observado <i>vs</i> MR modelado: (a) modelo composto e (b) modelo universal	111
Figura 43 - Gráficos dos modelos de regressão obtidos a partir dos ensaios de MR em função de σ_3 , σ_d e θ	114
Figura 44 - Classificação resiliente do solo AS.....	116
Figura 45 - Classificação resiliente dos solos SA e SB.....	116
Figura 46 - Enquadramento da resposta resiliente dos solos estudados na análise comparativa desenvolvida a partir da base de dados empregada por Ferreira (2008): materiais (a) coesivos e (b) granulares	118
Figura 47 - Diagramas de caixa sintetizando o efeito da energia de compactação na distribuição dos resultados obtidos nos ensaios de MR	121
Figura 48 - Análise gráfica do efeito da energia de compactação no MR dos solos em função dos pares de tensões ensaiados (dados experimentais).....	123
Figura 49 - Análise gráfica do efeito da energia de compactação no MR dos solos em função dos pares de tensões ensaiados (dados modelados).....	124

Figura 50 - Variação dos coeficientes de regressão do modelo composto em função da energia de compactação para os três solos em estudo.....	127
Figura 51 - Resultados dos ensaios de DP-EU para o AS-EN	132
Figura 52 - Resultados dos ensaios de DP-EU para o AS-EI.....	132
Figura 53 - Resultados dos ensaios de DP-EU para o SA-EN	133
Figura 54 - Resultados dos ensaios de DP-EU para o SA-EI.....	133
Figura 55 - Resultados dos ensaios de DP-EU para o SB-EN.....	134
Figura 56 - Resultados dos ensaios de DP-EU para o SB-EI	134
Figura 57 - Análise comparativa dos resultados de DP-EU para os três solos nas duas energias de compactação em estudo	135
Figura 58 - Evolução do MR nos ensaios de DP-EU para o AS-EN	139
Figura 59 - Evolução do MR nos ensaios de DP-EU para o AS-EI.....	139
Figura 60 - Evolução do MR nos ensaios de DP-EU para o SA-EN	140
Figura 61 - Evolução do MR nos ensaios de DP-EU para o SA-EI.....	140
Figura 62 - Evolução do MR nos ensaios de DP-EU para o SB-EN.....	141
Figura 63 - Evolução do MR nos ensaios de DP-EU para o SB-EI	141
Figura 64 - Análise comparativa da evolução do MR nos ensaios de DP-EU para os três solos nas duas energias de compactação em estudo	142
Figura 65 - Síntese da qualidade de ajuste dos modelos de regressão gerados a partir dos ensaios de DP-EU	146
Figura 66 - Gráficos de comparação da DP observada vs DP modelada: (a) modelo de Guimarães (2009) e (b) modelo de Gu <i>et al.</i> (2016)	147
Figura 67 - Gráficos de comparação da DP observada vs DP modelada: calibração global do modelo de Gu <i>et al.</i> (2016).....	150
Figura 68 - Análise gráfica da taxa de acréscimo da DP para o AS-EN.....	153
Figura 69 - Análise gráfica da taxa de acréscimo da DP para o AS-EI.....	153
Figura 70 - Análise gráfica da taxa de acréscimo da DP para o SA-EN	154
Figura 71 - Análise gráfica da taxa de acréscimo da DP para o SA-EI.....	154
Figura 72 - Análise gráfica da taxa de acréscimo da DP para o SB-EN	155
Figura 73 - Análise gráfica da taxa de acréscimo da DP para o SB-EI.....	155
Figura 74 - Método para classificação do comportamento dos materiais quanto à Teoria do <i>Shakedown</i> a partir dos parâmetros ϵ_{pi} e TDP	157
Figura 75 - Enquadramento da resposta plástica dos solos na análise comparativa desenvolvida a partir da base de dados de Guimarães (2009) e Lima (2020) para $\sigma_3=40$ kPa	159
Figura 76 - Enquadramento da resposta plástica dos solos na análise comparativa desenvolvida a partir da base de dados de Guimarães (2009) e Lima (2020) para $\sigma_3=80$ kPa	160

Figura 77 - Enquadramento da resposta plástica dos solos na análise comparativa desenvolvida a partir da base de dados de Guimarães (2009) e Lima (2020) para $\sigma_3=120$ kPa	160
Figura 78 - Diagramas de caixa sintetizando o efeito da energia de compactação na distribuição dos resultados obtidos nos ensaios de DP-EU	163
Figura 79 - Análise gráfica do efeito da energia de compactação na DP dos solos em função dos pares de tensões ensaiados (dados experimentais).....	165
Figura 80 - Análise comparativa entre as duas energias de compactação englobando as regiões de comportamento segundo a Teoria do <i>Shakedown</i> para os três solos	167
Figura 81 - Variação dos coeficientes de regressão do modelo de Guimarães (2009) em função da energia de compactação para os três solos em estudo	168
Figura 82 - Resultados dos ensaios de DP-ME para o AS-EN.....	172
Figura 83 - Resultados dos ensaios de DP-ME para o SA-EN.....	172
Figura 84 - Resultados dos ensaios de DP-ME para o SB-EN.....	173
Figura 85 - Evolução do MR nos ensaios de DP-ME para o AS-EN	174
Figura 86 - Evolução do MR nos ensaios de DP-ME para o SA-EN	174
Figura 87 - Evolução do MR nos ensaios de DP-ME para o SB-EN	175
Figura 88 – Representação gráfica da modelagem dos resultados de DP-ME a partir do <i>time-hardening</i> para o AS-EN	177
Figura 89 - Representação gráfica da modelagem dos resultados de DP-ME a partir do <i>time-hardening</i> para o SA-EN.....	178
Figura 90 - Representação gráfica da modelagem dos resultados de DP-ME a partir do <i>time-hardening</i> para o SB-EN.....	178
Figura 91 - Gráficos de comparação entre dados observados vs modelados para os resultados de DP-ME: modelos de (a) Guimarães (2009) e (b) Gu <i>et al.</i> (2016).....	179
Figura 92 - Análise comparativa dos dados de MR e respectivos modelos obtidos a partir dos ensaios de MR, DP-EU e DP-ME para o AS-EN.....	181
Figura 93 - Análise comparativa dos dados de MR e respectivos modelos obtidos a partir dos ensaios de MR, DP-EU e DP-ME para o SA-EN.....	181
Figura 94 - Análise comparativa dos dados de MR e respectivos modelos obtidos a partir dos ensaios de MR, DP-EU e DP-ME para o SB-EN	182
Figura 95 - Análise do número de ciclos de carga no ensaio de DP-EU - Solo AS.....	183
Figura 96 - Análise do número de ciclos de carga no ensaio de DP-EU - Solo SA.....	184
Figura 97 - Análise do número de ciclos de carga no ensaio de DP-EU - Solo SB	185

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Síntese dos principais modelos de MR adotados atualmente.....	34
Tabela 2 - Síntese de modelos analíticos de DP difundidos na literatura – 1/2	41
Tabela 3 - Síntese de modelos analíticos de DP difundidos na literatura – 2/2	42
Tabela 4 - Síntese dos ensaios mecânicos integrantes do programa experimental	57
Tabela 5 - Descrição dos locais de coleta dos solos residuais em estudo	59
Tabela 6 - Síntese da caracterização física dos solos residuais em estudo.....	74
Tabela 7 - Síntese das especificações adotadas nos ensaios de compactação.....	78
Tabela 8 - Análise da composição química dos solos AS e SA	81
Tabela 9 - Síntese dos métodos adotados na pesquisa.....	84
Tabela 10 - Parâmetros e critérios adotados para aceitação dos CPs	88
Tabela 11 - Pares de tensões adotados no condicionamento dos ensaios de MR.....	92
Tabela 12 - Pares de tensões adotados nos ensaios de MR	93
Tabela 13 - Par de tensões adotado no condicionamento dos ensaios de DP.....	95
Tabela 14 - Pares de tensões adotados nos ensaios de DP	96
Tabela 15 - Síntese do ajuste de modelos de regressão a partir dos ensaios de MR.....	108
Tabela 16 - Análise estatística da dispersão dos coeficientes de regressão do modelo composto a partir da base de dados de Ferreira (2008).....	119
Tabela 17 - Síntese das análises acerca do efeito da energia de compactação no MR dos três solos em estudo.....	127
Tabela 18 - Síntese dos dados experimentais obtidos nos ensaios de DP-EU	136
Tabela 19 - Síntese do ajuste de modelos de regressão a partir dos ensaios de DP-EU.....	144
Tabela 20 - Unidades de medida adotadas na modelagem dos resultados de DP-EU.....	144
Tabela 21 - Síntese da calibração global do modelo de Gu <i>et al.</i> (2016) a partir dos resultados de DP-EU para os três solos compactados na EN	150
Tabela 22 - Síntese do enquadramento dos solos segundo a Teoria do <i>Shakedown</i>	152
Tabela 23 - Qualificação dos solos quanto aos critérios de seleção de Lima (2020).....	161
Tabela 24 - Síntese das análises acerca do efeito da energia de compactação na DP dos três solos em estudo.....	169
Tabela 25 - Síntese da modelagem dos resultados de DP-ME a partir da abordagem do <i>time-hardening</i> para os três solos compactados na EN	177

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials*

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AG:PT – *Austroroads Guide to Pavement Technology*

ANOVA – *Analysis of Variance*

ARA – *Applied Research Associates*

AS – Argissolo

ASTM – *American Society for Testing and Materials*

ATR – Afundamento de trilha de roda

BR – Brasil

c' – Coesão efetiva do solo (parâmetro de resistência ao cisalhamento)

CBR – *California Bearing Ratio*

C_c – Coeficiente de curvatura

CEN – *Comité Européen de Normalisation*

CFT – Camada final de terraplenagem

CNT – Confederação Nacional do Transporte

COPPE/UFRJ – Instituto de Pós-Graduação e Pesquisa em Engenharia da UFRJ

CP – Corpo de prova

CPRM - Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais

CTC – Capacidade de troca catiônica

C_u – Coeficiente de uniformidade

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

DP – Deformação permanente

EI – Energia Intermediária

EN – Energia Normal

EN – *European norm*

EU – Estágio único

fnN – Fator de forma

GC – Grau de compactação

GU – Grau de umidade

I₁ – Primeiro invariante de tensão

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IE – Instrução de ensaio

IG – Índice de grupo

IP – Índice de plasticidade

ISC – Índice de Suporte Califórnia

J₂ – Segundo invariante de tensão desvio

L – Comprimento da trajetória de tensões

LAGEOTEC/UFRGS – Laboratório de Geotecnologia da UFRGS

LAPAV/UFRGS – Laboratório de Pavimentação da UFRGS

LL – Limite de liquidez

LP – Limite de plasticidade

LVDT – *Linear variable differential transformer*

MCT – Miniatura, Compactada, Tropical

ME – Multiestágios

MeDiNa – Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos

MEPDG – *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*

MF – Ministério da Fazenda

MR – Módulo de resiliência

N – Número de ciclos ou repetições de carga

NZTA – *New Zealand Transport Agency*

p – Média das tensões principais

p_{atm} – Pressão atmosférica

pH – Potencial hidrogeniônico

q – Tensão desvio

R^2 – Coeficiente de determinação

R^2_{aj} – Coeficiente de determinação ajustado

RDT – *Rectilinear displacement transducer*

RLT – *Repeated Load Triaxial*

RMPA – Região Metropolitana de Porto Alegre

RS – Rio Grande do Sul

RTA – Rede Temática de Asfalto

S – Grau de saturação

S_e – Erro padrão

$S_{ót}$ – Grau de saturação ótimo de compactação

SA – Solo residual de arenito

SB – Saibro de basalto

SUCS – Sistema Unificado de Classificação de Solos

TDP – Taxa de deformação permanente

TxME – *Texas Mechanistic-Empirical Flexible Pavement Design*

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro

WBG – *World Bank Group*

δ_p – Deslocamento/afundamento permanente (plástico)

δ_r – Deslocamento/afundamento resiliente (elástico)

Δh_p – Deslocamento permanente (plástico)

Δh_r – Deslocamento resiliente (elástico)

ε_p – Deformação permanente (plástica)

ε_{pi} – Deformação permanente inicial (pós-compactação)

ε_r – Deformação resiliente (elástica)

$\varepsilon_{s,p}$ – Deformação cisalhante permanente (plástica)

θ – Somatório das tensões principais

ρ_0 – Tensão de referência (pressão atmosférica)

ρ_d – Massa específica aparente seca

$\rho_{dm\acute{a}x}$ – Massa específica aparente seca máxima de compactação

ρ_s – Massa específica real dos grãos

σ_1 – Tensão principal maior

σ_2 – Tensão principal intermediária

σ_3 – Tensão principal menor

σ_c – Tensão de confinamento

σ_d – Tensão desvio

σ_h – Tensão horizontal

σ_v – Tensão vertical

τ_{oct} – Tensão octaédrica

φ' – Ângulo de atrito efetivo do solo (parâmetro de resistência ao cisalhamento)

ω – Teor de umidade

$\omega_{ót}$ – Teor de umidade ótimo de compactação

1 INTRODUÇÃO

Nesse capítulo apresenta-se uma contextualização do problema de pesquisa e justificativa, sendo explicitadas as razões que motivaram o desenvolvimento do presente estudo. Além disso, são apresentados o objetivo geral e os objetivos específicos que orientaram a sua realização, assim como a estrutura da dissertação no que tange aos capítulos e assuntos abordados.

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA E JUSTIFICATIVA

O transporte rodoviário desempenha um papel essencial na sociedade, viabilizando não apenas o deslocamento de produtos, serviços e pessoas como também a integração entre os demais modais de transporte. No Brasil, em particular, esse protagonismo é ainda mais expressivo, visto que as rodovias são responsáveis pela movimentação de aproximadamente 95% dos passageiros e mais de 60% das cargas que circulam em todo país, números esses que retratam a maior predominância do modal rodoviário entre as principais economias mundiais de extensão territorial semelhante (CNT, 2021; WBG, 2017). A greve geral dos caminhoneiros em 2018, por exemplo, traduziu claramente essa forte dependência, uma vez que somente 11 dias de paralização foram suficientes para causar um prejuízo estimado de R\$ 15,9 bilhões para a economia brasileira, gerando uma crise no abastecimento de produtos e serviços (MF, 2018).

Dentre os diversos elementos constitutivos da infraestrutura rodoviária, o pavimento apresenta um papel crucial na materialização do propósito de toda e qualquer rodovia, o qual é garantir aos usuários um meio de transporte com conforto, segurança e economia. Esses três fatores são diretamente impactados pelo seu desempenho, transpassado aos usuários por meio da qualidade e regularidade da superfície de rolamento. Nesse contexto, surge o principal desafio no campo da pavimentação – assegurar o adequado dimensionamento e posterior gestão da estrutura do pavimento durante sua vida útil, de modo a evitar o surgimento precoce de patologias e, consequentemente, atender parâmetros satisfatórios de serventia ao usuário.

Atualmente, nessa conjuntura de anseio por metodologias mais racionais e eficientes quanto ao dimensionamento e gerenciamento de pavimentos, a comunidade técnico-científica no âmbito da pavimentação, a nível mundial, não vem medindo esforços necessários a evolução dos

métodos ditos empíricos para os mecanístico-empíricos. No Brasil, esses esforços se refletem principalmente no atual desenvolvimento do novo método mecanístico-empírico de dimensionamento nacional – o MeDiNa, e também em projetos ou redes de pesquisa envolvendo essencialmente universidades e centros de pesquisas, como é o caso da Rede Temática de Asfalto, de abrangência nacional, na qual a presente pesquisa está inserida.

Desde os primeiros estudos consistentes sobre os conceitos de deformabilidade em pavimentos, a avaliação do comportamento mecânico de solos e agregados a serem adotados é considerada primordial no dimensionamento e consolidação de estruturas que atendam tecnicamente ao propósito idealizado em projeto ao longo de sua vida útil. O módulo de resiliência permanece sendo o parâmetro mecânico mais estudado na pavimentação moderna, fato esse justificável, visto que está diretamente relacionado à rigidez e à capacidade de suporte dos materiais, assim como rege a resposta estrutural das camadas e do pavimento como um todo, frente aos variados carregamentos impostos pelo tráfego. A relevância do estudo da deformação permanente, por outro lado, provém de seu significativo papel como mecanismo de deterioração estrutural e funcional, que se reflete, sobretudo, na consolidação de afundamentos superficiais no pavimento e, conseqüentemente, na perda de serventia, conforto e segurança ao usuário.

Esse âmbito de pesquisa, contudo, ainda apresenta uma série de lacunas de conhecimento, em função, essencialmente, da elevada complexidade associada ao modo como se dá a ocorrência das deformações elásticas e plásticas, levando em consideração, ainda, materiais de diferentes propriedades e uma vasta gama de variáveis influentes. Ademais, acrescenta-se a inerente dificuldade envolvida na reprodução desses mecanismos em laboratório, tendo em conta a imposição de um singular estado de tensões abrangendo cargas cíclicas.

Nesse contexto, o presente trabalho contempla o estudo do comportamento mecânico de três solos residuais para emprego em pavimentação, com ênfase na avaliação das respostas elásticas e plásticas dos materiais a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas. Com isso, além das diversas análises envolvendo tópicos relevantes à temática, possibilitadas pelo amplo programa experimental desenvolvido, proporcionou-se também uma vasta caracterização mecânica dos solos, podendo contribuir na expansão da base de dados nacional acerca do comportamento de materiais para pavimentação, em especial dos solos residuais, além de garantir o fomento de estudos futuros abrangendo conjuntamente os resultados obtidos em ensaios acelerados com o simulador de tráfego nas pistas experimentais do LAPAV/UFRGS.

1.2 OBJETIVOS

Os objetivos da pesquisa relatada nessa dissertação foram classificados em geral e específicos, estando esses descritos a seguir.

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral da pesquisa foi estudar o comportamento mecânico de três solos residuais para emprego em pavimentação, com ênfase na análise das respostas elásticas e plásticas dos materiais a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas.

1.2.2 Objetivos específicos

No propósito de alcançar o objetivo geral recém citado, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- a) expandir a base de dados acerca do comportamento mecânico de materiais de pavimentação, em especial dos solos residuais, tipicamente encontrados e empregados no Brasil;
- b) realizar a modelagem da resposta mecânica dos solos a partir do ajuste por regressão de diferentes modelos de módulo de resiliência e deformação permanente presentes na literatura, sendo avaliado o poder explicativo desses;
- c) avaliar o desempenho mecânico dos solos residuais em estudo para emprego em pavimentação por meio de diversas abordagens, incluindo a qualificação do comportamento plástico dos materiais à luz da Teoria do *Shakedown*;
- d) analisar a influência da energia de compactação no comportamento mecânico (resiliente e plástico) dos solos estudados através de diferentes perspectivas;
- e) verificar a viabilidade da modelagem da deformação permanente em ensaios triaxiais de cargas repetidas executados em multiestágios, a partir da abordagem do *time-hardening*;
- f) estudar o efeito do histórico de tensões na resposta mecânica dos solos em análise, sob a perspectiva conjunta dos ensaios de MR, DP-EU e DP-ME;
- g) proporcionar uma ampla caracterização mecânica dos três solos residuais, visando fomentar análises futuras abrangendo resultados obtidos em ensaios acelerados com o simulador de tráfego nas pistas do LAPAV/UFRGS.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho divide-se em cinco capítulos, cujos conteúdos são descritos sumariamente a seguir. Neste primeiro capítulo foi apresentada uma contextualização do problema de pesquisa e justificativa, sendo explicitadas as razões que motivaram o desenvolvimento do presente estudo. Além disso, evidenciou-se o objetivo geral e os objetivos específicos que orientaram a sua realização

O segundo capítulo destina-se à apresentação dos aspectos mais relevantes com relação ao comportamento mecânico, em especial dos solos, considerando o emprego desses em camadas estruturais de pavimentos. Desse modo, suas seções abrangem aspectos relacionados à resposta mecânica de solos em termos de tensões e deformações, ensaios adotados na reprodução dessa resposta em laboratório e conceitos quanto à compreensão e modelagem dos comportamentos elástico e plástico desses materiais.

No terceiro capítulo são descritos de forma detalhada o programa experimental, os materiais e os métodos adotados para alcançar os objetivos geral e específicos da pesquisa.

No quarto capítulo são apresentados os resultados obtidos a partir da metodologia adotada, bem como as respectivas análises sob diferentes abordagens. Quanto à sua estruturação, optou-se pela segmentação do conteúdo em três seções. As duas primeiras abrangem de maneira detalhada os resultados alcançados por meio dos ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente, respectivamente. Na terceira seção são contempladas análises complementares realizadas.

Por fim, o quinto capítulo sintetiza as conclusões obtidas a partir das diferentes etapas da pesquisa.

2 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS EM PAVIMENTAÇÃO

Desde os primeiros estudos consistentes sobre os conceitos de deformabilidade em pavimentos, cabendo destacar o revolucionário trabalho de Hveem (1955), a avaliação do comportamento mecânico de solos e agregados (*unbound materials*, na literatura internacional) a serem adotados é considerada primordial no dimensionamento e consolidação de estruturas que atendam tecnicamente ao propósito idealizado em projeto ao longo de sua vida útil. Desse modo, este capítulo destina-se à apresentação dos aspectos mais relevantes com relação ao comportamento mecânico, em especial dos solos, considerando o emprego desses em camadas estruturais de pavimentos.

Os conceitos acerca da “resiliência” em pavimentação foram introduzidos na década de 50, com o desenvolvimento do equipamento de cargas repetidas realizado por Seed e Fead (1959), enquanto no Brasil os estudos nesse âmbito ganharam força somente no final da década de 70, tendo como principal marco a implantação do ensaio triaxial de cargas repetidas no laboratório de geotecnia da COPPE/UFRJ em 1977 (MEDINA e MOTTA, 2015). Embora não seja mais uma prática nova, o emprego do ensaio triaxial cíclico na caracterização mecânica de materiais e conseguinte obtenção de parâmetros para dimensionamento ainda está em crescimento no Brasil. Esse fato pode ser relacionado, sobretudo, à existência de poucos equipamentos em operação (sendo esses restritos em grande parte a laboratórios e centros de pesquisa) e também ao aspecto dito cultural no campo da pavimentação, visto que a consolidação desses conceitos é obstada pela “cultura” do CBR, dada sua simplicidade quanto à execução e compreensão.

Nesse último quesito, cabe mencionar a notável *Rankine Lecture* de Brown (1996), na qual o pesquisador expôs, a partir de uma perspectiva fundamentalmente teórica, constatações marcantes acerca do CBR. Dentre essas, destaque-se o fato de o ensaio ser, em essência, de cisalhamento, sendo o estado de tensões efetivas no interior do cilindro CBR desconhecido. Ademais, não há controle de drenagem durante o ensaio. Logo, evidencia-se que não existe uma relação direta entre o CBR e as propriedades de resistência e deformabilidade dos materiais.

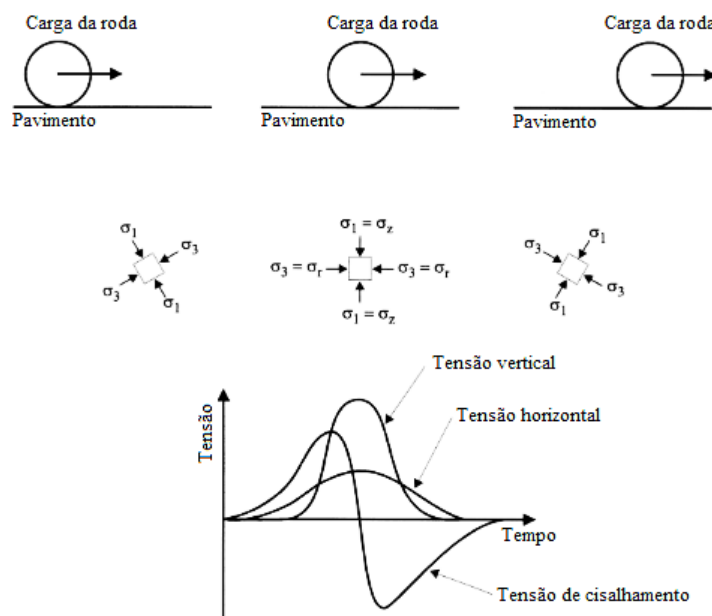
Dito isso, as seções a seguir abrangem aspectos relacionados à resposta mecânica de solos em termos de tensões e deformações, ensaios adotados na reprodução dessa resposta em laboratório e conceitos quanto à compreensão e modelagem dos comportamentos elástico e plástico.

2.1 ESTADO DE TENSÕES NO PAVIMENTO

O estado de tensões induzido no interior de um pavimento como resposta aos carregamentos do tráfego é bastante complexo. Um dado elemento inserido em sua estrutura é submetido a pulsos de carga, cada um consistindo em componentes de tensão vertical, horizontal e de cisalhamento. Essas tensões são transitórias e se transformam no decorrer da passagem do carregamento, ou seja, da roda de um veículo (LEKARP *et al.*, 1996). A Figura 1 apresenta as tensões atuantes em um elemento do subleito ou de uma camada qualquer do pavimento, em função da posição de uma carga móvel. Observa-se que quando a carga está verticalmente acima do elemento, tem-se as tensões normais principais, vertical ($\sigma_1 = \sigma_v$) e horizontal ($\sigma_3 = \sigma_h$). Nessa condição, as tensões de cisalhamento são nulas. Com a variação de posição da carga, contudo, ocorre a rotação dos planos principais, resultando em tensões cisalhantes, cujos valores podem ser determinados a partir do círculo de Mohr (MEDINA e MOTTA, 2015).

O amplo conhecimento dessa resposta mecânica frente aos carregamentos cíclicos oriundos do tráfego é de suma importância na caracterização dos materiais para pavimentação. Sabe-se que essas tensões geradas pelas cargas dos veículos são gradativamente absorvidas através das diferentes camadas do pavimento, de modo que cada material, para ser passível de utilização na estrutura, deve necessariamente apresentar propriedades mecânicas compatíveis com as solicitações impostas a cada camada em determinada profundidade (SANTOS, 2020).

Figura 1 – Estado de tensões gerado por uma carga móvel na estrutura do pavimento



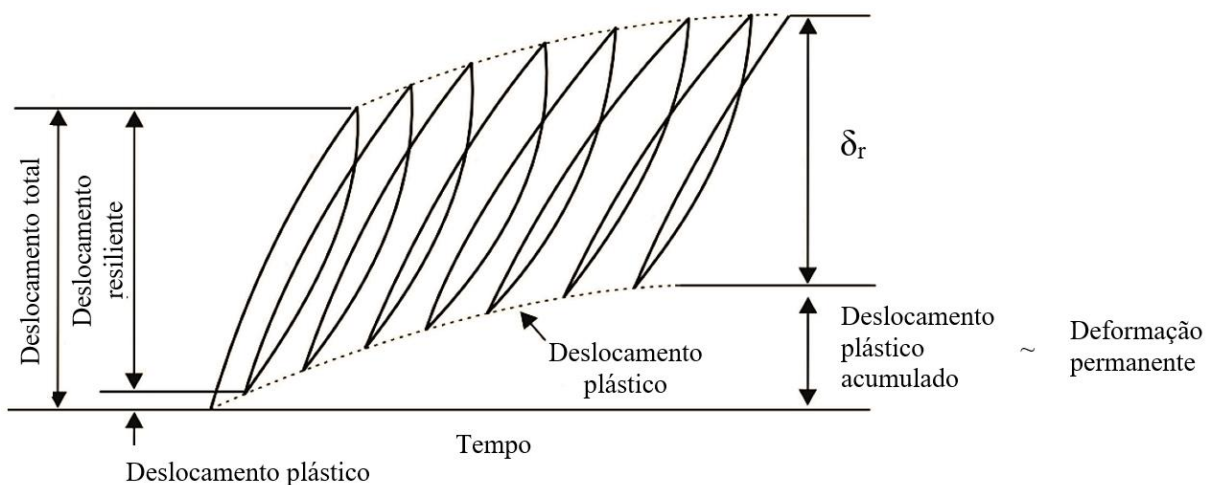
Fonte: adaptado de Lekarp e Dawson (1998)

2.2 RESPOSTA MECÂNICA DE SOLOS

A solicitação de um pavimento flexível por cargas impostas pelo tráfego origina deformações nos materiais, em especial nos solos, compostas por duas parcelas – resilientes ou elásticas (ϵ_r) e permanentes ou plásticas (ϵ_p). Segundo Medina e Motta (2015), pesquisadores pioneiros no estudo da deformabilidade em pavimentos, como o já referenciado Hveem (1955), preferiram o termo deformação resiliente ao invés de elástica, sob o argumento de que estas deformações, no caso de materiais de pavimentação, são muito maiores em comparação aos demais sólidos elásticos comumente estudados em engenharia (concreto, aço, madeira, etc.). Ademais, em outras palavras, resiliência se traduz na energia armazenada em um corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações.

Visando uma melhor compreensão, a Figura 2 representa essa resposta mecânica, em termos de deslocamentos/deformações, gerada pelos carregamentos cíclicos impostos pela passagem de veículos. Como pode ser observado, embora o deslocamento plástico durante somente um ciclo de carga seja normalmente apenas uma fração do deslocamento total produzido, o acúmulo de um grande número desses pequenos deslocamentos permanentes pode levar um determinado material e, possivelmente, o pavimento como um todo a uma eventual ruptura refletida em afundamentos de trilha de roda excessivos (LEKARP e DAWSON, 1998).

Figura 2 – Representação da resposta mecânica de solos gerada pelas cargas cíclicas impostas pelo tráfego



Fonte: adaptado de Bernucci *et al.* (2010)

2.3 ENSAIOS CÍCLICOS EM LABORATÓRIO

A partir dessa complexidade inerente ao comportamento mecânico de solos no tocante ao estado de tensões imposto e conseqüente resposta em termos de deformações, conforme detalhado nas Figuras 1 e 2, surge um outro grande desafio nesse âmbito de pesquisa – a reprodução desses mecanismos por meio de ensaios em laboratório. Tendo em vista que uma importante questão no estudo do comportamento de materiais é a adequada definição de equipamentos e rotinas experimentais que reproduzam de modo mais realista possível o cenário em campo, vários tipos de ensaios já foram desenvolvidos com o intuito de analisar as respostas mecânicas de solos e agregados sob condições estáticas e dinâmicas. Entre esses, cabe citar o amplamente difundido ensaio triaxial de cargas repetidas (*repeated load triaxial test*) (SHAW, 1980), o ensaio *hollow cylinder* cíclico (CHAN, 1990; BERNARDES, 2008), o ensaio *K-Mould* (SEMMELINK *et al.*, 1997) e, por fim, os equipamentos *Spring-box* (EDWARDS *et al.*, 2004) e *Fastcell* (SEYHAN e TUTUMLUER, 1999). Ressalta-se que, apesar de todos visarem a análise das deformações elásticas e plásticas dos materiais, cada ensaio apresenta vantagens e desvantagens particulares, as quais devem ser ponderadas na definição do procedimento mais adequado em cada caso.

Segundo Bernardes (2008), o *hollow cylinder* é atualmente o único equipamento que possibilita englobar de modo concomitante o carregamento axial, torque e pressões interna e externa a partir de condições de tensões controladas impostas a um corpo de prova tubular, tornando viável, assim, o total domínio da direção das tensões principais em uma superfície. Com isso, o ensaio proporciona a efetivação do mecanismo de rotação das tensões principais, simulando o estado de tensões representado na Figura 1. Além do mais, a magnitude e a direção das tensões principais maior e menor podem ser controladas em conjunto à magnitude da tensão principal intermediária. No entanto, salienta-se que as diversas dificuldades intrínsecas tanto à obtenção ou montagem do equipamento, quanto à preparação e execução do ensaio impediram uma maior disseminação do *hollow cylinder* no meio científico.

Nesse contexto, considerando a relevância da seleção de equipamentos e procedimentos de caráter simultaneamente representativo e acessível, surge o vastamente difundido ensaio triaxial de cargas repetidas, o qual permite, conforme a rotina experimental praticada, executar ambos os ensaios de módulo de resiliência (MR) e de deformação permanente (DP). Tendo em conta que a caracterização mecânica dos solos desta pesquisa foi realizada integralmente por meio desse ensaio, a seção a seguir descreve os conceitos e aspectos considerados pertinentes.

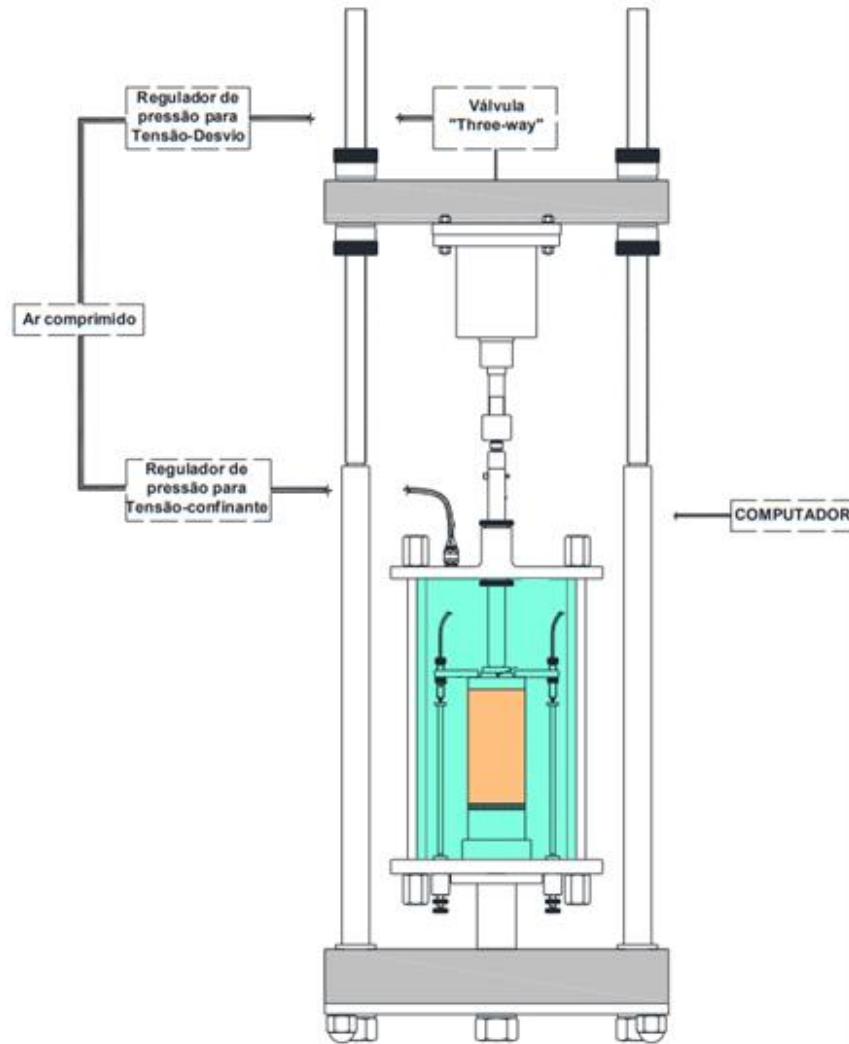
2.4 ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGAS REPETIDAS

De modo a se obter a caracterização mecânica, em termos de deformabilidade, dos materiais empregados em pavimentação, foi desenvolvido o ensaio triaxial de cargas repetidas, tendo como principal referência o tradicional ensaio de compressão triaxial, segundo a Mecânica dos Solos clássica (BISHOP e HENKEL, 1962). Em síntese, o ensaio consiste na aplicação de uma carga vertical em um corpo de prova cilíndrico confinado, em ciclos com intervalos de repouso (geralmente envolvendo frações de segundo). Em outras palavras, submete-se o CP, envolto por uma membrana impermeável, a uma tensão confinante (σ_3), estática ou cíclica, em conjunto a uma tensão desvio (σ_d), necessariamente cíclica, registrando-se os deslocamentos gerados pelos carregamentos, sendo que o ensaio pode ser realizado com ou sem drenagem. De certa forma, a frequência de aplicação das cargas está relacionada ao volume de tráfego, enquanto a amplitude e o tempo de pulso dependem da velocidade dos veículos e da profundidade em que se calculam as tensões e deformações produzidas (MEDINA e MOTTA, 2015).

A principal limitação do ensaio triaxial de cargas repetidas está no controle restrito somente às tensões principais. Ainda, soma-se o fato que, devido ao arranjo axissimétrico do ensaio, duas dessas tensões principais são necessariamente iguais (ou seja, $\sigma_2 = \sigma_3$). Logo, fica inviável a completa simulação da rotação das tensões principais junto à inversão das tensões cisalhantes, conforme demonstrado na Figura 1. Entretanto, Medina e Motta (2015) comentam que, apesar dessas limitações intrínsecas ao modo como foi idealizado, o ensaio triaxial de cargas repetidas segue sendo o que melhor contempla uma simulação representativa do estado de tensões em campo sem deixar de lado, simultaneamente, o caráter prático e acessível, fundamental no âmbito experimental.

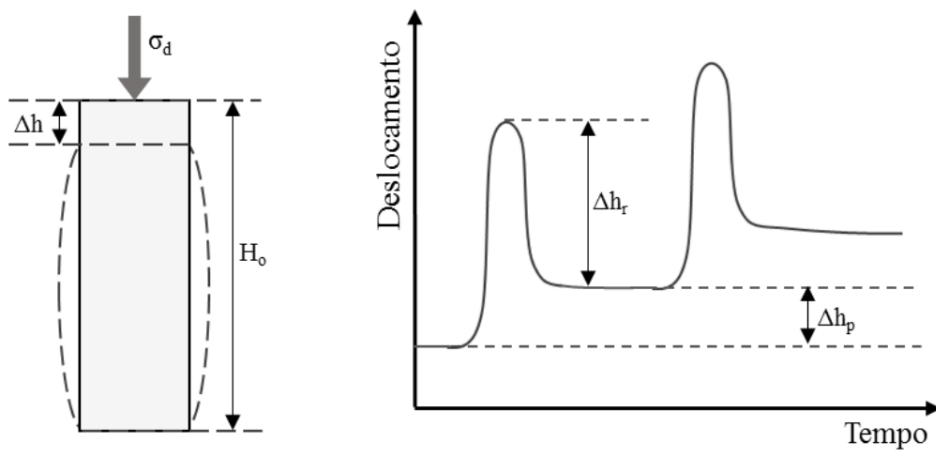
Buscando um melhor entendimento do exposto até então, a Figura 3 apresenta o esquema de um equipamento triaxial de cargas repetidas (baseado no equipamento existente no laboratório da COPPE/UFRJ), enquanto a Figura 4 demonstra a resposta mecânica típica de um corpo de prova submetido ao ensaio triaxial cíclico. Como é possível verificar, conforme já relatado na seção 2.2, a resposta gerada em cada ciclo de carga pode ser dividida em duas componentes: deslocamento elástico (Δh_r) e deslocamento plástico (Δh_p). A soma de ambas compõe o deslocamento axial total para cada aplicação de tensão desvio ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$). Essas duas parcelas – elástica e plástica – são foco dos ensaios de MR e de DP, respectivamente, os quais são discutidos de maneira mais aprofundada nas seções 2.5 e 2.6 a seguir.

Figura 3 – Esquema de um equipamento triaxial de cargas repetidas



Fonte: DNIT (2018a)

Figura 4 – Resposta mecânica típica de um corpo de prova em função do carregamento cíclico no ensaio triaxial de cargas repetidas



Fonte: Malysz (2009)

2.5 COMPORTAMENTO RESILIENTE

O comportamento resiliente de materiais para pavimentação, incluindo os solos, permanece sendo a propriedade mecânica mais estudada na pavimentação moderna, fato esse justificável, visto que está diretamente relacionado à rigidez e à capacidade de suporte dos materiais, assim como rege a resposta estrutural das diferentes camadas e do pavimento como um todo frente aos variados carregamentos impostos pelo tráfego. Além do mais, a modelagem do módulo de resiliência (MR) a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas representa uma ferramenta fundamental na caracterização elástica não-linear de materiais em análises estruturais. Dito isso, os itens a seguir descrevem aspectos pertinentes quanto ao estudo do MR em solos para pavimentação.

2.5.1 Ensaio de módulo de resiliência

Por definição, conforme já mencionado, o MR é considerado basicamente o parâmetro que caracteriza o comportamento elástico dos materiais sob carregamento cíclico. Segundo Li e Selig (1994), em outras palavras, o MR é reconhecido por apresentar uma noção da rigidez elástica de solos e agregados, ou seja, quanto mais deformável, menor será o seu módulo de resiliência.

Quanto ao ensaio, esse consiste, de maneira resumida, na aplicação de uma tensão estática de confinamento (σ_3) a um CP cilíndrico do material em estudo, o qual é submetido conjuntamente a um carregamento axial cíclico, sendo então registradas as deformações elásticas (designadas resilientes) decorrentes da tensão vertical gerada em cada pulso de carga (σ_d). A partir disso, consegue-se avaliar o módulo de resiliência, associado diretamente à rigidez do material frente a diferentes níveis de tensões impostos pelos esforços do tráfego à estrutura do pavimento. Destaca-se que o valor de MR é dado pela razão entre a tensão desvio e sua respectiva deformação resiliente, conforme mais bem detalhado no item 3.3.2.

Enfim, cabe lembrar que, além dos diferentes aspectos relevantes já abordados, o módulo de resiliência também condiciona a vida útil das camadas superficiais mais rijas ao fenômeno do trincamento por fadiga, considerado possivelmente o defeito de maior recorrência em rodovias brasileiras (MEDINA e MOTTA, 2015).

2.5.2 Fatores que afetam o módulo de resiliência

Segundo Li e Selig (1994), os aspectos que influenciam significativamente o comportamento resiliente dos solos podem ser agrupados em três categorias: (a) condição de carregamento e estado de tensões; (b) natureza do solo; e (c) estado físico do solo. O primeiro grupo está relacionado às solicitações de tensões repetidamente aplicadas, simulando a ação do tráfego em determinada estrutura de pavimento. O segundo grupo refere-se à constituição mineralógica, plasticidade da fração fina, textura das partículas, arranjo estrutural das partículas e possíveis ligações de cimentação natural. Por fim, o terceiro grupo é representado, em suma, pelo teor de umidade e pela massa específica aparente seca do material.

Lekarp *et al.* (2000a), em uma revisão do estado da arte acerca do estudo da resposta resiliente, em específico de materiais granulares, relatam que o MR é influenciado, em geral, pelos seguintes fatores: estado de tensões, peso específico aparente seco, granulometria relacionada ao teor de finos e tamanho máximo de grãos, teor de umidade, histórico de tensões e número de ciclos de carga, tipo de agregado e formato das partículas e, por fim, duração, frequência e sequência das cargas cíclicas.

Medina e Preussler (1980) afirmam que os solos arenosos apresentam comportamento resiliente governado quase que exclusivamente pela tensão confinante (σ_3), sendo pouco afetados pela tensão desvio (σ_d), ao passo que os solos argilosos apresentam o módulo de resiliência dependente predominantemente da tensão desvio, sendo pouco influenciados pela tensão confinante. Em ambos os casos, o MR é dito diretamente proporcional à tensão confinante e inversamente proporcional à tensão desvio, ou seja, um aumento em σ_3 gera um acréscimo no MR, enquanto um aumento em σ_d proporciona uma redução no MR.

Com relação ao efeito do histórico de tensões, o crescimento do número de ciclos de carga pode gerar tanto um aumento quanto uma diminuição nos valores de MR, sendo esse comportamento influenciado pelo índice de vazios crítico, densidade e grau de saturação, assim como pela magnitude da tensão desvio atuante. Em geral, com base na literatura, as deformações resilientes em solos argilosos tendem a diminuir com o acréscimo do número de ciclos de carga, possivelmente em função de um enrijecimento do material associado a um aumento do peso específico seco e rearranjo estrutural das partículas. Nesse sentido, Ribeiro (2013) constatou o aumento da magnitude dos valores de MR estimados após o ensaio de deformação permanente

em um solo arenoso laterítico. Conclusões semelhantes também foram encontradas nas amplas pesquisas de Guimarães (2001, 2009) e Lima (2016).

Ainda referente ao efeito do histórico de tensões, Motta (1991) afirma que não somente a deformação permanente, mas também a deformação resiliente de solos argilosos se alteram com o número de aplicações de carga e com a intensidade da tensão desvio imposta. Para solos granulares, de acordo com Preussler (1978), o módulo de resiliência pode tanto aumentar como diminuir com o número de ciclos de carga, alegando que essa variação depende diretamente de um índice de vazios crítico do material.

Os processos pedogenéticos aos quais um solo pode ser submetido ao longo de sua formação constituem fatores que, de certa forma, influenciam no seu comportamento resiliente. Para Ceratti *et al.* (2004), solos lateríticos, presente em 70% do território brasileiro, compactados no teor de umidade ótimo, geralmente, apresentam excelente comportamento para emprego em subleito, visto exibirem altos valores de MR. Em contrapartida, solos saprolíticos apresentam comportamento inferior, com valores de MR menores. Bernucci (1995) afirma que o solo laterítico apresenta uma natureza mineralógica que contribui favoravelmente quanto à deformabilidade, visto que os óxidos hidratados de ferro e alumínio agem como agentes cimentantes, produzindo um efeito de maior resistência e estabilidade nesses solos.

O efeito das condições de compactação (método, energia e umidade) na deformabilidade de solos para pavimentação é apresentado por diversos pesquisadores (SVENSON, 1980; WERK, 2000; CERATTI *et al.*, 2004; HOFF *et al.*, 2004). O aumento da energia de compactação resulta em um acréscimo na densidade do material, melhorando sua resistência e deformabilidade, visto ocorrer uma maior interação entre as partículas. Segundo Bernucci (1995), esse aumento da energia de compactação gera um aumento significativo no módulo resiliente de solos lateríticos. O mesmo aspecto foi constatado por Marangon (2004), para solos finos lateríticos argilosos da região de Minas Gerais. Zago (2016) verificou que o aumento da energia de compactação, de Proctor Normal para Proctor Intermediário, resultou em uma redução das deformações permanentes e um acréscimo de 78,8% no valor do módulo resiliente médio de um solo argiloso da região central do Rio Grande do Sul. Ao estudar o horizonte B de um solo residual de origem basáltica do mesmo estado, Pascoal (2020) observou, para uma mesma variação de energia de compactação (Normal para Intermediária), um ganho de cerca de 60% no módulo de resiliência e uma redução de 85% na deformação permanente do material.

Ceratti *et al.* (2004) apresentaram um estudo complementar relatado por Werk (2000) acerca do efeito do método de compactação (estática, pisoteamento e dinâmica) e do teor de umidade no módulo resiliente de um solo laterítico argiloso. Analisando-se os dados apresentados pelos autores, verifica-se que as amostras compactadas por pisoteamento apresentaram os menores módulos de resiliência em todas as condições de umidade ensaiadas. Os corpos de prova compactados 2% acima do teor de umidade ótimo não exibiram significativa variação quanto ao método de compactação adotado. Em contrapartida, as amostras ensaiadas na umidade ótima e no ramo seco apresentaram diferentes valores de MR em função do método de compactação, com destaque para a compactação estática que evidenciou os valores mais relevantes.

2.5.3 Modelagem do módulo de resiliência

Como visto, inúmeros são os fatores que podem influenciar na resposta resiliente de solos empregados em pavimentação, surgindo, assim, a necessidade de realizar a modelagem desse comportamento. Nesse intuito, são muitos os modelos matemáticos existentes na literatura, abrangendo as mais diferentes variáveis de entrada. Além de serem ferramentas fundamentais na caracterização elástica não-linear de materiais em análises estruturais, os modelos calibrados e seus respectivos coeficientes conduzem a conclusões pertinentes acerca do efeito do estado de tensões na resposta resiliente dos solos. Dito isso, a Tabela 1 apresenta uma síntese dos principais modelos matemáticos adotados atualmente, com enfoque naqueles que levam em consideração essencialmente o estado de tensões ao qual o material está submetido.

Tabela 1 – Síntese dos principais modelos de MR adotados atualmente

Modelo	Referência
$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	(HICKS, 1970)
$MR = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	(SVENSON, 1980)
$MR = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	(HICKS, 1970)
$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$	(MACEDO, 1996)
$MR = k_1 p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1\right)^{k_3}$	(ARA, 2004)

2.6 COMPORTAMENTO PLÁSTICO

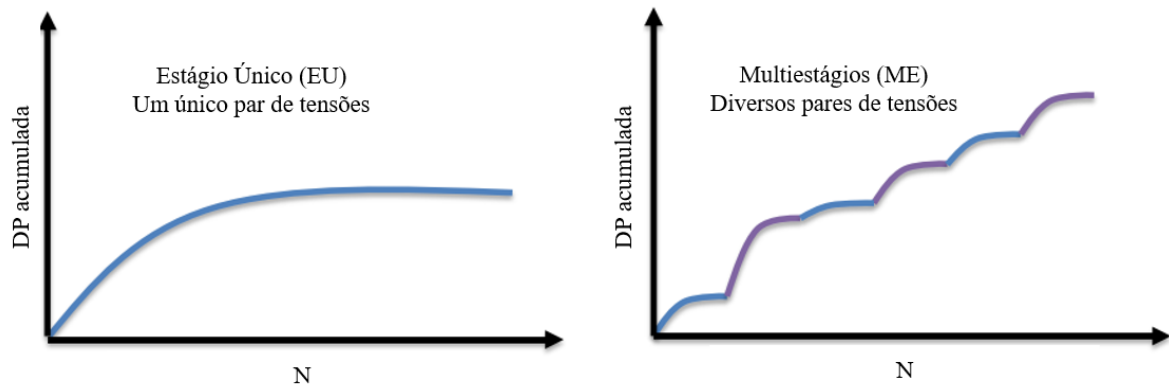
A relevância do estudo do comportamento plástico de materiais em pavimentação, em especial dos solos, surge de seu significativo papel como mecanismo de deterioração estrutural e funcional, que se reflete, sobretudo, na consolidação de afundamentos superficiais no pavimento e, conseqüentemente, na perda em termos de serventia, conforto e segurança sob a perspectiva do usuário. Além do mais, a modelagem da deformação permanente (DP) a partir de ensaios triaxiais cíclicos representa uma ferramenta fundamental na caracterização dos materiais em métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos. Dito isso, os itens a seguir descrevem aspectos pertinentes quanto ao estudo da DP em solos para pavimentação.

2.6.1 Ensaio de deformação permanente

Conforme mais bem abordado no item 3.3, o ensaio de DP apresenta diversas similaridades com relação ao ensaio de MR, sendo ambos possibilitados pelo mesmo procedimento designado como ensaio triaxial de cargas repetidas, o qual submete o material ao estado de tensões já descrito nos itens anteriores. Contudo, visto que possuem objetivos diferentes, esses ensaios apresentam rotinas experimentais e outros aspectos também divergentes. Distintivamente do ensaio de MR, cujo interesse é o comportamento elástico do material em estudo, o ensaio de DP visa avaliar a evolução das deformações plásticas acumuladas frente a um grande número de ciclos de carregamento, simulando o desempenho do material a longo prazo, no decorrer da vida útil do pavimento, considerando os diversos níveis de tensões impostos pelo tráfego.

Destaca-se que a rotina experimental do ensaio de DP depende do método de carregamento empregue – em estágio único (EU) ou multiestágios (ME), conforme Figura 5. Nos ensaios de DP-EU, a amostra é submetida a um único estágio de N ciclos de carga, ou seja, é imposto um mesmo nível de tensões durante todo o ensaio. Nos ensaios de DP-ME, por outro lado, uma única amostra é submetida a uma seqüência de estágios de N ciclos cada. Em ambos os casos, a partir dos valores de deslocamentos plásticos obtidos durante o ensaio, estimava-se a contínua evolução da deformação permanente em função do número de repetições de carga. Ainda, pode ser realizado o acompanhamento dos deslocamentos elásticos, sendo registrada também a evolução do MR dos materiais com o número de ciclos.

Figura 5 – Desenvolvimento das deformações permanentes no ensaio triaxial de cargas repetidas: (a) estágio único e (b) multiestágios



Fonte: Rahman (2015)

Rahman (2015) ressalta que, pelo fato do ensaio de DP-ME aplicar vários pares de tensões a uma única amostra, esse proporciona as seguintes vantagens: (a) inclui o efeito do histórico de tensões, (b) reduz o tempo, consumo e esforço necessários para estudar a influência de vários níveis de carga e (c) reduz a dispersão experimental usualmente associada ao ensaio de vários corpos de prova. Portanto, considerando um estudo abrangente do comportamento mecânico de um certo material, o ensaio em ME se torna uma alternativa mais conveniente. No entanto, a modelagem da resposta plástica, nesse caso, demanda uma maior complexidade, visto que os modelos típicos de DP não podem ser aplicados diretamente aos resultados de DP-ME.

Tendo em vista o caráter mais recente do ensaio de DP no âmbito técnico-científico, quando comparado ao ensaio de MR, ainda há diversas discrepâncias quanto aos procedimentos e especificidades relacionadas ao equipamento, instrumentação e coleta de dados. Sendo assim, buscando-se esclarecer melhor esse aspecto, elaborou-se uma ampla análise comparativa das normas vigentes acerca do ensaio de DP no equipamento triaxial cíclico e suas respectivas especificações, conforme tabelas no Apêndice L. Essa análise englobou as seguintes normas:

- a) DNIT 179/2018 – IE: Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio (DNIT, 2018b);
- b) EN 13286-7: Unbound and hydraulically bound mixtures - Part 7: Cyclic load triaxial test for unbound mixtures (CEN, 2004);
- c) AG:PT/T053: Determination of permanent deformation and resilient modulus characteristics of unbound granular materials under drained conditions (AUSTROADS, 2007);
- d) NZTA T15:2014 – Specification for repeated load triaxial (RLT) testing for pavement materials (NZTA, 2014).

2.6.2 Fatores que afetam a deformação permanente

Um dos principais critérios adotados no dimensionamento de pavimentos flexíveis é a limitação do desenvolvimento de deformações permanentes excessivas na estrutura. Embora a medição da profundidade do ATR seja considerada uma tarefa relativamente simples, a previsão da sua evolução com o tempo, por outro lado, é extremamente complexa. O problema não é apenas caracterizar os materiais envolvidos, mas também avaliar o efeito das condições ambientais e estimar a distribuição de tensões apropriada durante toda a vida útil do pavimento. O primeiro passo para entender o importante papel dos solos e agregados no desempenho do pavimento é avaliar a natureza desses quanto a deformações plásticas (LEKARP *et al.*, 2000b).

Dito isso, de acordo com Guimarães (2009), os principais fatores que afetam a deformação permanente em solos são:

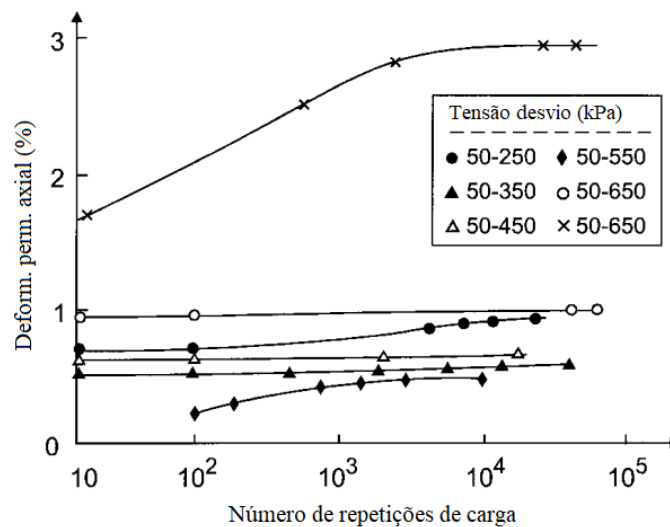
- a) tensões: estado de tensões, rotação das tensões principais com o deslocamento da carga do veículo e histórico de tensões;
- b) carregamento: magnitude, número de ciclos, duração, frequência e sequência de cargas;
- c) umidade: teor de umidade, permeabilidade, grau de saturação, sucção e geração de poro-pressão;
- d) agregados/grãos: tipo e forma das partículas, granulometria, porcentagem de finos, tamanho máximo dos grãos e massa específica real dos grãos.

Segundo Lekarp *et al.* (2000b), em uma revisão do estado da arte acerca do estudo da resposta plástica, em específico de materiais granulares, a deformação permanente é influenciada, em geral, pelos seguintes fatores: estado de tensões, número de aplicações de carga, reorientação das tensões principais, histórico de tensões, teor de umidade (sucção), grau de compactação, teor de finos, forma da partícula e distribuição granulométrica.

No tocante à influência do estado de tensões na resposta plástica de solos, o efeito da tensão desvio é provavelmente o mais representativo, gerando um marcante aumento no acúmulo de deformações permanentes diante das cargas cíclicas (LEKARP *et al.*, 1996; GUIMARÃES, 2001; NERVIS, 2016). Com relação à tensão confinante, a elevação dessa tende a resultar em uma atenuação na DP acumulada, cabendo citar o estudo de Bernucci (1995), envolvendo solos lateríticos não coesivos.

Referente ao histórico de tensões e sua influência sob materiais em pavimentação, cabe citar o esclarecedor trabalho de Brown e Hyde (1975), no qual os autores conseguiram evidenciar, de forma bastante sucinta, que a deformação permanente resultante de um aumento sucessivo no nível de tensões é consideravelmente menor do que a deformação resultante da aplicação direta do maior nível de tensões considerado, conforme representado no gráfico da Figura 6.

Figura 6 – Efeito do histórico de tensões na deformação permanente evidenciado por Brown e Hyde (1975)



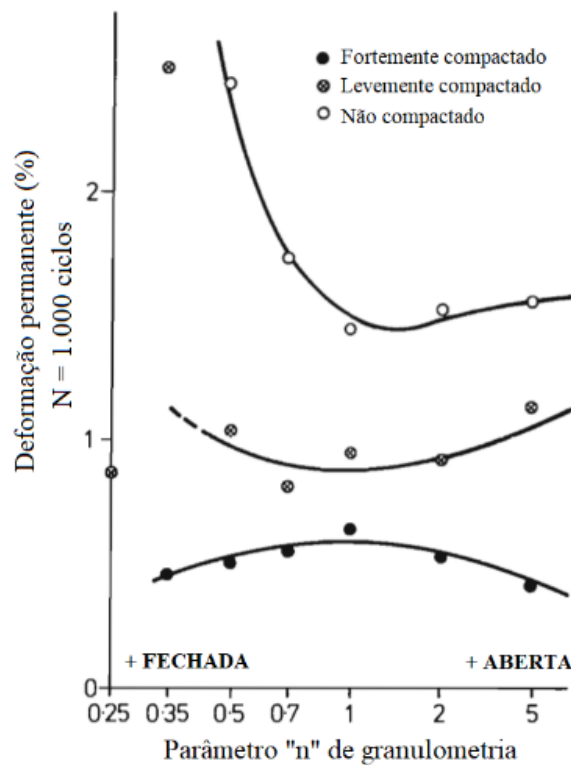
Fonte: adaptado de Brown e Hyde (1975)

Quanto ao efeito da energia de compactação, destaca-se a promissora pesquisa de Thom e Brown (1988), na qual foi realizado um estudo experimental com agregados de calcário dolomítico abrangendo sete distribuições granulométricas e três “níveis” de compactação (levemente, fortemente e não compactado). A partir de ensaios triaxiais de carga repetida, observou-se que o comportamento resiliente foi pouco impactado pelo aumento da densidade decorrente do emprego de maiores energias na compactação. O comportamento quanto à DP, por outro lado, foi bastante aprimorado, conforme gráfico da Figura 7, evidenciando que a energia empregada na compactação é de extrema importância na limitação de deformações plásticas excessivas.

Zago (2016) verificou, de maneira semelhante, que o aumento da energia de compactação, de Proctor Normal para Proctor Intermediário, resultou em uma redução na DP acumulada de um solo argiloso da região central do Rio Grande do Sul. Ao estudar o horizonte B de um solo residual de origem basáltica do mesmo estado, Pascoal (2020) observou, para uma mesma

variação de energia de compactação (Normal para Intermediária), uma redução de 85% na deformação permanente do material. Por fim, cita-se o estudo realizado por Allen (1973), no qual o aumento da energia de compactação, de Proctor Normal para Proctor Modificada, com conseqüente aumento da densidade, diminuiu as deformações permanentes acumuladas em até 80% para um calcário britado e 20% para um cascalho.

Figura 7 – Efeito da energia de compactação sob a resposta plástica dos materiais segundo estudos de Thom e Brown (1988)



Fonte: adaptado de Thom e Brown (1988)

Hoff *et al.* (2004) avaliaram a influência do método de compactação na deformabilidade de materiais granulares em ensaios de MR e DP. Os métodos estudados foram: compactador giratório (por amassamento), soquete Proctor (por impacto), mesa vibratória (por vibração) e martetele vibratório (por vibração e impacto). Ainda, para cada método foram adotados entre três e cinco níveis de energia de compactação. Os resultados demonstraram que apenas o desempenho quanto à DP apresentou diferenças significativas com relação ao procedimento utilizado. Os métodos envolvendo vibração se mostraram mais eficientes frente à compactação por impacto, proporcionando às amostras uma maior resistência à DP. Por fim, destaca-se que tanto o MR quanto a resistência à DP aumentaram com a elevação da energia de compactação, independentemente do método empregado.

2.6.3 Modelagem da deformação permanente

Um requisito essencial para a funcionalidade de métodos de dimensionamento de pavimentos a partir de uma abordagem mecanístico-empírica é a adequada modelagem da resposta plástica de solos e materiais granulares obtida por meio de ensaios, buscando-se, com isso, prever suas contribuições na evolução do afundamento de trilha de roda (ATR) durante a vida útil da estrutura. A representação do ATR a partir da ideia de que o pavimento funciona como um sistema de múltiplas camadas é dada pela Equação 1, de Barksdale (1972), a qual expressa o conceito de que os afundamentos são oriundos da contribuição de todas essas camadas.

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

Onde:

δ_{total}^p = afundamento total na superfície do pavimento;

ε_i^p = deformação específica plástica média da i-ésima camada;

h_i = espessura da i-ésima camada;

n = número total de camadas.

Em síntese, com base na literatura, os tipos de modelagens, abordagens e conceitos que têm sido adotados até o presente momento no estudo da DP em solos para pavimentação podem ser agrupados da seguinte maneira:

- a) Modelos analíticos;
- b) Modelos baseados na Teoria da Plasticidade;
- c) Aplicações dos conceitos da Teoria do *Shakedown*;
- d) Modelos baseados em redes neurais artificiais.

Entre essas possibilidades, a presente pesquisa englobou, nas análises dos resultados de DP, os designados modelos analíticos, assim como conceitos da Teoria do *Shakedown*. Desse modo, os itens a seguir discutem aspectos pertinentes acerca dessas duas abordagens quanto ao estudo da DP em solos para pavimentação.

2.6.3.1 Modelagem em ensaios de DP-EU

Neste item são abordados os modelos analíticos de DP, os quais são concebidos e empregados, essencialmente, visando a modelagem da resposta plástica de materiais em ensaios de DP-EU.

Deu-se enfoque aos modelos que levam em consideração, sobretudo, o estado de tensões ao qual o material está submetido, seja de forma explícita, a partir do emprego direto das tensões aplicadas no ensaio, seja de forma implícita, por meio da incorporação de outros parâmetros mecânicos correlacionados ao nível de tensões atuante. Ressalta-se que, além de serem ferramentas fundamentais na caracterização quanto à deformação permanente de materiais em análises mecanístico-empíricas, os modelos calibrados e seus respectivos coeficientes conduzem a conclusões pertinentes acerca do efeito do estado de tensões na resposta plástica.

Dito isso, as Tabelas 2 e 3 apresentam uma síntese exemplificando alguns dos modelos analíticos de DP difundidos na literatura. Na sequência, disserta-se acerca dos modelos que foram adotados nesta pesquisa.

Tabela 2 – Síntese de modelos analíticos de DP difundidos na literatura – 1/2

Referência	Modelo	Legenda
Barksdale (1972)	$\varepsilon_p = a + b \cdot \log N$	ε_p = deformação permanente; N = número de repetições de carga; a, b = parâmetros de regressão.
Monismith <i>et al.</i> (1975)	$\varepsilon_p = A \cdot N^b$	ε_p = deformação permanente; N = número de repetições de carga; A, b = parâmetros de regressão.
Pappin (1979)	$\varepsilon_{s,p} = (fnN) \cdot L \cdot \left(\frac{q^\circ}{p^\circ}\right)_{máx}^{2,8}$	$\varepsilon_{s,p}$ = deformação cisalhante permanente para $N > 100$; fnN = fator de forma; L = comprimento da trajetória de tensões; q° = tensão desvio modificada = $\sqrt{2/3} \cdot q$; p° = média das tensões principais modificada = $\sqrt{3} \cdot p$.
Uzan (1982)	$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = \mu \cdot N^{-\alpha}$	ε_p = deformação permanente; ε_r = deformação resiliente; $\mu = A \cdot B / \varepsilon_r$; N = número de repetições de carga; $\alpha = 1 - B$; A, B = parâmetros de Monismith <i>et al.</i> (1975).
Khedr (1985)	$\frac{\varepsilon_p}{N} = A \cdot N^{-m}$	ε_p = deformação permanente; N = número de repetições de carga; m = parâmetro de regressão do material; A = parâmetro de regressão do material e do estado de tensões.

Tabela 3 – Síntese de modelos analíticos de DP difundidos na literatura – 2/2

Referência	Modelo	Legenda
Paute <i>et al.</i> (1996)	$\varepsilon_{1,p}^* = A \cdot \left[1 - \left(\frac{N}{100} \right)^{-B} \right]$	$\varepsilon_{1,p}^*$ = deformação permanente adicional após primeiros 100 ciclos; N = número de repetições de carga; A, B = parâmetros de regressão.
Huurman (1997)	$\varepsilon_p = A \cdot \left[\left(\frac{N}{1000} \right)^B \right] + C \cdot \left(e^{D \cdot \frac{N}{1000}} - 1 \right)$	ε_p = deformação permanente; N = número de repetições de carga; A, B, C, D = parâmetros de regressão.
Lekarp e Dawson (1998)	$\frac{\varepsilon_{1,p}(N_{ref})}{L} = a \cdot \left(\frac{q}{p} \right)_{máx}^b$	$\varepsilon_{1,p}(N_{ref})$ = deformação permanente para um dado N_{ref} , sendo que $N_{ref} > 100$; L = comprimento da trajetória de tensões; q = tensão desvio; p = média das tensões principais; a, b = parâmetros de regressão.
Theyse (2000)	$\varepsilon_p = m \cdot N + \frac{c \cdot N}{\left[1 + \left(\frac{c \cdot N}{a} \right)^b \right]^{1/b}}$	ε_p = deformação permanente; N = número de repetições de carga; a, b, c, m = parâmetros de regressão dependentes do estado de tensões.
Rahman e Erlingsson (2015)	$\varepsilon_p = a \cdot N^{b \cdot S_f} \cdot S_f$	ε_p = deformação permanente; N = número de repetições de carga; S_f = efeito do estado de tensões $= \frac{(q/p_{atm})}{(p/p_{atm})^\alpha}$ a, b, α = parâmetros de regressão.

Uma forma simultaneamente simples e eficiente de modelar os resultados em ensaios de DP é o dito ajuste linear. Essa abordagem foi adotada por Malysz (2004, 2009), conforme o modelo apresentado na Equação 2. Deve-se observar que a sua utilização só é plenamente eficiente para a porção linear da curva de acúmulo da DP, após cessarem as deformações de pós-compactação. Contudo, mesmo que o método não permita um ajuste integral da curva, ainda assim consegue-se gerar modelos de considerável poder explicativo.

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{pi} + TDP \cdot N \quad (2)$$

Onde:

ε_p = deformação permanente;

ε_{pi} = deformação permanente inicial (pós-compactação);

TDP = taxa de deformação permanente (constante);

N = número de repetições de carga.

Ademais, cabe destacar que o ajuste de cada curva de acúmulo da DP é de fato linear, porém a variação dos parâmetros ε_{pi} e TDP com o estado de tensões é sabidamente não-linear. Desse modo, Malysz (2009) propõe a modelagem desses parâmetros a partir da Equação 3, levando em consideração, assim, o estado de tensões como variável no ajuste da DP. A Figura 8 exemplifica a obtenção desses dois parâmetros a partir da curva de acúmulo da DP.

$$\text{Parâmetro} = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (3)$$

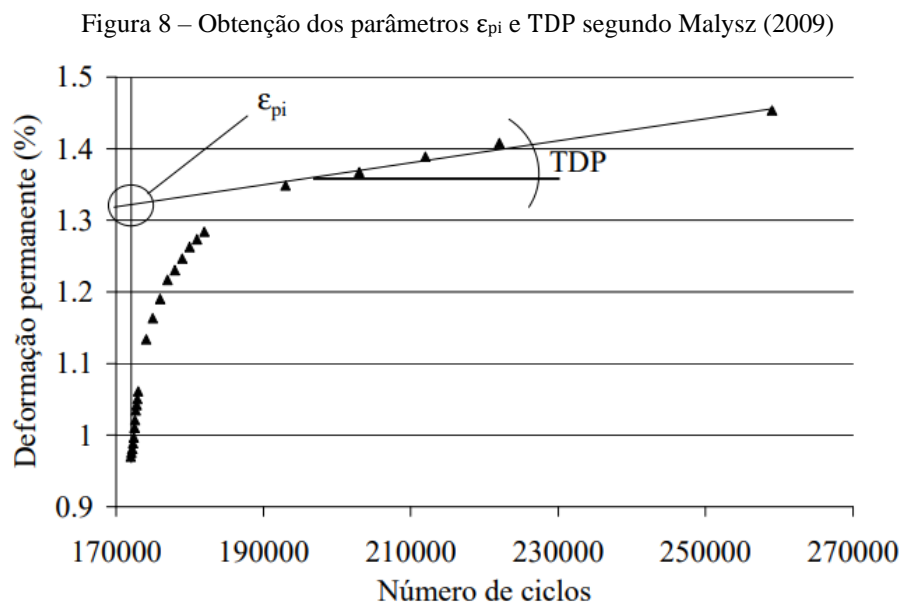
Onde:

Parâmetro = ε_{pi} ou TDP;

σ_3 = tensão confinante;

σ_d = tensão desvio;

k_1 , k_2 e k_3 = coeficientes de regressão.



Fonte: Malysz (2009)

Em sua tese de doutorado, Guimarães (2009) propôs um modelo que inclui, além do número de ciclos de carga, a contribuição do estado de tensões atuante de forma explícita (ou seja, a partir de σ_3 e σ_d) na previsão da DP acumulada. Segundo o autor, o modelo constitui uma ferramenta matemática que descreve de forma satisfatória o comportamento observado nos ensaios triaxiais de laboratório. Com isso, o modelo, expresso pela Equação 4, apresentou grande aceitação no meio técnico-científico, sendo inserido no novo método de dimensionamento de pavimentos flexíveis nacional – MeDiNa.

$$\varepsilon_p(\%) = \varphi_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\varphi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\varphi_3} \cdot N^{\varphi_4} \quad (4)$$

Onde:

ε_p (%) = deformação permanente específica;

$\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \varphi_4$ = coeficientes de regressão;

σ_3 = tensão confinante;

σ_d = tensão desvio;

ρ_0 = tensão de referência (pressão atmosférica);

N = número de repetições de carga.

Outro modelo que se tornou bastante difundido no meio técnico-científico foi o proposto por Tseng e Lytton (1989), sendo esse implementado pelo *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide* (MEPDG) (ARA, 2004). O modelo combina o efeito do estado de tensões do material com o número de repetições de carga, a partir da consideração de uma relação direta entre a deformação permanente e a deformação resiliente, conforme expresso na Equação 5.

$$\varepsilon_p(N) = \varepsilon_r \cdot \varepsilon_0 \cdot e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \quad (5)$$

Onde:

ε_p = deformação permanente específica;

ε_r = deformação resiliente específica;

$\varepsilon_0, \rho, \beta$ = coeficientes de regressão;

N = número de repetições de carga.

Gu *et al.* (2016) desenvolveram, recentemente, um novo modelo de deformação permanente que, segundo os autores, abrange de maneira eficiente a influência do estado de tensões na

resposta plástica de *unbound materials*. Nesse modelo, os dois termos J_2 e $(\alpha I_1 + K)$ são introduzidos na equação de Tseng e Lytton (1989) com o intuito de incorporar o conceito de *shear strength ratio* a partir da envoltória de Drucker-Prager (1952). O modelo em questão é representado pela Equação 6 a seguir. Cabe comentar que o modelo de Gu *et al.* (2016) foi alvo de um amplo estudo realizado por Lytton *et al.* (2019), no qual constatou-se sua elevada relação com o estado de tensões e as propriedades dos materiais, sendo indicada sua incorporação no MEPDG.

$$\varepsilon_p(N) = \varepsilon_0 e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \left(\frac{\sqrt{J_2}}{p_0}\right)^m \left(\frac{\alpha I_1 + K}{p_0}\right)^n (p_0)^{-(m+n)} \quad (6)$$

Onde:

ε_p = deformação permanente específica;

I_1 = primeiro invariante de tensão;

J_2 = segundo invariante de tensão desvio;

p_0 = tensão de referência (pressão atmosférica);

$\varepsilon_0, \rho, \beta, m, n$ = coeficientes de regressão;

$$\alpha = \frac{2 \operatorname{sen} \phi'}{\sqrt{3} (3 - \operatorname{sen} \phi')};$$

$$K = \frac{c' \cdot 6 \cos \phi'}{\sqrt{3} (3 - \operatorname{sen} \phi')};$$

ϕ', c' = parâmetros de resistência ao cisalhamento (envoltória de ruptura).

2.6.3.2 Modelagem em ensaios de DP-ME

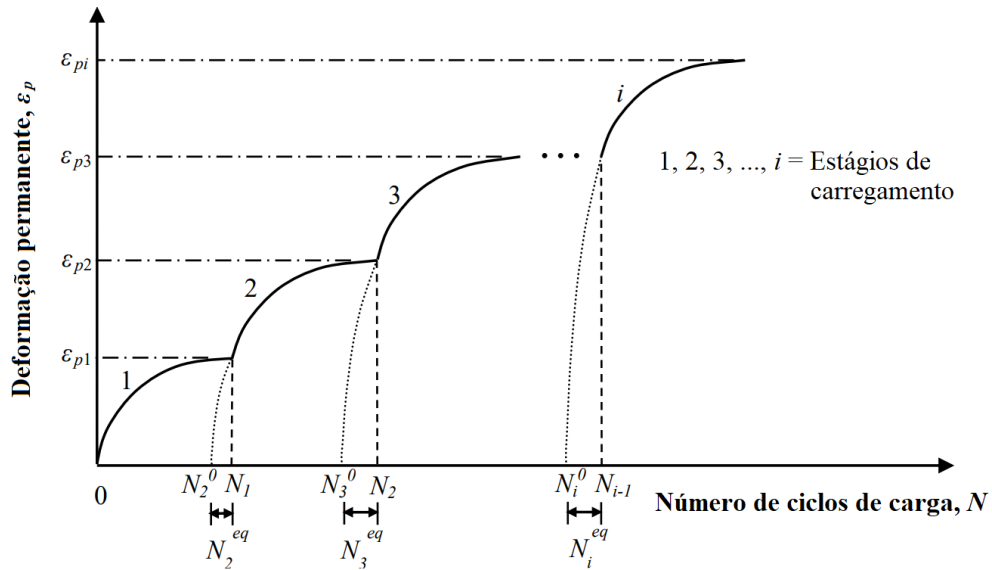
Os modelos de deformação permanente abordados até então visam delinear o comportamento plástico do material quando submetido a um determinado estado de tensões após um dado número de repetições de carga, podendo ser generalizados segundo a Equação 7. Desse modo, os modelos em questão são usualmente ajustados a partir de resultados obtidos em ensaios de DP-EU, visto que esses conseguem simular adequadamente essa condição de carregamento para diferentes níveis de tensões controlados, sendo cada estágio imposto a um novo corpo de prova.

$$\varepsilon_p(N) = f_1(N) f_2(p, q, \sigma_3, \sigma_d, \varepsilon_r, \dots) \quad (7)$$

Entretanto, durante sua vida útil, a estrutura de um pavimento é submetida a um grande número de ciclos de carga que transcorrem de maneira totalmente diversificada, impondo aos materiais constituintes, na realidade, estados de tensões de intensidade bastante variada, ampla e em sequência aleatória. Logo, um modo mais representativo de simular esse cenário em laboratório seria a condução de uma série de estágios de carregamento, com diferentes níveis de tensões, em um único corpo de prova, condição essa cumprida por meio dos ensaios de DP-ME.

Apesar das vantagens obtidas em ensaios de DP-ME, já expostas no item 2.6.1, a modelagem da deformação permanente nesse caso se torna mais complexa, exigindo alguma modificação nos modelos convencionais. Isso decorre da necessidade de ponderar, de certa maneira, o efeito do histórico de tensões na resposta plástica dos materiais frente aos diferentes estágios de carregamento no transcorrer do ensaio. Como resolução para essa questão, Erlingsson e Rahman (2013) propuseram a incorporação do conceito conhecido na literatura como *time-hardening*, já considerado em outros estudos (MONISMITH *et al.*, 1975; LYTTON *et al.*, 1993; GIDEL *et al.*, 2001) e também empregado como hipótese para o acúmulo de dano na previsão do desempenho quanto à deformação permanente em métodos de dimensionamento, como são os casos do MEPDG (ARA, 2004), do TxME (ZHOU *et al.*, 2010) e da metodologia proposta por Ahmed e Erlingsson (2013).

Na abordagem sugerida por Erlingsson e Rahman (2013), conforme demonstrado na Figura 9, a deformação permanente acumulada em estágios de carregamento anteriores é usada para estimar o número de repetições de carga necessário para que a mesma magnitude de deformação fosse alcançada no estado de tensões atual (i), caso ele ocorresse em um único estágio. Esse valor é chamado de número de ciclos de carga equivalente (N^{eq}_i). Com isso, N^{eq}_i é usado para modificar o número total de ciclos de carga desde o início do ensaio (N), a partir do cálculo do número efetivo de ciclos de carga ($N - N_{(i-1)} + N^{eq}_i$), em que $N_{(i-1)}$ é o número total de ciclos no final do estágio anterior ($i - 1$). Enfim, esse número efetivo é utilizado para modelar qualquer acúmulo adicional de deformação permanente durante o estágio de carregamento atual (i). No caso do nível de tensões atual ser significativamente menor do que os anteriores, o N^{eq}_i estimado tende ao infinito e a ocorrência de nenhuma deformação permanente adicional durante esse estágio é assumida.

Figura 9 – Esquema exemplificando o conceito do *time-hardening*

Fonte: Erlingsson e Rahman (2013)

Levando em consideração o conceito do *time-hardening* e o procedimento recém descrito, exemplificado na Figura 9, a Equação 7 pode ser reformulada segundo a Equação 8.

$$\varepsilon_{p_i}(N) = f_1(N - N_{(i-1)} + N_i^{eq}) f_2(p_i, q_i, \sigma_{3i}, \sigma_{d_i}, \varepsilon_{r_i}, \dots) \quad (8)$$

Onde o subscrito i se refere ao estágio de carregamento atual, $N_{(i-1)}$ é o número total de ciclos até o final do estágio anterior ($i - 1$) e o cálculo de N_i^{eq} pode ser representado pela Equação 9.

$$N_i^{eq} = f_3(\varepsilon_{p_{(i-1)}}, p_i, q_i, \sigma_{3i}, \sigma_{d_i}, \varepsilon_{r_i}, \dots) \quad (9)$$

Onde $\varepsilon_{p_{(i-1)}}$ se refere à deformação permanente acumulada até o fim do estágio de carregamento ($i - 1$), anterior ao estágio atual (i).

Havendo a compreensão das Equações 7, 8 e 9, consegue-se então reformular qualquer um dos modelos de deformação permanente convencionais, apresentados no item 2.6.3.1, de modo a adaptá-los para o ajuste de toda a sequência de estágios de carregamento em um ensaio de DP-ME. Nota-se que a parametrização do nível (ou estado) de tensões é representada nas Equações 7 e 8 pela função f_2 , podendo ocorrer por meio de diversas variáveis, de acordo com o modelo considerado. Incluem-se dentre essas possíveis variáveis, aquelas as quais expressam alguma relação/razão das tensões aplicadas com a envoltória de ruptura dos materiais.

Como exemplos do emprego dessa abordagem, podem ser citados os estudos de Rahman e Erlingsson (2014), Salour e Erlingsson (2015) e Tang *et al.* (2017). Rahman e Erlingsson (2014) apresentaram a reformulação e aplicação dos modelos desenvolvidos por Tseng e Lytton (1989), Gidel *et al.* (2001) e Korkiala-Tanttu (2005) em ensaios de DP-ME com cinco agregados de base/sub-base, enquanto Salour e Erlingsson (2015) realizaram o mesmo procedimento, porém para duas areias siltosas de subleito. Já Tang *et al.* (2017) realizaram a adaptação e aplicação do modelo proposto por Sweere (1990), considerando ensaios de DP-ME com um material granular de subleito ferroviário.

Nos estudos recém citados, os resultados obtidos foram bastante promissores para diversos modelos e tipos de materiais, demonstrando que é viável a adequada modelagem da deformação permanente em ensaios de DP-ME a partir da abordagem do *time-hardening*. Os modelos calibrados apresentaram um bom desempenho na previsão tanto da magnitude das deformações quanto do comportamento relativo ao *shakedown* para os diferentes estágios de carregamento no transcorrer dos ensaios. A qualidade do ajuste, porém, é inerente ao modelo mecanístico-empírico optado para a regressão e ao tipo de material analisado, entre outros fatores. Desse modo, apesar dos bons resultados alcançados até então, os estudos ainda são poucos, sendo necessária a validação do procedimento a partir de uma variedade mais ampla de materiais e modelos.

A adaptação do modelo de Tseng e Lytton (1989), introduzida por Erlingsson e Rahman (2013), é apresentada a seguir pelas Equações 10 e 11, tendo em vista que essas foram abordadas no presente estudo.

$$\varepsilon_{p_i}(N) = \varepsilon_{r_i} \varepsilon_0 e^{-\left(\frac{\rho}{N - N_{(i-1)} + N_i^{eq}}\right)^\beta} \quad (10)$$

$$N_i^{eq} = \rho \left(-\ln \left(\frac{\varepsilon_{p_{(i-1)}}}{\varepsilon_{r_i} \varepsilon_0} \right) \right)^{-1/\beta} \quad (11)$$

Seguindo a mesma abordagem e visando a aplicação nesta pesquisa, outros dois modelos de deformação permanente foram reformulados pelo autor da presente dissertação, sendo então implementados na análise dos resultados: o modelo de Guimarães (2009), segundo as Equações 12 e 13, e o modelo de Gu *et al.* (2016), conforme as Equações 14 e 15.

$$\varepsilon_{p_i}(N) = \psi_1 \left(\frac{\sigma_{3_i}}{p_0} \right)^{\psi_2} \left(\frac{\sigma_{d_i}}{p_0} \right)^{\psi_3} (N - N_{(i-1)} + N_i^{eq})^{\psi_4} \quad (12)$$

$$N_i^{eq} = \left(\frac{\varepsilon_{p_{(i-1)}}}{\psi_1 \left(\frac{\sigma_{3_i}}{p_0} \right)^{\psi_2} \left(\frac{\sigma_{d_i}}{p_0} \right)^{\psi_3}} \right)^{1/\psi_4} \quad (13)$$

$$\varepsilon_{p_i}(N) = \varepsilon_0 e^{-\left(\frac{\rho}{N - N_{(i-1)} + N_i^{eq}} \right)^\beta} \left(\frac{\sqrt{J_{2_i}}}{p_0} \right)^m \left(\frac{\alpha I_{1_i} + K}{p_0} \right)^n (p_0)^{-(m+n)} \quad (14)$$

$$N_i^{eq} = \rho \left(-\ln \left(\frac{\varepsilon_{p_{(i-1)}}}{\varepsilon_0 \left(\frac{\sqrt{J_{2_i}}}{p_0} \right)^m \left(\frac{\alpha I_{1_i} + K}{p_0} \right)^n (p_0)^{-(m+n)}} \right) \right)^{-1/\beta} \quad (15)$$

Onde:

$$\alpha = \frac{2 \operatorname{sen} \phi'}{\sqrt{3} (3 - \operatorname{sen} \phi')}$$

$$K = \frac{c' \cdot 6 \cos \phi'}{\sqrt{3} (3 - \operatorname{sen} \phi')}$$

2.6.3.3 Teoria do *Shakedown*

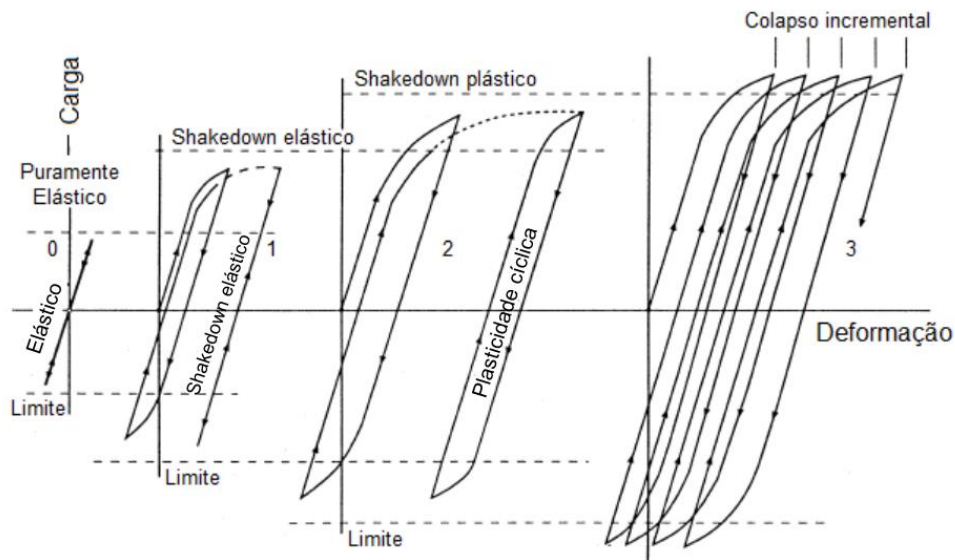
Pioneiras pesquisas realizadas por Sharp e Booker (1984) e Dawson e Wellner (1999), consideradas como responsáveis pela introdução da Teoria do *Shakedown* na pavimentação, constataram que, para baixos níveis de tensões, as deformações permanentes dos materiais tendem a atingir um estado de equilíbrio após a estabilização pós-compactação, ou seja, muito pouco ou nenhum incremento adicional nas deformações acumuladas ocorre com o aumento do número de repetições de carga. Para níveis de tensões mais elevados, contudo, a magnitude das deformações permanentes tende a seguir aumentando com a evolução dos ciclos de carga, não atingindo uma estabilização e, eventualmente, levando a um colapso incremental do material (WERKMEISTER *et al.*, 2001).

Essa estabilização ou acomodação das deformações plásticas após um determinado número de repetições de carga, segundo os conceitos da Teoria, é designada de *shakedown*. A ocorrência desse comportamento está associada ao surgimento de tensões residuais, mais especificamente a um campo auto-equilibrado que surge em materiais submetidos à ação de cargas cíclicas e que passa a interagir continuamente com o carregamento aplicado (GUIMARÃES, 2009).

Em síntese, a essência de uma análise a partir da Teoria do *Shakedown* é a definição de estados de tensões limites ou críticos para um determinado material ou estrutura, os quais indicarão uma condição de estabilidade, ou não, quanto ao acúmulo excessivo de deformações plásticas (WERKMEISTER, 2003). Brito (2011) ressalta que a abordagem do *shakedown* não apresenta o caráter de um modelo de previsão, uma vez que o principal objetivo é estabelecer os limites de tensões nas quais uma camada granular ou de solo deve operar ao invés de modelar de fato as deformações permanentes, sendo, assim, uma vantajosa ferramenta em definições de projeto.

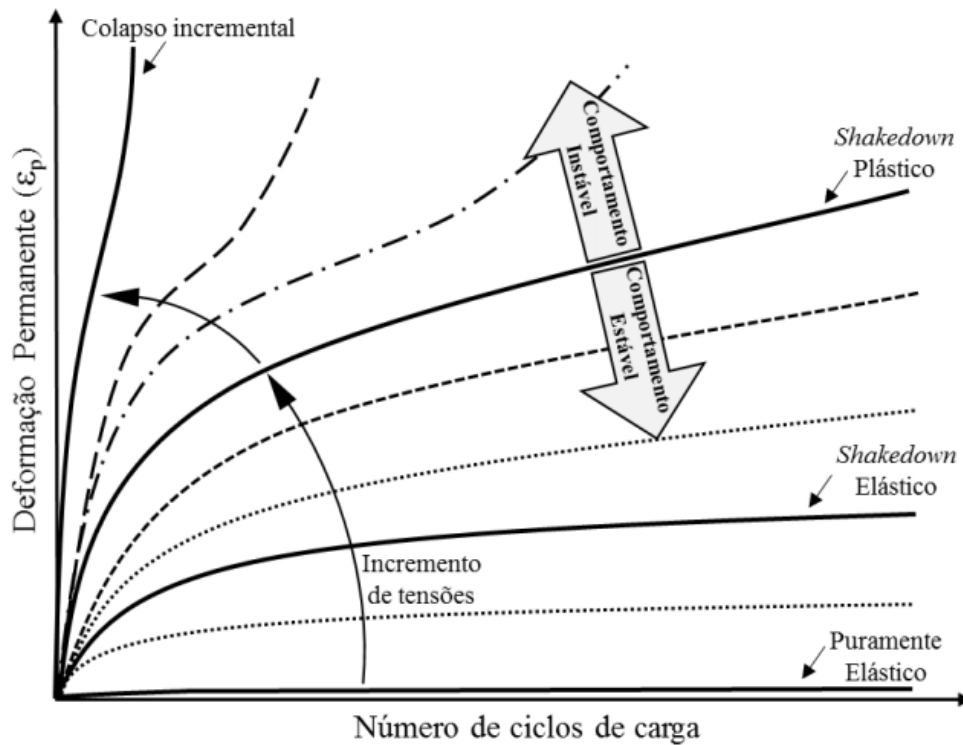
Considerando o conceito original da Teoria do *Shakedown*, a Figura 10 representa as possíveis respostas de uma estrutura submetida a carregamentos cíclicos, classificadas em quatro categorias: (a) puramente elástica; (b) *shakedown* elástico; (c) *shakedown* plástico; e (d) colapso incremental. Para uma plena compreensão dos limites de *shakedown* atualmente adotados no campo da pavimentação, primeiramente é necessário conhecer esses comportamentos. Uma outra perspectiva das quatro categorias mencionadas é demonstrada no gráfico da Figura 11.

Figura 10 – Comportamentos de materiais sob cargas cíclicas segundo o conceito original da Teoria do *Shakedown*



Fonte: adaptado de Johnson (1986)

Figura 11 – Curvas de acúmulo de DP sob cargas cíclicas segundo o conceito original da Teoria do *Shakedown*



Fonte: adaptado de Theyse (2007)

No conceito das Figuras 10 e 11, o comportamento dito puramente elástico se dá quando a carga cíclica é suficientemente baixa, não gerando deformações permanentes, somente deformações totalmente recuperáveis. O *shakedown* elástico ocorre quando o material apresenta deformações plásticas até um determinado número de repetições de carga, a partir do qual essas se tornam constantes, atingindo-se um comportamento puramente elástico. No *shakedown* plástico, o material alcança um estado designado de plasticidade cíclica, onde a deformação permanente é neutralizada no ciclo de carga posterior pelo surgimento de uma deformação permanente de magnitude igual ou próxima em sentido contrário, atingindo uma resposta de caráter estável (sem mais acúmulo de DP ou com uma TDP constante). Por fim, o colapso incremental ocorre quando a carga cíclica é consideravelmente alta, gerando um rápido acúmulo de deformações permanentes que podem levar à ruptura do material em um curto intervalo de tempo.

Nesse contexto, ao estudarem a deformação permanente de materiais granulares em Dresden (Alemanha), Werkmeister *et al.* (2001) verificaram que os comportamentos ideais ilustrados na Figura 10 não se relacionam de forma direta com a resposta de fato observada durante ensaios triaxiais cíclicos. Sendo assim, os autores sugeriram três comportamentos distintos – tipos ou níveis A, B e C, os quais são representados na Figura 12. Destaca-se que, com base nos

resultados observados, o comportamento puramente elástico foi considerado inexistente para materiais de pavimentação. Esse tipo de resposta provavelmente não ocorre em solos e agregados, visto que, por mais brando que seja o nível de tensões aplicado, sempre é possível registrar alguma parcela de deformação permanente nas amostras ensaiadas.

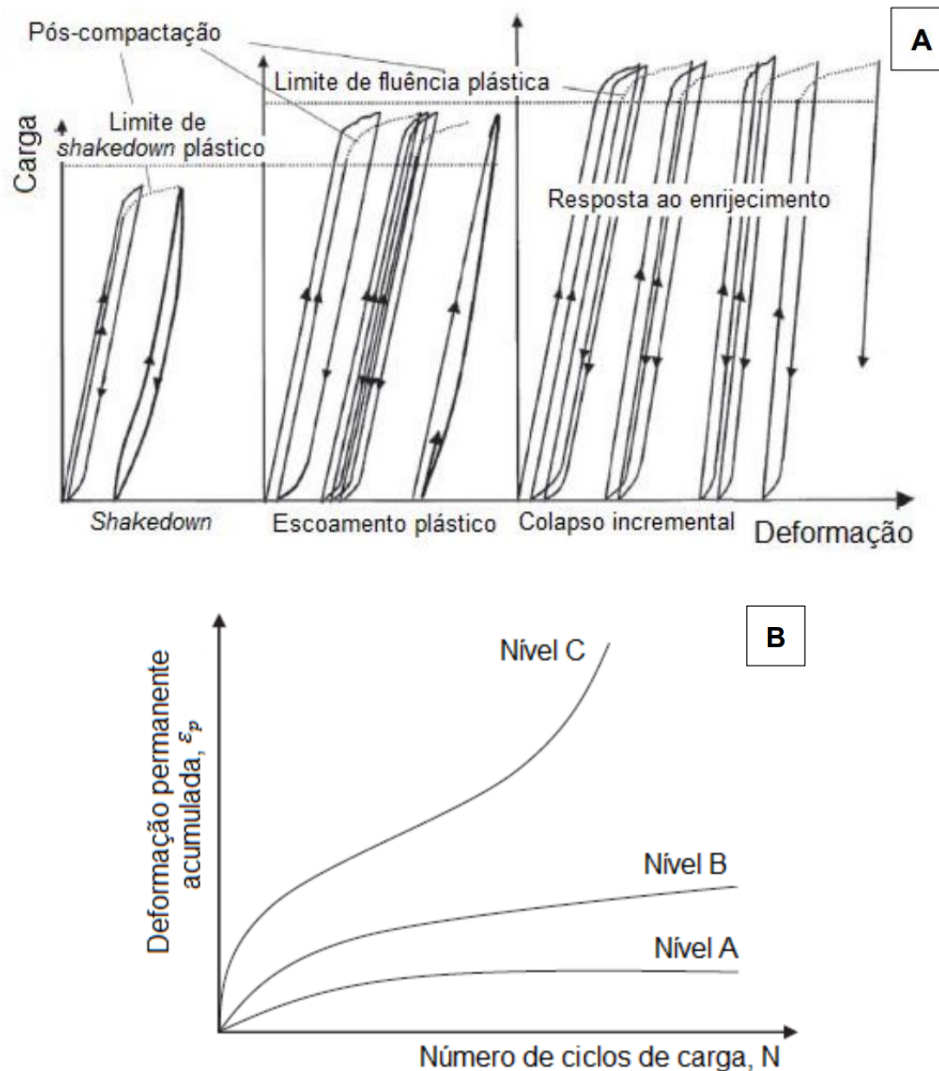
O primeiro tipo de comportamento (nível A), designado *plastic shakedown*, acomodamento plástico ou simplesmente *shakedown*, compreende a região onde o material apresenta uma resposta plástica para um número finito de repetições de carga, porém, cessado o período de pós-compactação, o comportamento se torna puramente resiliente, atingindo um estado de equilíbrio (*shakedown*), no qual não ocorrem mais acréscimos representativos de deformações permanentes.

O segundo tipo de comportamento (nível B), designado *plastic creep* ou escoamento plástico, compreende uma região intermediária de transição entre os níveis A e C, ou seja, ultrapassando o limite de *shakedown* plástico, mas ainda inferior ao limite de fluência plástica. Nesse caso, o material não entra em *shakedown*, atingindo um estado de contínuo acúmulo de deformação permanente com uma taxa de acréscimo aproximadamente constante, mesmo após um grande número de repetições de carga.

O terceiro tipo de comportamento (nível C), designado *incremental collapse* ou colapso incremental, compreende a região onde o nível de tensões imposto ao material é excessivamente elevado, gerando um rápido e incessante acúmulo de deformações permanentes, as quais podem levar à ruptura em um curto intervalo de tempo.

Em comparação às respostas previstas segundo o conceito original da Teoria do *Shakedown* (Figura 10), conclui-se que os níveis A e C são próximos, respectivamente, aos comportamentos (1) e (3), com o nível B correspondendo a uma resposta intermediária entre ambos. No âmbito da pavimentação, o nível A é o mais visado no dimensionamento de estruturas, de modo que os níveis de tensões não sejam superiores ao limite de *shakedown* plástico; o nível B exige uma atenção especial pelo fato do acúmulo de DP não cessar, dependendo, assim, da taxa de acréscimo envolvida e do número de repetições de carga de projeto; e o nível C, logicamente, não deve ser permitido em qualquer camada do pavimento, uma vez que poderá ocasionar afundamentos excessivos e conseqüente falha funcional da estrutura (WERKMEISTER *et al.*, 2004; ERLINGSSON e RAHMAN, 2013).

Figura 12 – Comportamentos de materiais sob cargas cíclicas segundo a perspectiva dos estudos de Werkmeister *et al.* (2001)

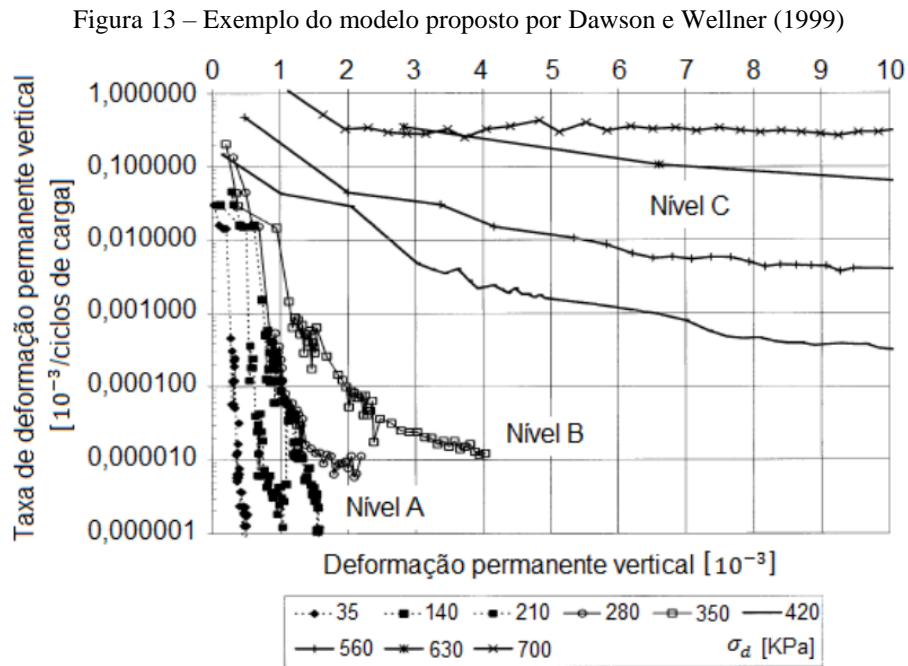


Fonte: adaptado de Werkmeister *et al.* (2001)

Ainda, Guimarães (2009) propôs, a partir da observação dos resultados de DP em seu amplo estudo experimental com solos tropicais em âmbito nacional, a introdução de um quarto padrão de comportamento, denominado AB, para o qual a deformação permanente acumulada nos ciclos iniciais é bastante significativa (semelhante ao comportamento do tipo B), tornando-se constante após um determinado número de repetições de carga (como observado no tipo A).

Apesar dessa ampla difusão da Teoria do *Shakedown* no estudo do desempenho mecânico de agregados e solos para pavimentação, nota-se que ainda não há uma unanimidade na literatura com relação ao método empregado na definição dos designados limites de *shakedown* e, conseqüentemente, no enquadramento da resposta plástica dos materiais nas regiões de comportamento (A, B, AB e C). Segundo Lima (2020), existem diferentes formas possíveis de

definir os limites quanto ao *shakedown*, cabendo citar os seguintes: graficamente pelo modelo Dawson e Wellner (1999), incluindo os valores das taxas de acréscimo de deformação permanente (conforme exemplo na Figura 13); graficamente pela análise das curvas de DP no gráfico $\epsilon_p \times N$ (Figura 12-b); e pelos limites definidos segundo inequações propostas por Werkmeister (2003), as quais estão inseridas na Norma Europeia (CEN, 2004).



Fonte: adaptado de Werkmeister *et al.* (2001)

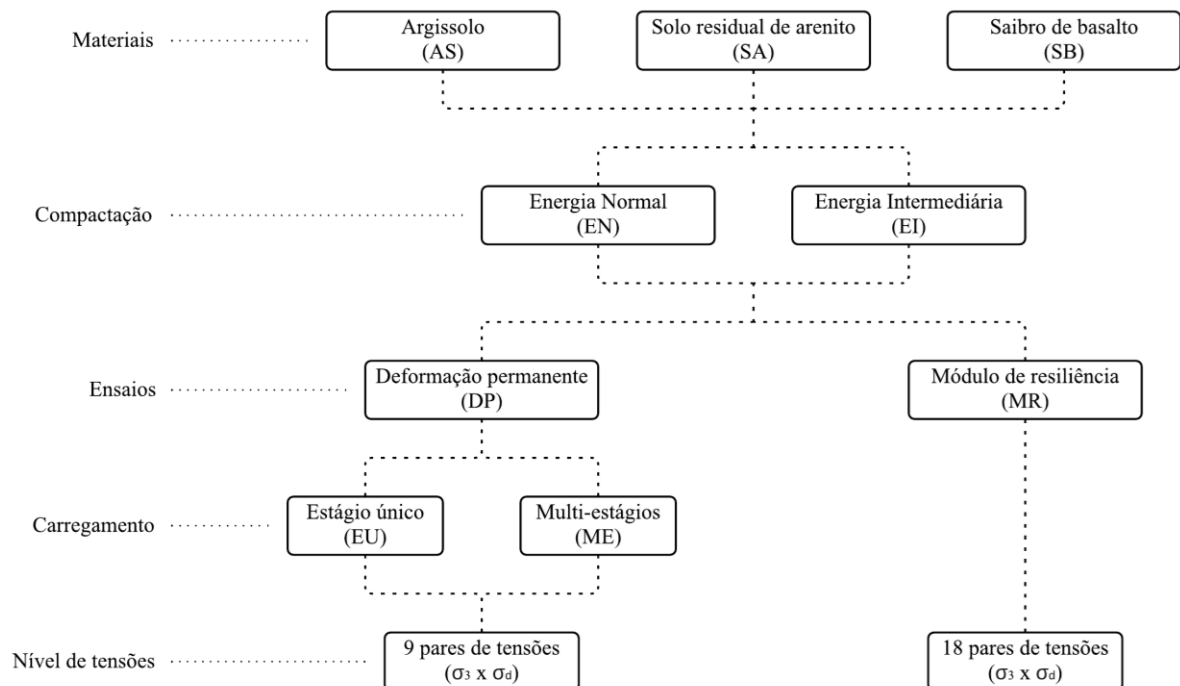
3 METODOLOGIA

Nesse capítulo são detalhados o programa experimental, os materiais e os métodos adotados para alcançar os objetivos geral e específicos da pesquisa, descritos no item 1.2.

3.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL

De maneira ampla, o programa experimental dessa dissertação foi elaborado visando estudar o comportamento mecânico de três solos residuais para emprego em pavimentação, com ênfase na análise das respostas elásticas e plásticas dos materiais a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas. Buscando-se uma melhor visualização e entendimento do programa desenvolvido, na Figura 14 é apresentado um fluxograma sintetizando os materiais adotados, os ensaios realizados e as variáveis controláveis estabelecidas, sendo explícitas também siglas pertinentes na subsequência do trabalho. Cada um desses aspectos é discutido de modo mais aprofundado a seguir.

Figura 14 – Fluxograma do programa experimental da pesquisa



Os materiais, conforme exposto no objetivo geral da pesquisa, correspondem a três solos residuais, os quais foram coletados em jazidas estabelecidas em diferentes localidades do Rio Grande do Sul. Mais detalhes acerca dos fatores ponderados na seleção e também quanto à origem, coleta e caracterização físico-química desses materiais são descritos no próximo item.

No tocante à energia de compactação aplicada na moldagem dos corpos de prova, essa foi uma das variáveis controláveis consideradas no programa experimental. Com isso, foi possível não somente expandir a base de dados acerca do comportamento mecânico de materiais tipicamente encontrados no Brasil, abrangendo o emprego em diferentes camadas do pavimento, como também analisar a influência da energia de compactação nas respostas resiliente e plástica dos solos estudados.

A definição das duas energias de compactação adotadas – Normal e Intermediária – foi considerando a possível utilização dos solos residuais como materiais a compor as camadas de subleito, reforço do subleito ou sub-base. A energia Normal (EN) é prescrita pelo DNIT (2009) como referência na compactação do corpo de aterro estradal, constituindo majoritariamente o subleito. A energia Intermediária (EI), por outro lado, é preconizada pelo DNIT (2009 e 2010) na execução da camada final de terraplenagem (CFT) e subsequente regularização e também das camadas de reforço do subleito e sub-base.

A caracterização mecânica dos materiais foi realizada integralmente por meio do equipamento triaxial de cargas repetidas, o qual permite, conforme a rotina experimental praticada, executar ambos os ensaios de módulo de resiliência (MR) e de deformação permanente (DP). A partir dos resultados obtidos, foi possível a calibração de modelos analíticos relacionados às respostas elástica e plástica dos solos frente aos diferentes níveis de tensões impostos, com ênfase no ajuste dos parâmetros de modelos de MR e DP existentes na literatura, avaliando-se o poder explicativo demonstrado por esses.

A realização dos ensaios de DP envolveu também o emprego de dois métodos com relação aos carregamentos impostos aos corpos de prova – em estágio único (EU) e multiestágios (ME), de acordo com os conceitos apresentados no item 2.6.1. Dessa forma, conseguiu-se verificar a viabilidade da modelagem da deformação permanente dos materiais a partir da abordagem do *time-hardening*. Cabe ressaltar, contudo, que os ensaios de DP–ME foram restritos aos solos compactados apenas na EN.

Ainda, lembra-se que ambos os ensaios de MR e DP submetem os materiais a uma ampla gama de níveis de tensões, os quais representam outra variável controlável fundamental no programa experimental da pesquisa. Tendo como referência as normas DNIT 134/2018-ME e DNIT 179/2018-IE (DNIT, 2018), os ensaios de MR e DP envolvem a aplicação de 18 e 9 pares de tensões ($\sigma_3 \times \sigma_d$), respectivamente. Mais informações acerca das combinações e magnitudes adotadas para esses pares de tensões são descritas no item 3.3.

Por fim, objetivando-se uma melhor compreensão no que tange à dimensão e amplitude do programa experimental desenvolvido, a Tabela 4 apresenta uma síntese desse em termos de materiais, variáveis, ensaios e tempo atrelados a sua efetivação, sendo um maior detalhamento dado no item 3.3. Em resumo, conforme somatórios exibidos na parte inferior da tabela, o programa experimental envolveu a execução de 75 ensaios triaxiais de cargas repetidas (com a moldagem do mesmo número de corpos de prova, conseqüentemente), totalizando 1.180 horas efetivas em ensaios mecânicos, o que equivale a aproximadamente 50 dias de equipamento em pleno funcionamento. Salienta-se, além disso, a inerente demanda de repetições em decorrência de imprevistos, que acabam por inflar ainda mais a quantidade de moldagens e ensaios.

Tabela 4 – Síntese dos ensaios mecânicos integrantes do programa experimental

Solo - Energia	Ensaio	Pares de tensões	Nº Ensaios	Horas/Ensaio	Horas
	MR	18	3	0,92	2,75
AS-EN	DP-EU	9	9	20,84	187,56
	DP-ME	9	1	12,56	12,56
AS-EI	MR	18	3	0,92	2,75
	DP-EU	9	9	20,84	187,56
SA-EN	MR	18	3	0,92	2,75
	DP-EU	9	9	20,84	187,56
	DP-ME	9	1	12,56	12,56
SA-EI	MR	18	3	0,92	2,75
	DP-EU	9	9	20,84	187,56
SB-EN	MR	18	3	0,92	2,75
	DP-EU	9	9	20,84	187,56
	DP-ME	9	1	12,56	12,56
SB-EI	MR	18	3	0,92	2,75
	DP-EU	9	9	20,84	187,56
<u>$\Sigma = 75$ ensaios/CPs</u>				<u>$\Sigma = 1.180$ h</u>	

3.2 MATERIAIS

Como já exposto anteriormente, a presente dissertação abrange, entre outros tópicos, o estudo do comportamento mecânico de três solos residuais provenientes de diferentes localidades do Rio Grande do Sul, conforme descrito na Tabela 5 e apontado no mapa da Figura 15. O aspecto dos solos no seu estado natural após a coleta em jazidas pode ser observado na Figura 16. Cabe ressaltar que a definição dos materiais a serem analisados experimentalmente ocorreu com base em diversos fatores, dos quais se destacam:

- a) Variabilidade: buscou-se a seleção de solos residuais com características bastante distintas quanto aos seus aspectos físicos, geotécnicos e pedológicos, esperando-se, assim, alcançar também uma maior abrangência com relação ao desempenho mecânico desses materiais;
- b) Aplicabilidade: foram definidos solos residuais passíveis de emprego em camadas inferiores de pavimentos, dando-se preferência a materiais já difundidos no âmbito técnico e/ou estudados em pesquisas anteriores no campo da pavimentação;
- c) Disponibilidade: optou-se pela seleção de solos residuais explorados em jazidas já existentes e localizadas preferencialmente em regiões próximas ao município de Porto Alegre, visando-se, com isso, facilitar o processo de coleta dos materiais conforme a necessidade durante o andamento da pesquisa.

Por fim, lembra-se que o presente trabalho faz parte de um projeto de pesquisa a nível nacional, o qual busca estudar o comportamento mecânico de materiais granulares e solos tipicamente empregados em pavimentos no Brasil. A ampla pesquisa envolve a obtenção de dados por meio de ensaios em laboratório e em pistas experimentais e sua aplicação na calibração de modelos de previsão de desempenho, visando a incorporação em um método único de dimensionamento nacional. Dito isso, a definição dos materiais nessa dissertação também teve a influência do projeto como um todo, visto que os mesmos solos também serão empregados nas camadas inferiores das pistas experimentais a serem construídas e submetidas ao simulador de tráfego no LAPAV/UFRGS, conforme melhor descrito nas teses em andamento de Matuella (2019) e Kern (2019).

Tabela 5 – Descrição dos locais de coleta dos solos residuais em estudo

Solo	Sigla	Município	Coordenadas	
			X	Y
Argissolo	AS	Gravataí/RS	51°02'13"W	29°53'35"S
Solo residual de arenito	SA	São Leopoldo/RS	51°10'26"W	29°42'42"S
Saibro de basalto	SB	Sto. Antônio da Patrulha/RS	50°27'23"W	29°52'22"S

Figura 15 – Localização das jazidas utilizadas na coleta dos solos residuais em estudo

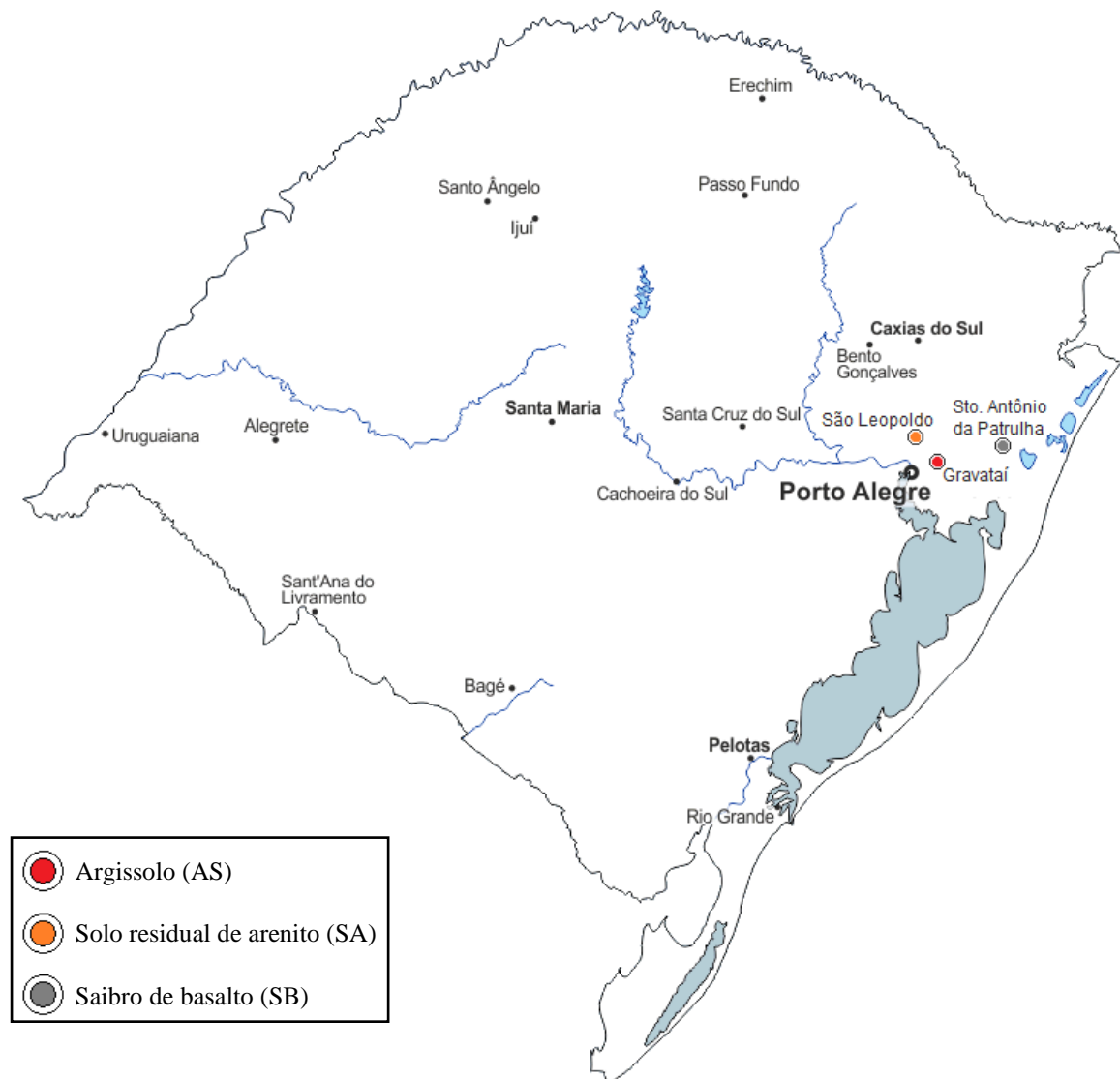


Figura 16 – Aspecto dos solos residuais em estudo no seu estado natural após coleta:
(a) AS, (b) SA e (c) SB



(a)



(b)



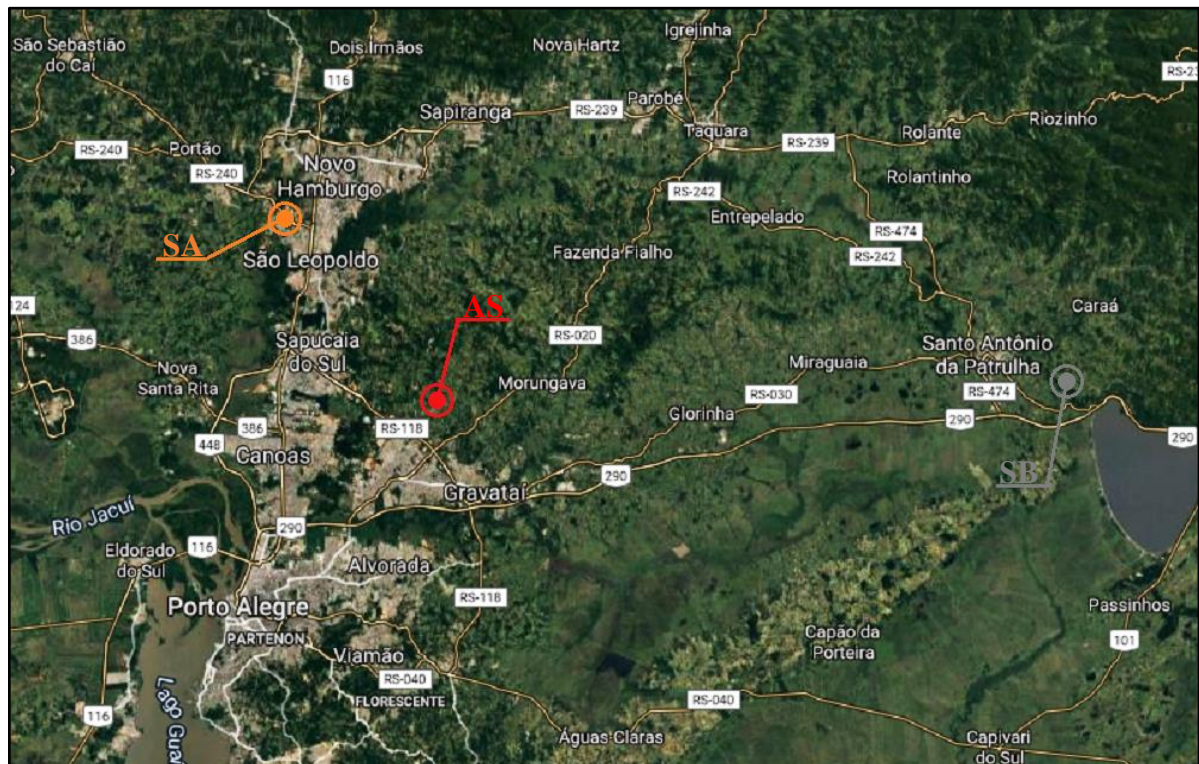
(c)

3.2.1 Origem e coleta

A correlação de conhecimentos geológicos e pedológicos visando a aplicação em investigações e diagnósticos geotécnicos preliminares são de grande valia no desenvolvimento de obras civis, principalmente naquelas de caráter linear, tais como rodovias, ferrovias e dutovias. No tocante à pavimentação, diversos pesquisadores já abordaram esse tema, corroborando a eficaz conexão entre o comportamento geomecânico dos solos e sua gênese, podendo-se citar, entre outros: Medina (1961), Nogami (1965), Santana (1970), Nogami e Villibor (1981, 1991, 1995), Barroso *et al.* (1981), Medina e Castro (1989), Marangon e Motta (2001, 2002), Demuelenaere *et al.* (2002) e Marangon (2004).

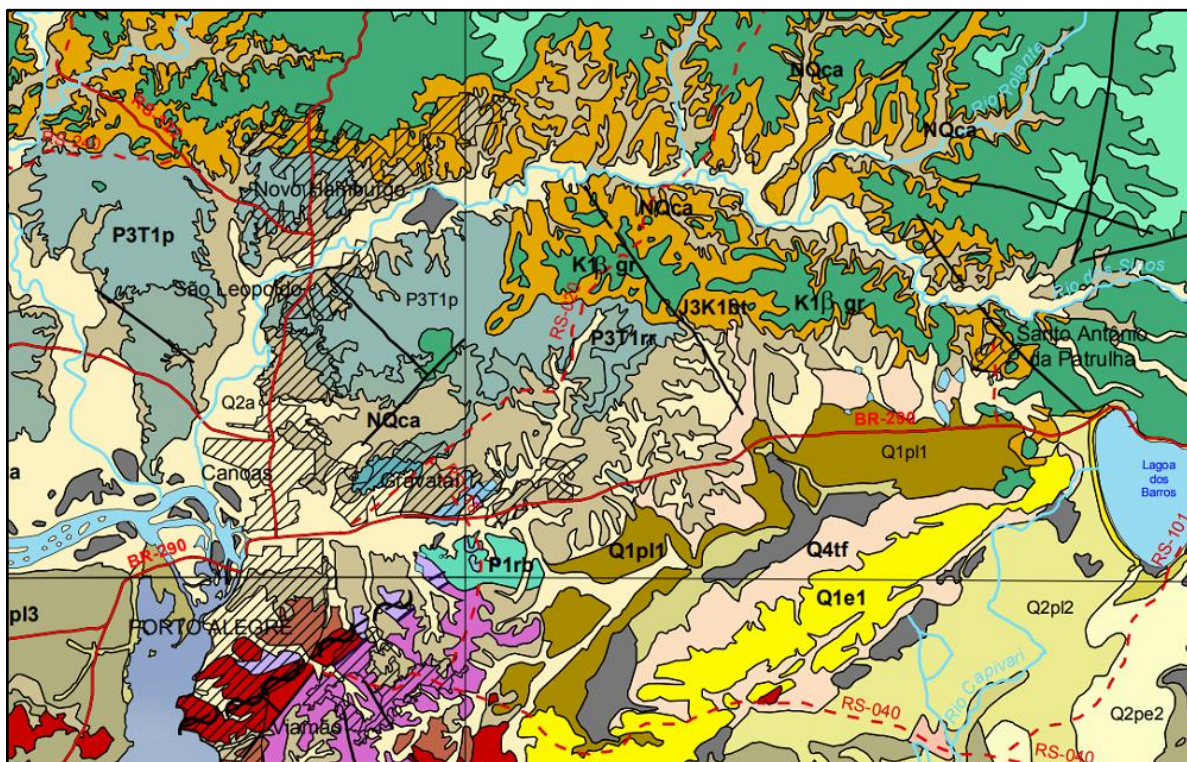
Nesse contexto, buscando-se um melhor suporte na descrição e contextualização da origem dos solos residuais em estudo, além do posicionamento geográfico detalhado na Figura 17, também são apresentados nas Figuras 18 e 19, respectivamente, os mapas geológico e pedológico da região na qual estão inseridas as três jazidas utilizadas na coleta dos materiais.

Figura 17 – Posição geográfica detalhada dos locais de coleta dos solos



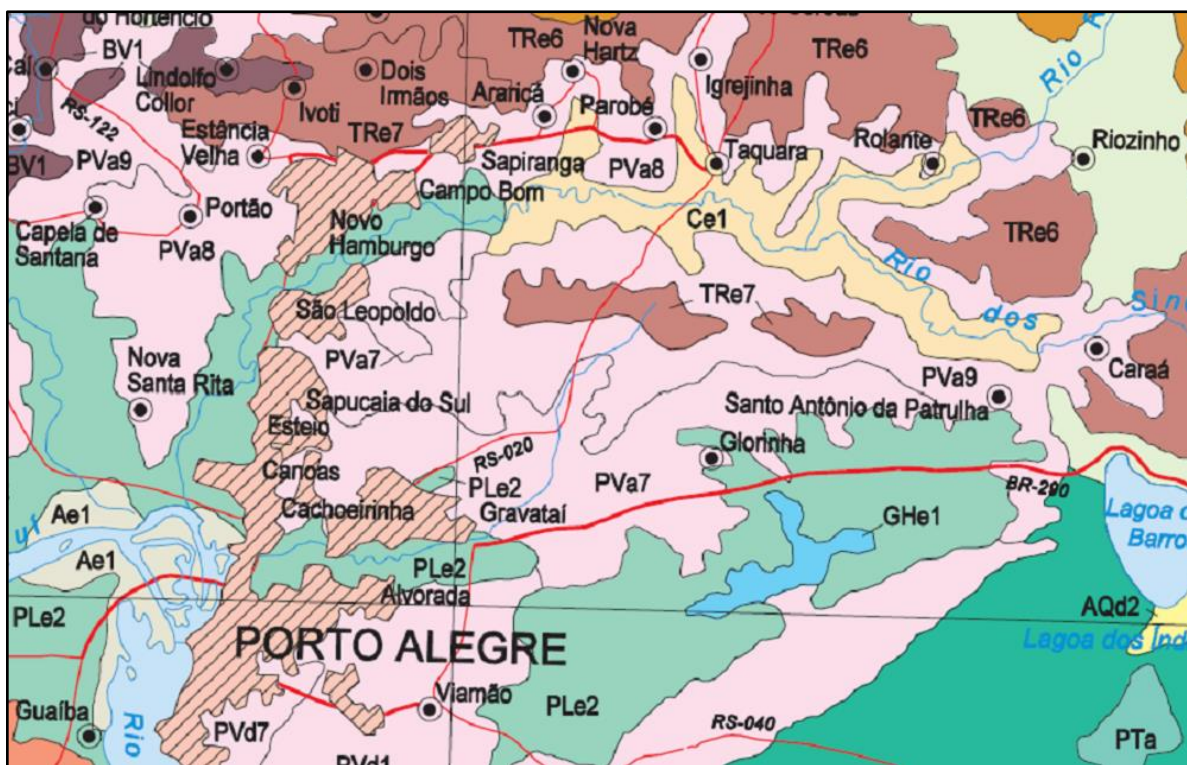
Fonte: Google Maps (2020)

Figura 18 – Mapa geológico da região de coleta dos solos



Fonte: CPRM (2006)

Figura 19 – Mapa pedológico da região de coleta dos solos

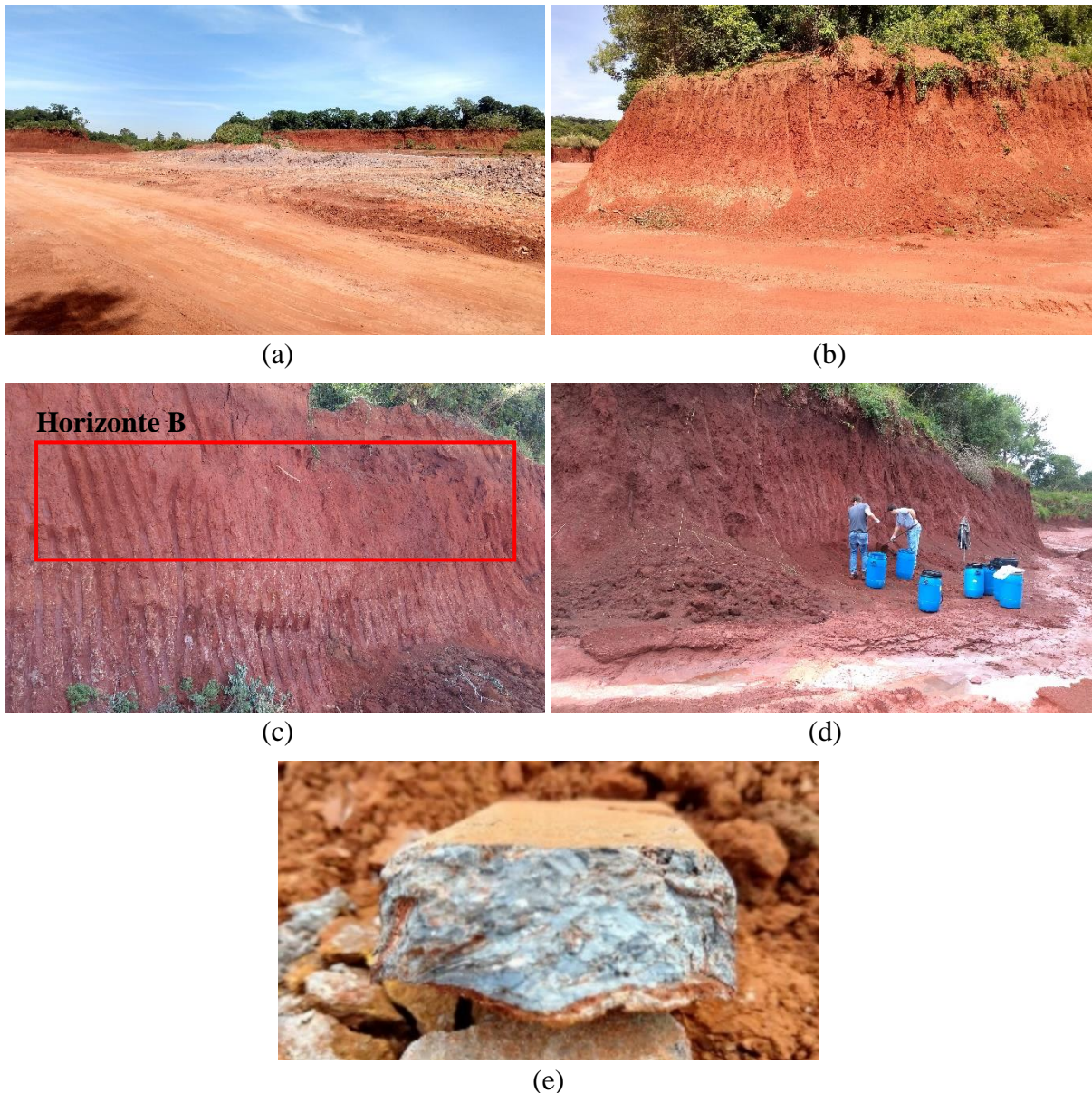


Fonte: IBGE (2002)

3.2.1.1 Argissolo

O solo designado como argissolo (AS) foi coletado em uma jazida desativada localizada no município de Gravataí/RS, nas proximidades da interseção entre as rodovias estaduais RS-118 e RS-020, conforme posição geográfica detalhada na Figura 17. Sua denominação na presente pesquisa provém do campo da pedologia, visto que, nesse âmbito, o solo residual em questão se enquadra no grupo de solos classificados na literatura atual como argissolos. A Figura 20 apresenta um registro fotográfico com detalhes da jazida explorada, do perfil estratigráfico do solo no local, do ponto exato de coleta do material (horizonte B) e de fragmento da rocha-mãe.

Figura 20 – Registro fotográfico da coleta do AS na jazida localizada em Gravataí/RS: (a) panorama geral da jazida, (b) perfil estratigráfico do solo, (c) local exato da coleta, (d) obtenção do material e (e) fragmento da rocha-mãe



Segundo Streck *et al.* (2008), os argissolos são solos geralmente profundos a muito profundos, variando de bem drenados a imperfeitamente drenados, que apresentam um perfil de gradiente tipicamente textural, ou seja, no qual o horizonte B é significativamente mais argiloso do que os horizontes superiores. Essa característica pôde ser claramente constatada no perfil estratigráfico do solo no local de coleta do AS, conforme demonstrado na Figura 20 (b).

Não raramente, o solo que compõe o horizonte B textural em argissolos apresenta comportamento laterítico, como já evidenciado em outros estudos (NÚÑEZ, 1997; FELTEN, 2005; SANTOS *et al.*, 2020), tendendo a apresentar propriedades físico-mecânicas propícias ao seu emprego como material de pavimentação, segundo os conceitos da Metodologia MCT para classificação de solos tropicais (NOGAMI e VILLIBOR, 1981). Desse modo, destaca-se nas Figuras 20 (c) e 20 (d) que a coleta do AS ocorreu buscando-se justamente o horizonte B argiloso em questão, o qual é constituído, sob a ótica geotécnica, por um solo residual maduro.

Os argissolos ocupam, em termos percentuais, a maior parte da área territorial do Rio Grande do Sul. Segundo o mapa exploratório de solos do Estado, elaborado pelo IBGE (2002) e apresentado parcialmente na Figura 19, a região de Gravataí/RS é marcada pela predominância de solo do tipo PVA7, o qual é descrito como sendo um podzólico (argissolo na classificação atual) vermelho-amarelo álico (saturação por alumínio maior que 50%). Streck *et al.* (2008), por outro lado, especificam que a mesma região é caracterizada pela presença de solos enquadrados como PVAd9, definidos pelos autores como sendo argissolos vermelho-amarelos distróficos (saturação por bases menor que 50%).

Com relação à origem litológica, de acordo com Streck *et al.* (2008), os argissolos podem ser procedentes de diversos tipos de rochas, tais como basaltos, granitos, arenitos, argilitos, siltitos e folhelhos. Conforme o mapa geológico do Estado, elaborado pela CPRM (2006) e apresentado parcialmente na Figura 18, a jazida na qual o AS foi coletado se encontra em uma área de contato entre a Formação Rio do Rastro e o Subgrupo Estrada Nova, sendo ambos constituídos por rochas de origem sedimentar e pertencentes ao Grupo Passa Dois, na Bacia do Paraná. Segundo Roisenberg *et al.* (2008), a Formação Rio do Rastro é representada na região de Gravataí/RS por camadas tabulares de arenitos finos a muito finos, avermelhados, arroxeados e esbranquiçados, friáveis e com matriz argilosa da decomposição dos feldspatos, intercalados com argilitos e siltitos avermelhados e arroxeados. O Subgrupo Estrada Nova, por outro lado, surge a partir de afloramentos dispersos e bastante alterados ao longo do contato com a

Formação Rio do Rastro, sendo representado por argilitos, siltitos e folhelhos cinza-chumbo a preto, com intercalações ou laminações delgadas de arenito fino.

O exposto acima é corroborado pelos trabalhos de Zanini (1998) e Scherer *et al.* (2016), acerca dos insumos minerais na RMPA, onde afirmam que os depósitos argilosos provenientes de rochas sedimentares da Bacia do Paraná constituem importantes jazidas na região, as quais configuram potencial para formação de argilas nobres, uma vez que possuem um grau de pureza maior com relação aos argilominerais se comparado a depósitos encontrados em planícies aluviais. Os autores destacam o potencial exploratório presente na região norte do município de Gravataí/RS (onde o AS foi coletado), representado por pacotes argilosos procedentes da Formação Rio do Rastro e do Subgrupo Estrada Nova, ambos caracterizados por camadas tabulares de rochas sedimentares variadas.

Levando em consideração a avaliação conjunta do mapa geológico do Estado (Figura 18), das diversas informações coletadas na literatura e da observação em campo de fragmentos oriundos da rocha-mãe, conforme Figura 20 (e), estimou-se que o argissolo em estudo é procedente de um folhelho cinza-chumbo pertencente ao Subgrupo Estrada Nova. Contudo, cabe salientar que se trata de uma estimativa e, tendo em vista a considerável diversidade litológica presente na região de estudo, uma conclusão mais assertiva dependeria de uma análise mais rigorosa.

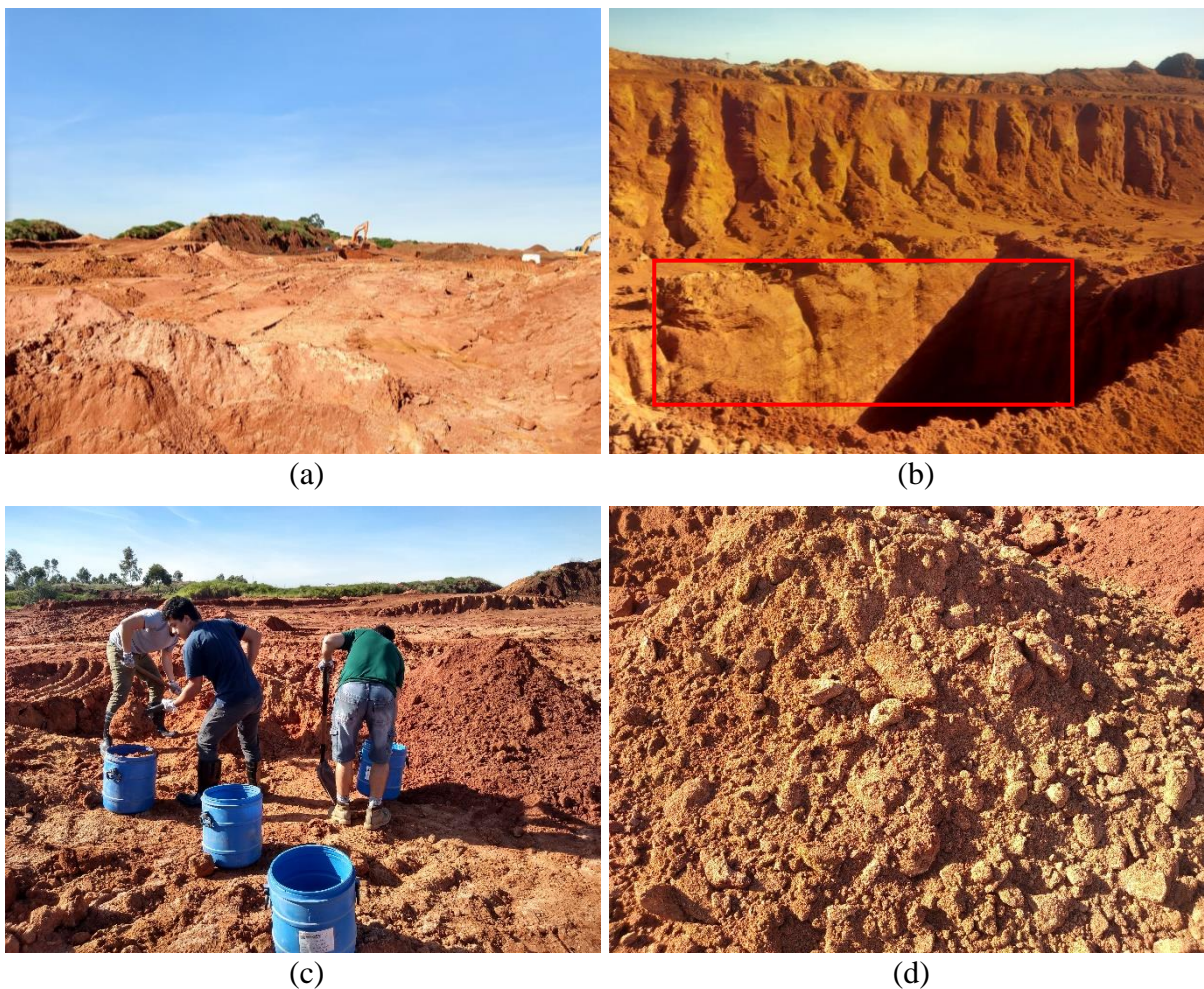
No Rio Grande do Sul, os argissolos são comumente empregados em obras rodoviárias e de terraplenagem em geral. No tocante a obras de pavimentação, esses solos normalmente surgem como opção de material constituinte do subleito e/ou reforço do subleito, podendo, porém, ser encontrados até mesmo em camadas de sub-base e/ou base. Por esse motivo, entre outros, um argissolo de comportamento laterítico, justamente da região de Gravataí/RS, já esteve anteriormente envolvido em estudos no LAPAV/UFRGS. O solo em questão foi selecionado como material a compor o subleito das pistas experimentais em ensaios acelerados com o simulador de tráfego, conforme detalhado por Núñez (1997). O mesmo solo foi também estudado laboratorialmente por Rodrigues (1997), sendo analisada a influência da sucção no módulo de resiliência do material por meio de ensaios triaxiais de cargas repetidas.

3.2.1.2 Solo residual de arenito

O material designado como solo residual de arenito (SA) foi coletado em uma jazida comercial localizada no município de São Leopoldo/RS, mais especificamente na região de Vila Scharlau,

ao longo da rodovia estadual RS-240, conforme posição geográfica detalhada na Figura 17. Sua denominação na presente pesquisa é decorrente de sua formação e origem litológica, uma vez que se trata de um solo procedente do intemperismo físico e químico de afloramentos de arenito da Formação Botucatu, típicos da região de coleta. A Figura 21 apresenta um registro fotográfico com detalhes da jazida explorada, do perfil estratigráfico do solo no local e também do ponto exato de obtenção do material.

Figura 21 – Registro fotográfico da coleta do SA na jazida localizada em São Leopoldo/RS: (a) panorama geral da jazida, (b) perfil estratigráfico do solo e local exato da coleta, (c) obtenção do material e (d) aspecto do solo *in situ*



Segundo o mapa geológico da região, apresentado na Figura 18, a jazida onde o SA foi coletado está inserida realmente em uma área caracterizada por afloramentos de arenito da Formação Botucatu, intercalados juntamente a sobreposições de derrames basálticos da Formação Serra Geral, sendo ambas formações integrantes da Bacia do Paraná (CPRM, 2006). Conforme

descrito por Martins *et al.* (2005), essas concentrações de arenito se encontram não apenas abaixo dos fluxos basálticos, mas também entre eles. Os mesmos autores relatam que os processos erosivos agindo continuamente na fronteira desses fluxos expuseram o arenito Botucatu ao longo de uma estreita faixa de terra na direção leste-oeste, a cerca de 30 km ao norte de Porto Alegre/RS, na qual se inclui a região de Vila Scharlau em São Leopoldo/RS.

As propriedades do arenito da Formação Botucatu estão diretamente relacionadas com a sua origem, a qual ocorreu pela deposição eólica sob condições desérticas em uma ampla área de aproximadamente 1.500.000 km², compreendendo países da América do Sul e África (ROCHA CAMPOS *et al.*, 1988). Segundo Roisenberg *et al.* (2008), os afloramentos presentes na região em estudo são constituídos essencialmente por arenitos bimodais, finos a médios, de coloração róseo-avermelhada e esbranquiçada, bastante litificados, predominantemente quartzosos, friáveis devido à matriz argilosa reduzida, apresentando grãos foscos e bem arredondados. Os feldspatos presentes raramente ultrapassam 5% e a impregnação por pigmentos ferruginosos é responsável pela cor e cimentação. Uma ampla análise da geologia do arenito Botucatu pode ser encontrada no estudo de Scherer (2000), onde o autor identificou o processo original de formação dos corpos dunares a partir da associação com os padrões estratigráficos investigados *in situ*.

Com relação ao aspecto pedológico, a Formação Botucatu costuma dar origem na região em estudo a argissolos vermelho-amarelos (PVa), como pode ser observado no mapa da Figura 19, os quais apresentam um horizonte B textural geralmente estreito (1 a 3 m), largamente utilizado como material de empréstimo em obras de engenharia. Subjacente ao horizonte B, encontra-se um profundo perfil de horizonte C saprolítico (alvo do presente trabalho), que ao ficar exposto é submetido a intensos processos de erosão (ZANINI, 1998; IBGE, 2002; FOPPA, 2005).

Martins *et al.* (2005) comentam que uma divergência peculiar pode ser encontrada entre as definições geológicas, geotécnicas e pedológicas empregadas para descrever o solo residual de arenito Botucatu. Do ponto de vista geológico, uma vez que o material ainda preserva consideravelmente a estrutura original da rocha mãe em profundidades de até dezenas de metros, esse é considerado rocha. Por outro lado, no âmbito geotécnico e pedológico, o material já é tido como solo (saprolítico ou constituinte do horizonte C), visto a sua baixa resistência, sendo facilmente escavado à mão. Diferentemente da maioria dos solos residuais tropicais, nos quais as características originais da rocha mãe, como estrutura e cimentação, são preservadas apenas dentro de um horizonte C relativamente estreito, que marca a transição entre solo e

rocha, os solos residuais de arenito Botucatu são notáveis por apresentarem horizontes C muito espessos, sobrepostos, em contrapartida, por horizontes B e A bastante delgados. Esse aspecto contrasta, por exemplo, com os solos residuais locais de basalto, que geralmente apresentam um horizonte B profundo e um horizonte C comparativamente estreito, e também contrasta com os solos residuais locais de granito, que muitas vezes possuem menos de 3 m de espessura.

O aspecto recém mencionado, acerca do horizonte C profundo característico dos solos residuais de arenito Botucatu, pôde ser nitidamente constatado no perfil estratigráfico do solo na jazida de coleta do SA, conforme demonstrado na Figura 21 (b), onde são notados claros vestígios da estrutura e cimentação da rocha mãe. Destaca-se nas Figuras 21 (b) e 21 (c) que a obtenção do material ocorreu justamente no horizonte C em questão, o qual é constituído, sob a ótica geotécnica, por um solo residual jovem (saprolítico). Segundo Martins *et al.* (2005), a formação desse horizonte C profundo pode ser explicada pela estrutura porosa desses solos, a qual possibilita uma boa drenagem. Apesar disso, os autores acreditam que o intemperismo não ocorra de forma tão eficiente a ponto de formar um horizonte B significativo, provavelmente devido à natureza quartzítica do material.

De acordo com IBGE (1986), outra característica bastante notável dos arenitos da Formação Botucatu é a ausência de variação litológica, constituindo uma monótona sucessão de corpos nos quais persistem, de modo geral, as mesmas propriedades texturais, estruturais e mineralógicas. Núñez (1991), visando verificar a ocorrência dessa homogeneidade no horizonte C saprolítico de um solo residual de arenito Botucatu, justamente na região de Vila Scharlau, realizou ensaios de caracterização física em amostras retiradas a seis profundidades distintas em um talude de corte. O autor obteve coeficientes de variação muito baixos entre os resultados para as diferentes amostras, validando a hipótese acerca da constância de propriedades encontrada nesses solos. Por esse motivo, inclusive, na presente pesquisa não houve uma atenção, em especial, à profundidade de coleta do SA na jazida explorada.

Em sua dissertação de mestrado, Coulon (1973) citou que os horizontes C residuais do arenito Botucatu apresentam uma ótima estabilidade no seu estado indeformado, devido ao elevado ângulo de atrito interno. Os taludes de corte podem ser até verticais, algo de fato observado no local de coleta do SA, conforme Figura 21(b). Segundo o autor, entretanto, no estado deformado esses solos são de difícil compactação, sendo necessário o emprego de uma elevada energia para se atingir o peso específico aparente seco máximo de projeto. Essa dificuldade, somada à

baixa capacidade de suporte (dificilmente o ISC atinge 10%) e ao fato de ser bastante erodível, fazem do horizonte C da Formação Botucatu uma fonte de material de empréstimo de regular a precária, tendo sua aplicação, na região em estudo, geralmente limitada a corpos de aterros.

O solo saprolítico de arenito Botucatu, mais especificamente da localidade de Vila Scharlau, já é bastante difundido no meio acadêmico da UFRGS na área da engenharia civil. Tendo em vista as suas limitações técnicas já citadas, entre outros motivos, o material tem sido comumente estudado em dissertações e teses envolvendo a sua estabilização físico-química a partir de diferentes recursos (cimento, cal, fibras, resíduos, etc.), seja no campo da pavimentação, seja no campo das fundações, podendo-se citar, ao longo do tempo: Núñez (1991), Prietto (1996), Thomé (1999), Specht (2000), Foppa (2005), Lopes Junior (2011), Winter (2018), entre outros. O solo também já foi bastante estudado no seu estado indeformado, por conta de sua estrutura natural remanescente, a qual lhe confere propriedades particulares quanto ao comportamento geomecânico (MARTINS, 2001; MARTINS *et al.*, 2001; MARTINS *et al.*, 2005; BICA *et al.*, 2008). Apesar dessa difusão, são poucos os dados acerca do comportamento desse solo como material de pavimentação, ou seja, no seu estado compactado, sem o emprego de estabilizantes, submetido a ensaios pertinentes à mecânica dos pavimentos. Nesse sentido, cabe destacar os trabalhos de Núñez (1991) e Bernardes (2008).

Núñez (1991) estudou a estabilização físico-química do solo saprolítico de arenito Botucatu, coletado em um talude de corte na Vila Scharlau, por meio da adição de diferentes teores de cal ou de cimento. Segundo o autor, o emprego desse solo no seu estado natural como componente de pavimentos rodoviários não é aconselhado, tendo em vista a sua baixa capacidade de suporte, média expansibilidade, pouca resistência a erosão e comportamento resiliente insatisfatório. Com a adição de cal ou de cimento, todavia, foram obtidas substanciais melhorias em todos esses aspectos, possibilitando sua aplicação em camadas de base e sub-base.

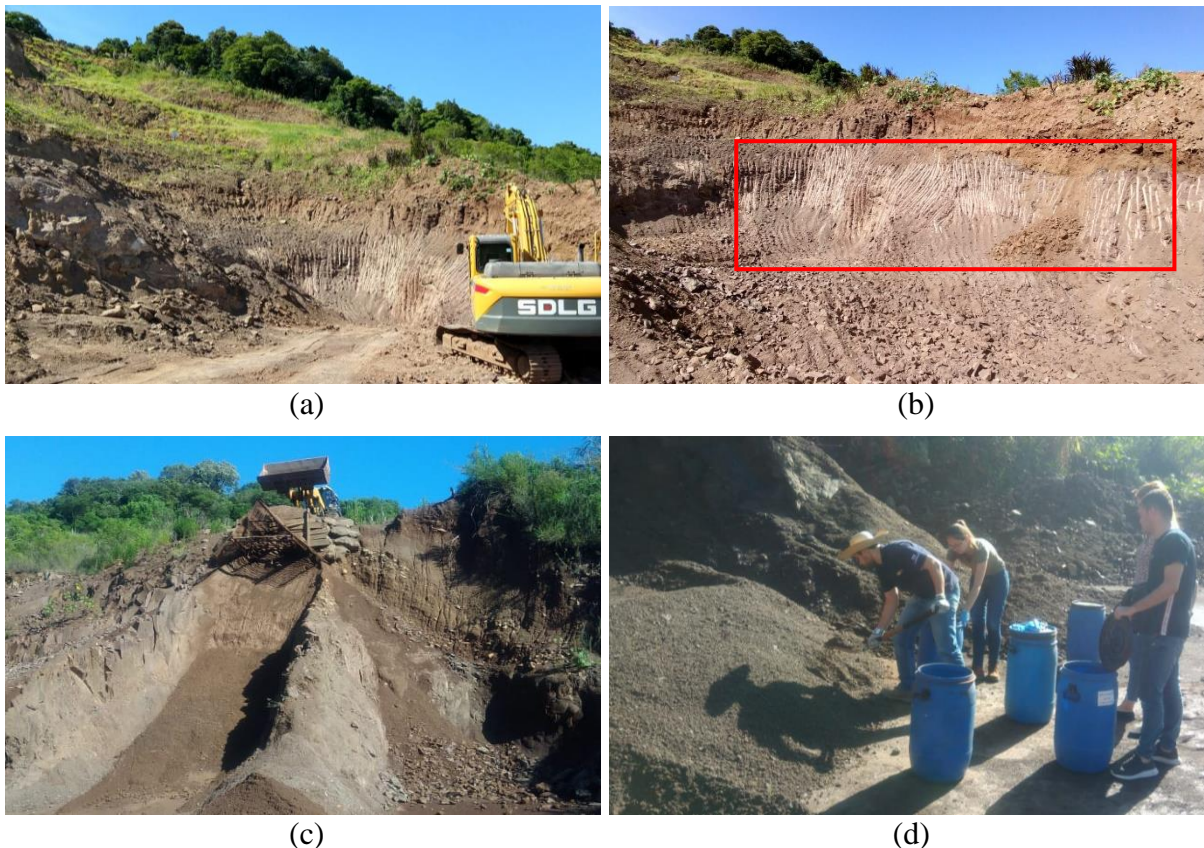
Bernardes (2008) projetou e desenvolveu em seu doutorado o equipamento *hollow cylinder torsional*, o qual possibilita o controle da magnitude e da direção das tensões principais em carregamentos estáticos ou cíclicos, simulando de maneira mais realista a condição imposta aos materiais no interior do pavimento. Como material de estudo para os ensaios, empregou-se o solo saprolítico de arenito Botucatu de uma jazida em Vila Scharlau. O trabalho torna-se ainda mais relevante à presente dissertação pelo fato de o solo ter sido submetido também a ensaios triaxiais de cargas repetidas, avaliando-se o MR e a deformação permanente em multiestágios.

3.2.1.3 Saibro de basalto

O material designado como saibro de basalto (SB) nessa dissertação foi coletado em uma jazida comercial no município de Santo Antônio da Patrulha/RS, situada ao longo da rodovia estadual RS-030 (paralela à rodovia federal BR-290), próximo à Lagoa dos Barros, conforme posição geográfica detalhada na Figura 17. Um registro fotográfico da coleta do SB é demonstrado na Figura 22, apresentando detalhes da jazida explorada, do perfil estratigráfico do solo no local e também do ponto exato de obtenção do material.

Com relação ao termo “saibro”, não há um consenso único no campo da engenharia civil acerca de sua definição exata. Contudo, na literatura técnica e acadêmica pertinente à pavimentação, a expressão é normalmente utilizada para designar solos de caráter saprolítico, ou seja, solos residuais jovens (equivalentes ao horizonte C pedológico) procedentes da alteração de rochas geralmente de origem granítica, gnáissica ou basáltica (ZANINI, 1998; MAGALHÃES, 2001; DNIT, 2006; JOHNSTON, 2010; NERVIS, 2016). Dito isso, na presente pesquisa empregou-se o termo para denominar um solo saprolítico de origem basáltica, isto é, um saibro de basalto.

Figura 22 – Registro fotográfico da coleta do SB na jazida localizada em Santo Antônio da Patrulha/RS: (a) panorama geral da jazida, (b) perfil estratigráfico do solo e local exato da coleta, (c) peneiramento prévio e (d) obtenção do material



Segundo os trabalhos de Zanini (1998), Roisenberg *et al.* (2008) e Scherer (2016), a ocorrência de depósitos com potencial para exploração do saibro de basalto na região em estudo está associada à existência de zonas de alteração de rochas vulcânicas básicas ou intermediárias pertencentes à Formação Serra Geral. Os autores comentam que as condições ideais para a formação desse material ocorrem nos topos e na base dos derrames basálticos, caracterizados pela abundância de amígdalas ou cavidades que são geralmente preenchidas por calcedônia, quartzo, argilominerais e carbonatos. Essas zonas amigdaloides, quando próximas à superfície, são mais facilmente submetidas ao intemperismo, favorecendo a alteração e produzindo o saibro, comumente utilizado na região como material de empréstimo na recomposição de estradas não pavimentadas, bem como em obras de aterro nas áreas urbanas.

Essas informações são corroboradas pela análise dos mapas geológico e pedológico da região, exibidos nas Figuras 18 e 19, respectivamente. Em termos geológicos, a jazida de coleta do SB está realmente situada em uma área caracterizada por derrames basálticos granulares finos a médios, pertencentes ao Fácies Gramado da Formação Serra Geral (CPRM, 2006). Em termos pedológicos, o local no qual a jazida se encontra é marcado pela presença de solos classificados como Re24, descritos pelo IBGE (2002) como sendo neossolos litólicos eutróficos (saturação por bases maior que 50%), de textura média cascalhenta e fase pedregosa com substrato de basalto. Essa classificação é condizente, visto que, segundo Streck *et al.* (2008), os neossolos litólicos são definidos como solos de formação muito recente, que apresentam um horizonte A ou O assentado diretamente sobre o horizonte C (saprolítico), o qual é constituído, muitas vezes, por fragmentos de rocha (cascalhos, calhaus, matações), tendo o seu contato lítico bastante raso.

Os aspectos geológicos e pedológicos recém descritos puderam ser visualmente constatados no momento da coleta do SB na jazida, conforme as fotos da Figura 22, nas quais evidencia-se o horizonte A sobrepondo diretamente o horizonte C, a clara aparência saprolítica do material, o contato lítico próximo à superfície e a coloração marrom-acinzentada típica de rochas basálticas. Destaca-se nas Figuras 22 (a) e 22 (b) que, visto o caráter ainda bastante estruturado do SB no horizonte C, foi necessário o suporte de uma escavadeira na sua obtenção. Além disso, após ser escavado, o solo foi passado por uma peneira de abertura aproximada de 1", demonstrada na Figura 22 (c), comumente utilizada na jazida visando uma melhor seleção do material de empréstimo, considerando seu emprego em pavimentos ou em corpos de aterros. Por fim, a coleta do SB ocorreu somente após esse peneiramento prévio, eliminando a fração mais grosseira do material, conforme apresentado na Figura 22 (d).

Como já mencionado, uma das principais aplicações do saibro de basalto no Rio Grande do Sul tem sido como material de revestimento primário, por parte das prefeituras, em serviços de recomposição em estradas vicinais (ZANINI, 1998; SCHERER, 2016). Além disso, o material também surge como alternativa nas camadas inferiores de rodovias de baixo volume de tráfego no interior do Estado, conforme levantado por Johnston (2010). Apesar de sua disponibilidade e aplicabilidade, há poucos estudos acerca do desempenho mecânico do saibro de basalto para pavimentação, cabendo citar Couto (2006), Johnston (2010) e Borges *et al.* (2018).

3.2.2 Caracterização física

Nesse item são apresentados detalhes acerca da caracterização física dos solos em estudo. Lembra-se que um dos fatores preponderantes na seleção desses materiais foi a busca por uma variabilidade quanto às suas características em diferentes aspectos, desejando-se, com isso, alcançar também uma maior abrangência com relação ao comportamento mecânico. Assim, além das diferenças referentes à origem, formação e constituição já abordadas no item 3.2.1, os solos também apresentam uma notória diversidade quanto às suas propriedades físicas. Dito isso, a seguir são demonstrados conjuntamente os dados obtidos acerca dos três solos residuais, visando-se uma melhor análise e comparação de cada uma das propriedades avaliadas. Os ensaios necessários a essa caracterização física foram realizados no LAGEOTEC/UFRGS.

Após coletados nas respectivas jazidas, os solos foram armazenados no seu estado natural (Figura 16, item 3.2) em bombonas plásticas devidamente seladas e identificadas. Realizou-se então uma preparação prévia dos materiais para os ensaios de caracterização física, assim como para os posteriores ensaios mecânicos, sendo esses inicialmente secos em estufa à temperatura máxima de 60 °C durante um período mínimo de 48 horas. Na sequência, foi executado o destorroamento dos solos AS e SA, possibilitando a desagregação dos grumos de modo a passar o material integralmente na peneira #4 (abertura de 4,8 mm). Já no caso do SB, visto o caráter mais grosseiro e fragmentado do material, não se realizou o seu destorroamento, sendo feito apenas o escalpo dos grãos retidos na peneira 1” (abertura de 25,4 mm). A fração eliminada nesse processo não era representativa (menos de 1%, em massa), fato justificado pelo peneiramento prévio do SB executado no momento de sua coleta na jazida. Enfim, foi realizado o quarteamento e subsequente armazenamento dos solos em sacos plásticos apropriadamente fechados e identificados, contendo quantias representativas adequadas para os diversos ensaios.

A Figura 23 apresenta os solos após os procedimentos recém descritos. Destaca-se o aspecto visual (textura, coloração, granulometria, etc.) bastante distinto entre os três materiais. Cabe aqui mencionar a dificuldade enfrentada na desagregação dos grumos presentes no AS, possivelmente em função do efeito cimentante gerado pelos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio no processo de laterização que comumente ocorre nesses solos. O destorroamento do SA, por outro lado, foi de extrema facilidade, tendo em vista o caráter bastante friável do material, característico dos solos saprolíticos de arenito Botucatu.

Figura 23 – Aspecto dos solos residuais em estudo após preparação prévia para os ensaios: (a) AS, (b) SA e (c) SB



Após submetidos a essa preparação prévia, evidentemente, os materiais ainda passaram pelos demais procedimentos necessários à sua adequação para a realização de cada um dos ensaios de caracterização física considerados, segundo as especificações pertinentes. A Tabela 6 apresenta uma síntese dos ensaios executados e dos resultados obtidos para as diferentes propriedades físicas, indicando também as referências normativas adotadas, bem como o enquadramento dos solos nos sistemas de classificação tradicionalmente empregados para materiais de pavimentação. Na sequência, cada uma das propriedades analisadas é discutida mais detalhadamente.

Tabela 6 – Síntese da caracterização física dos solos residuais em estudo

Parâmetros	Solos			Referências normativas		
	AS	SA	SB			
ρ_s (g/cm ³)	2,76	2,65	2,87	ABNT NBR 6508:1984		
Análise granulométrica	Pedregulho (%)	0	0	66		
	Areia (%)	30	79	26		
	Silte (%)	17	9	6	ABNT NBR 7181:2016 ^e	
	Argila (%)	53	12	2	ABNT NBR 6502:1995	
	Cu	-	357	21		
	Cc	-	82	6		
Consistência	LL (%)	50	32	32	ABNT NBR 6459:2016	
	LP (%)	30	21	27	ABNT NBR 7180:2016	
	IP (%)	20	11	5	ABNT NBR 7180:2016	
Classificação	SUCS	MH	SC	SP-SM	ASTM D2487-17	
	AASHTO	A-7-5 (16)	A-2-6 (0)	A-1-a (0)	AASHTO M 145-91	
	MCT	LG'	NA'	-	Nogami e Villibor (1981)	
Compactação	$\omega_{ót}$ (%)	23,3	12,1	9,2		
	Energia Normal	$\rho_{dmáx}$ (g/cm ³)	1,539	1,912	1,846	ABNT NBR 7182:2016
		$S_{ót}$ (%)	81,2%	82,7%	47,7%	
	Energia Intermediária	$\omega_{ót}$ (%)	21,4	11,0	8,7	
		$\rho_{dmáx}$ (g/cm ³)	1,677	1,982	1,977	ABNT NBR 7182:2016
		$S_{ót}$ (%)	91,7%	86,1%	55,5%	

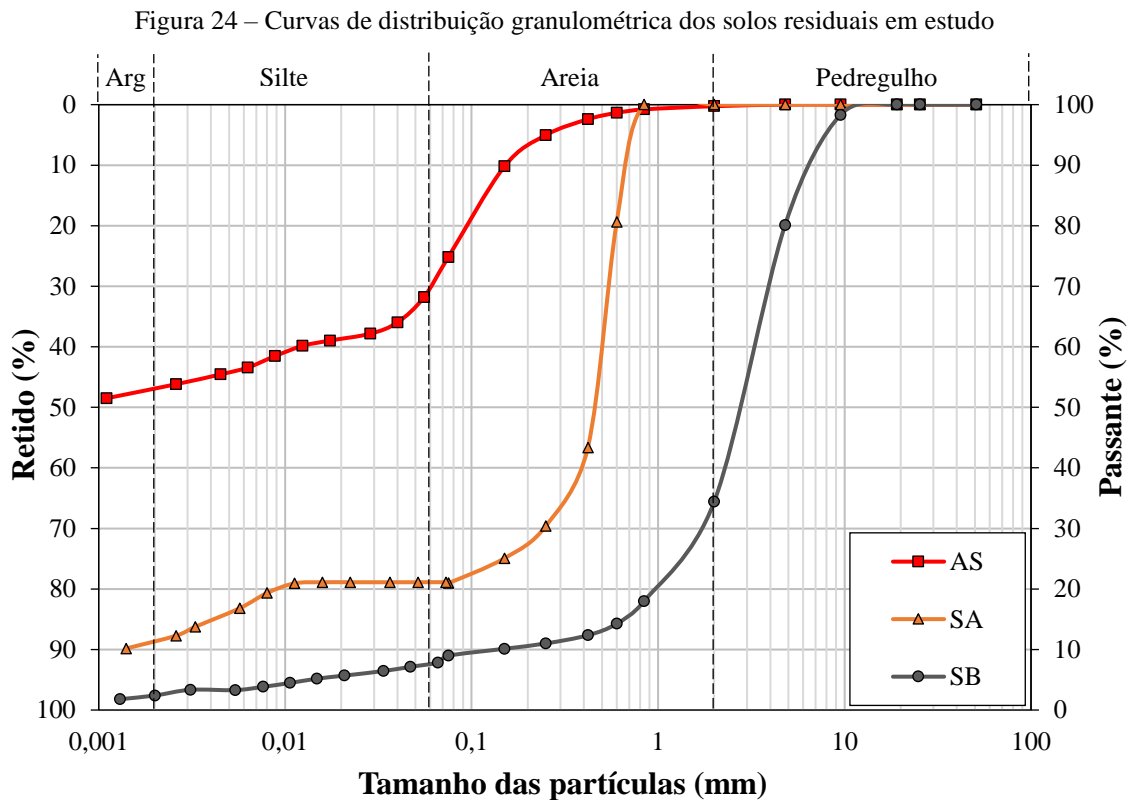
No tocante à massa específica real dos grãos (ρ_s), esse parâmetro tem como principal variável a composição mineral das partículas constituintes do solo, sendo que os valores habitualmente encontrados para diferentes materiais se situam entre 2,6 e 2,9 (LAMBE e WHITMAN, 1979), intervalo esse condizente com os números obtidos para os três solos em estudo. Segundo Das (2012), solos predominantemente arenosos tendem a apresentar valores de ρ_s próximos a 2,65, geralmente associado à constituição quartzítica das partículas, que foi exatamente o resultado encontrado para o SA. Quanto a argilas lateríticas, Pinto (2006) comenta que, em função da deposição de sais de ferro característica desses solos, podem ser obtidos elevados valores de ρ_s de até aproximadamente 3,0. No caso do AS em estudo, chegou-se ao valor de 2,76. Por fim, o SB apresentou o resultado mais elevado entre os três materiais, com o valor de 2,87 possivelmente relacionado à densidade tipicamente alta (2,8 ~ 3,0) característica de rochas basálticas, conforme Philpotts e Ague (2009).

Com relação à análise granulométrica, na Figura 24 são apresentadas as curvas de distribuição dos três solos residuais em estudo, obtidas segundo os procedimentos prescritos pela NBR 7181:2016 (ABNT, 2016), envolvendo a combinação das técnicas de peneiramento e sedimentação, com a utilização de defloculante. No gráfico é representado também o enquadramento das partículas, com base em seu diâmetro, nas categorias definidas como pedregulho, areia, silte ou argila, conforme estabelecido pela NBR 6502:1995 (ABNT, 1995). O mesmo enquadramento é demonstrado na Tabela 6, porém, por meio da proporção, em porcentagem, entre as diferentes frações na composição dos materiais.

Em síntese, no que tange à composição granulométrica dos solos analisados, tem-se um material predominantemente granular, com 66% de sua composição constituída por pedregulhos – o SB; um solo prevalentemente fino, com 70% de suas partículas enquadradas como argila ou silte – o AS; e um solo dominantemente arenoso, ou seja, o qual pode ser considerado como detentor de uma composição granulométrica intermediária entre os demais, com 79% de sua constituição formada por areia – o SA.

Uma análise pertinente com relação à granulometria em solos ditos granulares se refere à amplitude e ao formato de suas curvas de distribuição, permitindo caracterizá-los como bem ou mal graduados, ou seja, se possuem ou não partículas harmoniosamente distribuídas entre os diversos tamanhos. Nesse quesito, ambos os materiais SA e SB são considerados mal graduados, tanto pela análise visual de suas curvas, quanto pela verificação de seus coeficientes

de distribuição (Cu e Cc), segundo os critérios estabelecidos pelo SUCS (ASTM, 2017). Ao se examinar as curvas de distribuição desses solos (Figura 24), conclui-se que, apesar de abrangentes, ambas apresentam o formato característico de granulometrias definidas como uniformes, ou seja, há a predominância de uma determinada fração do material (arenosa no caso do SA e pedregosa no SB). Essa uniformidade é igualmente confirmada a partir da verificação dos coeficientes de distribuição (Tabela 6), uma vez que, embora os materiais apresentem um valor de Cu alto, esses possuem, no entanto, um Cc também elevado.



Com o intuito de identificar a influência da fração fina nos solos em estudo, foram realizados os ensaios para obtenção dos Limites de Atterberg, chegando-se aos tradicionais índices de consistência dos materiais (LL, LP e IP), cujos valores são indicados na Tabela 6. Conforme a classificação qualitativa elaborada por Burmister (1949), com base no valor do IP, os solos AS e SA apresentam plasticidade média, enquanto o SB é considerado apenas ligeiramente plástico.

Outra análise relevante, em específico para os solos considerados argilosos, refere-se à atividade de sua fração argila, definida, segundo Skempton (1953), como a razão entre o IP e a fração de partículas inferiores a 0,002 mm (% , em massa). Seguindo esse conceito, o AS em

estudo apresenta uma atividade próxima a 0,38, considerado um valor baixo e, de acordo com o mesmo autor, característico de solos com predominância do argilomineral caulinita (típico de argilas bem desenvolvidas quimicamente, caso das lateríticas).

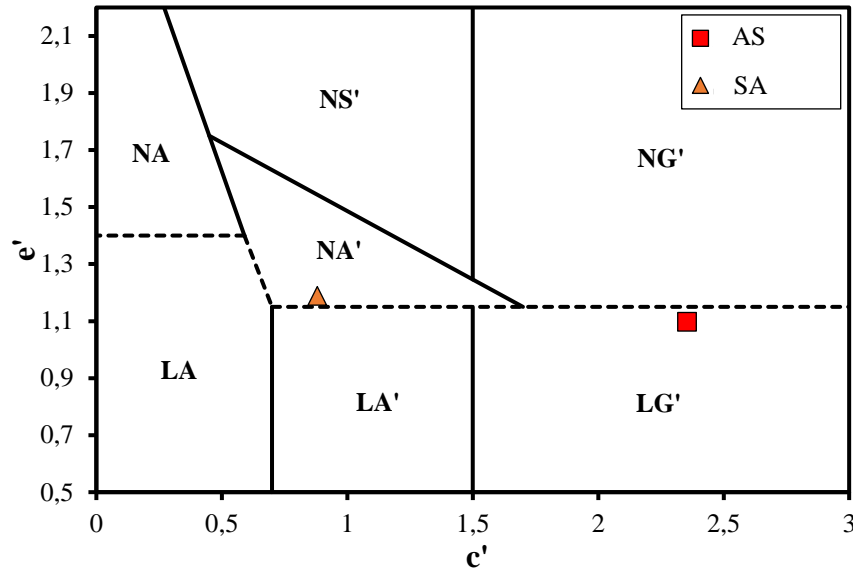
A partir das propriedades granulométricas e dos índices de consistência recém abordados, os solos residuais foram enquadrados segundo os dois sistemas de classificação tradicionalmente empregados no campo da pavimentação – SUCS e AASHTO. Com base nos critérios definidos pelo SUCS (ASTM, 2017), os materiais em estudo possuem a seguinte designação, de modo mais específico:

- a) AS: silte elástico com areia (MH);
- b) SA: areia argilosa (SC);
- c) SB: areia mal graduada com silte e pedregulho (SP-SM).

Já pela classificação preconizada pela AASHTO (2017), os solos SA e SB foram enquadrados nos grupos A-2-6 e A-1-a, respectivamente, com ambos apresentando um IG equivalente a 0, sendo, assim, considerados materiais com desempenho bom a excelente como subleito. O solo AS, por outro lado, foi classificado como integrante do grupo A-7-5, esperando-se, com isso, um comportamento mediano a ruim como material de subleito. Além do mais, esse apresentou um IG de 16, relativamente baixo, porém, tido como inadequado para emprego em camadas de sub-base, por exemplo (DNIT, 2010).

Embora consagrados internacionalmente, os dois sistemas de classificação abordados acima apresentam uma série de limitações quando aplicados aos solos residuais ditos tropicais, tipicamente encontrados no Brasil. Portanto, os materiais AS e SA também foram classificados segundo a metodologia MCT, desenvolvida por Nogami e Villibor (1981) para o estudo de solos tropicais aplicados à pavimentação, possibilitando separá-los em duas classes, lateríticos ou não-lateríticos, com subclasses, totalizando 7 grupos de solos. Os ensaios necessários a essa metodologia (únicos externos) foram feitos pelo Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, conforme detalhado por Lima (2020), bem como o enquadramento dos solos na classificação, demonstrado na Figura 25. O AS apresentou comportamento laterítico, sendo classificado como um LG' (solo argiloso laterítico), característico de materiais provenientes de horizontes B podzólicos, como relatado no item 3.2.1.1. Já o SA demonstrou comportamento não-laterítico, sendo definido como um NA' (solo arenoso não-laterítico), algo esperado tendo em vista o seu caráter saprolítico.

Figura 25 – Classificação dos solos AS e SA segundo a metodologia MCT



Fonte: Lima (2020)

Por fim, as Figuras 26 a 29 apresentam as curvas de compactação obtidas para os três solos nas duas energias consideradas no estudo (Normal e Intermediária), sendo também representadas nos gráficos as curvas referentes ao grau de saturação dos materiais. Os ensaios de compactação foram realizados segundo os procedimentos definidos pela NBR 7182:2016 (ABNT, 2016), sem a prática de reuso de material, sobre amostras preparadas com secagem prévia até a umidade higroscópica. A Tabela 7 apresenta uma síntese das especificações adotadas nos ensaios, determinadas de acordo com a granulometria de cada solo e a energia aplicada.

Tabela 7 – Síntese das especificações adotadas nos ensaios de compactação

Solo	Energia	Molde	Soquete	Nº de camadas	Nº de golpes
AS	Normal	Pequeno	Pequeno	3	26
	Intermediária	Pequeno	Grande	3	21
SA	Normal	Pequeno	Pequeno	3	26
	Intermediária	Pequeno	Grande	3	21
SB	Normal	Grande	Grande	5	12
	Intermediária	Grande	Grande	5	26

Figura 26 – Curvas de compactação do AS

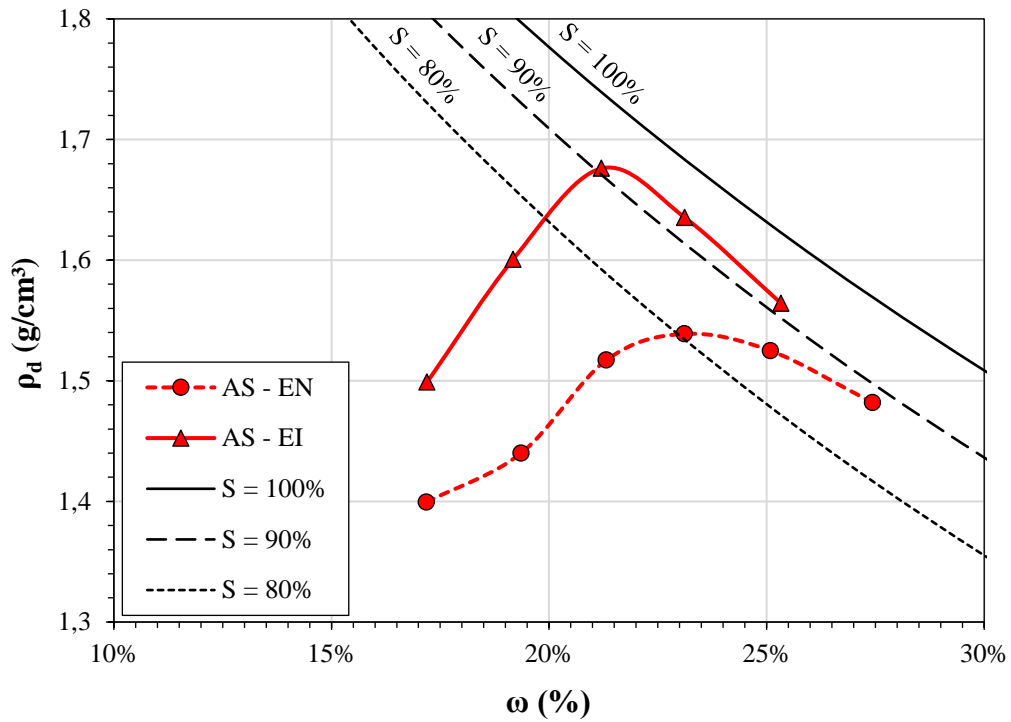


Figura 27 – Curvas de compactação do SA

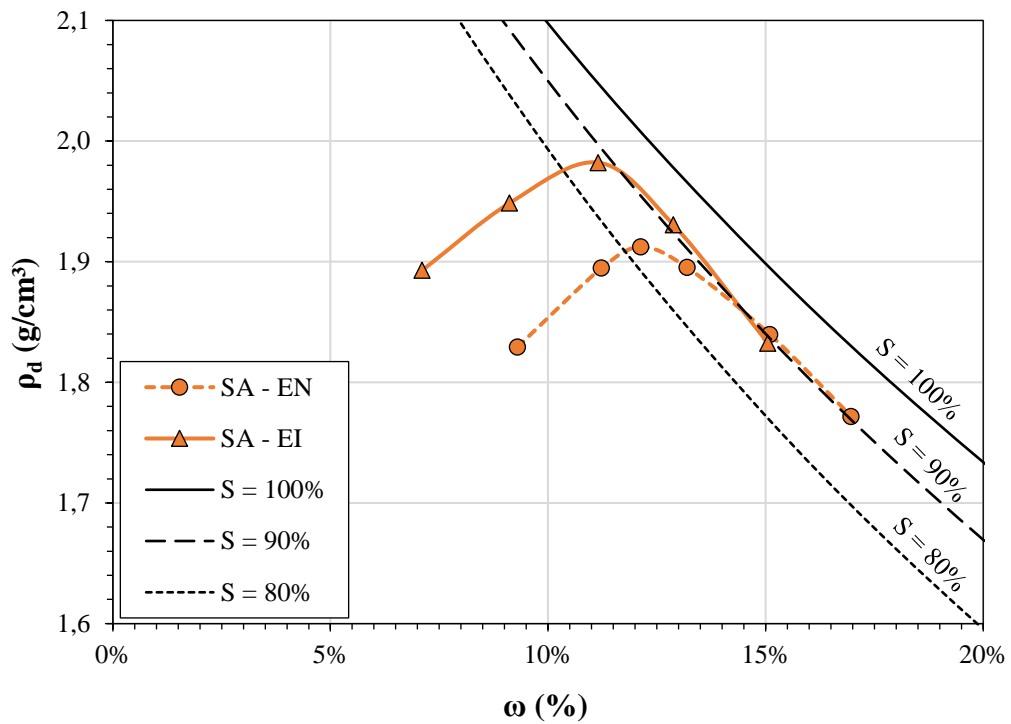


Figura 28 – Curvas de compactação do SB

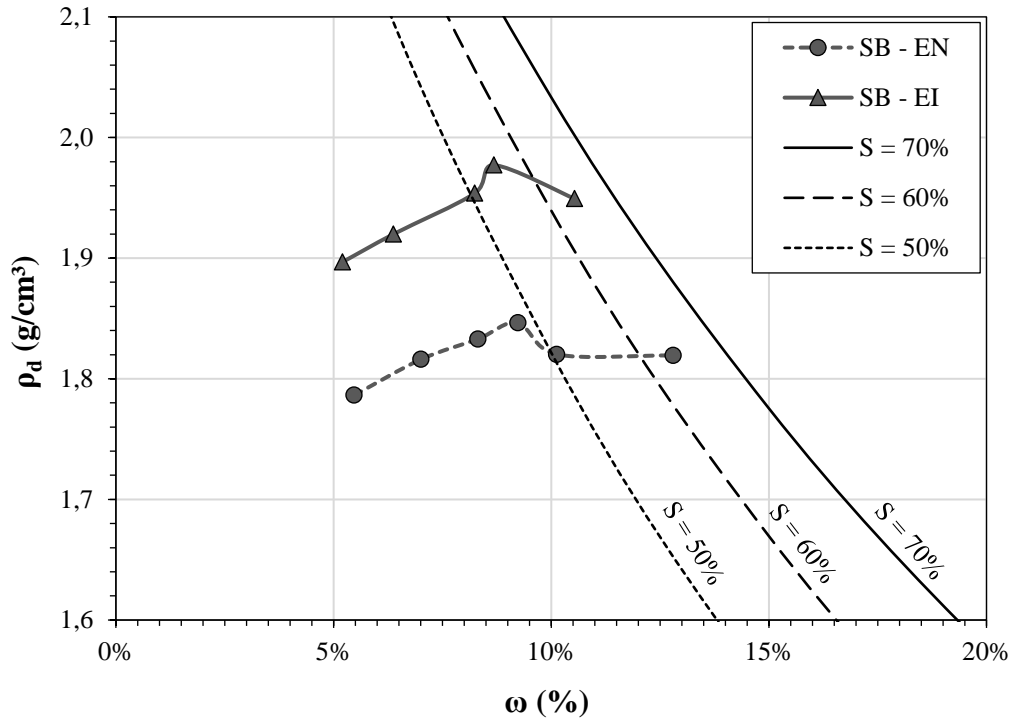
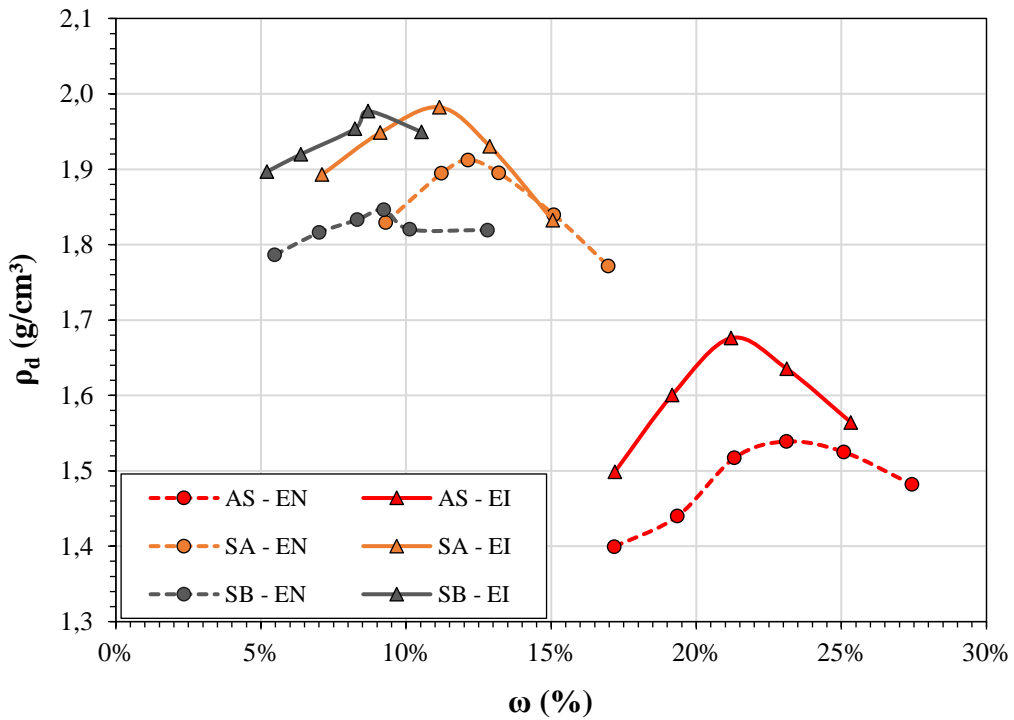


Figura 29 – Curvas de compactação dos três solos residuais em estudo



3.2.3 Caracterização química

A caracterização química se restringiu aos solos AS e SA, sendo representada, essencialmente, pela análise da composição química, conforme Tabela 8, a qual foi realizada pelo Laboratório de Análises de Solos da UFRGS, segundo a Metodologia ROLAS (Rede Oficial de Laboratórios de Análise de Solo e de Tecido Vegetal dos Estados do Rio Grande do Sul e de Santa Catarina). Por meio dessa análise é possível avaliar, entre diversos aspectos, o potencial hidrogeniônico (pH), a presença de matéria orgânica, a capacidade de troca catiônica (CTC) e a saturação por bases e por alumínio.

Tabela 8 – Análise da composição química dos solos AS e SA

Parâmetro	Solo AS	Solo SA
Argila (%)	54,0	25,0
pH (H ₂ O)	4,5	4,4
Índice SMP	6,2	7,1
P (mg/dm ³)	2,3	2,4
K (mg/dm ³)	12,0	7,0
Matéria orgânica (%)	0,3	0,2
Al trocável (cmol _c /dm ³)	1,2	0,5
Ca trocável (cmol _c /dm ³)	0,9	0,5
Mg trocável (cmol _c /dm ³)	1,6	0,3
Al + H (cmol _c /dm ³)	3,5	1,2
CTC (cmol _c /dm ³)	6,0	2,1
Saturação por bases (%)	42,0	40
Saturação por alumínio (%)	32,1	37,9
Relação Ca/Mg	0,6	1,7
Relação Ca/K	29,0	28,0
Relação Mg/K	52,0	17,0
S (mg/dm ³)	85,0	17,0
Zn (mg/dm ³)	3,3	0,4
Cu (mg/dm ³)	0,6	0,3
B (mg/dm ³)	0,4	0,2
Mn (mg/dm ³)	3,0	1,0

Primeiramente, com relação à porcentagem de argila presente na composição dos solos, observa-se que, para o AS, o valor obtido por essa análise (54%) foi bastante próximo ao encontrado pela análise granulométrica realizada no LAGEOTEC/UFRGS (53%), envolvendo a combinação das técnicas de peneiramento e sedimentação, conforme descrito no item 3.2.2.

No caso do solo SA, por outro lado, destaca-se que houve uma diferença maior entre os valores de porcentagem de argila obtidos por cada análise (25% e 12%), possivelmente relacionada a variações nos procedimentos metodológicos adotados.

Quanto ao índice de pH, ambos os solos AS e SA apresentaram valores considerados baixos (4,5 e 4,4, respectivamente), sendo classificados como fortemente ácidos com base na literatura. Streck *et al.* (2008) relatam essa acentuada acidez como uma característica típica de argissolos. Freire *et al.* (2013) vão mais além, citando que os solos tropicais, em sua maioria, tendem a exibir elevada acidez, advinda de diversos fatores relacionados ao processo de formação, mas principalmente associada à ação pretérita do clima.

Referente aos teores de fósforo (P) e potássio (K) presentes na constituição dos solos, esses podem ser qualificados segundo o nível (baixo, médio, alto e muito alto), conforme indicado por Freire *et al.* (2013). Nesse sentido, os solos AS e SA apresentaram níveis de ambos os elementos considerados baixos, de acordo com a classificação mencionada. Destaca-se que ambos os solos também exibiram baixas porcentagens de matéria orgânica. Freire *et al.* (2013) mencionam que essas propriedades (baixos teores de fósforo, potássio e matéria orgânica) também são, juntamente à elevada acidez, características de solos de formação tropical.

A capacidade de troca catiônica (CTC) é diretamente associada à atividade dos argilominerais existentes no solo, tanto pela constituição quanto pela quantificação desses. Segundo definição de Santos *et al.* (2018), quando um solo apresenta uma CTC igual ou superior a $27 \text{ cmol}_c \text{ kg}^{-1}$, considera-se que a fração argila é de atividade alta (Ta), de modo que a atividade baixa (Tb) corresponde a uma CTC inferior a $27 \text{ cmol}_c \text{ kg}^{-1}$. Desse modo, evidencia-se que ambos os solos AS e SA exibiram valores de CTC referentes a uma atividade baixa (Tb).

Em relação à saturação por bases, no âmbito da pedologia, em suma, divide-se os solos em dois grupos – eutróficos e distróficos, os quais representam um valor de saturação superior ou inferior a 50%, respectivamente. Já no que se refere à saturação por alumínio, basicamente, utiliza-se o termo “álico” quando o solo exibe uma saturação maior ou igual a 50%. (SANTOS *et al.*, 2018). Dito isso, ambos os solos AS e SA se mostraram distróficos e não álicos.

Por fim, no que tange à caracterização pedológica, em especial, do AS, salienta-se que as propriedades recém abordadas se demonstram típicas de solos provenientes do horizonte B textural de argissolos. Ainda, os parâmetros analisados, com ênfase nos valores de saturação

por bases e por alumínio, em conjunto aos aspectos físicos relatados no item 3.2.2, permitiram corroborar a classificação definida por Streck *et al.* (2008) quanto aos solos tipicamente encontrados na região de coleta do AS (Gravataí/RS), enquadrados pelos autores como argissolos vermelho-amarelos distróficos, conforme mais bem detalhado no item 3.2.1.1.

3.3 MÉTODOS

Os métodos empregados na efetivação do programa experimental são apresentados nesse item, sendo detalhados os procedimentos adotados na moldagem dos corpos de prova e na execução da caracterização mecânica dos materiais. As principais referências metodológicas tidas como base foram as normas brasileiras DNIT 134/2018-ME e DNIT 179/2018-IE, recentemente implementadas pelo DNIT (2018) na especificação dos ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente, respectivamente, sendo ambos realizados por meio do equipamento triaxial de cargas repetidas.

Apesar das referências normativas estabelecidas, ressalta-se que os ensaios triaxiais cíclicos apresentam uma série de particularidades intrínsecas a sua complexidade, envolvendo desde a preparação dos materiais e subsequente compactação dos CPs até as diversas especificidades relacionadas ao equipamento, instrumentação e coleta de dados. Sendo assim, certos aspectos foram específicos dos métodos dessa pesquisa. Seguindo a mesma linha do comparativo entre as normas referentes ao ensaio de DP, demonstrado no item 2.6.1, a Tabela 9 apresenta uma síntese das especificações e procedimentos adotados, os quais são melhor esclarecidos no decorrer dos itens a seguir.

Em relação à moldagem dos CPs, essa foi uma etapa comum a ambos os ensaios mecânicos realizados e, com isso, é detalhada de maneira única no item 3.3.1. Os ensaios de MR e DP, por outro lado, apesar de apresentarem diversas similaridades, possuem especificações e rotinas experimentais diferentes. Portanto, esses são descritos separadamente nos itens 3.3.2 e 3.3.3, respectivamente. Por fim, lembra-se que os ensaios de DP envolveram o emprego de dois métodos de carregamento (EU e ME), sendo ambos explicitados conjuntamente no item 3.3.3.

Tabela 9 – Síntese dos métodos adotados na pesquisa

Material / CP	Tipo de material	Solos
	Diâmetro máximo das partículas	1/4 do diâmetro do CP
	Dimensões do CP (D x A) (cm)	10 x 20
	Método de compactação	Dinâmica por impacto (AS) e vibratória (SA e SB)
	Número de camadas na compactação	10
	Tempo de homogeneização	No mínimo 24 h
Equipamento	Tensão de confinamento	Estática
	Tensão desvio	Cíclica
	Meio de confinamento	Ar
	Sistema de carregamento	Pneumático
	Posição da célula de carga	Interna (em contato direto com o <i>top-cap</i>)
	Medição dos deslocamentos permanentes	1 RDT externo
	Medição dos deslocamentos resilientes	2 LVDTs internos
	Medição/controle da poro-pressão	Não
	Tensão de assentamento (constante)	Não
Ensaio de MR	Drenagem	Aberta
	Frequência de carregamento	1 Hz
	Duração do pulso de carga	Pulso de 0,1 s (repouso de 0,9 s)
	Forma do pulso de carga	<i>Haversine</i>
	Pré-condicionamento	Sim
	Estágios (pares de tensões)	18
	Ciclos por estágio (mínimo)	100
	Amplitude de tensões (σ_3 , σ_d) (kPa)	(20-140, 20-420)
Ensaio de DP	Drenagem	Aberta
	Frequência de carregamento	2 Hz
	Duração do pulso de carga	Pulso de 0,1 s (repouso de 0,4 s)
	Forma do pulso de carga	<i>Haversine</i>
	Sequência de carregamento	EU e ME
	Pré-condicionamento	Sim
	Estágios (pares de tensões)	9
	Ciclos por estágio (mínimo)	150.000 (EU) e 10.000 (ME)
Amplitude de tensões (σ_3 , σ_d) (kPa)	(40-120, 40-360)	

3.3.1 Moldagem dos corpos de prova

O processo de preparação dos corpos de prova representa uma etapa crucial em estudos acerca do comportamento de materiais a partir de ensaios mecânicos, especialmente no caso de solos, tendo em vista seu caráter particulado e heterogêneo. Além das peculiaridades inerentes ao fato de ser um sistema trifásico (sólidos, água e ar), tem-se diversos índices físicos como variáveis que, se não controladas de maneira adequada, podem tornar-se ruídos significativos, influenciando prejudicialmente na interpretação dos resultados. Dito isso, nesse item são apresentados detalhes referentes aos procedimentos e cuidados adotados na moldagem dos CPs nessa pesquisa, submetidos posteriormente aos ensaios triaxiais de cargas repetidas.

Conforme já descrito no item 3.2.2, após coletados, os solos inicialmente passaram por uma preparação prévia anterior aos ensaios de caracterização física e mecânica, chegando ao aspecto apresentado na Figura 23, sendo então devidamente quarteados e armazenados em sacos plásticos até o momento das moldagens.

A preparação dos materiais para as moldagens era precedida, primeiramente, pela verificação da umidade higroscópica ainda remanescente nos solos. Após, realizava-se a adição de água e subsequente homogeneização da mistura de modo a se alcançar a umidade ótima ($\omega_{ót}$) definida a partir dos ensaios de compactação, segundo os valores apresentados na Tabela 6 para os três solos nas duas energias consideradas. As misturas eram então armazenadas novamente em sacos plásticos por um período mínimo de 24 horas, visando-se garantir, assim, a adequada homogeneidade da umidade em todo o material.

Estando os solos apropriadamente umedecidos e homogeneizados, prosseguia-se então para a etapa de compactação dos CPs. Com relação às dimensões adotadas, foi empregado o molde metálico tripartido demonstrado nas Figuras 30 (a) e 30 (b), o qual possui 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. Cabe destacar que os três solos em estudo apresentaram diâmetro máximo das partículas inferior à 1" ou 25,4 mm (equivalente a $\frac{1}{4}$ do diâmetro de 10 cm do molde utilizado), não sendo necessário, assim, a adoção do molde maior (15 x 30 cm) para nenhum dos materiais, levando em consideração os critérios estabelecidos por ambas as normas DNIT 134/2018-ME e DNIT 179/2018-IE (DNIT, 2018).

Quanto ao método empregue na compactação das amostras, conforme abordado no item 2.6.2, esse fator apresenta uma significativa influência na forma como ocorre o acomodamento das

partículas e, conseqüentemente, no comportamento do material frente a esforços mecânicos. As normas do DNIT (2018), aqui tidas como referência, especificam a utilização da tradicional compactação dinâmica por impacto do soquete Proctor. Nessa pesquisa, no entanto, buscou-se adotar o procedimento que melhor reproduza a compactação executada nas camadas *in situ*, condicionada ao tipo de material. Desse modo, para os solos SA e SB, tendo em vista suas composições granulométricas predominantemente granulares, optou-se pelo emprego da compactação vibratória, realizada por meio de um martelete vibratório associado a uma sapata circular, o qual é demonstrado na Figura 30 (c). Para o solo AS, por outro lado, acabou-se por adotar de fato a compactação dinâmica por impacto, conforme apresentado na Figura 30 (d).

Figura 30 – Detalhes da moldagem dos CPs para os ensaios mecânicos: (a) peças do molde tripartido, (b) molde tripartido montado, (c) compactação vibratória com martelete e (d) compactação dinâmica com soquete



Em ambos os métodos de compactação considerados, os CPs foram moldados em 10 camadas. A quantidade de material adicionada e a altura de cada camada eram verificadas de modo a se atingir a massa específica aparente seca máxima ($\rho_{dm\acute{a}x}$) determinada por meio dos ensaios de compactação, segundo os valores apresentados na Tabela 6. No caso dos solos SA e SB, esse controle era realizado a partir do ajuste da frequência do martetele, assim como pelo tempo de vibração mantido por camada. Já para o AS, onde a compactação foi dinâmica por impacto, o controle das espessuras era efetuado pelo ajuste do número de golpes do soquete. Cabe comentar que, apesar de ser uma recomendação das normas brasileiras aqui referenciadas (DNIT, 2018), a compactação em 10 camadas reflete em um número baixo de golpes por camada, principalmente na energia Normal, fato que se demonstrou alarmante durante a moldagem dos CPs no que tange à obtenção de uma homogeneidade na compactação. A norma australiana AG:PT/T053 (AUSTROADS, 2007), por exemplo, estabelece dois critérios fundamentais para garantia de uma compactação adequada e uniforme: 1) o número de golpes por camada não inferior a 24; 2) a espessura de cada camada apresentar no mínimo 22 mm e no máximo 50 mm.

Ainda referente à etapa de compactação, ressalta-se que algumas pesquisas têm adotado e defendido a realização dos ensaios para determinação dos parâmetros de compactação utilizando-se o mesmo molde empregado para os ensaios mecânicos (RTA, 2010; Zucchi *et al.*, 2019; Lima, 2020). Na presente pesquisa, contudo, as curvas de compactação foram definidas tradicionalmente, através dos moldes especificados pela NBR 7182:2016 (ABNT, 2016). O autor particularmente acredita que isso é mais condizente com a prática atual, uma vez que o ensaio tido como referência normativa no controle de camadas *in situ* ainda é o prescrito pela ABNT (2016).

Como já comentado, um aspecto importante no processo de preparação de CPs constituídos por solos é o apropriado controle dos diversos índices físicos, buscando-se evitar, o quanto possível, ruídos significativos na interpretação dos resultados obtidos nos ensaios mecânicos. Sendo assim, como critério de aceitação dos CPs moldados nessa pesquisa, foi feita a verificação dos seguintes parâmetros: grau de compactação (GC), teor de umidade (ω), grau de saturação (S) e grau de umidade (GU). Esse último, do inglês *moisture ratio*, é um conceito adotado pela norma australiana AG:PT/T053 (AUSTROADS, 2007), definido como a razão entre o teor de umidade da amostra e o teor de umidade ótimo de compactação ($\omega_{ót}$). Um resumo dos parâmetros controlados e dos limites de tolerância considerados é apresentado na Tabela 10.

Tabela 10 – Parâmetros e critérios adotados para aceitação dos CPs

Parâmetro	Intervalo de aceitação
GC (%)	$100 \pm 0,5\%$
ω (%)	$\omega_{ót} \pm 0,5\%$
S (%)	$S_{ót} \pm 2\%$
GU (%)	$100 \pm 3\%$
GC, ω , S ¹	$\mu \pm 2,5\sigma$

¹Apenas nos CPs para os ensaios de DP-EU.

Para o GC, adotou-se o intervalo de aceitação recomendado pela AG:PT/T053 (AUSTROADS, 2007). A mesma norma preconiza uma tolerância de $\pm 5\%$ para o GU, contudo, no presente estudo optou-se pelo limite mais restrito de $\pm 3\%$. Já para o teor de umidade, foi considerado o critério especificado pelas normas do DNIT (2018), de $\pm 0,5\%$ com relação à umidade ótima. Quanto ao intervalo empregado para o grau de saturação, esse foi definido pelo próprio autor. Por fim, em específico para os CPs moldados para os ensaios de DP-EU, adotou-se um controle com base nos conceitos de média e desvio padrão amostrais (para cada solo associado a uma energia de compactação), conforme descrito na Tabela 10.

Os Apêndices A e B apresentam tabelas contendo os parâmetros obtidos em todos os CPs moldados para os ensaios de MR e DP, respectivamente, assim como os índices físicos ótimos de compactação para cada solo e energia estudados, a fins de comparação com aqueles alcançados nas amostras. Salienta-se que houve alguns poucos casos em que determinado parâmetro físico do CP se situou fora do intervalo de aceitação proposto, sendo esses desvios, porém, ainda considerados bastante admissíveis no âmbito de pesquisa de solos. Na Figura 31 é demonstrado o aspecto dos materiais nos diferentes estágios da moldagem – antes e depois do processo de umedecimento e após a compactação.

Figura 31 – Aspecto dos materiais nos diferentes estágios da moldagem: (a) AS, (b) SA e (c) SB



3.3.2 Ensaios de módulo de resiliência

Conforme exposto anteriormente, o ensaio de MR teve como principal referência metodológica a norma DNIT 134/2018-ME (DNIT, 2018). O procedimento consiste, de maneira resumida, na aplicação de uma tensão estática de confinamento (σ_c ou σ_3) a uma amostra cilíndrica do material em estudo, a qual é submetida conjuntamente a um carregamento axial cíclico, sendo então registradas as deformações elásticas (designadas resilientes) decorrentes da tensão vertical gerada em cada pulso de carga (σ_d). A partir disso, consegue-se avaliar o módulo de resiliência, associado diretamente à rigidez do material frente a diferentes níveis de tensões impostos pelos esforços do tráfego à estrutura do pavimento. Uma síntese das principais especificações adotadas para os ensaios de MR nessa pesquisa foi apresentada na Tabela 9, sendo pormenorizadas a seguir.

O procedimento recém descrito, conforme comentado no item 3.3, é possibilitado por meio do equipamento triaxial de cargas repetidas, submetendo o CP ao estado de tensões necessário ao ensaio. Dito isso, uma visão geral do equipamento existente no LAPAV/UFRGS, empregado nesse estudo, é apresentada na Figura 32. O sistema de carregamento é pneumático, o qual é composto pelas válvulas reguladoras de pressão (σ_3 e σ_d) e por uma válvula solenoide do tipo *three-way* associada a um temporizador eletrônico que, juntos, gerenciam a duração e a frequência do pulso da carga aplicada por um êmbolo. O confinamento no interior da câmara triaxial é efetuado unicamente por meio de ar.

No tocante à instrumentação, o acompanhamento do carregamento axial cíclico é realizado a partir de uma célula de carga interna, situada no pistão em contato direto com o *top-cap*, segundo o recomendado pela referência normativa adotada (DNIT, 2018). Já a medição dos deslocamentos elásticos ocorre através de 2 LVDTs internos diametralmente opostos, fixos na parte superior da câmara triaxial e apoiados em suportes presos ao *top-cap*. Destaca-se que essa configuração dos LVDTs é ligeiramente diferente da representada pela norma DNIT 134/2018-ME, a qual se baseou no equipamento existente na COPPE/UFRJ. Nesse os LVDTs são fixos ao *top-cap* e apoiados sobre hastes guia que se estendem até a base da câmara (DNIT, 2018).

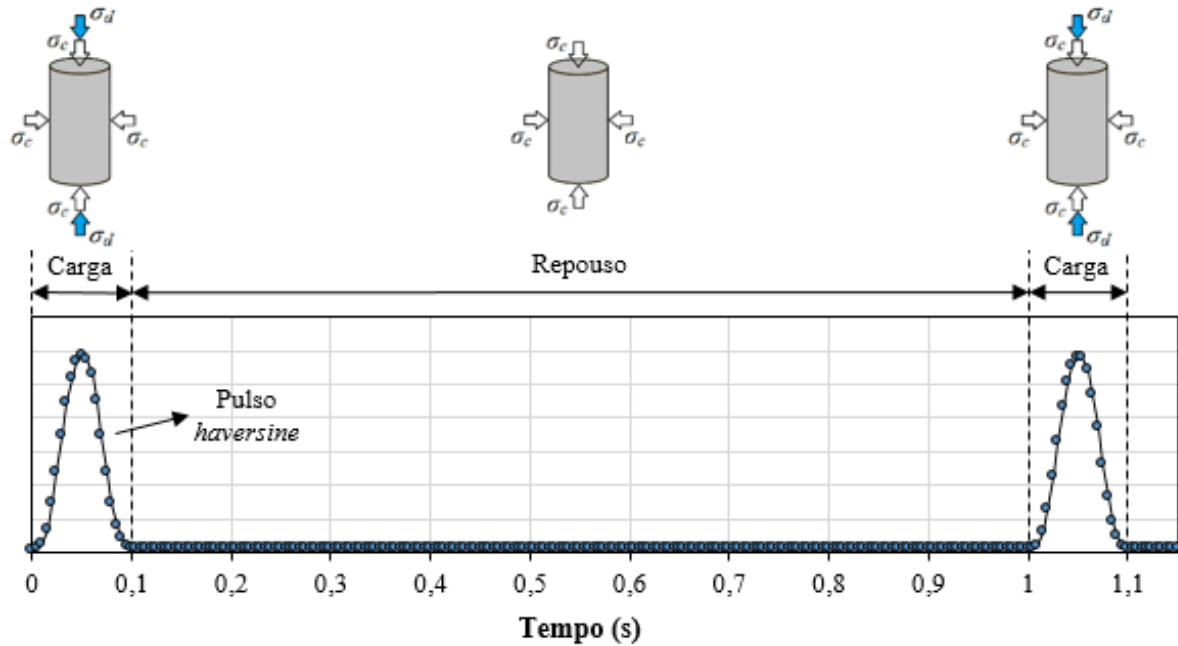
O sistema responsável pela aquisição de dados, assim como pelo controle das válvulas integrantes do sistema pneumático, é o SeePav 8200, o qual possui um *software* associado que permite a completa execução da rotina experimental do ensaio de MR e também a obtenção dos resultados.

Com relação à configuração do pulso de carga empregado, a Figura 33 apresenta um gráfico no qual foi plotado um ciclo de carregamento a partir de dados adquiridos pela célula de carga durante um ensaio de MR realizado nessa pesquisa. Como pode ser observado, trata-se de um pulso com frequência de 1 Hz, com duração de carga de 0,1 s, seguido de um intervalo de repouso de 0,9 s, conforme preconizado pela DNIT 134/2018-ME (DNIT, 2018). Quanto ao formato, apesar de não ser especificado pela referida norma, adotou-se o tradicional pulso *haversine*, já bastante difundido em ensaios no campo da pavimentação, considerado uma eficiente representação do pulso gerado pela passagem do tráfego no pavimento.

Figura 32 – Equipamento triaxial de cargas repetidas do LAPAV/UFRGS



Figura 33 – Configuração do pulso de carga empregado no ensaio de MR



Referente aos procedimentos experimentais adotados, anteriormente ao ensaio propriamente dito, executava-se a etapa designada de condicionamento, a qual visa eliminar as deformações permanentes iniciais, garantindo uma certa estabilização das respostas resilientes, além de assegurar o adequado contato entre pistão de carga, *top-cap* e superfície superior do CP. Para essa etapa, a norma aqui tida como referência estabelece a imposição de 3 estágios de 500 repetições cada, segundo a sequência de pares de tensões na Tabela 11 (DNIT, 2018).

Tabela 11 – Pares de tensões adotados no condicionamento dos ensaios de MR

Estágio	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_1/σ_3
1	70	70	2
2	70	210	4
3	105	315	4

Fonte: DNIT (2018)

Realizado o condicionamento, prosseguia-se então para o ensaio, o qual consistia na aplicação de 18 estágios de 100 repetições cada em uma mesma amostra, conforme a sequência de pares de tensões descritos na Tabela 12 (DNIT, 2018). A partir dos valores médios obtidos nos últimos 5 ciclos de cada estágio, calculava-se o MR por meio das Equações 16 e 17. Importante lembrar que os ensaios foram executados inteiramente na condição drenada, ou seja, com a

válvula de drenagem aberta. Por fim, ressalta-se que os ensaios de MR foram realizados em triplicata para cada solo e energia de compactação, totalizando 18 CPs moldados e ensaiados.

Tabela 12 – Pares de tensões adotados nos ensaios de MR

Estágio	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_1/σ_3
1	20	20	2
2	20	40	3
3	20	60	4
4	35	35	2
5	35	70	3
6	35	105	4
7	50	50	2
8	50	100	3
9	50	150	4
10	70	70	2
11	70	140	3
12	70	210	4
13	105	105	2
14	105	210	3
15	105	315	4
16	140	140	2
17	140	280	3
18	140	420	4

Fonte: DNIT (2018)

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (16)$$

Onde:

MR = módulo de resiliência, em MPa;

σ_d = tensão desvio, em MPa;

ε_r = deformação resiliente, calculada segundo Equação 17.

$$\varepsilon_r = \frac{\delta_r}{H} \quad (17)$$

Onde:

δ_r = deslocamento resiliente, em mm;

H = altura do corpo de prova, em mm.

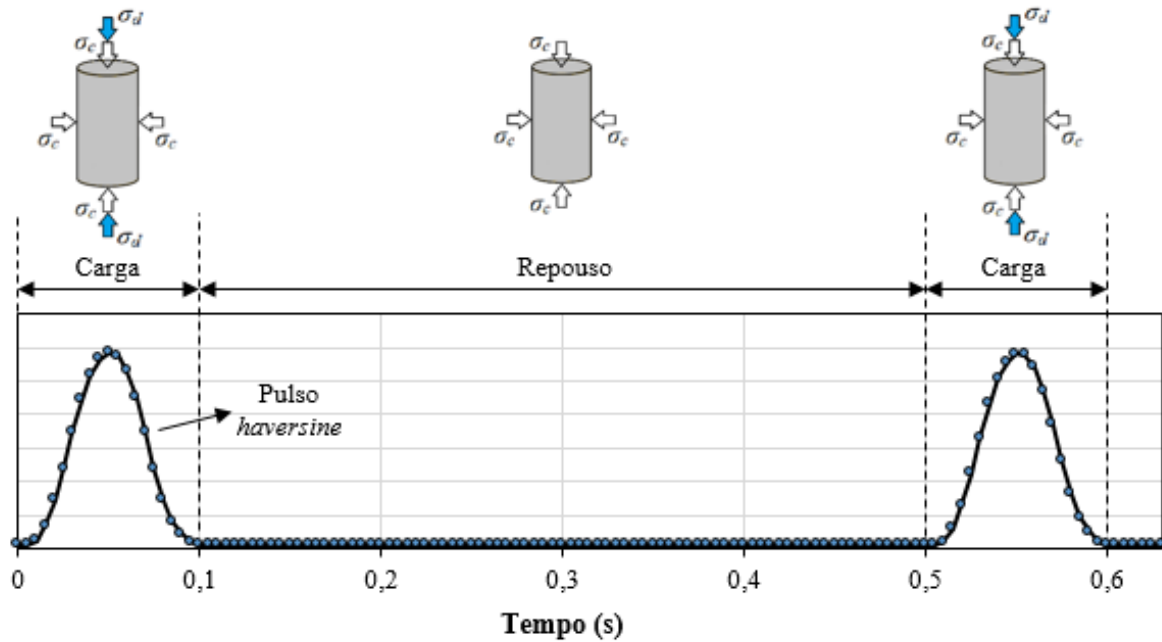
3.3.3 Ensaios de deformação permanente

Os ensaios de DP, foco essencial da presente pesquisa, foram executados tendo como principal referência metodológica a norma DNIT 179/2018-IE (DNIT, 2018), desenvolvida com base especialmente nos estudos de Guimarães (2009). Conforme abordado no item 3.3, o ensaio em questão apresenta diversas similaridades com relação ao ensaio de MR, sendo ambos possibilitados pelo mesmo procedimento designado como ensaio triaxial de cargas repetidas, o qual submete o material ao estado de tensões já descrito no item anterior. Contudo, visto que possuem objetivos diferentes, esses ensaios apresentam rotinas experimentais e outros aspectos também divergentes. Distintivamente do ensaio de MR, cujo interesse é o comportamento elástico do material em estudo, o ensaio de DP visa avaliar a evolução das deformações plásticas acumuladas frente a um grande número de ciclos de carregamento, simulando o desempenho do material a longo prazo, no decorrer da vida útil do pavimento, considerando os diversos níveis de tensões impostos pelo tráfego. Uma síntese das principais especificações adotadas para os ensaios de DP nessa pesquisa foi demonstrada na Tabela 9, sendo detalhadas a seguir.

No que tange ao equipamento empregado, esse já foi descrito minuciosamente no item anterior. No entanto, cabe aqui acrescentar acerca da instrumentação relativa à leitura das deformações permanentes acumuladas durante o ensaio. Para esse acompanhamento, optou-se por um RDT posicionado externamente à câmara triaxial, fixo a um suporte disposto na parte superior dessa e apoiado sobre uma peça anexa ao pistão de carga. Essa configuração foi adotada com o intuito de garantir um curso maior na medição dos deslocamentos plásticos, tendo em vista a limitação, nesse quesito, apresentada pelos LVDTs. Destaca-se que esse arranjo é divergente do especificado pela norma do DNIT (2018), a qual recomenda a utilização dos 2 LVDTs internos também no registro dos deslocamentos permanentes, além dos resilientes.

A configuração do pulso de carga adotado no ensaio de DP é demonstrada na Figura 34, o qual foi plotado a partir de dados adquiridos pela célula de carga em um ciclo de carregamento. Como pode ser observado, o pulso é similar ao empregado no ensaio de MR, apresentando o mesmo formato (*haversine*) e duração da aplicação de carga equivalente (0,1 s). Entretanto, o carregamento cíclico é imposto a uma frequência de 2 Hz, sendo ajustado apenas o intervalo de repouso para 0,4 s, de acordo com o estabelecido pela norma DNIT 179/2018-IE (DNIT, 2018).

Figura 34 – Configuração do pulso de carga empregado no ensaio de DP



Em relação aos procedimentos experimentais, assim como realizado nos ensaios de MR, antes do ensaio propriamente dito, executava-se uma fase de condicionamento, com o objetivo único, porém, de assegurar o completo contato entre pistão de carga, *top-cap* e CP, evitando que eventuais folgas ou ajustes da superfície sejam lidos como deformação da amostra. Para essa etapa, a norma aqui tida como referência determina a imposição de apenas um estágio de 50 ciclos, de acordo com as tensões exibidas na Tabela 13 (DNIT, 2018). Salienta-se que esse procedimento é exclusivo da norma brasileira, não sendo adotado por nenhuma outra referência metodológica acerca do ensaio de DP, conforme exposto no item 2.6.1.

Tabela 13 – Par de tensões adotado no condicionamento dos ensaios de DP

Estágio	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_1/σ_3
1	30	30	2

Fonte: DNIT (2018)

Efetuada o condicionamento, prosseguia-se então para o ensaio, no qual a rotina experimental dependia do modo de carregamento empregue – em estágio único (EU) ou multiestágios (ME). Nos ensaios de DP-EU, a amostra era submetida a um único estágio de 150.000 ciclos, ou seja, era imposto um mesmo nível de tensões durante todo o ensaio. Desse modo, a caracterização completa para cada solo e energia de compactação considerados envolvia a execução de 9

ensaios ao todo (em 9 CPs diferentes), segundo os pares de tensões apresentados na Tabela 14. Nos ensaios de DP-ME, por outro lado, uma única amostra era submetida a 9 estágios de 10.000 ciclos cada, aplicando-se os mesmos 9 pares de tensões na sequência descrita na Tabela 14. Em ambos os casos, a partir dos valores de deslocamentos plásticos obtidos durante o ensaio (pelo RDT externo), estimava-se a contínua evolução da deformação permanente em função do número de repetições de carga, segundo a Equação 18. Ainda, foi realizado o acompanhamento dos deslocamentos elásticos (pelos LVDTs internos), sendo registrada também a evolução do MR dos materiais com o número de ciclos. Lembra-se que os ensaios foram executados inteiramente na condição drenada, ou seja, com a válvula de drenagem aberta.

Tabela 14 – Pares de tensões adotados nos ensaios de DP

Estágio	σ_3 (kPa)	σ_a (kPa)	σ_1/σ_3
1	40	40	2
2	40	80	3
3	40	120	4
4	80	80	2
5	80	160	3
6	80	240	4
7	120	120	2
8	120	240	3
9	120	360	4

Fonte: DNIT (2018)

Por fim, cabe ressaltar que para os ensaios de DP-EU, tendo em conta uma amostra para cada solo, energia de compactação e nível de tensões analisados, foram moldados e ensaiados 54 CPs. Já os ensaios de DP-ME foram realizados em uma única amostra para cada solo estudado somente na energia Normal, totalizando 3 CPs.

$$\varepsilon_p = \frac{\delta_p}{H} \quad (18)$$

Onde:

δ_p = deslocamento permanente, em mm;

H = altura do corpo de prova, em mm.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nesse capítulo são apresentados os resultados obtidos a partir da metodologia adotada, bem como as respectivas análises sob diferentes abordagens. Quanto à sua estruturação, optou-se pela segmentação do conteúdo em três seções. As duas primeiras abrangem de maneira detalhada os resultados alcançados por meio dos ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente, respectivamente. Por fim, na terceira seção são contempladas as análises complementares realizadas, sendo aprofundados alguns tópicos relevantes à pesquisa.

4.1 ENSAIOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Embora não seja o foco principal da presente dissertação, o módulo de resiliência permanece sendo o parâmetro mecânico mais estudado na pavimentação moderna, fato esse justificável, visto que está diretamente relacionado à rigidez e à capacidade de suporte dos materiais, assim como rege a resposta estrutural das camadas e do pavimento como um todo, frente aos variados carregamentos impostos pelo tráfego. Dito isso, nessa seção são apresentados e analisados os resultados obtidos a partir dos ensaios de MR, executados segundo os procedimentos detalhados no item 3.3.2.

Em um primeiro momento, os resultados encontrados são estudados sob a perspectiva gráfica em função das tensões aplicadas e pelo ajuste de modelos de regressão, dando-se um enfoque maior na relação do comportamento resiliente dos materiais com o estado de tensões imposto. Na sequência, disserta-se acerca do desempenho demonstrado pelos solos como materiais de pavimentação e do efeito da energia de compactação através de diferentes análises.

Um resumo dos dados experimentais alcançados com relação às variáveis controláveis consideradas pode ser encontrado no Apêndice C, sendo os valores de MR representados pela média de três amostras (triplicata), seguidos dos respectivos valores de desvio padrão e coeficiente de variação. Lembra-se ainda que, conforme já exposto no item 3.3.1, os parâmetros obtidos em todos os CPs moldados para os ensaios de MR são apresentados em tabela no Apêndice A, assim como os índices físicos ótimos de compactação para cada solo e energia em estudo, a fins de comparação com aqueles atingidos nas amostras.

4.1.1 Análise gráfica em função do estado de tensões

Primeiramente, objetivando-se uma visualização mais abrangente e tangível dos resultados, nas Figuras 35, 36 e 37 são demonstrados graficamente os dados de MR obtidos nos ensaios em função de σ_3 , σ_d e θ , respectivamente, para os três solos residuais nas duas energias de compactação em estudo. A fins de complementação e comparação, são indicados em paralelo os parâmetros físicos alcançados na moldagem dos CPs, tendo em conta a média das três amostras ensaiadas. Ademais, as Figuras 38, 39 e 40 apresentam os resultados de MR em função de σ_3 e σ_d , concomitantemente, por meio de gráficos tridimensionais, os quais permitem realizar uma análise conjunta da influência de ambas as variáveis na resposta resiliente dos materiais.

Cabe destacar que se optou pela configuração dos eixos em escala aritmética (em vez da escala logarítmica, muitas vezes empregada na literatura), visto que a primeira permite uma percepção mais realista do comportamento quanto à taxa de variação do MR (variável dependente) nas diferentes regiões de abrangência das tensões (variáveis independentes). Além disso, ressalta-se que em todos os gráficos recém referenciados estão ilustrados também os diversos modelos de regressão obtidos e suas respectivas relações matemáticas, conforme mais aprofundado no item 4.1.2. Enfim, a seguir são abordados alguns aspectos relevantes à pesquisa, tendo como base, principalmente, a observação e análise dos gráficos em questão.

Inicialmente, acredita-se ser pertinente comentar acerca da significativa qualidade observada nos resultados de MR, de um modo geral, em termos de dispersão. Esse fato pode ser evidenciado nos gráficos, traduzido na baixa amplitude de variação apresentada pelos dados experimentais, tendo em vista que os ensaios ocorreram em triplicata, além de ser corroborado pela avaliação dos coeficientes de variação indicados em tabela no Apêndice C, os quais exibiram, majoritariamente, valores inferiores a 5%. Destaca-se que isso pode estar atrelado ao elevado grau de controle e exigência adotado nas etapas de moldagem e execução dos ensaios, conforme detalhado no item 3.3, possibilitando a contenção de ruídos experimentais e consequente redução da influência desses nos resultados. O AS-EI se mostrou uma exceção, posto que apresentou uma maior dispersão dos dados tanto no aspecto gráfico quanto pela análise dos CVs estimados, valores esses, contudo, considerados ainda bastante aceitáveis, dada a variabilidade usualmente esperada e inerente aos ensaios triaxiais de cargas repetidas.

Referente à influência do estado de tensões na resposta resiliente dos solos residuais em estudo, constatou-se uma clara associação dessa, conforme já esperado, ao tipo de material sob análise.

O solo AS, de caráter argiloso/fino, evidenciou uma relação mais significativa com a tensão desvio (σ_d), apresentando uma redução do MR em função do aumento de σ_d , comportamento típico de materiais ditos coesivos na literatura. Os solos SA e SB, caracterizados por uma granulometria mais grosseira, por outro lado, demonstraram uma forte dependência quanto à tensão confinante (σ_3), com a elevação dessa propiciando um notável aumento na rigidez frente aos carregamentos impostos, aspecto esse representativo de materiais ditos granulares quanto ao comportamento resiliente.

Ademais, foi constatada também a importância da avaliação da influência conjunta e interativa do par de tensões no MR dos solos (facilitada pela visualização dos gráficos tridimensionais), uma vez que a análise da influência isolada de apenas uma variável (σ_3 , σ_d ou θ) pode induzir a conclusões precipitadas acerca do efeito (positivo ou negativo) dessa na resposta elástica dos materiais, mesmo no caso do invariante θ , o qual representa o somatório das tensões principais atuantes, abrangendo, de certa forma, o estado de tensões como um todo. O solo AS, por exemplo, apesar de ter sua rigidez majoritariamente regida pelo σ_d , os gráficos da Figura 38 permitem identificar também um efeito significativo e positivo do σ_3 no MR do material. Já no caso dos solos SA e SB, os gráficos apresentados nas Figuras 39 e 40, respectivamente, confirmam, de fato, um comportamento resiliente quase que exclusivamente dependente do σ_3 , com muita pouca influência do σ_d , principalmente para o SA. Os aspectos recém abordados, nesse parágrafo e no anterior, puderam ser corroborados pela análise dos ajustes de modelos de regressão e seus respectivos parâmetros, conforme discutido no item 4.1.2 em sequência.

No que tange ao desempenho exposto pelos solos em estudo quanto à capacidade elástica, a avaliação nesse primeiro momento se limitou, sob uma perspectiva unicamente visual dos gráficos, à comparação da amplitude e variação do MR dos materiais entre si, em função do nível de tensões atuante. Sendo assim, de maneira superficial, verificou-se um melhor desempenho do AS quando sujeito a baixos níveis de tensões, principalmente em relação ao σ_d , atingindo valores de MR em um intervalo aproximado entre 200 e 400 MPa, a depender da energia de compactação empregada. Os solos granulares SA e SB, em contrapartida, destacaram-se sob níveis de tensões mais elevados, sobretudo quanto ao σ_3 , chegando a alcançar valores em um intervalo entre, aproximadamente, 200 e 600 MPa, conforme material e energia de compactação considerados. Além disso, nota-se que o SB apresentou, de modo discrepante, a maior amplitude de variação do MR, segundo o nível de tensões imposto, seguido

dos solos SA e AS, respectivamente. Ressalta-se que o desempenho dos materiais quanto ao comportamento elástico é avaliado, a partir de abordagens mais representativas, no item 4.1.3.

No tocante ao efeito da energia de compactação, foi possível constatar que a sua elevação, de Normal para Intermediária, proporcionou um notável aumento nos valores de MR alcançados. Essa significativa influência foi observada para os três solos em estudo, além de estender-se para os diferentes níveis de tensões abrangidos pelo ensaio. Referente à intensidade do efeito, o material que afigurou um maior impacto na sua rigidez, levando em consideração a diferença absoluta entre os dados de MR obtidos em cada energia, foi o SB, seguido dos solos AS e SA, respectivamente. Além do mais, identificou-se que essa diferença apontada demonstrou uma certa constância com relação à variação do nível de tensões para ambos AS e SA, enquanto para o SB tendeu a um crescimento a partir do aumento das tensões atuantes, conforme melhor discutido no item 4.1.4.

Ainda sobre a energia de compactação, cabe dissertar também acerca de sua influência no que se refere aos índices físicos alcançados na moldagem das amostras, os quais são indicados junto aos gráficos nas Figuras 35, 36 e 37. Salienta-se que, para os três solos aqui analisados, a elevação da energia empregada na compactação exerceu um mesmo efeito – uma redução no índice de vazios (e intrínseco aumento de p_d) associada a uma conseqüente elevação no grau de saturação do material. Lembra-se que esse par de efeitos observados tendem a representar um impacto positivo (pelo aumento da densidade) e negativo (pelo aumento da saturação), respectivamente, com relação ao MR de solos. Sendo assim, diante da elevação na rigidez evidenciada pela influência da energia de compactação, pode-se afirmar, sob uma perspectiva simplista, que o efeito de densificação foi preponderante frente ao aumento na saturação dos materiais nessa pesquisa.

Em síntese, a partir da mera análise gráfica em função do estado de tensões realizada nesse item, já foi possível corroborar acerca da complexidade inerente ao estudo do comportamento resiliente de solos, tendo em vista a influência de diversas variáveis envolvidas, em especial aquelas aqui retratadas – tensões atuantes, energia de compactação e, primordialmente, o tipo de material quanto às propriedades geotécnicas e pedológicas. Cabe destacar, novamente, que os aspectos relatados no presente item tiveram embasamento fundamentalmente visual/gráfico, sendo a maioria deles, com isso, analisados com uma maior profundidade nos itens a seguir, sob diferentes abordagens.

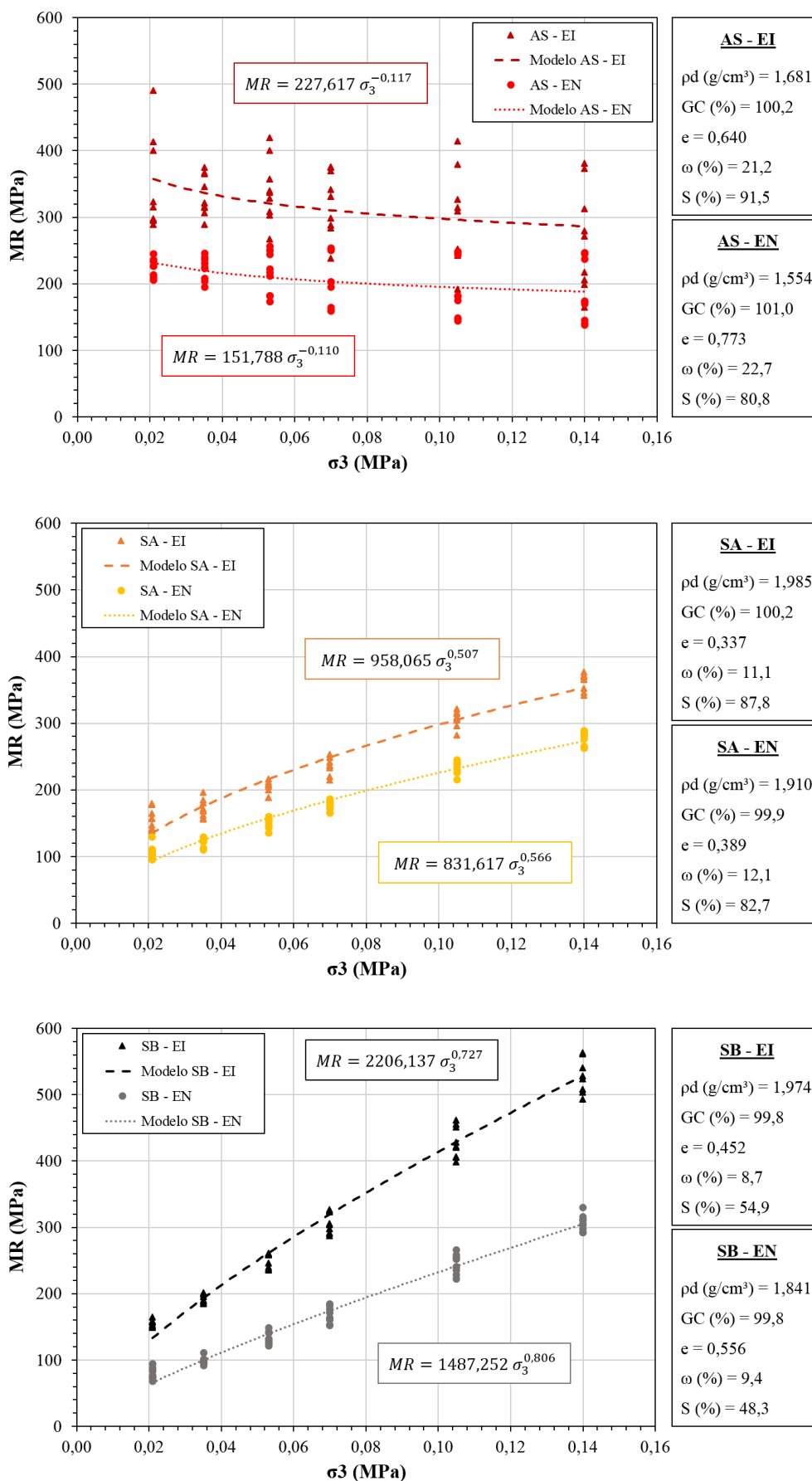
Figura 35 – Gráficos de MR versus σ_3 para os três solos em estudo

Figura 36 – Gráficos de MR versus σ_d para os três solos em estudo

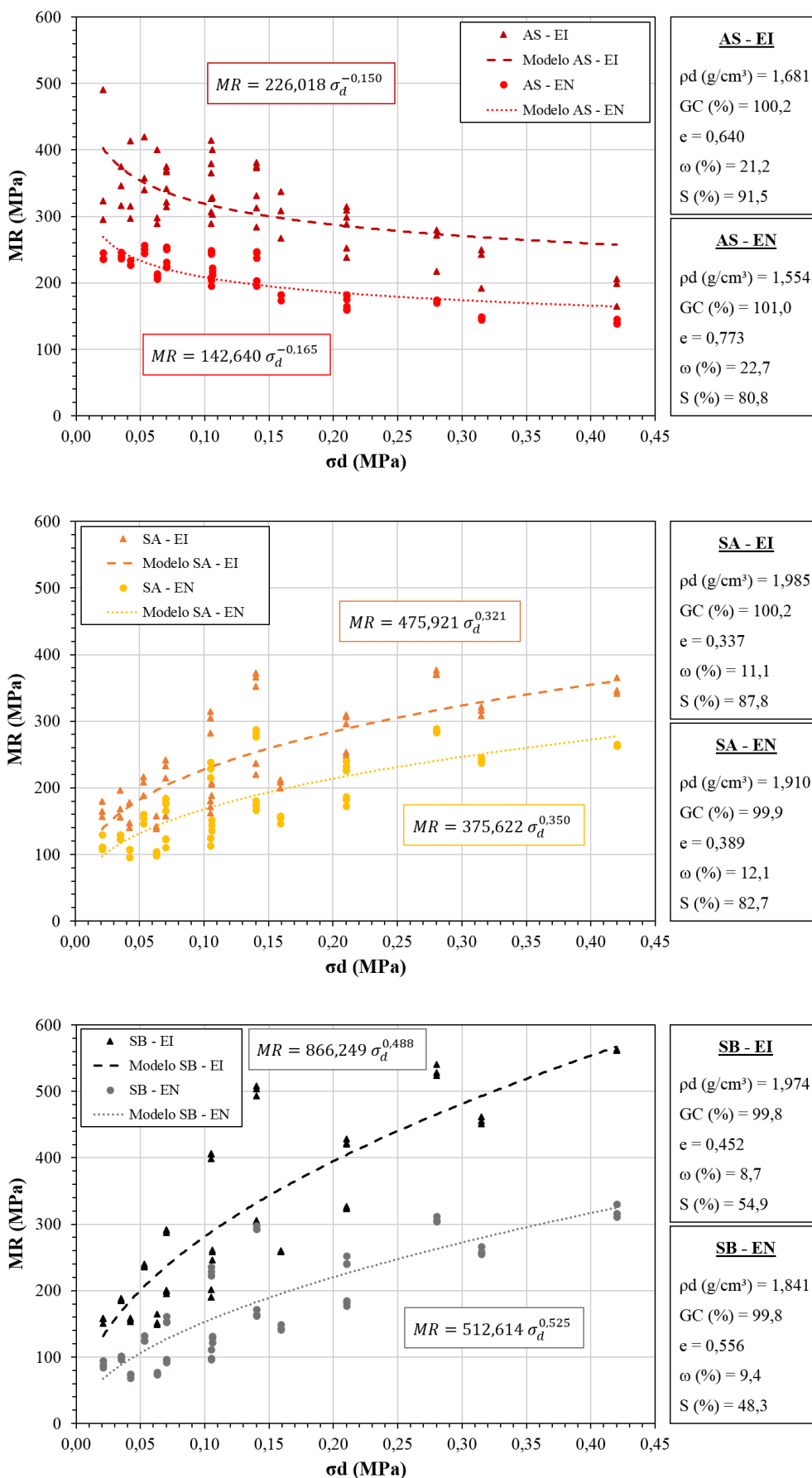


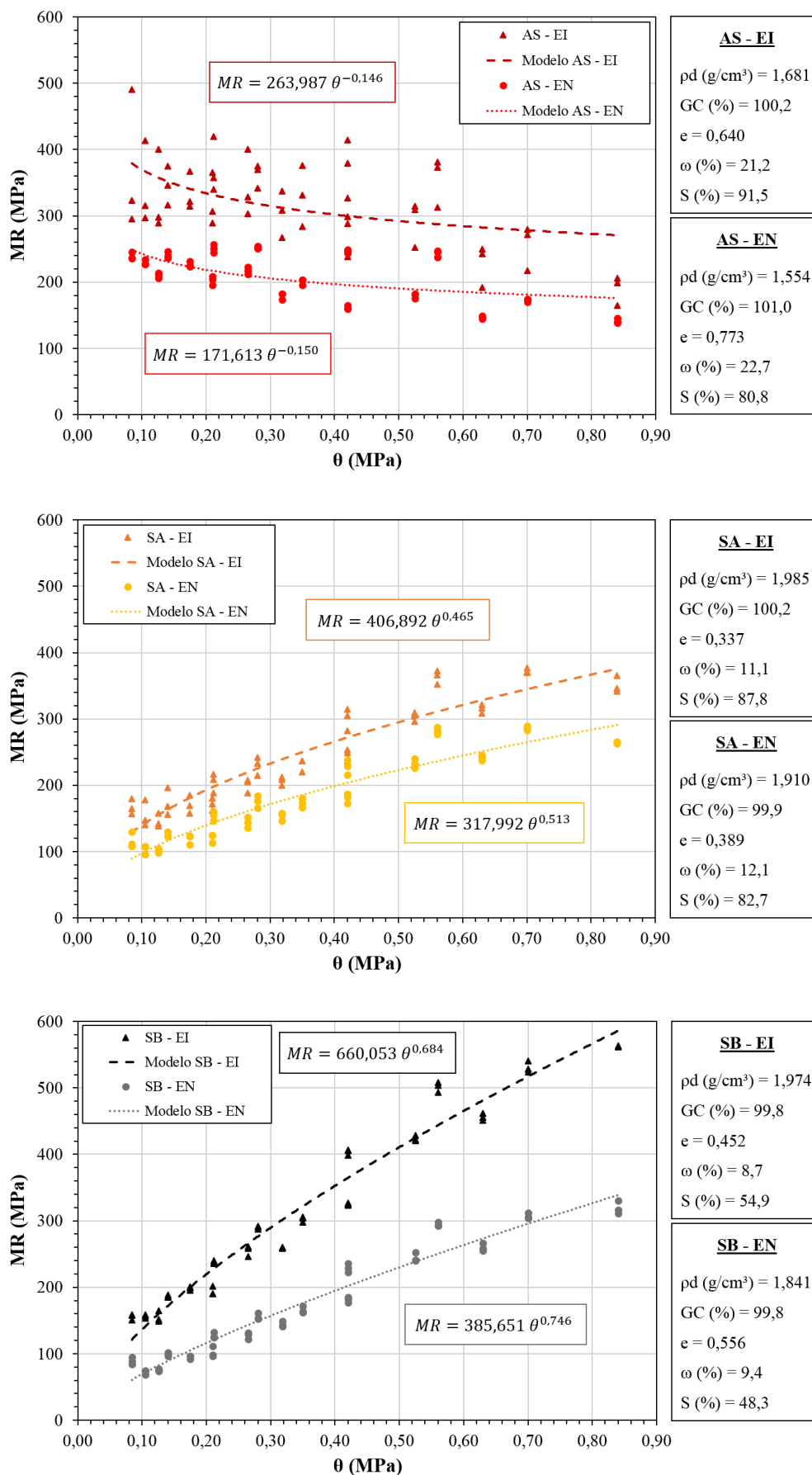
Figura 37 – Gráficos de MR versus θ para os três solos em estudo

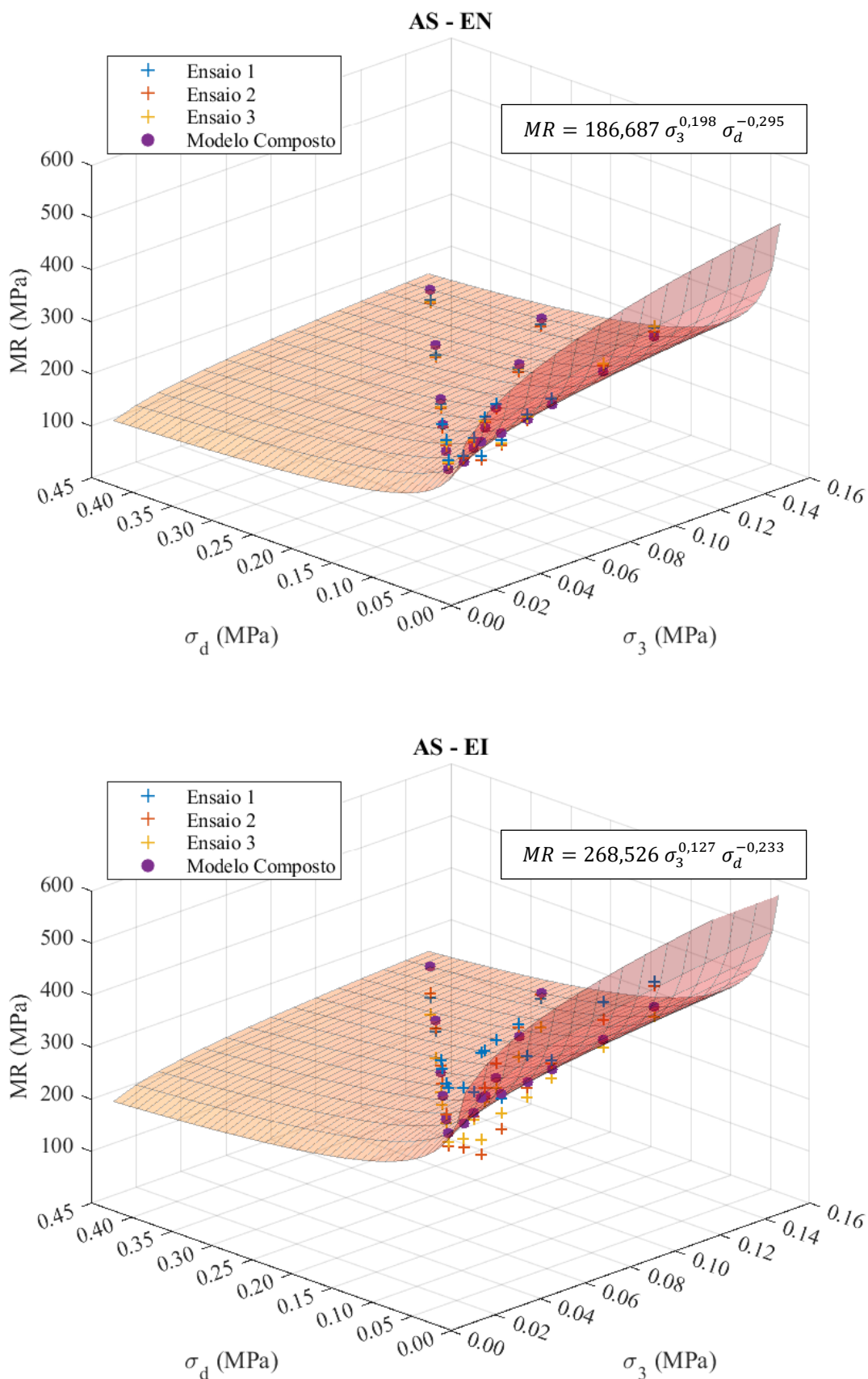
Figura 38 – Gráficos de MR em função de σ_3 e σ_d para o solo AS

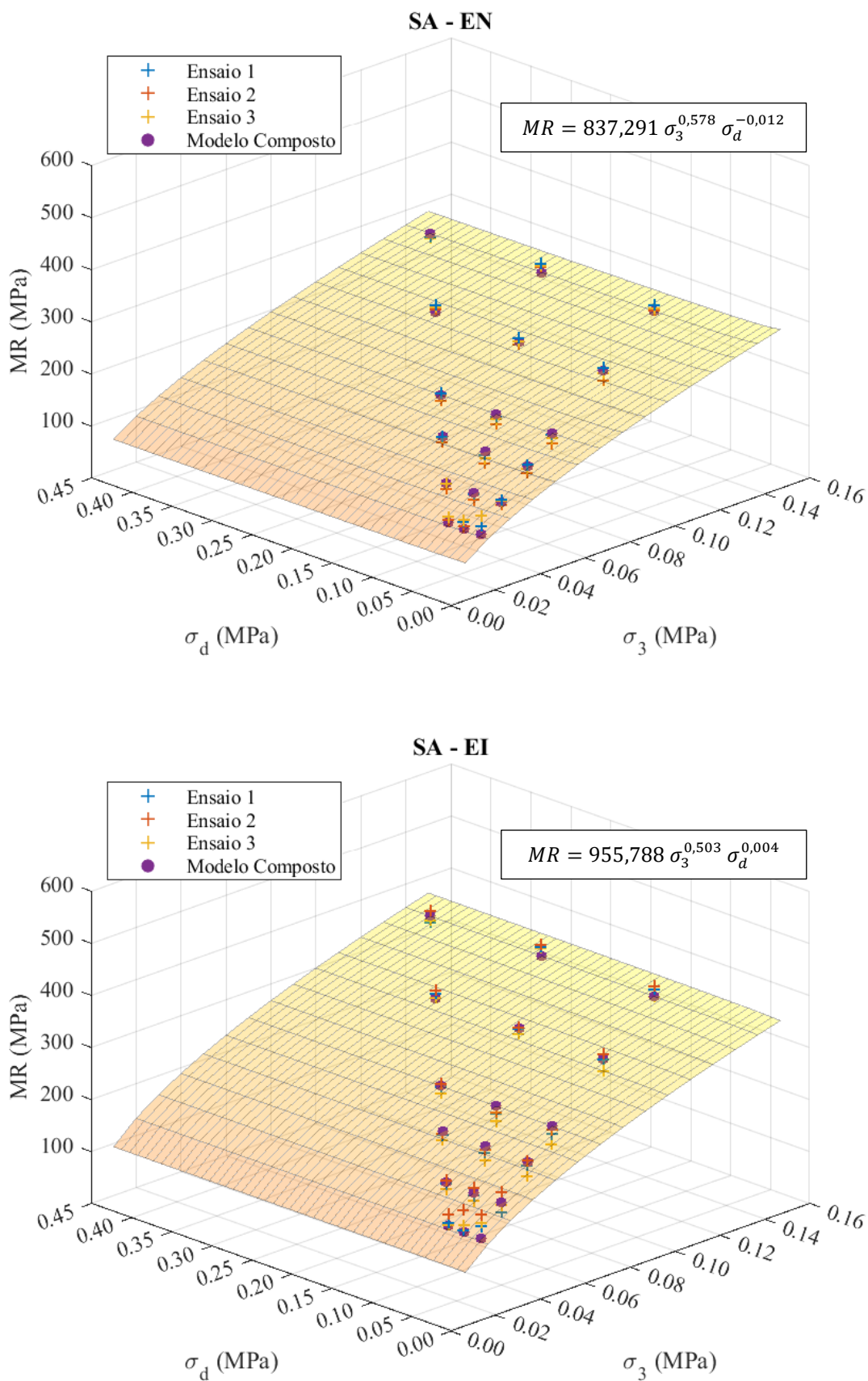
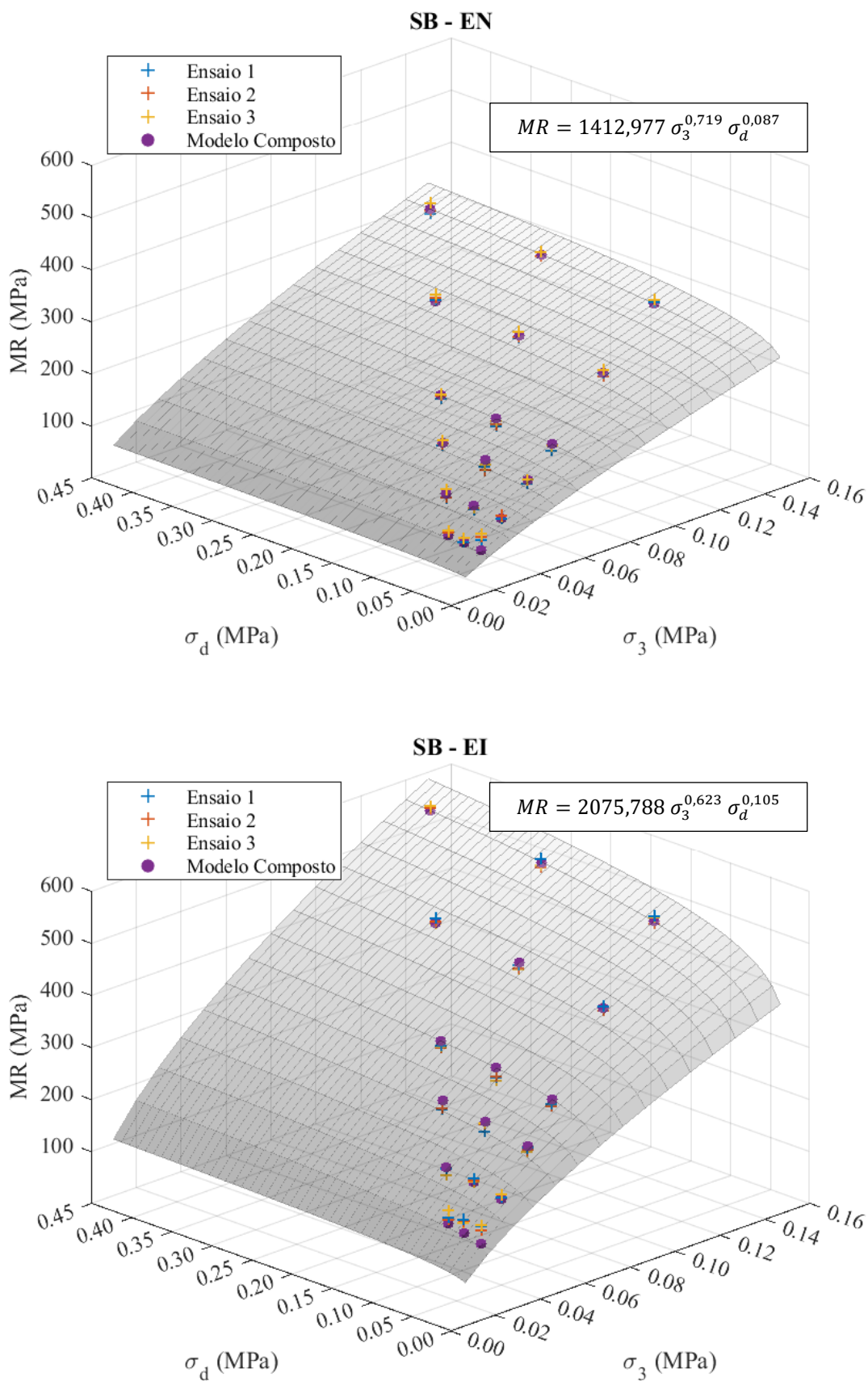
Figura 39 – Gráficos de MR em função de σ_3 e σ_d para o solo SA

Figura 40 – Gráficos de MR em função de σ_3 e σ_d para o solo SB

4.1.2 Ajuste de modelos de regressão

Outra abordagem bastante relevante na interpretação dos resultados foi a realização do ajuste de diferentes modelos de regressão comumente empregados na literatura no estudo do comportamento resiliente de solos para pavimentação, com enfoque naqueles que levam em consideração essencialmente o estado de tensões ao qual o material está submetido. Além de serem ferramentas fundamentais na caracterização elástica não-linear de materiais em análises estruturais, os modelos calibrados e seus respectivos coeficientes, conjuntamente à avaliação gráfica dos resultados de MR, conduzem a conclusões pertinentes acerca do efeito do estado de tensões na resposta resiliente dos solos.

Na Tabela 15 é apresentada uma síntese dos parâmetros obtidos para cada modelo considerado, além dos valores de coeficiente de determinação (R^2 e R^2_{aj}) e erro padrão (S_e) alcançados. Os ajustes foram primeiramente realizados por meio do método dos mínimos quadrados com o auxílio da ferramenta *Solver* do programa computacional *Microsoft Excel*, a partir do qual estimou-se também os valores de R^2 e R^2_{aj} . A fins de validação da rotina de cálculos praticada e dos modelos encontrados, também se efetuou os ajustes através de ferramenta específica do programa estatístico *Minitab*, o qual fornece, em vez do R^2 , o valor obtido de S_e na regressão não-linear múltipla como estimativa do seu desempenho. Ainda referente aos procedimentos adotados nessa etapa de modelagem do MR, cabe destacar três aspectos relevantes:

- a) Foram incorporados nos ajustes todos os valores de MR obtidos para as três amostras nos 18 pares de tensões impostos no ensaio, totalizando 54 dados para cada conjunto de solo/energia de compactação;
- b) Considerou-se como unidade de medida padrão o MPa, tanto para as variáveis de entrada (σ_3 , σ_d , θ e τ_{oct}) quanto para a variável resposta (MR);
- c) Em geral, optou-se por não realizar a normalização das tensões pela divisão dessas por p_{atm} , com exceção do modelo proposto pela ARA (2004), para o qual se adotou $p_{atm} = 0,101325$ MPa.

Com relação à mensuração do poder explicativo dos modelos alcançados, tomou-se como referência três parâmetros – R^2 , R^2_{aj} e S_e . O coeficiente de determinação (R^2) é uma medida do ajuste de um modelo estatístico linear generalizado aos valores observados de uma variável aleatória. Esse varia de 0 a 1 (0 a 100%), expressando a quantidade da variância dos dados que é explicada pela regressão. Assim, quanto maior o R^2 , mais explicativo é o modelo, ou seja, melhor ele se ajusta à amostra. O R^2_{aj} apresenta o mesmo conceito, contudo, inclui no seu cálculo uma “penalização” em decorrência do número de variáveis independentes consideradas.

Apesar do R^2 ser popularmente o parâmetro mais empregado na avaliação da eficiência preditiva em modelos de regressão, estudos demonstram que, muitas vezes, esse pode induzir a conclusões precipitadas para o caso de modelos não-lineares (SPIESS e NEUMEYER, 2010). Por esse motivo, o *Minitab* apresenta o S_e como um estimador mais confiável nesse intuito. O erro padrão do ajuste representa a distância média entre os valores observados e a linha de regressão. Convenientemente, esse parâmetro estima o quanto “errado” o modelo está, em média, usando as unidades da variável de resposta. Logo, valores menores de S_e indicam que as observações estão mais próximas da linha ajustada.

Tabela 15 – Síntese do ajuste de modelos de regressão a partir dos ensaios de MR

Modelo ¹	Parâmetro	Solo - Energia de compactação ²					
		AS - EN	AS - EI	SA - EN	SA - EI	SB - EN	SB - EI
$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$ (HICKS, 1970)	k_1	151,788	227,617	831,617	958,065	1487,252	2206,137
	k_2	-0,110	-0,117	0,566	0,507	0,806	0,727
	R^2	17,3%	15,0%	96,7%	94,9%	97,8%	97,3%
	R^2_{aj}	15,7%	13,4%	96,7%	94,8%	97,8%	97,3%
	S_e	33,1	59,1	11,3	17,2	12,3	22,5
$MR = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$ (SVENSON, 1980)	k_1	142,640	226,018	375,622	475,921	512,614	866,249
	k_2	-0,165	-0,150	0,350	0,321	0,525	0,488
	R^2	62,3%	39,2%	60,6%	61,6%	70,7%	73,3%
	R^2_{aj}	61,6%	38,1%	59,9%	60,8%	70,1%	72,8%
	S_e	22,4	50,0	39,0	47,0	44,9	70,8
$MR = k_1 \cdot \theta^{k_2}$ (HICKS, 1970)	k_1	171,613	263,987	317,992	406,892	385,651	660,053
	k_2	-0,150	-0,146	0,513	0,465	0,746	0,684
	R^2	35,8%	26,0%	88,4%	88,0%	94,7%	95,9%
	R^2_{aj}	34,5%	24,5%	88,2%	87,8%	94,6%	95,8%
	S_e	29,2	55,1	21,2	26,3	19,2	27,8
$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$ (MACÊDO, 1996)	k_1	186,687	268,526	837,291	955,788	1412,977	2075,788
	k_2	0,198	0,127	0,578	0,503	0,719	0,623
	k_3	-0,295	-0,233	-0,012	0,004	0,087	0,105
	R^2	80,4%	44,9%	96,8%	94,9%	98,7%	98,8%
	R^2_{aj}	79,7%	42,7%	96,6%	94,7%	98,6%	98,7%
	S_e	16,3	48,1	11,4	17,3	9,8	15,6
$MR = k_1 p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1\right)^{k_3}$ (ARA, 2004)	k_1	2687,204	4014,487	951,792	1373,835	652,622	1321,706
	k_2	0,260	0,212	0,773	0,663	1,024	0,871
	k_3	-1,197	-1,029	-0,574	-0,445	-0,560	-0,388
	R^2	95,6%	60,6%	93,8%	91,9%	97,6%	97,6%
	R^2_{aj}	95,4%	59,1%	93,6%	91,5%	97,6%	97,5%
	S_e	7,7	40,6	15,8	22,1	13,1	21,9

¹ Unidade padrão é o MPa, tanto para as variáveis de entrada (σ , θ e τ) quanto para a variável resposta (MR).

² Valores em negrito de R^2_{aj} e S_e representam o melhor desempenho para cada solo/energia de compactação.

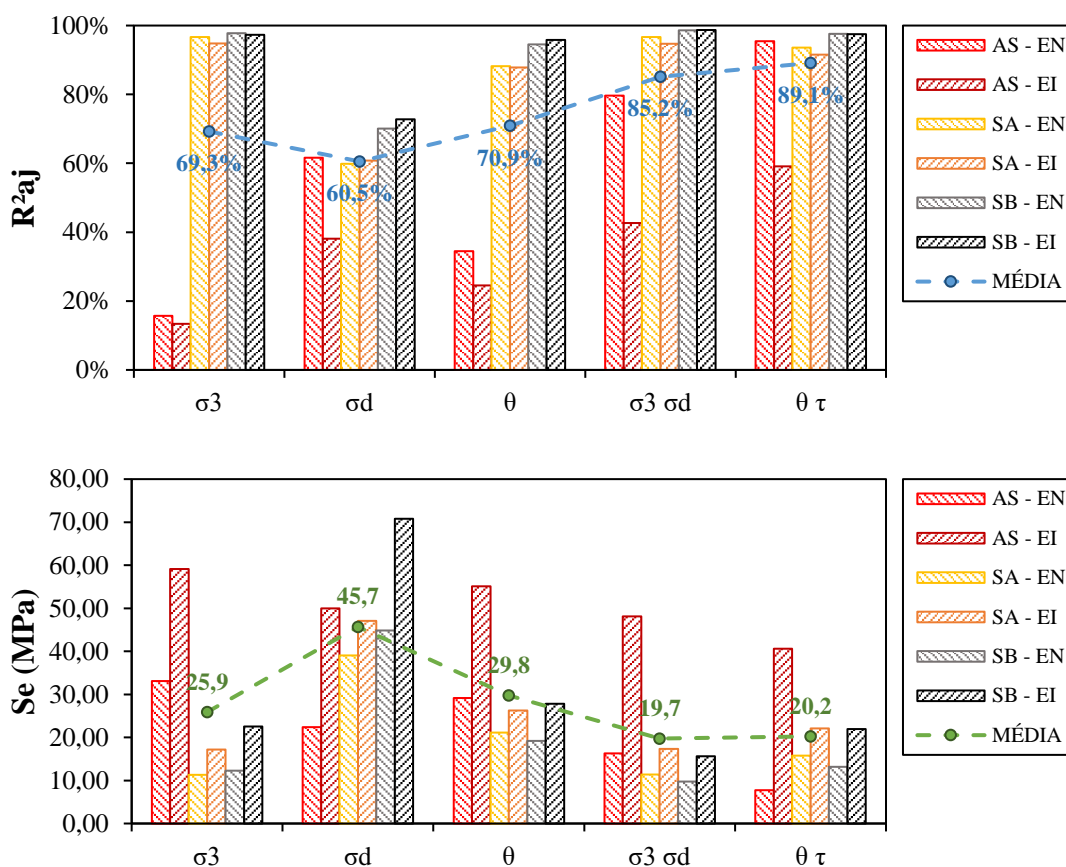
No que tange ao desempenho explicativo alcançado pelos modelos de regressão sob análise, primeiramente realizou-se uma avaliação individualizada referente a cada conjunto de dados ajustado, ou seja, em específico para cada solo associado a uma energia de compactação em estudo. Elegeu-se como referência na avaliação os parâmetros R^2_{aj} e S_e , tendo em vista a relevância estatística, recém conceituada, de ambos. Desse modo, buscou-se entre os modelos de regressão obtidos para cada solo/energia de compactação, o maior valor de R^2_{aj} e o menor valor de S_e atingidos pelos ajustes, estando esses valores destacados em negrito na Tabela 15.

Com base nessa primeira análise, evidenciou-se que a qualidade de ajuste proporcionada pelos diferentes modelos de regressão está atrelada, essencialmente, ao tipo de material sob avaliação, visto que esse fator, conforme já constatado no item 4.1.1, tem influência significativa no modo como se dá o efeito do estado de tensões nos solos. A energia de compactação, por outro lado, se mostrou pouco influente nesse quesito, uma vez que os aspectos observados quanto à modelagem dos dados experimentais, discutidos a seguir, seguiram uma mesma tendência para cada solo em estudo, independentemente da energia de compactação adotada.

Referente ao ajuste dos dados de MR do solo AS, o melhor desempenho foi exibido pelo modelo proposto no *MEPDG* (ARA, 2004), conhecido na literatura como “universal”, seguido do modelo composto e do modelo $k-\sigma_d$, respectivamente. Os modelos $k-\sigma_3$ e $k-\theta$, em contrapartida, apresentaram uma capacidade preditiva bastante inferior. Já os solos SA e SB manifestaram um comportamento semelhante quanto à modelagem de seus dados experimentais. Para ambos, os modelos composto e $k-\sigma_3$ demonstraram um desempenho notável e bastante próximo, seguidos dos modelos universal e $k-\theta$, respectivamente. O modelo $k-\sigma_d$, porém, proporcionou uma qualidade de ajuste menos representativa, em decorrência da pouca influência apresentada por essa variável sob os solos granulares. Percebe-se que os aspectos abordados estão diretamente associados ao tipo de comportamento resiliente desempenhado pelos solos residuais em estudo, dito coesivo para o AS e granular para o SA e SB, conforme exposto no item 4.1.1.

Posteriormente, buscando-se uma avaliação mais generalizada quanto ao desempenho preditivo dos modelos de regressão em análise, foram elaborados os gráficos apresentados na Figura 41. Esses sintetizam, por meio da representação em barras, os valores de R^2_{aj} e S_e obtidos para todos os ajustes realizados, abrangendo os três solos, as duas energias de compactação e os cinco modelos de regressão em estudo. Ademais, também foram incorporados na análise os valores médios representativos de cada modelo, ilustrados pelas linhas exibidas em ambos os gráficos.

Figura 41 – Síntese da qualidade de ajuste dos modelos de regressão gerados a partir dos ensaios de MR



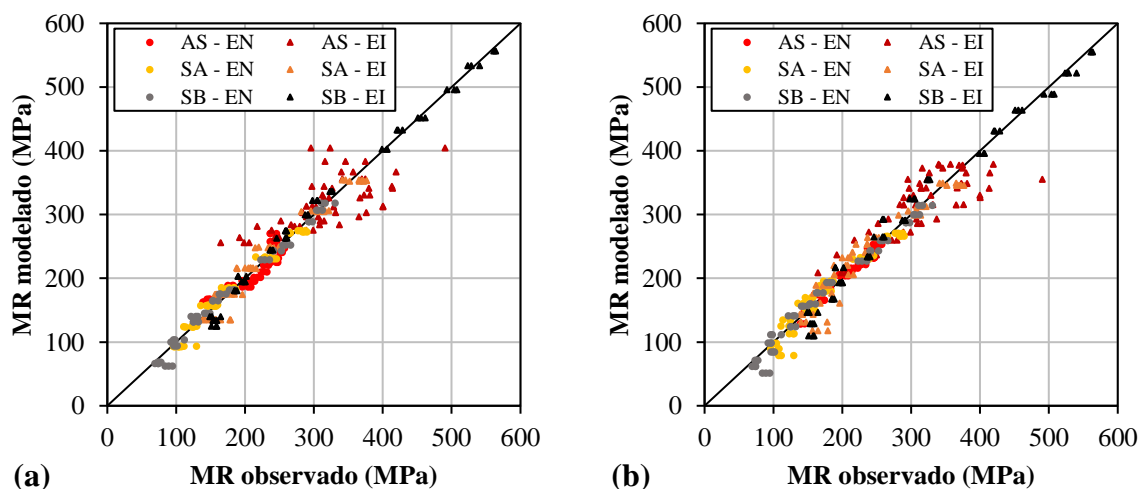
De modo geral, a partir da Figura 41, observa-se que ambos os modelos composto (k - σ_3 - σ_d) e universal (k - θ - τ_{oct}) se destacaram diante dos demais quanto à capacidade explicativa média desempenhada, refletida nos elevados valores de R^2_{aj} e baixos valores de S_e indicados nos gráficos, bastante próximos entre os dois modelos. Se por um lado o modelo universal apresentou um valor médio de R^2_{aj} um pouco maior, por outro, o modelo composto exibiu um S_e ligeiramente menor. Cabe salientar também que o modelo composto se mostrou vagamente mais efetivo no ajuste de dados relativos aos solos granulares SA e SB, enquanto que o modelo universal pôde viabilizar uma qualidade de ajuste consideravelmente superior para o solo AS, de caráter argiloso/fino.

Santos (2020) evidenciou, em sua tese de doutorado, aspectos semelhantes a esses recém mencionados ao utilizar ambos os modelos composto e universal, entre outros convencionais, no ajuste do MR para três solos residuais também provenientes do Rio Grande do Sul. A autora cita que os dois modelos apresentaram as melhores regressões para todas as diversas condições

analisadas na pesquisa, além de constatar que o modelo universal se mostrou mais adequado aos materiais argilosos, assim como verificado no presente trabalho, levando em consideração o solo AS. Takeda (2006) também reitera que tanto o modelo composto quanto o modelo universal são capazes de representar, com precisão bastante equivalente, a variação do módulo resiliente em função do estado de tensões, principalmente no que tange aos solos tipicamente brasileiros.

Os parâmetros estatísticos R^2_{aj} e S_e aqui empregados fornecem uma boa estimativa numérica da eficiência dos modelos, contudo, no que se refere a regressões múltiplas, a compreensão da dispersão representativa do ajuste dos dados é de difícil tangibilidade. Posto isso, uma forma apropriada de alcançar essa sensibilidade de maneira visual e palpável é por meio de gráficos contendo os valores observados em relação aos valores obtidos na modelagem, sendo inserida associadamente a denominada reta de igualdade. Sendo assim, na Figura 42 são apresentados os gráficos em questão, elaborados para os modelos composto e universal, respectivamente. Sobretudo, constata-se o elevado poder explicativo desempenhado por ambos os modelos de regressão, traduzido na significativa aderência dos dados à reta de igualdade. Ainda, é evidenciada, de fato, uma menor dispersão dos dados relativos ao solo AS (principalmente para a EI) propiciada pelo modelo universal, fato esse justificado pela maior eficiência demonstrada por esse no ajuste do MR desse material.

Figura 42 – Gráficos de comparação do MR observado vs MR modelado: (a) modelo composto e (b) modelo universal



Apesar dessa notável capacidade preditiva desempenhada por ambos os modelos composto e universal, destaca-se que o primeiro, dada sua eficiência já difundida e abrangente, em termos de materiais, atrelada a sua abordagem simplista e tangível quanto às variáveis adotadas, vem tornando-se uma unanimidade entre diversos pesquisadores brasileiros (FERREIRA, 2002; GUIMARÃES, 2009; LIMA, 2020), possibilitando um rápido crescimento da base de dados na literatura englobando seus parâmetros de ajuste para diversos solos e materiais granulares. Malysz (2009) relata que, diferentemente de outros modelos que incorporam as tensões σ_3 e σ_d implicitamente através de outros parâmetros (θ , τ_{oct} , etc.), o modelo composto aplica essas variáveis de maneira explícita e direta, conferindo acurácia sem abrir mão, concomitantemente, da simplicidade na regressão. Ainda, salienta-se que o modelo é atualmente empregado no novo método de dimensionamento nacional de pavimentos – MeDiNa.

Takeda (2006) sintetiza as principais relações obtidas a partir dos coeficientes de regressão do modelo composto. Segundo o autor, a avaliação comparativa de k_2 e k_3 , os quais representam expoentes, respectivamente, das tensões confinante e desvio, possibilita associar os valores absolutos de cada um deles, a uma maior ou menor influência da variável (σ_3 ou σ_d) no MR do material em estudo, visto que a amplitude de variação dessas tensões durante os ensaios é de mesma ordem. Além disso, expoentes positivos ou negativos permitem definir se a elevação de determinada tensão contribui, conseqüentemente, para o aumento ou diminuição do módulo de resiliência.

Portanto, levando em consideração os aspectos recém abordados, em soma à útil interpretação estatística possibilitada por seus coeficientes de regressão, optou-se pelo emprego do modelo composto (e os respectivos coeficientes obtidos nos ajustes) como referência em análises nesse item e nos subsequentes (itens 4.1.3 e 4.1.4), os quais dissertam, respectivamente, acerca do desempenho quanto ao comportamento resiliente demonstrado pelos solos e do efeito da energia de compactação proporcionado nesse comportamento.

No tocante à relevância estatística apresentada pelas variáveis σ_3 e σ_d no ajuste do modelo composto, tendo em conta um nível de significância de 5% adotado na ferramenta de regressão múltipla não-linear no *Minitab*, ambas se mostraram significativas para os solos AS e SB. Na análise do solo SA, contudo, a tensão desvio (σ_d) demonstrou-se não significativa, exibindo um elevado valor-p tanto na EN quanto na EI, sendo os coeficientes de regressão (k_3), relativos a essa variável, destacados em vermelho na Tabela 15. Dito isso, com base nesses pontos

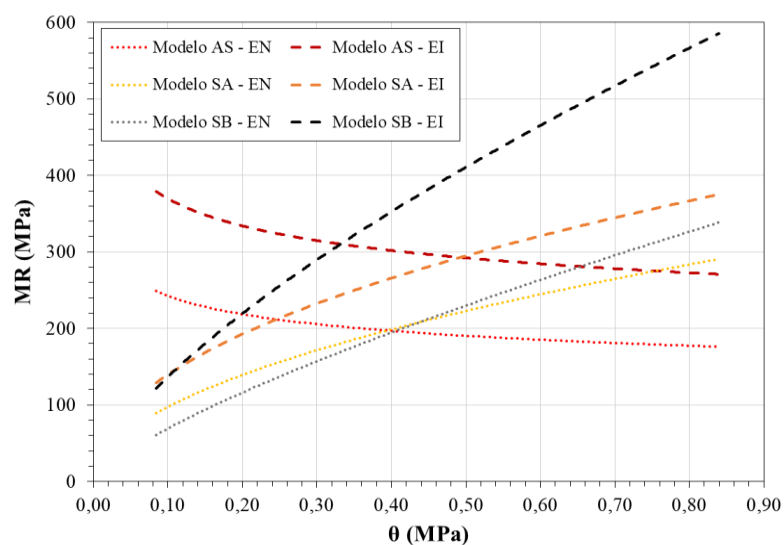
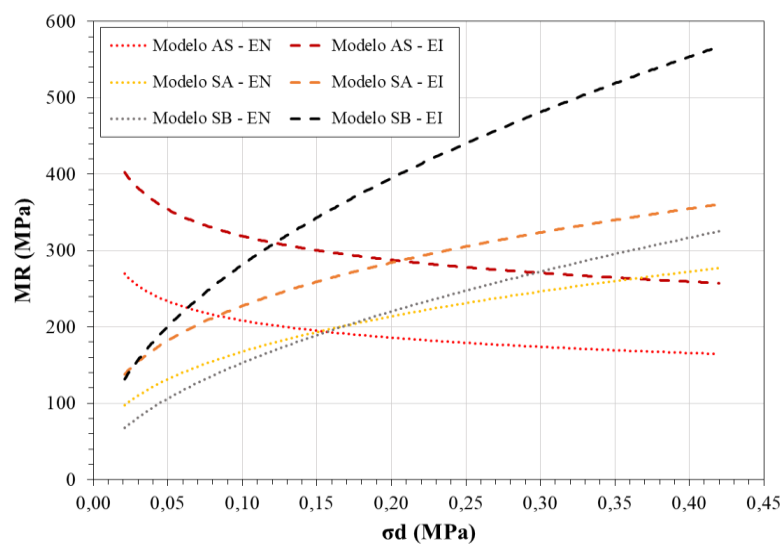
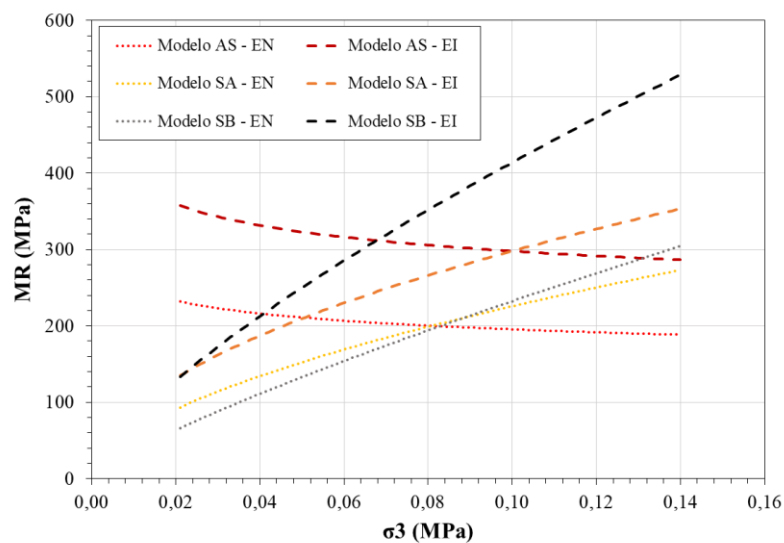
levantados e na avaliação dos valores dos coeficientes obtidos para o modelo composto, cabe a realização de uma análise individualizada relativa a cada solo em estudo:

- a) AS: ambas as variáveis σ_3 e σ_d apresentaram significância estatística, com seus respectivos coeficientes k_2 (positivo) e k_3 (negativo) exibindo valores absolutos de magnitude relativamente próxima. Com isso, constatou-se que, apesar do caráter argiloso do solo AS, a rigidez desse se mostrou influenciada de modo expressivo não somente pelo efeito negativo da tensão desvio, algo típico de materiais ditos coesivos na literatura, mas também pelo efeito positivo da tensão confinante, fato esse da mesma maneira evidenciado na análise dos gráficos tridimensionais da Figura 38.
- b) SA: somente a variável σ_3 expressou significância estatística, com seu respectivo coeficiente k_2 apresentando sinal positivo e valor absoluto consideravelmente elevado (entre 0,5 e 0,6). A variável σ_d , em contrapartida, se mostrou não significativa, com valores absolutos próximo a zero. Logo, o SA evidenciou um comportamento tipicamente granular em termos resilientes, ou seja, um expressivo efeito positivo da tensão confinante sob o seu MR, com pouca ou nenhuma influência da tensão desvio, conforme observado visualmente nos gráficos da Figura 39.
- c) SB: ambas as variáveis σ_3 e σ_d indicaram significância estatística, com seus respectivos coeficientes k_2 e k_3 ambos exibindo sinal positivo, porém com valores absolutos bastante discrepantes, com k_2 bastante alto (entre 0,6 e 0,7, aproximadamente) e k_3 relativamente baixo (próximo a 0,1). Sendo assim, o SB também expressou um comportamento resiliente típico de materiais granulares, representado por uma dominante influência positiva da tensão confinante na sua rigidez, aspecto esse graficamente observado na Figura 40.

Enfim, cabe ressaltar que, de uma maneira ampla, conseguiu-se gerar, a partir dos resultados experimentais obtidos nos ensaios de MR, modelos de regressão de expressiva qualidade em termos estatísticos, fundamentais na caracterização elástica não-linear dos solos residuais em estudo. A modelagem dos dados relativos ao AS-EI, porém, se mostrou uma exceção, visto que exibiu uma acurácia relativamente baixa frente aos demais ajustes, provavelmente associada à dispersão observada entre os resultados das três amostras ensaiadas, conforme comentado no item 4.1.1. Ademais, quanto aos parâmetros adotados na estimativa da eficiência explicativa dos modelos (R^2_{aj} e S_e), esses apresentaram elevada correlação entre si, induzindo a conclusões convergentes nas análises.

Por último, lembra-se que os modelos de regressão gerados estão ilustrados separadamente nos gráficos das Figuras 35 a 40 (item 4.1.1), junto a suas respectivas relações matemáticas. Desse modo, buscando uma visualização mais geral, na Figura 43 são apresentados gráficos contendo os modelos obtidos a partir dos ensaios de MR em função de σ_3 , σ_d e θ , respectivamente.

Figura 43 – Gráficos dos modelos de regressão obtidos a partir dos ensaios de MR em função de σ_3 , σ_d e θ



4.1.3 Desempenho quanto ao comportamento resiliente

Objetivando-se uma qualificação representativa do desempenho quanto ao comportamento mecânico, em termos de deformabilidade elástica, os três solos sob análise foram enquadrados segundo a denominada classificação resiliente, proposta por Preussler e Pinto (1982). Optou-se por essa classificação visto que, além de considerar as propriedades resilientes dos solos para emprego específico em pavimentação, essa foi elaborada com base em estudos envolvendo materiais tipicamente encontrados no Brasil.

Na Figura 44 é representado graficamente o enquadramento do AS, o qual é considerado pela metodologia um solo fino (mais de 35% passante na peneira #200), sendo classificado como tal. Desse modo, o AS, estando compactado tanto na EN quanto na EI, foi categorizado no grupo de solos do Tipo I, definidos como materiais de bom comportamento resiliente na composição de subleitos ou reforços de subleito, com a possibilidade de emprego em camadas de sub-base (DNIT, 2006).

Os materiais SA e SB, por outro lado, são considerados solos granulares (menos de 35% passante na peneira #200), sendo classificados conforme demonstrado na Figura 45. Observa-se que ambos os solos, levando em conta as duas energias de compactação avaliadas, estão inseridos predominantemente no âmbito do Grupo A, o qual é caracterizado por materiais de elevada deformabilidade elástica, não sendo aconselhada a aplicação em camadas de pavimentos, além de constituírem subleitos de desempenho insatisfatório (DNIT, 2006).

No entanto, destaca-se que, compactados na EI e sob baixos níveis de σ_3 , ambos SA e SB se situam no domínio do Grupo B, considerados então como materiais com um grau de resiliência intermediário, podendo ser empregados em camadas de reforço do subleito, de sub-base ou possivelmente de base, a depender também do valor de k_2 no modelo k - σ_3 (Tabela 15). Segundo o sistema de classificação resiliente, tendo em vista que nos dois casos tem-se um $k_2 > 0,5$, o desempenho de SA-EI e SB-EI vai depender primordialmente da espessura das camadas e da qualidade do subleito (PREUSSLER e PINTO, 1982).

Cabe ressaltar que as conclusões recém abordadas enfatizam, mais uma vez, a essencialidade de qualquer análise acerca do comportamento mecânico de solos estar sempre atrelada ao estado de tensões atuante, levando em conta as especificidades pormenorizadas pela classificação resiliente, que não teriam sido evidenciadas por análises simplistas ou diretas acerca do MR.

Figura 44 – Classificação resiliente do solo AS

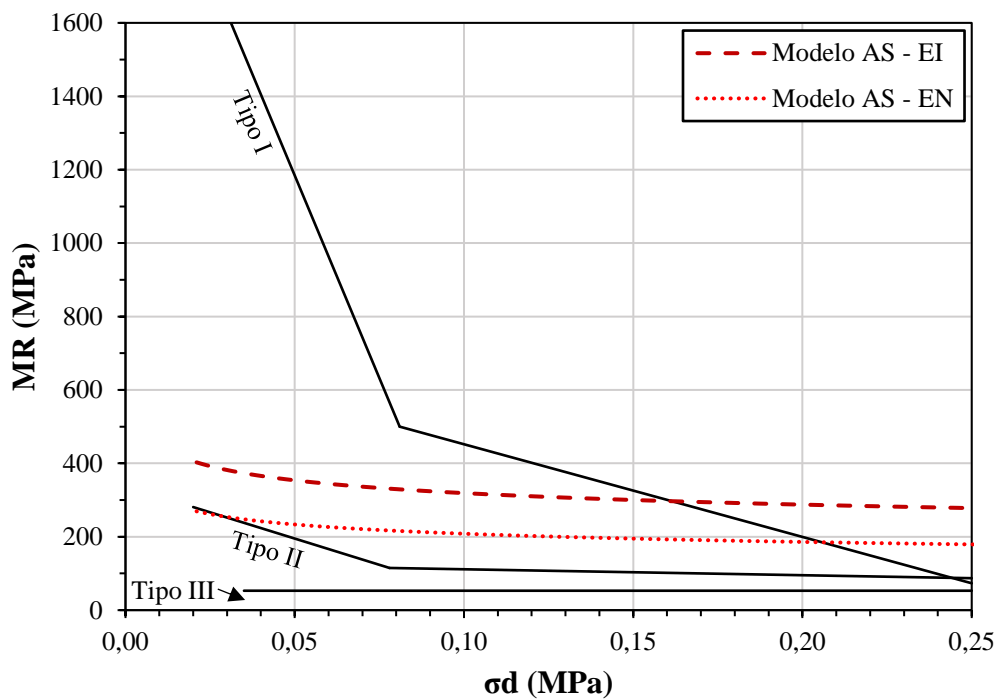
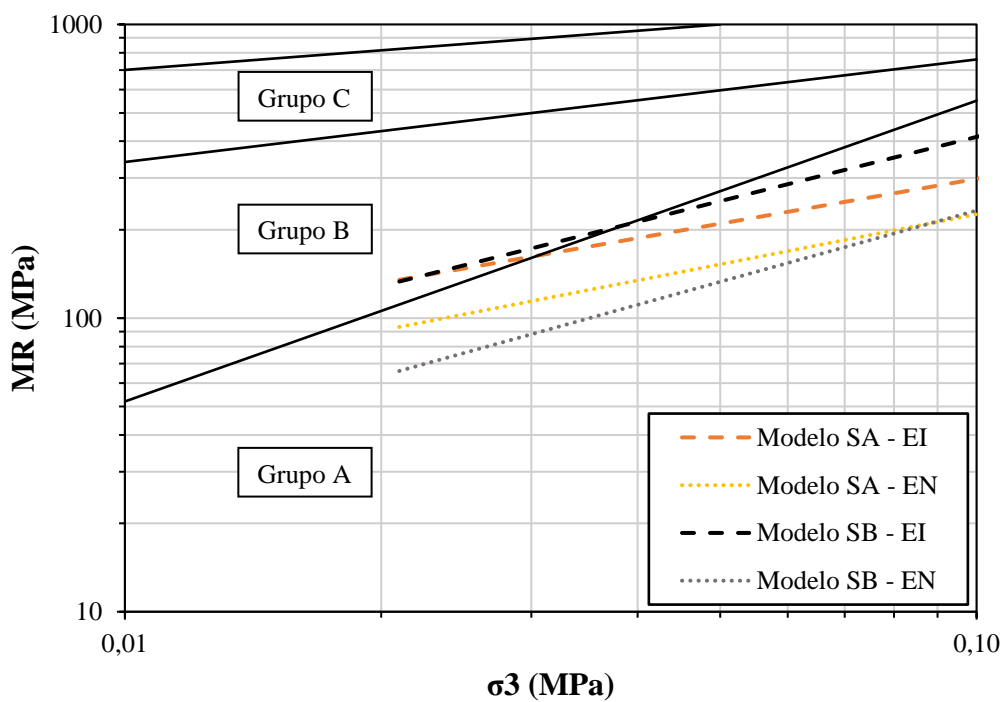


Figura 45 – Classificação resiliente dos solos SA e SB

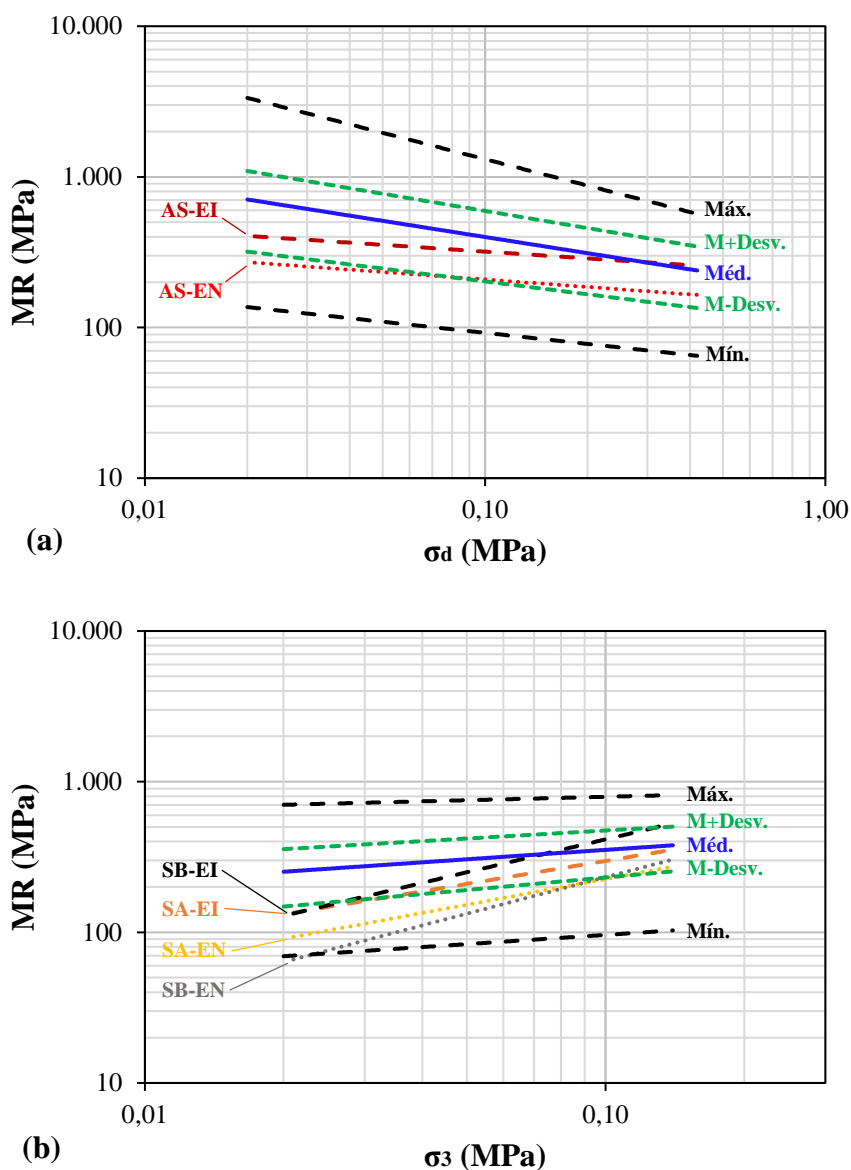


Em síntese, a classificação resiliente proposta por Preussler e Pinto (1982) demonstra-se uma eficiente ferramenta, possibilitando uma rápida e significativa qualificação de solos e materiais granulares para pavimentação, além de se destacar diante de outros sistemas de classificação, tendo em vista seu embasamento teórico quanto ao comportamento elástico dos materiais. Contudo, ainda assim, trata-se de uma abordagem limitada no que se refere à reduzida base de dados na qual foi fundamentada, dada a época de elaboração da classificação, proporcionando uma avaliação, nesse quesito, pouco representativa.

Portanto, buscando-se uma qualificação de caráter mais concreto, comparativo e abrangente dos solos residuais em estudo, desenvolveu-se aqui uma análise tendo como principal referência a base de dados empregada por Ferreira (2008) em sua tese de doutorado, a qual abordou o tratamento de dados geotécnicos para predição de módulos de resiliência de solos e britas utilizando ferramentas de *data mining*. Dito isso, a análise comparativa em questão envolveu algumas etapas, as quais são detalhadas a seguir:

- a) Buscou-se na tese de Ferreira (2008) a base utilizada, a qual é composta por dados referentes a 463 materiais submetidos ao ensaio triaxial de cargas repetidas no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ no período de 1996 a 2007, englobando, segundo o autor, os mais diversos tipos de solos e agregados.
- b) Os dados coletados foram compilados em planilhas no *Excel*, de modo a se obter, organizadamente, os coeficientes de regressão (k_1 , k_2 e k_3) do modelo composto relativos a cada um dos 463 materiais integrantes da base de dados.
- c) De posse dos coeficientes de regressão, estimou-se, a partir do modelo composto, os valores de MR correspondentes aos 18 pares de tensões convencionais do ensaio, em particular para cada material.
- d) Visando tornar a análise mais coerente e representativa, comparando materiais de mesmo caráter, optou-se por dividir a base de dados em dois grandes grupos quanto ao comportamento resiliente – coesivo e granular. Para isso, adotou-se um dos procedimentos de segmentação de dados empregado por Ferreira (2008), o qual se baseia, essencialmente, nos valores absolutos dos coeficientes k_2 e k_3 do modelo composto. Em resumo, o maior valor absoluto entre os dois coeficientes define a influência dominante de σ_3 ou σ_d , respectivamente, agrupando o material como granular ou coesivo.
- e) Após, considerando-se os valores de MR estimados para todos os materiais em cada grupo, determinou-se, para cada par de tensões, os seguintes parâmetros: valor mínimo, valor máximo, média, desvio padrão e média \pm desvio padrão.
- f) Por fim, foram geradas linhas de regressão a partir dos valores desses parâmetros em função das tensões σ_d e σ_3 , sendo representadas em gráficos relativos a cada grupo de materiais – coesivos e granulares, respectivamente, conforme apresentado na Figura 46. Destaca-se que, tendo em conta os comportamentos resilientes dos solos em estudo já evidenciados nos itens anteriores, o AS foi enquadrado como material coesivo, enquanto o SA e o SB como granulares.

Figura 46 – Enquadramento da resposta resiliente dos solos estudados na análise comparativa desenvolvida a partir da base de dados empregada por Ferreira (2008): materiais (a) coesivos e (b) granulares



Com base no gráfico da Figura 46 (a), observa-se que a resposta resiliente do AS, compactado tanto na EN quanto na EI, se insere, predominantemente, na região compreendida entre a linha média e a linha referente à média menos um desvio padrão, evidenciando que o MR do solo, apesar de ligeiramente abaixo da média, tende a apresentar valores considerados típicos com relação a outros materiais brasileiros de comportamento similar, nos diferentes níveis de tensões quanto à tensão desvio. Já os solos SA e SB, mais uma vez, demonstraram aspectos semelhantes, conforme constatado no gráfico da Figura 46 (b). Ambos os materiais, quando

compactados na energia Normal (SA-EN e SB-EN), se enquadram na região estabelecida entre a linha mínima e a linha relativa à média menos um desvio padrão. Quando compactados na energia Intermediária (SA-EI e SB-EI), contudo, os solos se incluem na região abrangida pelas linhas referentes à média \pm desvio padrão. Em suma, pode-se evidenciar que a elevação da energia de compactação proporcionou à rigidez de ambos SA e SB uma mudança de patamar em termos de magnitude, saindo de valores de MR tidos como baixos para alcançar valores considerados típicos com relação a outros materiais brasileiros de comportamento granular, nos diferentes níveis de tensões quanto à tensão confinante. Com isso, consegue-se constatar, sob mais uma perspectiva dentro do contexto da pesquisa, a significativa influência que a energia de compactação pode ter no aumento do MR em solos, considerando os materiais em estudo.

Em síntese, acredita-se que a análise aqui desenvolvida, tendo em mente o propósito tido na sua elaboração, mostrou-se relevantemente eficaz, uma vez que proporcionou uma qualificação simultaneamente representativa e tangível, por meio da comparação da resposta resiliente dos solos em estudo diante de uma extensa base de dados de materiais tipicamente encontrados no Brasil. A partir das etapas e premissas anteriormente descritas, conseguiu-se gerar gráficos contendo regiões nas quais os valores de MR se situam com uma maior (ou menor) frequência, levando em consideração os materiais englobados pela base de dados empregada.

Contudo, apesar da representatividade retratada pela análise, atenta-se ao fato de a variabilidade explícita pelos gráficos gerados (Figura 46) não ter relação direta com o comportamento resiliente dos materiais, expresso, sobretudo, pelos modelos de regressão e seus respectivos coeficientes. Logo, buscando-se verificar a variabilidade exibida pelos modelos da base de dados, realizou-se uma análise estatística da dispersão de cada coeficiente de regressão (k_1 , k_2 e k_3), conforme Tabela 16, sendo expostos conjuntamente, a fins de comparação, os coeficientes obtidos para os modelos compostos relativos a cada solo/energia de compactação em estudo.

Tabela 16 – Análise estatística da dispersão dos coeficientes de regressão do modelo composto a partir da base de dados de Ferreira (2008)

Parâmetro	Coeficientes - Base de dados			Solo/ Energia	Coeficientes - Dissertação		
	k_1	k_2	k_3		k_1	k_2	k_3
Máximo	2.008	0,778	-0,005	AS - EN	187	0,198	-0,295
Méd.+Desv.	748	0,454	-0,158	AS - EI	269	0,127	-0,233
Média	440	0,303	-0,368	SA - EN	837	0,578	-0,012
Méd.-Desv.	133	0,152	-0,578	SA - EI	956	0,503	0,004
Mínimo	26	0,002	-0,991	SB - EN	1.413	0,719	0,087
Desv. Pad.	308	0,151	0,210	SB - EI	2.076	0,623	0,105

4.1.4 Efeito da energia de compactação

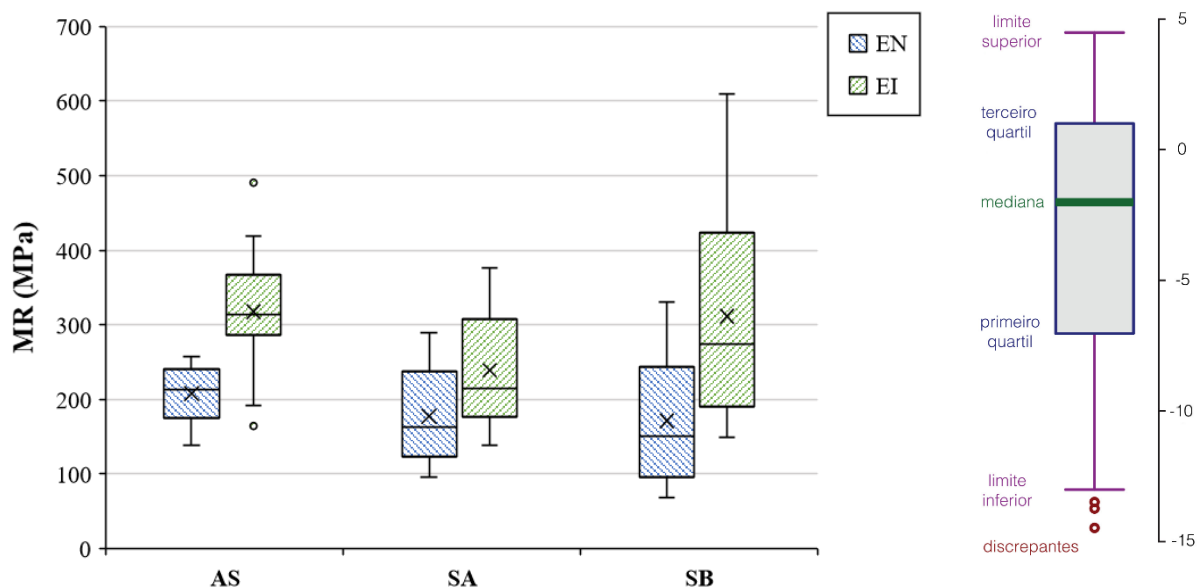
Nesse item são apresentadas as análises elaboradas com o intuito de visualizar a influência da energia de compactação na resposta resiliente dos solos estudados sob diferentes óticas. Cabe destacar que esse efeito, de fato, já foi evidenciado em alguns aspectos abordados nos itens anteriores, por meio, porém, de interpretações puramente visuais em gráficos, não contendo, assim, muita sustentação. Diante disso, preliminarmente às análises propriamente ditas, buscou-se corroborar, com um embasamento mais estatístico, essa influência constatada no MR dos materiais avaliados. Optou-se, então, por realizar isso sob a perspectiva da análise de variância (ANOVA) associada a uma regressão linear múltipla, sendo os dois níveis de energia alocados como variável categórica. Enfim, os resultados da ANOVA possibilitaram afirmar a relevância estatística do efeito da energia de compactação nos valores de MR para os três solos residuais em estudo, levando em consideração um nível de significância de 5%.

Após validada sua significância estatística, optou-se por analisar a influência da energia de compactação na rigidez dos materiais avaliados sob mais três perspectivas, tendo em vista, sempre, abordagens de caráter simultaneamente representativo e tangível, conforme a seguir:

- a) Representação gráfica da variação dos dados mediante diagramas de caixa;
- b) Aumento (absoluto e relativo) gerado para os diferentes pares de tensões;
- c) Alteração verificada nos coeficientes de regressão do modelo composto.

Os denominados diagramas de caixa (do inglês *boxplot*) constituem uma ferramenta gráfica utilizada, essencialmente, para avaliar e sintetizar a distribuição empírica de uma variável numérica a partir de medidas descritivas, fornecendo, assim, um meio complementar para se desenvolver uma perspectiva acerca do caráter dos dados. O modo como se dá sua construção, conforme indicado na Figura 47, proporciona a visualização e respectiva caracterização da distribuição da variável em termos de sua posição, dispersão, simetria, presença de valores discrepantes (*outliers*), entre outros aspectos. Tendo em conta essas propriedades, os diagramas de caixa representam, ainda, uma valiosa ferramenta comparativa entre diferentes grupos de dados, motivo pelo qual foram aqui adotados na análise do efeito da energia de compactação nos resultados dos ensaios de MR, com base no gráfico da Figura 47.

Figura 47 – Diagramas de caixa sintetizando o efeito da energia de compactação na distribuição dos resultados obtidos nos ensaios de MR



Primeiramente, quanto à posição, observa-se que, para os três solos em estudo, a elevação da energia de compactação resultou em um aumento (deslocamento para cima) de todas as medidas descritivas incorporadas nos diagramas (limites, quartis, mediana e média), evidenciando, com isso, um efeito significativo de elevação de cada conjunto de dados de MR como um todo. No que tange à dispersão, para os três casos, percebe-se que o aumento da energia empregada na compactação acarretou em maiores dispersões (definidas principalmente pelo intervalo interquartil, ou seja, tamanho da caixa) e também em maiores amplitudes (representadas pela diferença entre os limites), traduzindo-se em uma maior variabilidade nos dados experimentais de MR dos solos quando compactados na EI, sobressaindo-se, nesse quesito, o material SB.

Com relação à simetria, em geral, os resultados de MR obtidos para cada solo/energia de compactação se mostraram assimétricos positivos, ou seja, tendo a linha da mediana mais próxima ao primeiro quartil, com exceção dos dados relativos ao AS-EN. Nota-se, também, que a elevação da energia de compactação gerou um aumento no grau dessa assimetria para os três solos em estudo. Ademais, cabe destacar que apenas um conjunto de dados apresentou valores discrepantes (*outliers*) – referentes ao AS-EI, fato bastante coerente, uma vez que corrobora alguns aspectos constatados nos itens anteriores.

Por fim, aponta-se que houve um aumento no valor médio de MR (representado por um “x” nos diagramas de caixa) para os três materiais avaliados. Contudo, acredita-se que esse parâmetro

tenha pouca representatividade nesse âmbito, dada a forte dependência do MR de solos ao estado de tensões, algo que motivou, de fato, essa análise a partir de *boxplots* e não através de valores médios (muitas vezes empregados na literatura em avaliações semelhantes). Além disso, vale ressaltar que a mediana representa o indicador de tendência central mais apropriado quando os dados analisados possuem distribuição assimétrica, uma vez que a média aritmética é influenciada significativamente pelos valores extremos.

A segunda análise desenvolvida teve como principal fundamentação a forte dependência, recém relatada, do comportamento resiliente de solos ao estado de tensões atuante, representado nos ensaios de MR, sobretudo, pela tensão confinante e pela tensão desvio aplicadas. Dessa forma, optou-se por avaliar o efeito positivo da energia de compactação atrelado, individualmente, a cada um dos pares de tensões ($\sigma_3 \times \sigma_d$) considerados na rotina experimental. Para isso, foram elaborados os gráficos apresentados na Figura 48, os quais exibem a efetivação dessa análise para os três solos em estudo, respectivamente. Os valores de MR alcançados para cada par de tensões, obtidos pela média em triplicata, são expressos por barras para ambas as energias de compactação (EN e EI), posicionadas em paralelo. As linhas contínuas azul e verde indicam, em valores absolutos e relativos, respectivamente, o aumento do MR gerado pela elevação da energia de compactação para cada par de tensões. Ainda, foram estimados os valores médios, representados por linhas pontilhadas, levando em consideração os aumentos de MR, absolutos e relativos, obtidos para os diferentes estados de tensões. Por último, efetuou-se exatamente a mesma análise, englobando, contudo, os dados oriundos das modelagens realizadas, conforme gráficos apresentados na Figura 49. No Apêndice D ambas as análises se encontram dispostas numericamente na forma de tabelas.

Em suma, a observação dos gráficos das Figuras 48 e 49 proporcionou a corroboração de alguns aspectos já anteriormente constatados no item 4.1.1, descritos a seguir:

- a) o aumento da energia de compactação, de Normal para Intermediária, gerou um notável crescimento nos valores de MR, observado para os três solos em estudo, além de estender-se para os diferentes níveis de tensões abrangidos pelo ensaio;
- b) referente à intensidade do efeito, o material que afigurou um maior impacto na sua rigidez, levando em consideração a diferença absoluta entre os dados de MR obtidos em cada energia, foi o SB, seguido dos solos AS e SA, respectivamente;
- c) identificou-se que essa diferença absoluta mencionada demonstrou uma certa constância com relação à variação do nível de tensões para ambos AS e SA, enquanto para o SB tendeu a um crescimento a partir do aumento das tensões atuantes.

Figura 48 – Análise gráfica do efeito da energia de compactação no MR dos solos em função dos pares de tensões ensaiados (dados experimentais)

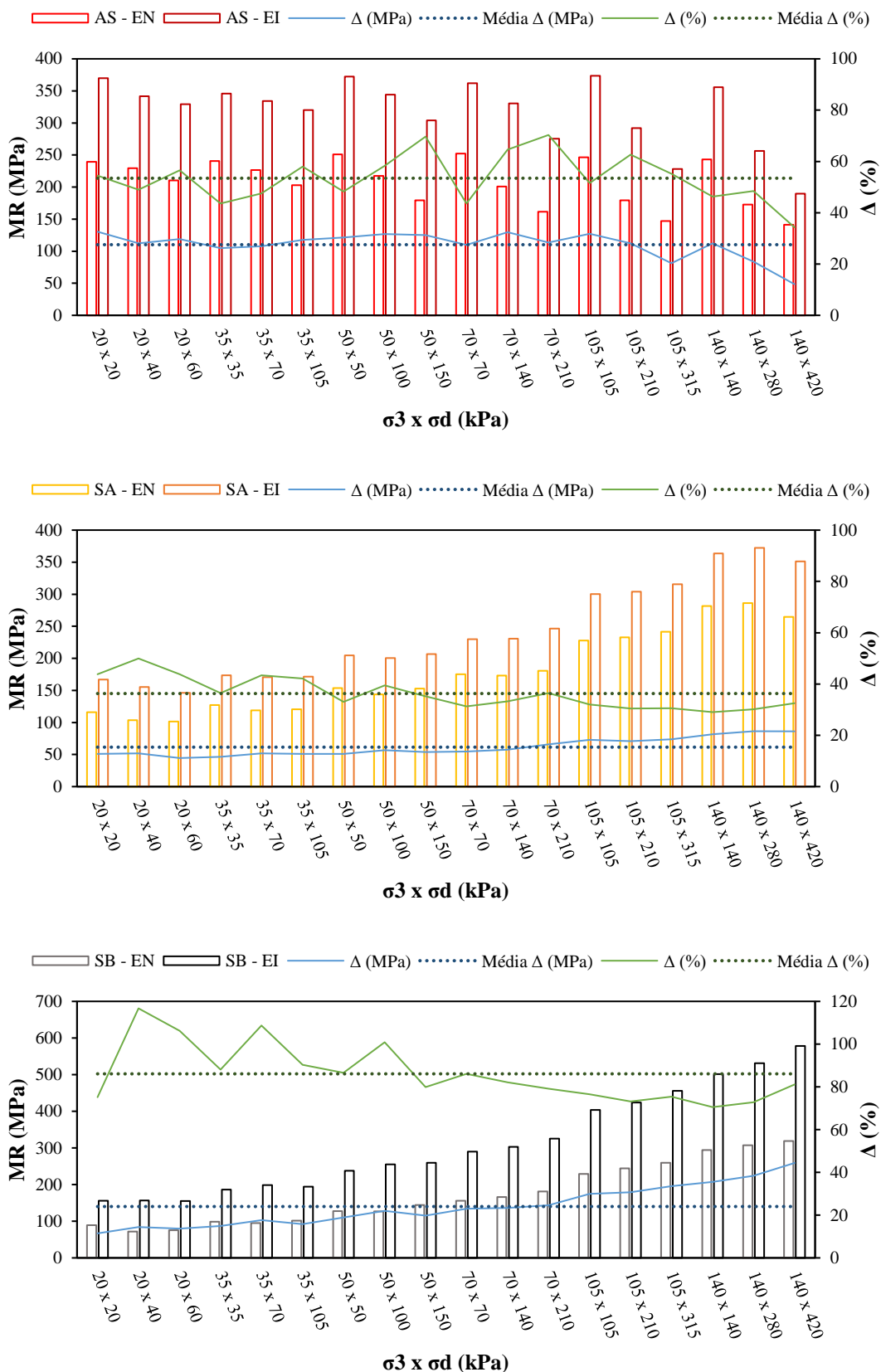
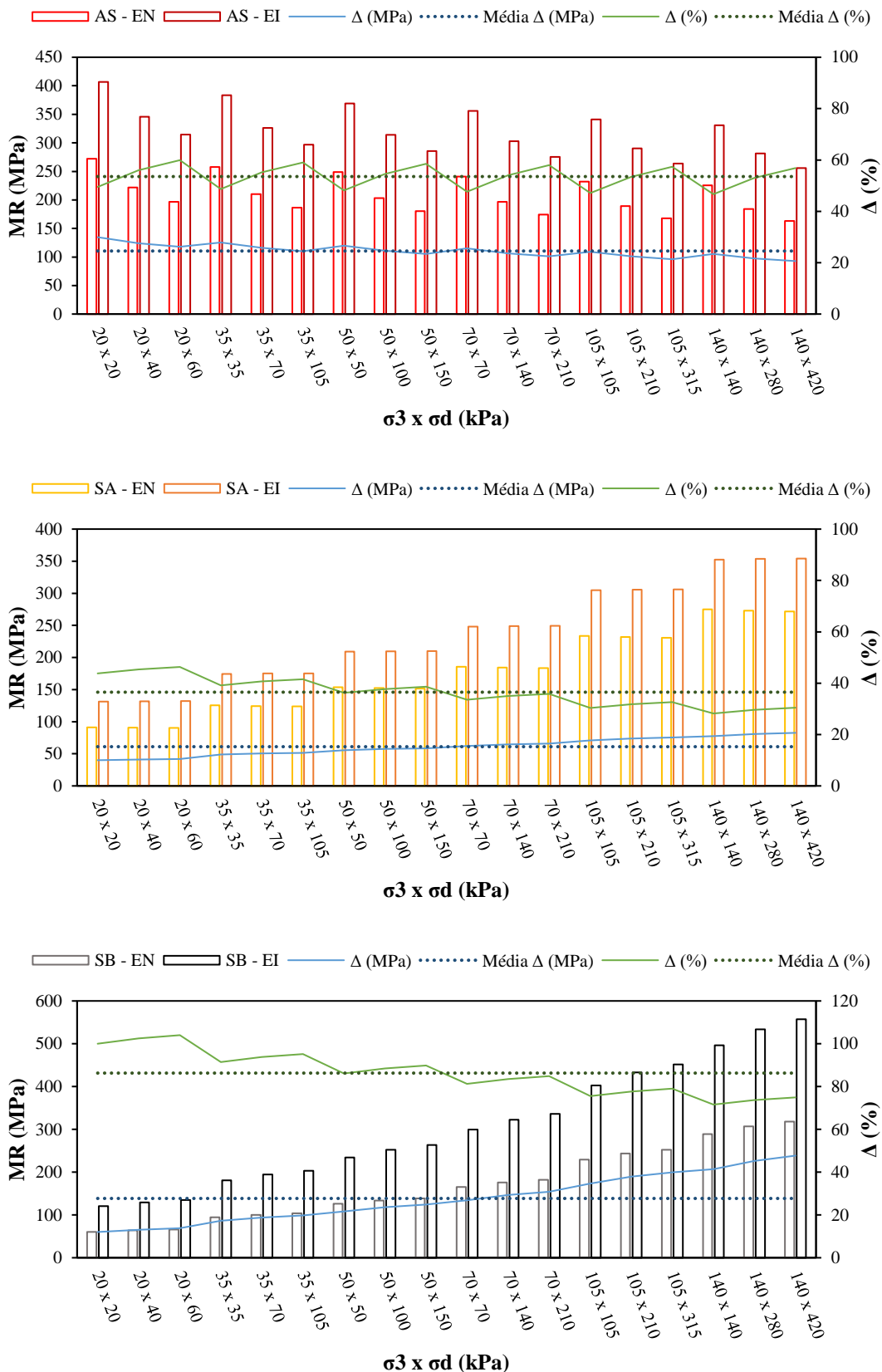


Figura 49 – Análise gráfica do efeito da energia de compactação no MR dos solos em função dos pares de tensões ensaiados (dados modelados)



Considerando de maneira mais específica a análise para cada solo, no caso do AS evidenciou-se um aumento absoluto praticamente constante frente à variação do estado de tensões imposto, oscilando estreitamente em torno do valor médio aproximado de 110 MPa. A mesma tendência foi observada para o aumento relativo, contudo, de modo mais disperso, variando em torno do valor médio encontrado de 54%. Em ambos os casos, as linhas exibiram uma queda nos últimos pares de tensões, provavelmente relacionada, de alguma forma, aos elevados níveis de tensões atuantes. Ademais, a análise do gráfico gerado a partir dos dados modelados permitiu constatar uma associação da intensidade do efeito da energia de compactação, em termos relativos, à razão de tensões σ_d/σ_3 , evidenciada pelo formato da linha contínua verde, demonstrando valores próximos para cada razão (1, 2 e 3) abrangida pelo ensaio.

O material SA também expressou uma certa constância na magnitude dos aumentos absolutos e relativos gerados com relação aos diferentes pares de tensões, oscilando próximos aos valores médios encontrados de 61 MPa e 36%, respectivamente. Entretanto, pôde-se notar uma leve tendência, diante da elevação do nível de tensões imposto, de aumento das diferenças absolutas (linha contínua azul) e diminuição das diferenças relativas (linha contínua verde). Ainda, a avaliação do gráfico gerado a partir dos dados modelados possibilitou verificar uma correlação praticamente exclusiva da intensidade do efeito da energia de compactação, em termos relativos, à tensão confinante aplicada, aspecto esse evidenciado pelo formato “em escada” da linha contínua verde, indicando valores próximos para cada σ_3 abrangida pelo ensaio.

A mesma tendência recém relatada para o SA foi também afigurada pelo solo SB, com provável associação ao fato de ambos os materiais serem predominantemente granulares. Contudo, no caso do SB, o comportamento se manifestou de modo mais expressivo, ou seja, frente à elevação do nível de tensões imposto, observou-se um significativo aumento das diferenças absolutas (linha contínua azul) concomitante a uma considerável diminuição das diferenças relativas (linha contínua verde). Além do mais, verificou-se, da mesma forma, uma relação quase que exclusiva da intensidade do efeito da energia de compactação, em termos relativos, à tensão confinante aplicada (σ_3). Por fim, cabe lembrar que o SB se mostrou o material mais impactado pelo incremento da energia empregada na sua compactação, apresentando valores médios de aumento absoluto e relativo, respectivamente, equivalentes a 140 MPa e 86%.

Em síntese, a análise recém abordada demonstrou-se bastante tangível e representativa, visto que possibilitou uma avaliação do efeito da energia de compactação, englobando, de maneira

simultânea, a influência do estado de tensões no comportamento resiliente dos materiais. Mais uma vez, foram constatadas certas propriedades e tendências provavelmente correlacionadas, de algum modo, à natureza dos solos estudados. No entanto, para corroborar tal aspecto, seria necessário estender a mesma análise a uma gama maior de materiais abrangendo diversas características geotécnicas e pedológicas.

A terceira análise proposta foi desenvolvida sob a perspectiva dos coeficientes de regressão obtidos pelo ajuste do modelo composto, os quais possibilitam, conforme já exposto nos itens 4.1.2 e 4.1.3, pertinentes inferências a partir de sua interpretação estatística (TAKEDA, 2006). Dito isso, foram elaborados os gráficos demonstrados na Figura 50, cuja análise, no que tange ao efeito gerado pela elevação da energia de compactação, permitiu evidenciar, em resumo, as seguintes constatações:

- a) Aumento de k_1 , diretamente associado ao incremento propiciado na magnitude do MR de um modo global, com destaque para o caso do SB;
- b) Redução de k_2 , traduzida em uma diminuição na influência estatística da tensão confinante na resposta resiliente, com efeito semelhante para os três solos;
- c) Redução do módulo de k_3 (em específico para o AS), expressando uma diminuição na influência estatística da tensão desvio na resposta resiliente;
- d) Efeito inexpressivo no k_3 para os materiais SA e SB, de caráter granular.

De maneira geral, observou-se que, além do já esperado crescimento proporcionado na magnitude do MR, o aumento da energia de compactação tendeu a resultar em uma redução no efeito estatístico do estado de tensões (σ_3 e σ_d) na resposta resiliente dos materiais. Apesar de teoricamente relevante, destaca-se que tal inferência se restringe aos três solos aqui estudados, ou seja, uma melhor compreensão e validação desse comportamento exigiria a aplicação da mesma análise considerando um conjunto maior dados experimentais provenientes de diferentes tipos de materiais.

Em conclusão, a Tabela 17 apresenta uma síntese, em termos numéricos, das três análises abordadas com relação ao efeito da energia de compactação no módulo de resiliência dos solos avaliados experimentalmente. Ademais, vale salientar que esse impacto positivo gerado pelo incremento da energia empregada na compactação, aqui evidenciado a partir de diferentes perspectivas, também já foi relatado em outros estudos envolvendo diversos tipos de materiais para pavimentação, cabendo citar: Allen (1973), Thom e Brown (1988), Bernucci (1995), Marangon (2004), Zago (2016) e Santos (2020).

Figura 50 – Variação dos coeficientes de regressão do modelo composto em função da energia de compactação para os três solos em estudo

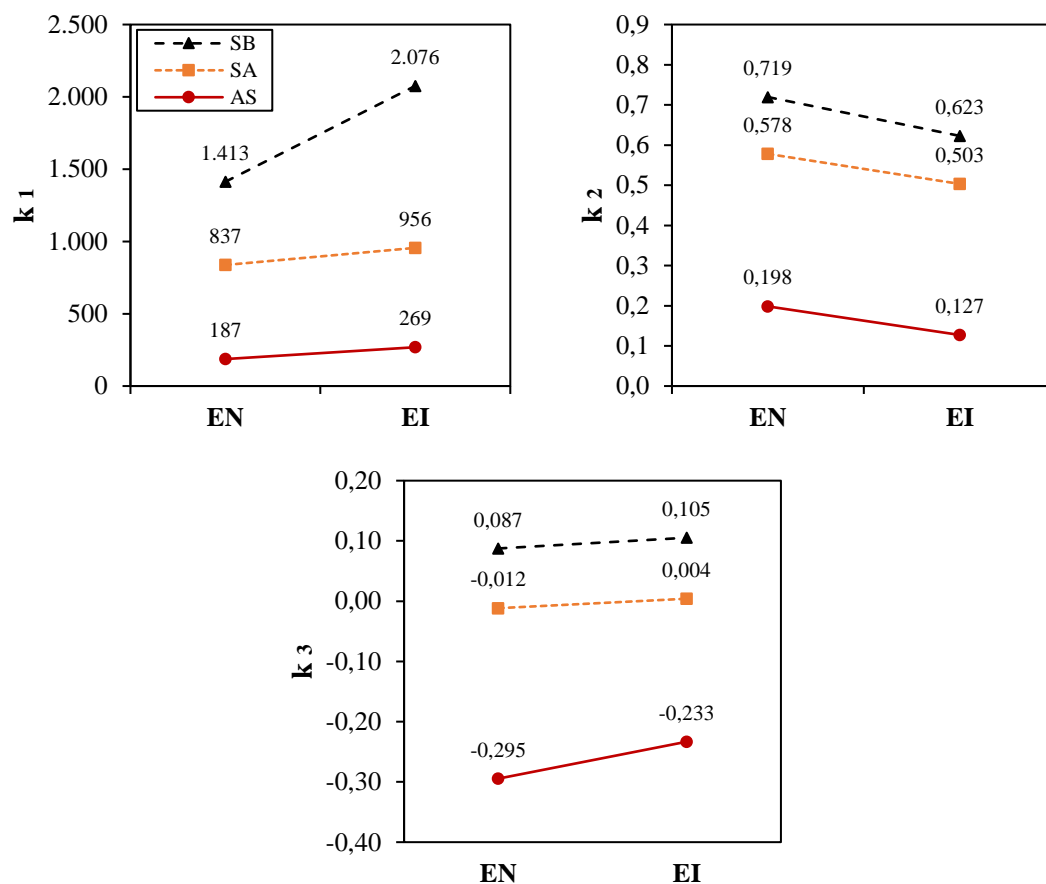


Tabela 17 – Síntese das análises acerca do efeito da energia de compactação no MR dos três solos em estudo

Análise	Parâmetro	Solo - Energia de compactação					
		AS - EN	AS - EI	SA - EN	SA - EI	SB - EN	SB - EI
Diagramas de Caixa	Limite superior	257,1	419,3	289,6	376,6	330,6	610,0
	Terceiro quartil	240,9	367,6	237,6	308,6	244,1	423,7
	Mediana	213,2	314,8	162,9	215,7	150,8	274,1
	Primeiro quartil	174,7	287,4	123,9	176,6	96,6	190,2
	Limite inferior	138,6	192,0	95,8	138,5	68,8	148,8
Aumento x Par de Tensões	Valores observados	Δ médio (MPa)	110,2		61,5		140,2
		Δ médio (%)	53,5		36,3		86,1
	Valores modelados	Δ médio (MPa)	110,5		61,1		138,6
		Δ médio (%)	53,5		36,5		86,3
Coeficientes de Regressão Modelo Composto	k_1	187	269	837	956	1413	2076
	k_2	0,198	0,127	0,578	0,503	0,719	0,623
	k_3	-0,295	-0,233	-0,012	0,004	0,087	0,105

4.2 ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

A relevância do estudo da deformação permanente de materiais granulares e solos, temática principal da presente dissertação, já é unânime no campo da pavimentação, tendo em vista o seu significativo papel como mecanismo de deterioração estrutural e funcional, que se reflete, sobretudo, na consolidação de afundamentos superficiais no pavimento e, conseqüentemente, na perda em termos de serventia, conforto e segurança sob a perspectiva do usuário. Seu âmbito de pesquisa, contudo, ainda apresenta uma série de lacunas de conhecimento, em função, essencialmente, da elevada complexidade associada ao modo como se dá a evolução das deformações plásticas, levando em consideração materiais de diferentes propriedades e uma vasta gama de variáveis influentes, em soma, ainda, à inerente dificuldade envolvida na reprodução do mecanismo em laboratório, tendo em conta a imposição de um singular estado de tensões abrangendo cargas cíclicas.

Dito isso, nessa seção são apresentados e analisados os resultados obtidos a partir dos ensaios de DP, executados segundo os procedimentos detalhados no item 3.3.3. Lembra-se que foram empregadas duas rotinas experimentais diferentes com relação aos carregamentos impostos às amostras ensaiadas – em estágio único (EU) e em multiestágios (ME), sendo os resultados alcançados por meio de cada método discutidos separadamente nos itens 4.2.1 e 4.2.2, respectivamente, a seguir.

4.2.1 Ensaios em estágio único

Nesse item são abordados os resultados obtidos através dos ensaios de DP-EU. Quanto à sua estruturação, optou-se por seguir uma linha de raciocínio semelhante à adotada na análise dos dados relativos aos ensaios de MR (seção 4.1). Desse modo, em um primeiro momento, os resultados encontrados são estudados sob uma perspectiva predominantemente gráfica e pelo ajuste de modelos de regressão, dando-se um enfoque maior na relação do comportamento plástico, e também elástico, dos materiais com o número de ciclos de carga aplicados e com o estado de tensões imposto. Na sequência, disserta-se acerca do desempenho demonstrado pelos solos como materiais de pavimentação e do efeito da energia de compactação através de diferentes análises.

Uma síntese dos resultados experimentais alcançados com relação às variáveis controláveis consideradas pode ser encontrada no Apêndice E, contendo, fundamentalmente, a evolução da deformação permanente e do MR no decorrer dos ensaios em função do número de ciclos, tendo em conta os nove pares de tensões adotados para cada solo e energia de compactação em estudo. Destaca-se ainda que, conforme já exposto no item 3.3.1, os parâmetros obtidos em todos os CPs moldados para os ensaios de DP-EU são apresentados em tabelas no Apêndice B, assim como os índices físicos ótimos de compactação, a fins de comparação com aqueles atingidos nas amostras.

4.2.1.1 Análise gráfica do acúmulo de DP

Primeiramente, objetivando-se uma visualização mais abrangente e tangível dos resultados, nas Figuras 51 a 56 são demonstradas graficamente as curvas representativas do acúmulo da deformação axial permanente (ϵ_p) no transcorrer dos ensaios em função do número de ciclos de carga (N) aplicado e do par de tensões ($\sigma_3 \times \sigma_d$) atuante, para os três solos residuais nas duas energias de compactação em estudo. Destaca-se que os referidos gráficos ($\epsilon_p \times N$) representam, provavelmente, o principal produto, em termos de dados experimentais, visado e alcançado a partir dos ensaios de DP no equipamento triaxial de cargas repetidas, uma vez que retratam a resposta plástica estimada do material frente aos diferentes níveis de tensões que são impostos pelo tráfego na estrutura do pavimento em campo. A fins de complementação e comparação, são indicados em paralelo os parâmetros físicos obtidos na moldagem dos CPs, tendo em conta uma média, meramente ilustrativa, das nove amostras ensaiadas em estágio único para cada solo/energia de compactação.

Cabe ressaltar que nesse item, assim como nas demais análises do presente trabalho, optou-se, majoritariamente, pela representação da deformação permanente em termos relativos, em % ou *mm/mm*, segundo a definição de deformação específica, ao invés do emprego em termos absolutos, em *mm*, muitas vezes adotado na literatura. Além de conceitualmente mais adequada, a consideração da deformação permanente específica, tendo em vista seu caráter adimensional, viabiliza a estimativa direta de deslocamentos/afundamentos plásticos contemplando camadas de variadas espessuras ou corpos de prova de diferentes alturas.

Em relação à configuração adotada nos eixos verticais (ϵ_p), optou-se por empregar uma escala equivalente para cada par de gráficos referentes a um mesmo solo na EN e EI, buscando-se

assim garantir, em um primeiro momento, uma comparação explícita entre os resultados obtidos nas duas energias de compactação estudadas. Na sequência, visando uma avaliação mais ampla, a Figura 57 exibe uma análise comparativa englobando as seis combinações de solo/energia de compactação, considerando-se uma escala única para os eixos verticais. Ainda, tendo em conta que a proximidade dos dados em alguns casos impossibilita a apropriada compreensão e diferenciação dos resultados encontrados para os variados pares de tensões, no Apêndice F são apresentados os mesmos gráficos das Figuras 51 a 56, abrangendo, contudo, uma adequação nas escalas dos eixos verticais, com o intuito de permitir uma visualização mais precisa das diferentes curvas de acúmulo da deformação permanente.

Por fim, a Tabela 18 apresenta, de forma sintetizada, os dados experimentais alcançados nos ensaios de DP-EU em função das variáveis controláveis consideradas, sendo exibidos, em suma, a magnitude de ε_p (%) para valores estabelecidos de N ciclos de carga, o valor de ε_p (mm) acumulado pelo CP ao final do ensaio, além da estimativa dos parâmetros ε_{pi} e TDP, segundo os conceitos adotados na modelagem linear da DP (MALYSZ, 2009). A seguir são abordados alguns aspectos relevantes ao estudo do comportamento plástico dos solos residuais avaliados, tendo como base, principalmente, a observação e análise dos gráficos e tabela recém descritos.

Referente à influência do estado de tensões na deformação permanente dos materiais estudados, fica evidente nos gráficos $\varepsilon_p \times N$, ainda que sob uma perspectiva meramente visual, a relevante significância desse efeito, a qual já é unânime no estudo do comportamento mecânico de solos e agregados para pavimentação. Contudo, a análise gráfica da resposta plástica é menos trivial quando comparada à resiliente, uma vez que para cada par de tensões não se tem somente um valor associado (como no caso do MR), mas sim uma curva relativa ao acúmulo de DP. Desse modo, a compreensão da influência dos parâmetros relacionados ao estado de tensões, mais precisamente σ_3 , σ_d e a razão σ_d/σ_3 , torna-se mais complexa. Nesse contexto, foram elaborados os gráficos apresentados no Apêndice G, nos quais fixou-se níveis de σ_3 , σ_d e σ_d/σ_3 , propiciando análises individualizadas quanto ao efeito da variação de cada um desses parâmetros. Dito isso, cabe ressaltar os seguintes aspectos verificados:

- a) O efeito da tensão desvio foi o mais notório, sendo que, para uma mesma tensão confinante, o aumento de σ_d (e por consequência de σ_d/σ_3) resultou no acréscimo, em diferentes magnitudes, das deformações permanentes em quase todas as situações analisadas, semelhante ao constatado por inúmeras pesquisas (BARKSDALE, 1972; LEKARP *et al.*, 2000; PUPPALA *et al.*, 2009). Em alguns casos, observou-se ainda um claro aumento na taxa de acúmulo da DP,

possivelmente associado a uma mudança no comportamento do material à luz da teoria do *Shakedown* (WERKMEISTER, 2003).

- b) Quanto à influência da tensão confinante, partiu-se do princípio de que a sua elevação garantiria uma redução nas deformações plásticas, principalmente para os solos de caráter granular (SA e SB). No entanto, diferente do constatado para a σ_d , o efeito da σ_3 não foi tão claro e uniforme. De fato, observou-se uma tendência de diminuição da DP em decorrência do aumento de σ_3 (considerando uma σ_d constante), principalmente para o SA. Contudo, esse comportamento não foi unânime, havendo casos em que o efeito foi insignificante ou até mesmo inverso ao esperado. Essa ausência de um comportamento típico em relação à variação da σ_3 também foi observada por Zago (2016), Dalla Roza (2018), Santos (2020) e Maria (2021) em estudos com solos do Rio Grande do Sul.
- c) O estado de tensões representado de forma absoluta, ou seja, a partir de σ_3 e principalmente σ_d , mostrou-se mais influente do que a razão σ_d/σ_3 . Em outras palavras, verifica-se que o aumento da tensão desvio acentua o acúmulo de DP, enquanto a elevação da tensão confinante tende a reduzi-lo. Porém, a interação, de maneira isolada, entre σ_d/σ_3 e a DP apresenta pouco significado, uma vez que são obtidos resultados bastante distintos para relações semelhantes, conforme também constatado por Malysz (2004 e 2009).
- d) Ressalta-se que não foi evidenciada qualquer forma de relação entre o efeito do estado de tensões na DP e o tipo de material envolvido (granular ou coesivo), relação essa tipicamente notada no estudo do MR de solos e agregados para pavimentação (item 4.1.1). Por outro lado, cabe destacar que a elevação da energia de compactação, de EN para EI, demonstrou ter um efeito atenuante, de certa maneira, na influência do estado de tensões na resposta plástica dos materiais, ou seja, reduzindo a significância dos parâmetros σ_3 , σ_d e σ_d/σ_3 , semelhante à tendência constatada na análise da resposta elástica (item 4.1.4).

Os aspectos recém abordados puderam ser corroborados por meio da análise dos ajustes de modelos de regressão e seus respectivos parâmetros, conforme discutido no item 4.2.1.3. No que tange ao desempenho exposto pelos solos quanto à resistência à DP, a avaliação nesse primeiro momento se limitou, sob uma abordagem unicamente gráfica, à comparação da amplitude das respostas plásticas dos materiais entre si. Sendo assim, de maneira superficial, verificou-se um melhor desempenho do SB, seguido do SA e, por fim, do AS, sendo que o material AS-EN foi o único a alcançar uma DP acumulada acima de 5%, valor esse considerado em alguns métodos como critério de limite/ruptura da camada, caso do MeDiNa. Salienta-se, contudo, que a variação mais notória de desempenho entre os solos se restringiu aos níveis de tensões mais elevados (80x240, 120x240 e 120x360). Para os demais pares de tensões, a DP foi sempre inferior a 0,5% para todas as combinações de solo/energia de compactação. Enfim, ressalta-se que o desempenho dos materiais quanto ao comportamento plástico é avaliado, a partir de abordagens mais representativas, inclusive quanto ao *Shakedown*, no item 4.2.1.4.

Figura 51 – Resultados dos ensaios de DP-EU para o AS-EN

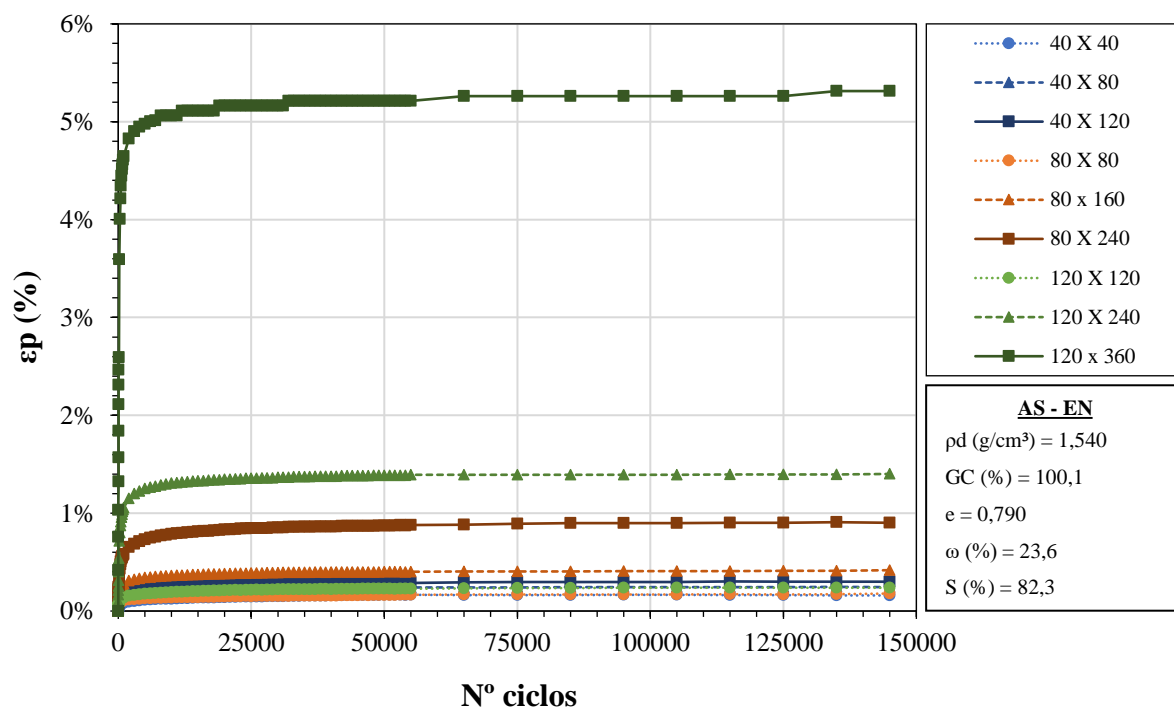


Figura 52 – Resultados dos ensaios de DP-EU para o AS-EI

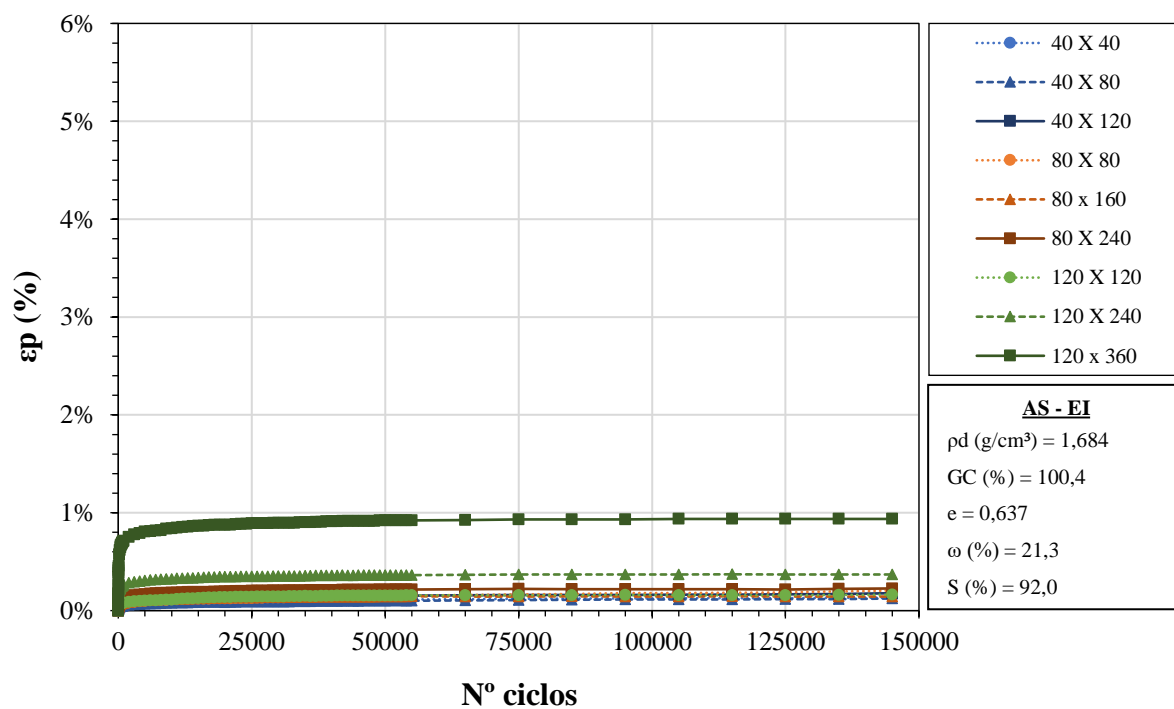


Figura 53 – Resultados dos ensaios de DP-EU para o SA-EN

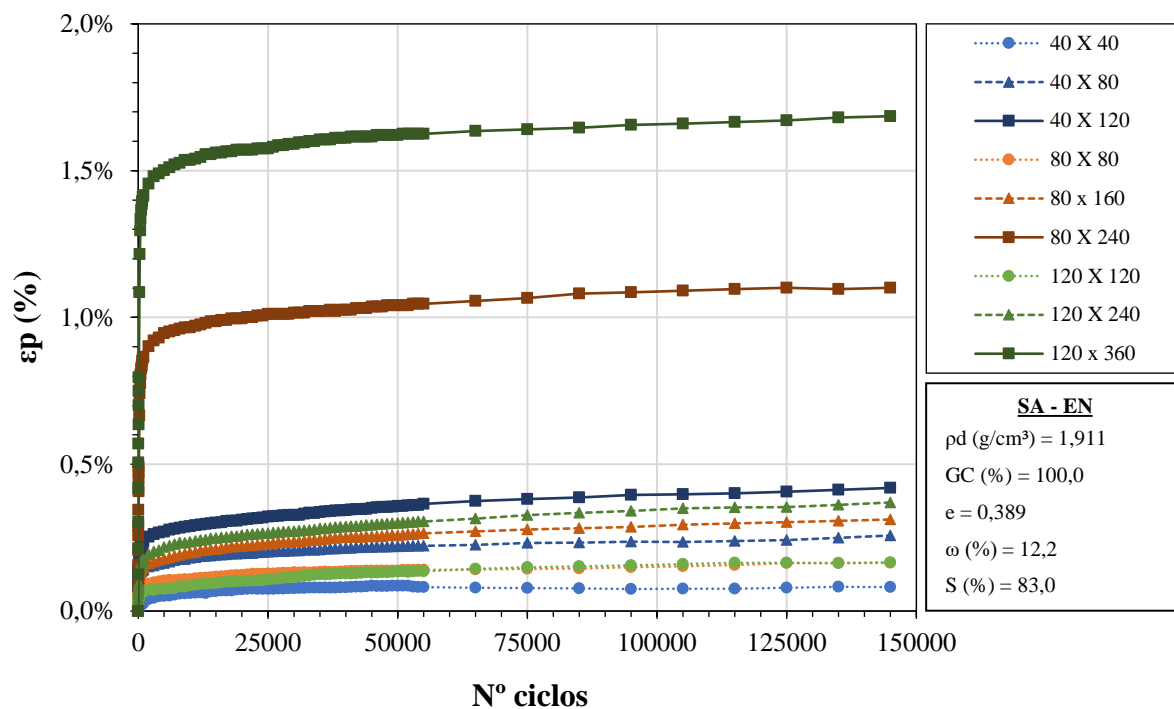


Figura 54 – Resultados dos ensaios de DP-EU para o SA-EI

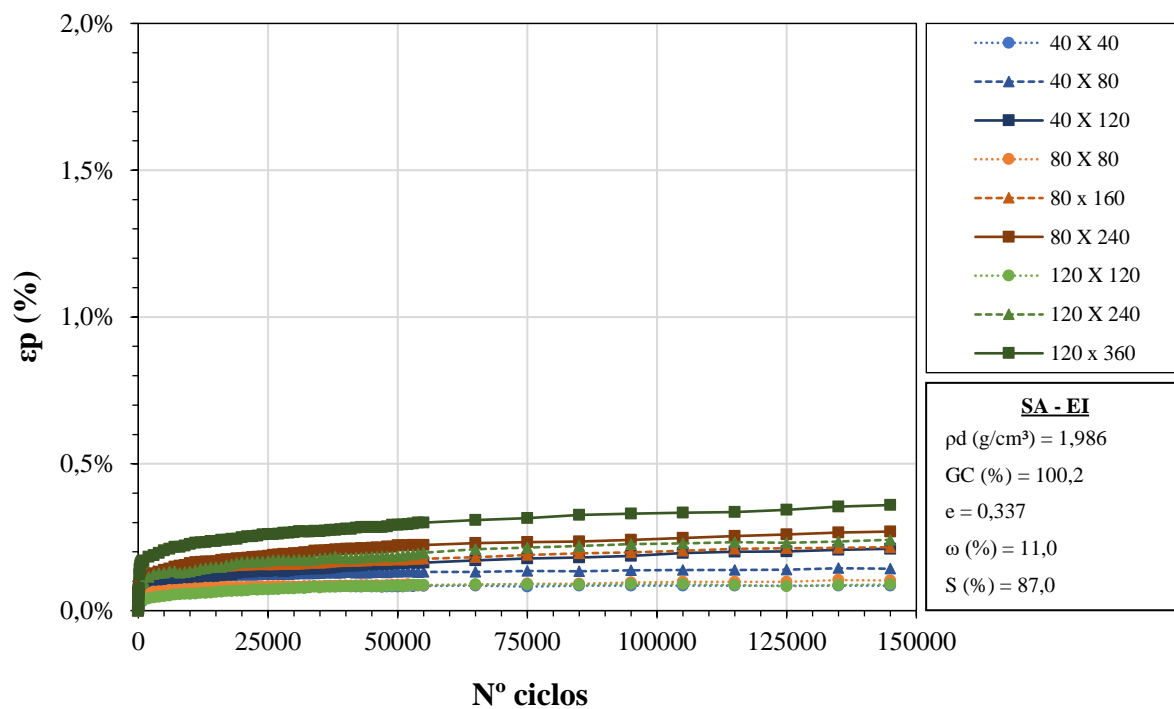


Figura 55 – Resultados dos ensaios de DP-EU para o SB-EN

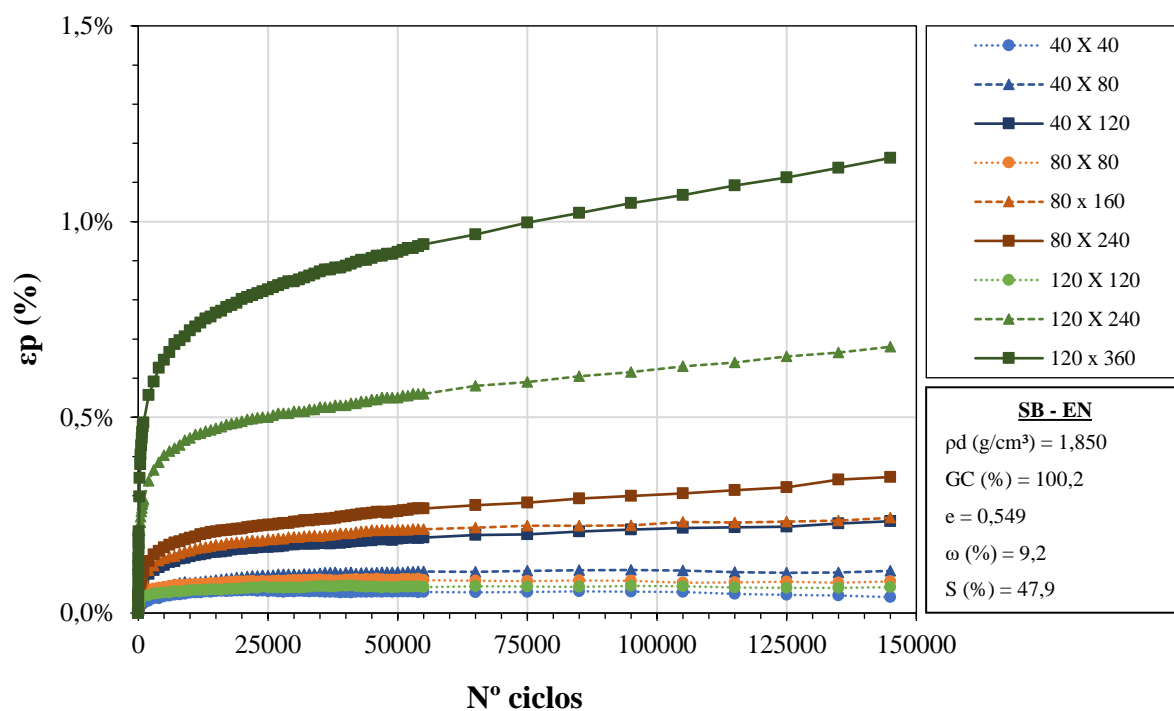


Figura 56 – Resultados dos ensaios de DP-EU para o SB-EI

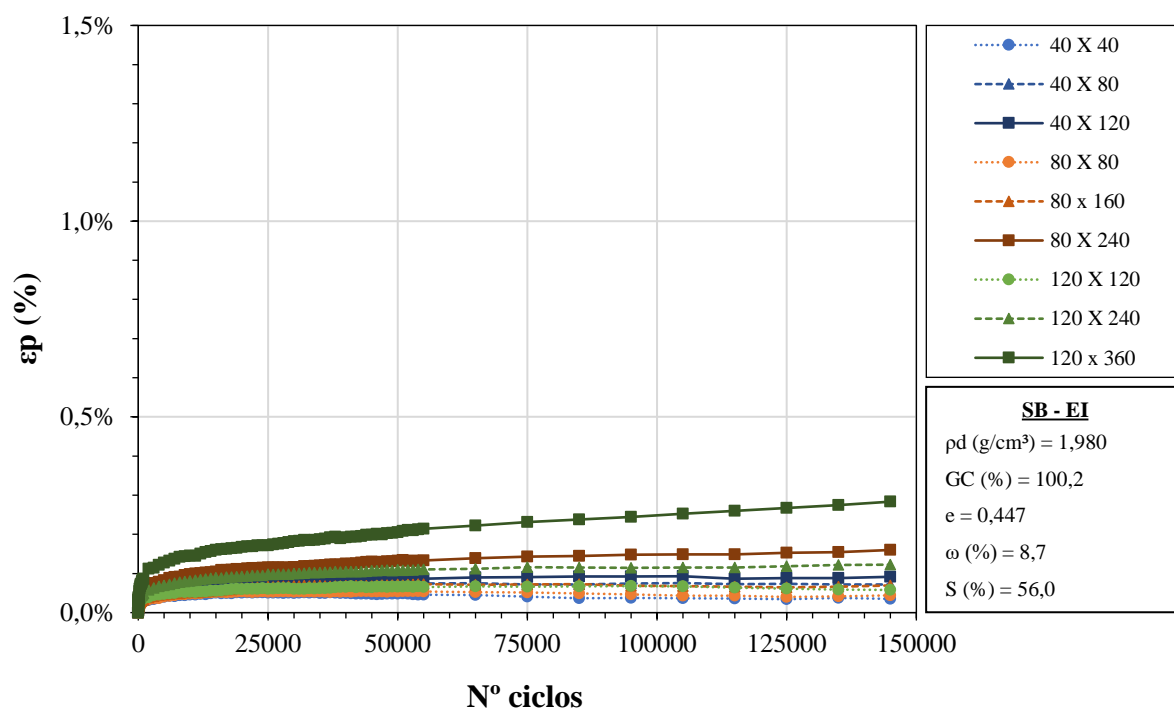


Figura 57 – Análise comparativa dos resultados de DP-EU para os três solos nas duas energias de compactação em estudo

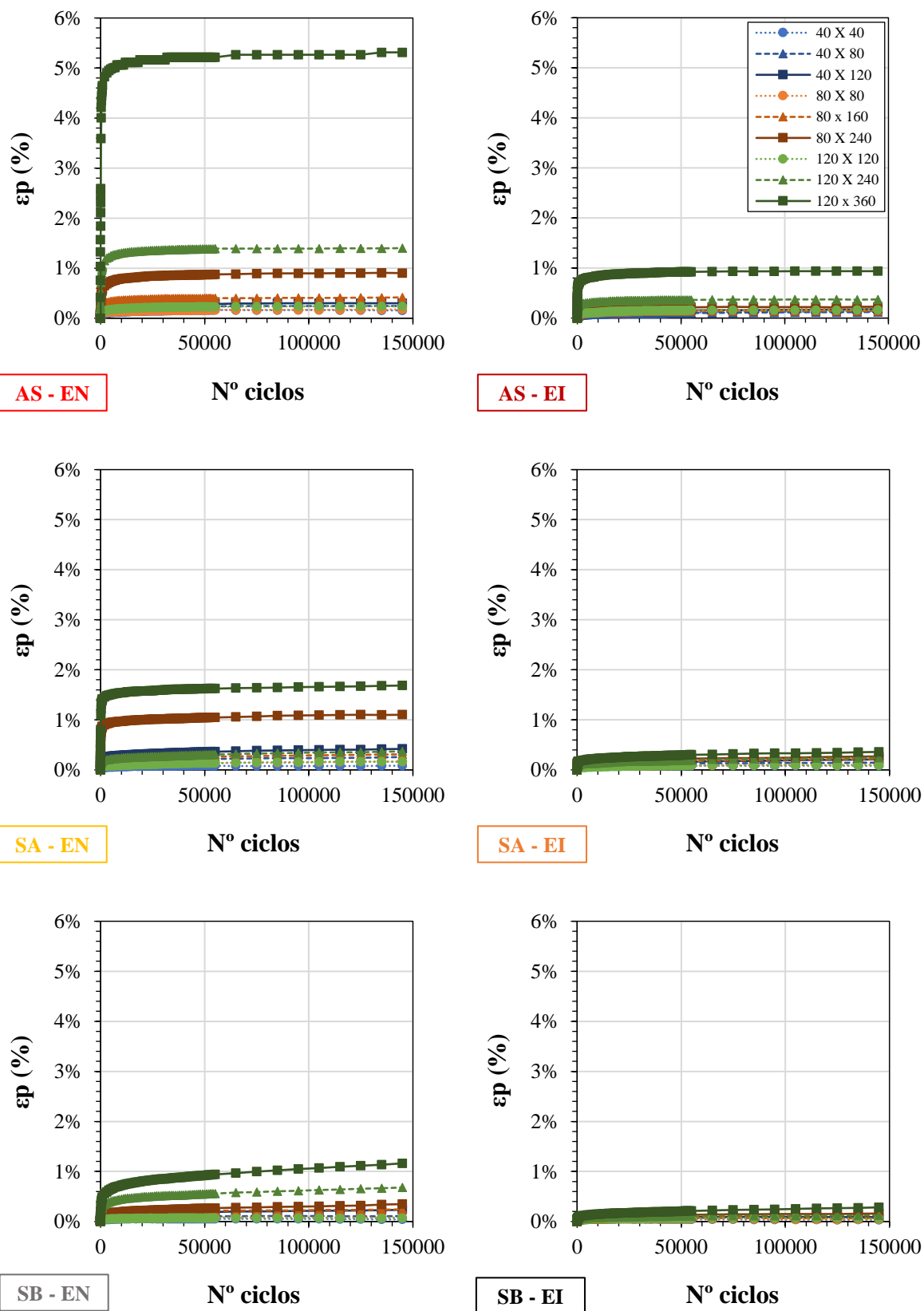


Tabela 18 – Síntese dos dados experimentais obtidos nos ensaios de DP-EU

Material	CP	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	$\frac{\sigma_d}{\sigma_3}$	ε_p (%) vs N ciclos							ε_p (mm)	ε_{pi} (%)	TDP (%)(10 ⁻⁶)
					100	1.000	3.000	5.000	10k	50k	145k	145k		
AS-EN	1	40	40	1	0,036	0,082	0,102	0,114	0,125	0,164	0,159	0,318	0,167	-0,053
	2	40	80	2	0,092	0,144	0,168	0,179	0,190	0,236	0,243	0,484	0,232	0,074
	3	40	120	3	0,119	0,196	0,224	0,234	0,246	0,285	0,299	0,595	0,278	0,143
	4	80	80	1	0,075	0,107	0,121	0,128	0,137	0,163	0,179	0,357	0,155	0,164
	5	80	160	2	0,159	0,281	0,323	0,341	0,361	0,400	0,417	0,834	0,391	0,184
	6	80	240	3	0,251	0,582	0,687	0,732	0,787	0,873	0,903	1,800	0,857	0,317
	7	120	120	1	0,080	0,138	0,162	0,174	0,193	0,228	0,238	0,475	0,223	0,100
	8	120	240	2	0,535	1,056	1,201	1,251	1,306	1,386	1,401	2,800	1,378	0,158
	9	120	360	3	2,591	4,647	4,902	4,977	5,063	5,213	5,313	10,600	5,160	1,055
AS-EI	1	40	40	1	0,026	0,054	0,068	0,076	0,087	0,113	0,132	0,263	0,103	0,201
	2	40	80	2	0,031	0,051	0,062	0,067	0,079	0,100	0,124	0,247	0,088	0,248
	3	40	120	3	0,062	0,098	0,111	0,119	0,130	0,155	0,178	0,355	0,143	0,242
	4	80	80	1	0,048	0,071	0,089	0,098	0,113	0,150	0,204	0,408	0,121	0,575
	5	80	160	2	0,046	0,078	0,094	0,104	0,118	0,142	0,143	0,286	0,142	0,011
	6	80	240	3	0,076	0,136	0,157	0,168	0,183	0,213	0,226	0,451	0,206	0,143
	7	120	120	1	0,046	0,079	0,095	0,102	0,112	0,152	0,163	0,326	0,147	0,116
	8	120	240	2	0,164	0,264	0,294	0,308	0,325	0,363	0,370	0,738	0,359	0,079
	9	120	360	3	0,457	0,711	0,776	0,807	0,842	0,922	0,937	1,870	0,914	0,158
SA-EN	1	40	40	1	0,011	0,026	0,044	0,051	0,061	0,086	0,082	0,164	0,089	-0,047
	2	40	80	2	0,099	0,141	0,154	0,163	0,180	0,220	0,257	0,515	0,201	0,389
	3	40	120	3	0,148	0,237	0,261	0,270	0,288	0,357	0,419	0,839	0,324	0,658
	4	80	80	1	0,060	0,083	0,097	0,104	0,108	0,137	0,165	0,329	0,122	0,295
	5	80	160	2	0,092	0,149	0,168	0,178	0,198	0,257	0,312	0,623	0,228	0,580
	6	80	240	3	0,491	0,866	0,921	0,946	0,966	1,041	1,101	2,200	1,009	0,632
	7	120	120	1	0,044	0,066	0,071	0,075	0,087	0,134	0,165	0,330	0,117	0,332
	8	120	240	2	0,096	0,177	0,202	0,217	0,235	0,300	0,370	0,738	0,263	0,738
	9	120	360	3	0,795	1,415	1,480	1,501	1,536	1,621	1,686	3,370	1,586	0,684
SA-EI	1	40	40	1	0,018	0,034	0,051	0,056	0,068	0,082	0,085	0,169	0,080	0,032
	2	40	80	2	0,069	0,100	0,104	0,107	0,114	0,132	0,142	0,282	0,127	0,106
	3	40	120	3	0,060	0,098	0,099	0,101	0,109	0,161	0,211	0,420	0,136	0,517
	4	80	80	1	0,042	0,056	0,064	0,067	0,073	0,087	0,102	0,202	0,079	0,159
	5	80	160	2	0,110	0,125	0,135	0,137	0,143	0,174	0,216	0,434	0,151	0,445
	6	80	240	3	0,067	0,114	0,126	0,139	0,161	0,223	0,269	0,538	0,198	0,490
	7	120	120	1	0,021	0,036	0,044	0,049	0,057	0,084	0,089	0,179	0,082	0,053
	8	120	240	2	0,065	0,099	0,125	0,128	0,133	0,186	0,241	0,484	0,158	0,577
	9	120	360	3	0,076	0,170	0,189	0,204	0,227	0,292	0,360	0,720	0,256	0,715
SB-EN	1	40	40	1	0,010	0,025	0,037	0,042	0,051	0,055	0,041	0,081	0,062	-0,143
	2	40	80	2	0,030	0,047	0,059	0,066	0,076	0,104	0,108	0,216	0,103	0,037
	3	40	120	3	0,044	0,086	0,109	0,122	0,144	0,189	0,234	0,469	0,166	0,474
	4	80	80	1	0,029	0,050	0,062	0,066	0,073	0,085	0,081	0,161	0,087	-0,042
	5	80	160	2	0,033	0,090	0,121	0,139	0,160	0,212	0,243	0,485	0,196	0,327
	6	80	240	3	0,047	0,107	0,149	0,168	0,192	0,260	0,348	0,695	0,214	0,921
	7	120	120	1	0,023	0,042	0,049	0,052	0,058	0,066	0,066	0,132	0,066	0,000
	8	120	240	2	0,127	0,291	0,365	0,403	0,447	0,550	0,680	1,360	0,482	1,369
	9	120	360	3	0,208	0,486	0,591	0,646	0,722	0,922	1,163	2,320	0,795	2,532
SB-EI	1	40	40	1	0,011	0,028	0,034	0,040	0,046	0,048	0,035	0,070	0,055	-0,137
	2	40	80	2	0,033	0,046	0,055	0,060	0,069	0,072	0,071	0,143	0,072	-0,005
	3	40	120	3	0,031	0,053	0,058	0,061	0,073	0,088	0,091	0,183	0,087	0,032
	4	80	80	1	0,019	0,029	0,036	0,041	0,048	0,054	0,044	0,088	0,059	-0,100
	5	80	160	2	0,016	0,033	0,042	0,046	0,052	0,072	0,069	0,138	0,074	-0,032
	6	80	240	3	0,034	0,070	0,075	0,083	0,098	0,132	0,160	0,318	0,118	0,291
	7	120	120	1	0,022	0,036	0,044	0,047	0,053	0,066	0,058	0,116	0,070	-0,085
	8	120	240	2	0,023	0,049	0,063	0,069	0,081	0,109	0,122	0,244	0,103	0,137
	9	120	360	3	0,040	0,086	0,114	0,127	0,145	0,205	0,283	0,567	0,164	0,821

No tocante ao efeito da energia de compactação, foi possível constatar que a sua elevação, de Normal para Intermediária, proporcionou uma notável redução na amplitude das deformações plásticas dos materiais frente ao espectro de tensões considerado. Essa influência ocorreu de modo similar, envolvendo diferentes magnitudes, para os três solos. Entretanto, ressalta-se que, distintivamente do evidenciado na análise da resposta resiliente, onde o efeito do aumento da energia de compactação no MR dos materiais se estendeu com certa uniformidade para os diferentes níveis de tensões, no caso da resposta plástica, o impacto gerado de redução no acúmulo de DP foi notório somente nos estados de tensões mais rigorosos, sendo pouco representativo sob níveis mais baixos de tensões. Referente à intensidade do efeito, o material que contemplou um maior impacto na sua resistência à DP, levando em consideração a diferença absoluta entre as curvas obtidas em cada energia, foi o AS, seguido dos solos SA e SB, respectivamente. Destaca-se que o efeito da energia de compactação no comportamento plástico dos solos é avaliado, a partir de abordagens mais representativas, no item 4.2.1.5.

Ainda sobre a energia de compactação, cabe dissertar também acerca de sua influência no que se refere aos índices físicos alcançados na moldagem das amostras, os quais são indicados junto aos gráficos nas Figuras 51 a 56. Salienta-se que, conforme já relatado no item 4.1.1, para os três solos aqui analisados, a elevação da energia empregada na compactação exerceu um mesmo efeito – uma redução no índice de vazios (e intrínseco aumento de ρ_d) associada a uma conseqüente elevação no grau de saturação do material. Lembra-se que esse par de efeitos tende a representar um impacto positivo (pelo aumento da densidade) e negativo (pelo aumento da saturação), respectivamente, com relação à resistência à DP de solos. Sendo assim, diante da atenuação na amplitude das deformações plásticas evidenciada pela influência da energia de compactação, pode-se afirmar mais uma vez, sob uma perspectiva simplista, que o efeito de densificação foi preponderante frente ao aumento na saturação dos materiais nessa pesquisa.

Em síntese, a partir da mera análise gráfica realizada nesse item, em função do estado de tensões e do número de ciclos de carga, já foi possível corroborar acerca da complexidade inerente ao estudo do comportamento plástico de solos para pavimentação, tendo em vista a influência de diversas variáveis envolvidas, em especial aquelas aqui retratadas – tensões atuantes, energia de compactação e, primordialmente, o tipo de material quanto às propriedades geotécnicas e pedológicas. Cabe destacar, novamente, que os aspectos relatados no presente item tiveram embasamento fundamentalmente visual/gráfico, sendo a maioria deles, com isso, analisados com uma maior profundidade nos itens a seguir, sob diferentes abordagens.

4.2.1.2 Análise gráfica da evolução do MR

Conforme descrito no item 3.3.3, durante os ensaios de deformação permanente foi realizado também o acompanhamento, por meio de dois LVDTs internos, dos deslocamentos elásticos gerados pelos carregamentos impostos aos corpos de prova. Desse modo, conseguiu-se analisar a evolução do MR dos solos em função do número de ciclos de carga. Esse procedimento, também adotado em outras pesquisas de âmbito nacional (MALYSZ, 2004; GUIMARÃES, 2009; LIMA, 2020) e internacional (WERKMEISTER *et al.*, 2004; MOHAMMAD *et al.*, 2006), é de grande relevância, uma vez que permite a verificação de tendências na variação da resposta elástica do material, refletindo uma possível elevação, estabilidade ou, até mesmo, perda de rigidez diante da aplicação de carregamentos cíclicos.

Dito isso, nas Figuras 58 a 63 são demonstradas graficamente as curvas representativas da evolução do módulo de resiliência (MR) no transcorrer dos ensaios de DP-EU, em função do número de ciclos de carga (N) e do par de tensões ($\sigma_3 \times \sigma_d$), para os três solos nas duas energias de compactação. Também são indicados, ao lado dos gráficos, os parâmetros físicos obtidos na moldagem dos CPs. Posteriormente, visando uma avaliação mais abrangente dos dados, a Figura 64 exhibe uma análise comparativa englobando as seis combinações de solo/energia de compactação, considerando-se uma escala única para os eixos verticais. A partir da observação dos gráficos supracitados, cabe relatar, de modo sucinto, os seguintes aspectos constatados:

- a) As curvas relativas ao AS apresentaram uma clara tendência de crescimento do MR durante o ensaio, evidenciando um fenômeno de enrijecimento ou “*hardening*” do material, com destaque para o AS-EI. Comportamento semelhante foi constatado por Guimarães *et al.* (2018) para um solo argiloso laterítico (LG’) de propriedades similares ao AS.
- b) As curvas referentes ao SA, por outro lado, exibiram uma propensão maior à estabilização do MR no transcorrer do ensaio, com exceção de alguns pares de tensões. Esse comportamento foi mais próximo ao evidenciado na pesquisa de Werkmeister *et al.* (2004), envolvendo especificamente materiais granulares.
- c) As curvas relativas ao SB, enfim, indicaram uma tendência de redução do MR em função do número de ciclos de carga, retratando um fenômeno de perda de rigidez ou “*softening*” do material. Esse comportamento foi o menos esperado, sendo possivelmente associado à degradação ou quebra de partículas do solo, dado o caráter saprolítico do SB, afetando as suas propriedades mecânicas.
- d) As respostas resilientes dos solos, quanto ao efeito das tensões σ_3 e σ_d , seguiram o comportamento esperado (item 4.1.1), sendo o MR dos solos granulares (SA e SB) regido pela σ_3 e do AS por ambas, porém, majoritariamente por σ_d .
- e) Por fim, cabe destacar o fato de os solos granulares (SA e SB) terem apresentado uma oscilação maior dos dados em suas curvas, quando comparados ao AS.

Figura 58 – Evolução do MR nos ensaios de DP-EU para o AS-EN

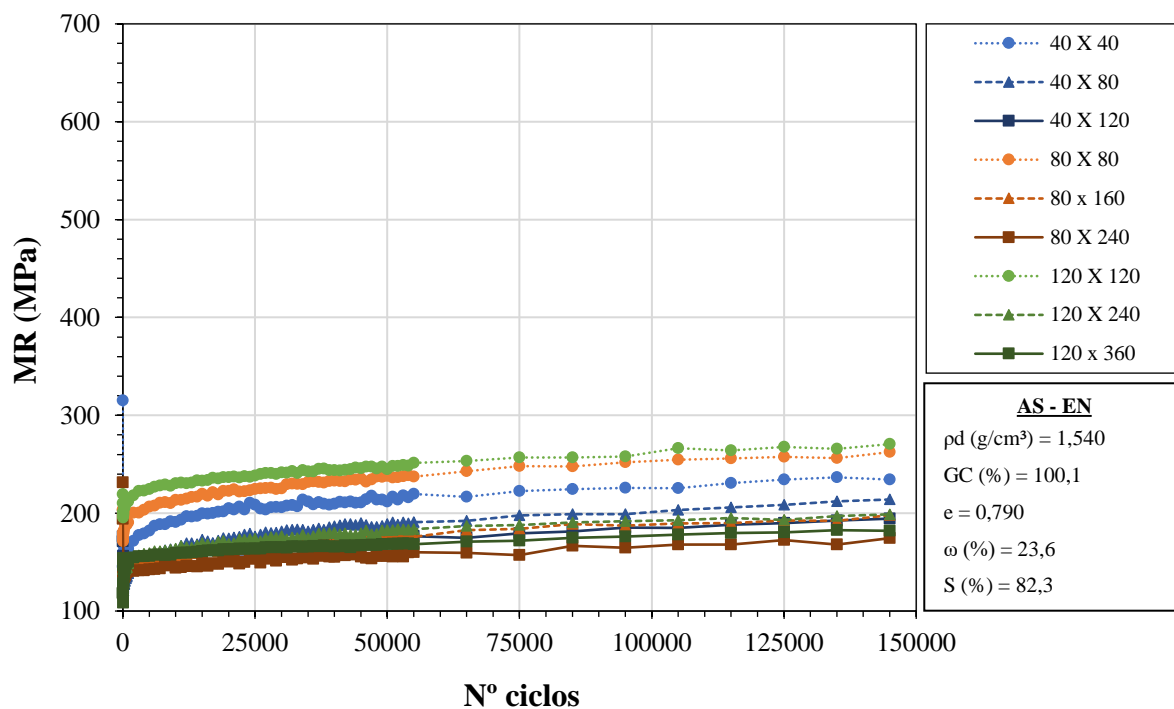


Figura 59 – Evolução do MR nos ensaios de DP-EU para o AS-EI

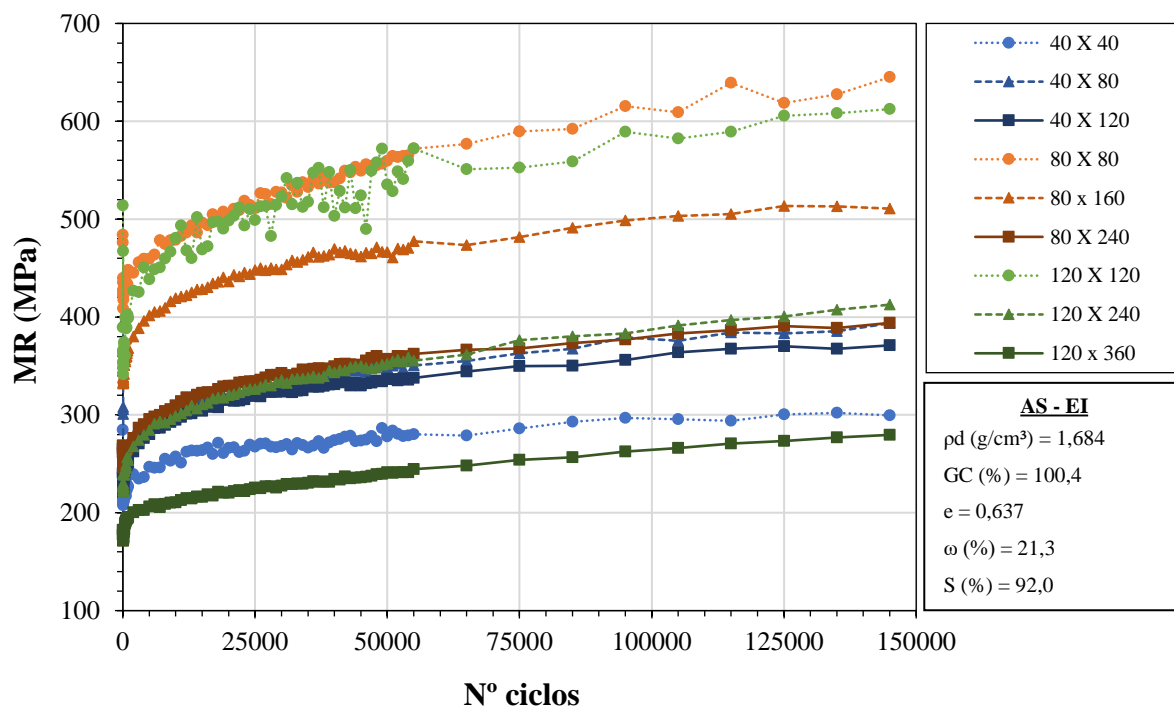


Figura 60 – Evolução do MR nos ensaios de DP-EU para o SA-EN

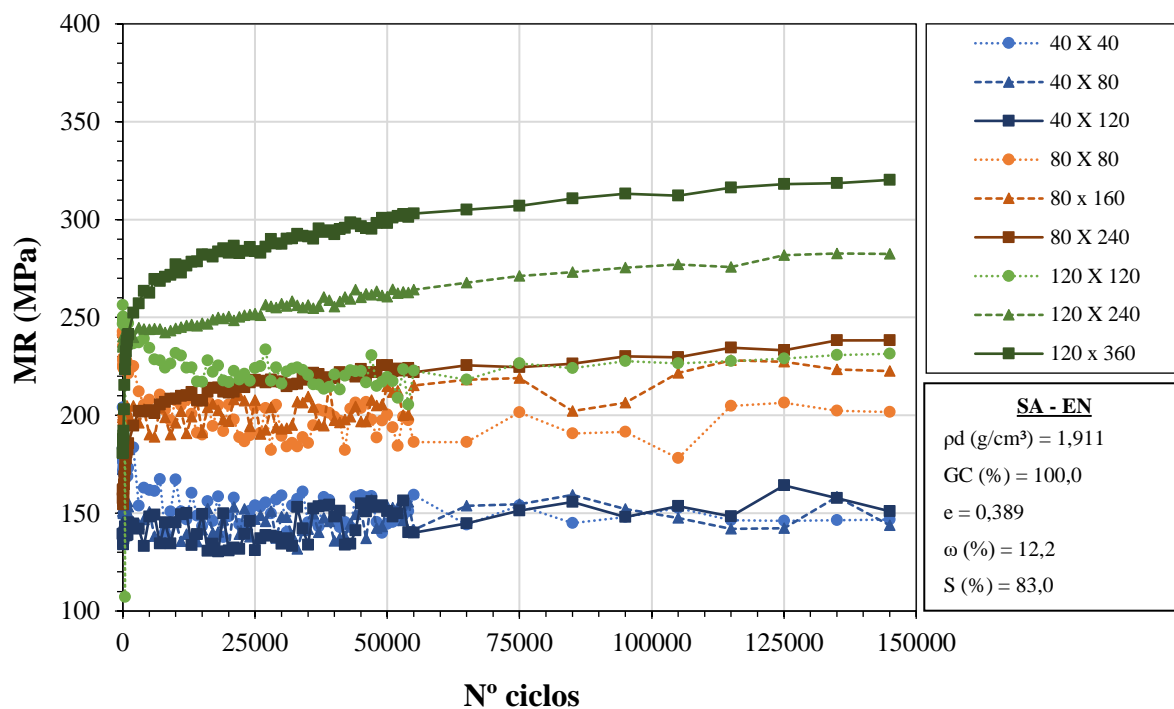


Figura 61 – Evolução do MR nos ensaios de DP-EU para o SA-EI

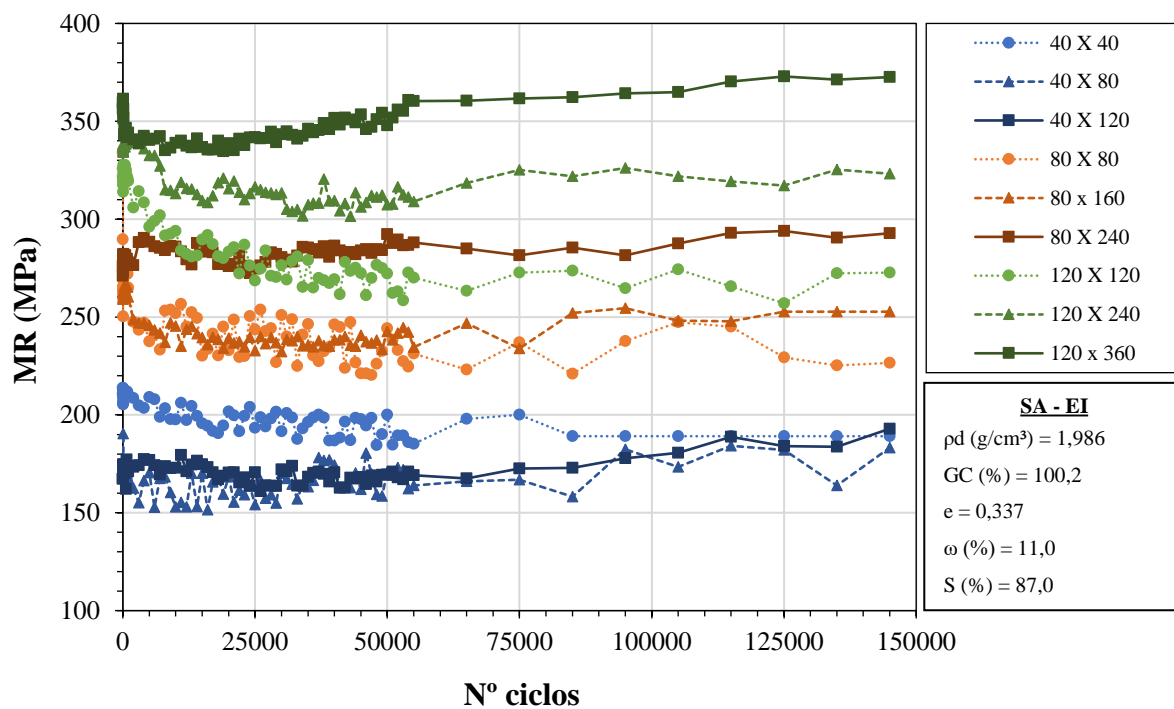


Figura 62 – Evolução do MR nos ensaios de DP-EU para o SB-EN

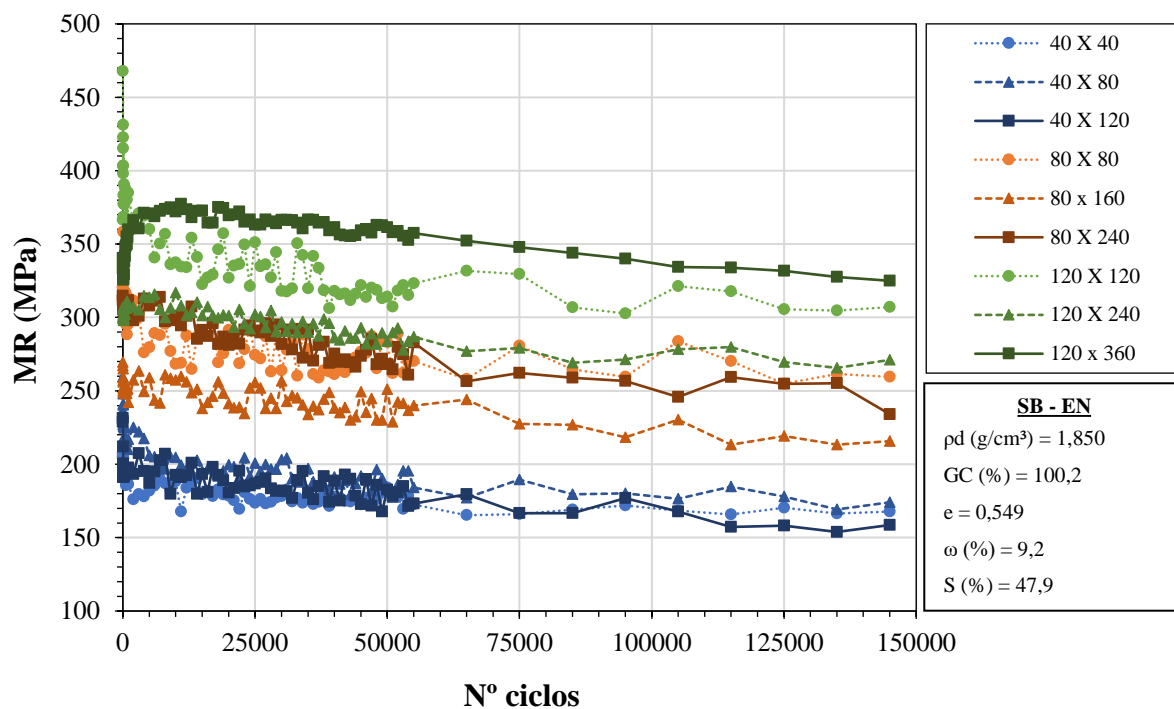


Figura 63 – Evolução do MR nos ensaios de DP-EU para o SB-EI

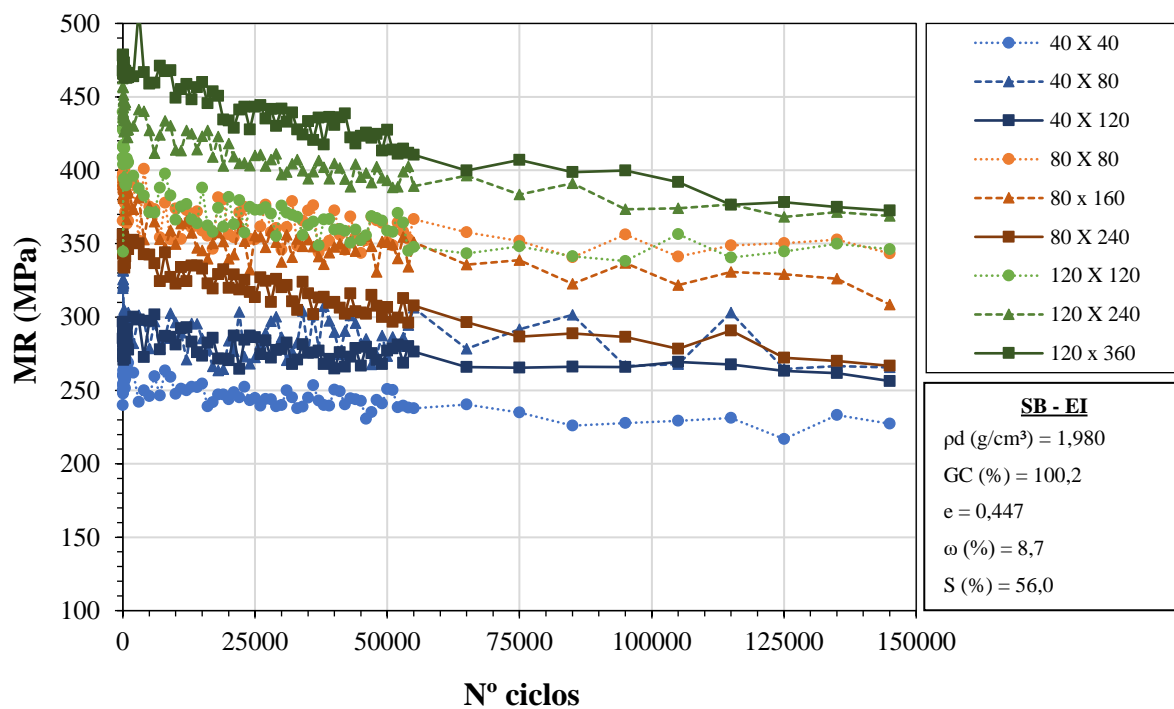
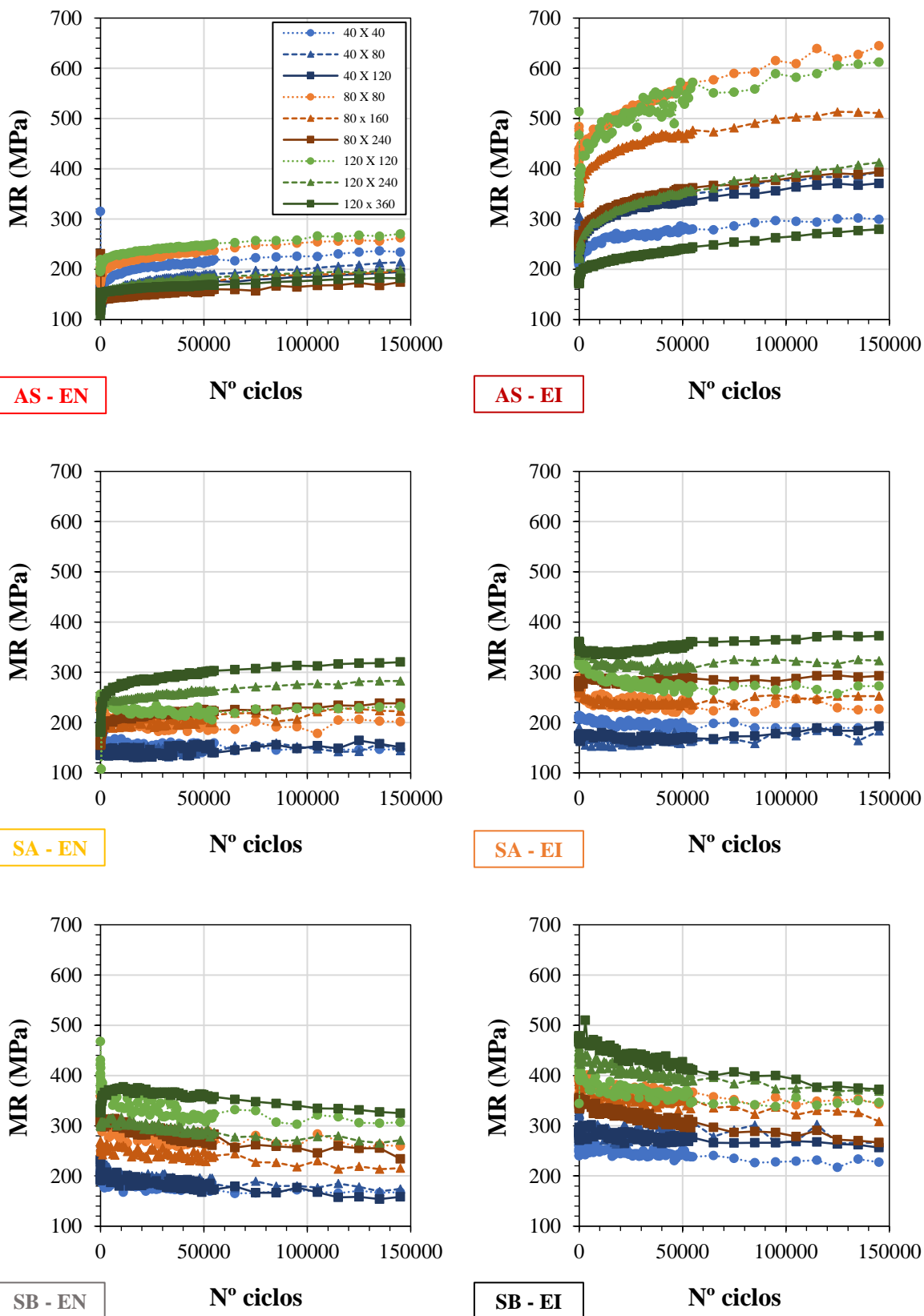


Figura 64 – Análise comparativa da evolução do MR nos ensaios de DP-EU para os três solos nas duas energias de compactação em estudo



4.2.1.3 Ajuste de modelos de regressão

Outra abordagem bastante relevante na interpretação dos resultados foi a realização do ajuste de diferentes modelos de regressão comumente empregados na literatura no estudo do comportamento plástico de solos para pavimentação. Deu-se enfoque aos modelos que levam em consideração essencialmente o estado de tensões ao qual o material está submetido, seja de forma explícita, a partir do emprego direto das tensões aplicadas no ensaio, seja de forma implícita, por meio da incorporação de outros parâmetros mecânicos correlacionados ao nível de tensões atuante. Além de serem ferramentas fundamentais na caracterização quanto à deformação permanente de materiais em análises mecanístico-empíricas, os modelos calibrados e seus respectivos coeficientes, conjuntamente à avaliação gráfica dos resultados, conduzem a conclusões pertinentes acerca do efeito do estado de tensões na resposta plástica dos solos.

Na Tabela 19 é apresentada uma síntese dos parâmetros obtidos para cada modelo considerado, além dos valores de coeficiente de determinação (R^2 e R^2_{aj}) e erro padrão (S_e) alcançados. Os ajustes foram primeiramente realizados por meio do método dos mínimos quadrados com o auxílio da ferramenta *Solver* do programa computacional *Microsoft Excel*, a partir do qual estimou-se também os valores de R^2 e R^2_{aj} . A fins de validação da rotina de cálculos praticada e dos modelos encontrados, também se efetuou os ajustes através de ferramenta específica do programa estatístico *Minitab*, o qual fornece, em vez do R^2 , o valor obtido de S_e na regressão não-linear múltipla como estimativa do seu desempenho, segundo os conceitos já abordados no item 4.1.2. Ainda referente aos procedimentos adotados nessa etapa de modelagem dos resultados de DP-EU, cabe destacar os seguintes aspectos:

- a) Foram incorporados nos ajustes os valores de ε_p obtidos para 82 estágios estabelecidos de N ciclos de carga durante cada ensaio nos 9 pares de tensões considerados, totalizando 738 dados para cada combinação de solo/energia de compactação em estudo;
- b) As unidades de medida adotadas para as variáveis em cada modelo foram definidas com base na literatura, estando essas resumidas na Tabela 20;
- c) O modelo de Gu *et al.* (2016) engloba os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais, obtidos por meio do ensaio de cisalhamento direto para os solos deste trabalho compactados, contudo, somente na EN, conforme valores indicados a seguir:

$$\text{AS-EN: } \phi' = 33,9^\circ / c' = 23,0;$$

$$\text{SA-EN: } \phi' = 30,5^\circ / c' = 11,2;$$

$$\text{SB-EN: } \phi' = 49,8^\circ / c' = 4,5.$$

Tabela 19 - Síntese do ajuste de modelos de regressão a partir dos ensaios de DP-EU

Modelo ¹	Parâmetro	Solo - Energia de compactação ²					
		AS - EN	AS - EI	SA - EN	SA - EI	SB - EN	SB - EI
$\varepsilon_p = \psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{p_0} \right)^{\psi_2} \left(\frac{\sigma_d}{p_0} \right)^{\psi_3} N^{\psi_4}$ (GUIMARÃES, 2009)	ψ_1	0,024	0,019	0,007	0,016	0,012	0,006
	ψ_2	1,065	0,957	-2,495	-0,449	0,804	-0,377
	ψ_3	3,247	1,882	3,742	0,872	1,561	0,996
	ψ_4	0,100	0,116	0,106	0,170	0,204	0,201
	R ²	97,4%	92,6%	95,9%	92,9%	93,8%	89,9%
	R ² _{aj}	97,4%	92,5%	95,9%	92,8%	93,7%	89,9%
	S _e (%)	0,245	0,073	0,100	0,019	0,063	0,015
$\varepsilon_p = \varepsilon_{p_i} + TDP \cdot N$ $\varepsilon_{p_i} = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$ $TDP = k_4 \cdot \sigma_3^{k_5} \cdot \sigma_d^{k_6}$ (MALYSZ, 2009)	k_1	0,000	0,000	0,000	0,014	0,000	0,007
	k_2	0,852	0,976	-2,553	-0,443	0,762	-0,237
	k_3	3,074	1,867	3,808	0,846	1,498	0,712
	k_4	0,000	0,965	0,061	0,012	0,000	0,000
	k_5	-1,295	0,354	-0,491	-0,767	0,285	-2,408
	k_6	3,734	-0,646	0,839	1,328	2,076	5,102
	R ²	90,9%	82,9%	88,2%	65,4%	78,0%	61,9%
R ² _{aj}	90,8%	82,8%	88,2%	65,3%	77,9%	61,7%	
S _e (%)	0,445	0,105	0,173	0,048	0,123	0,035	
$\varepsilon_p = \varepsilon_r \varepsilon_0 e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta}$ (TSENG e LYTTON, 1989)	ε_0	13,972	5,445	7,540	5,654	12,932	6,651
	ρ	68	85	71	7,788	18,009	139,393
	β	0,639	0,413	0,490	0,147	0,166	0,131
	R ²	70,3%	91,9%	70,3%	91,4%	69,1%	86,7%
	R ² _{aj}	70,2%	91,9%	70,2%	91,4%	69,0%	86,7%
	S _e (%)	0,907	0,068	0,300	0,021	0,148	0,017
$\varepsilon_p = \varepsilon_0 e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \left(\frac{\sqrt{J_2}}{p_0} \right)^m \cdot \left(\frac{\alpha I_1 + K}{p_0} \right)^n (p_0)^{-(m+n)}$ (GU <i>et al.</i> , 2016)	ε_0	5.266,360		0,101		114,931	
	ρ	62		63		19,983	
	β	0,718		0,614		0,163	
	m	3,789		6,040		1,129	
	n	-0,833	-----	-5,395	-----	1,168	-----
	R ²	97,6%		98,1%		93,8%	
	R ² _{aj}	97,6%		98,1%		93,7%	
S _e (%)	0,225		0,076		0,062		

¹ Nos modelos em que é realizada a normalização das tensões, adotou-se $p_0 = p_{atm} = 1 \text{ kgf/cm}^2 = 100 \text{ kPa}$.

² Valores em negrito de R²_{aj} e S_e representam o melhor desempenho para cada solo/energia de compactação.

Tabela 20 – Unidades de medida adotadas na modelagem dos resultados de DP-EU

Modelo	Variável vs Unidade								
	ε_p	σ_3	σ_d	ε_{pi}	TDP	ε_r	J_2	I_1	p_0
Guimarães (2009)	%	kgf/cm ²	kgf/cm ²	-	-	-	-	-	kgf/cm ²
Malysz (2009)	%	kPa	kPa	%	%.(10 ⁻⁶)	-	-	-	-
Tseng e Lytton (1989)	mm/mm	-	-	-	-	mm/mm	-	-	-
Gu <i>et al.</i> (2016)	mm/mm	-	-	-	-	-	kPa	kPa	kPa

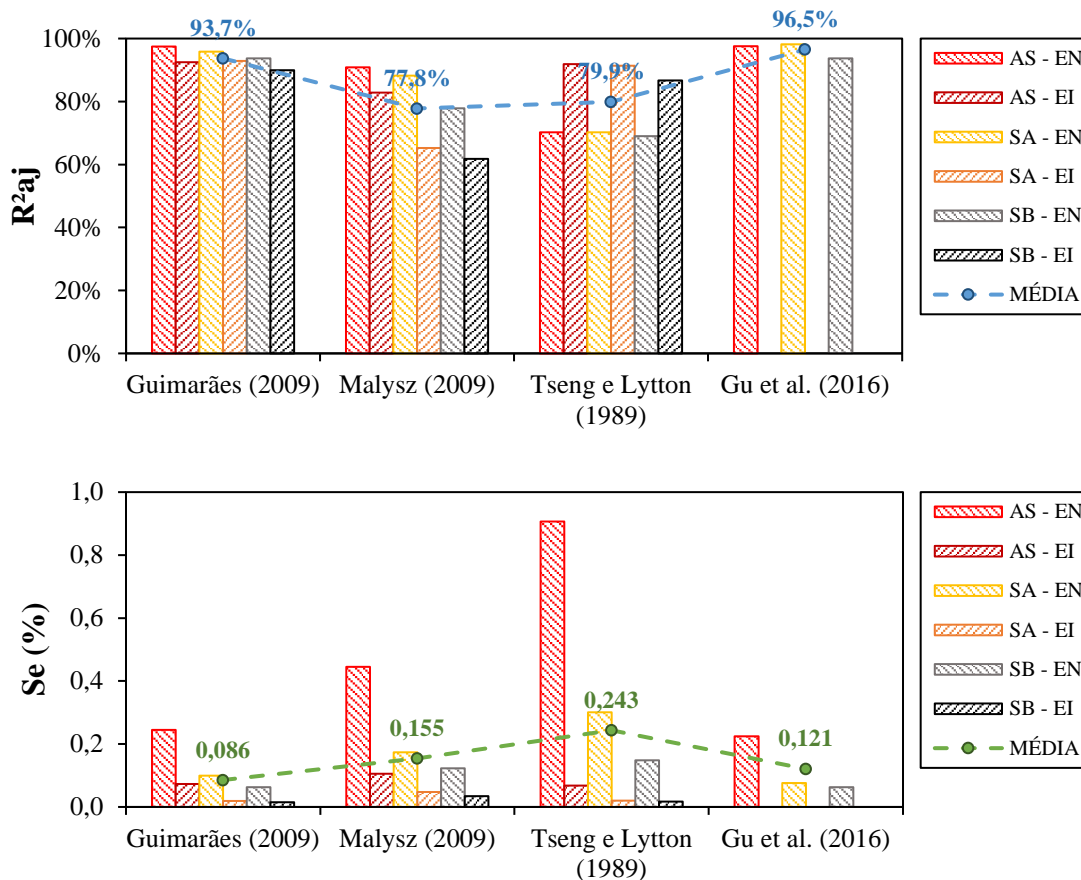
No Apêndice H são apresentados gráficos contendo os dados experimentais e as respectivas curvas de acúmulo de DP geradas a partir da calibração dos modelos de regressão para os três solos nas duas energias de compactação em estudo. Visando uma representação gráfica mais nítida, optou-se por exibir os dados (experimentais e modelados) relativos somente a cinco pares de tensões (40x40, 80x160, 80x240, 120x240 e 120x360), definidos de modo a se ter um espectro de tensões abrangente.

No que tange ao desempenho explicativo alcançado pelos modelos de regressão sob análise, primeiramente realizou-se uma avaliação individualizada referente a cada conjunto de dados ajustado, ou seja, em específico para cada solo associado a uma energia de compactação em estudo. Elegeu-se como referência na avaliação os parâmetros R^2_{aj} e S_e , tendo em vista a relevância estatística de ambos. Desse modo, buscou-se entre os modelos de regressão obtidos para cada solo/energia de compactação, o maior valor de R^2_{aj} e o menor valor de S_e atingidos pelos ajustes, estando esses valores destacados em negrito na Tabela 19.

Com base nessa primeira análise, evidenciou-se que, distintivamente do constatado na etapa de modelagem do MR, a qualidade de ajuste proporcionada pelos modelos de DP aqui avaliados não se mostrou atrelada ao tipo de material, possivelmente devido ao fato de as quatro equações englobarem como variáveis, de maneira direta ou indireta, ambas as tensões de confinamento e desvio. Em síntese, os modelos propostos por Guimarães (2009) e Gu *et al.* (2016) apresentaram desempenho de destaque para os três solos residuais estudados. Com relação à energia de compactação, por outro lado, observou-se uma certa influência dessa sob a qualidade dos ajustes. Os modelos de Guimarães (2009) e Malysz (2009) indicaram uma perda de desempenho com o aumento da energia de EN para EI, enquanto o modelo de Tseng e Lytton (1989) exibiu uma tendência exatamente oposta (ganho na qualidade dos ajustes com a elevação de EN para EI). Esse aspecto deve estar relacionado à marcante diferença na amplitude das deformações permanentes entre os solos quando compactados na EN e na EI, conforme item 4.2.1.1.

Posteriormente, buscando-se uma avaliação mais generalizada quanto ao desempenho preditivo dos modelos de regressão em análise, foram elaborados os gráficos apresentados na Figura 65. Esses sintetizam, por meio da representação em barras, os valores de R^2_{aj} e S_e obtidos para todos os ajustes realizados, abrangendo os três solos, as duas energias de compactação e os quatro modelos em estudo. Também foram incorporados na análise os valores médios representativos de cada modelo avaliado, ilustrados através das linhas exibidas em ambos os gráficos.

Figura 65 – Síntese da qualidade de ajuste dos modelos de regressão gerados a partir dos ensaios de DP-EU



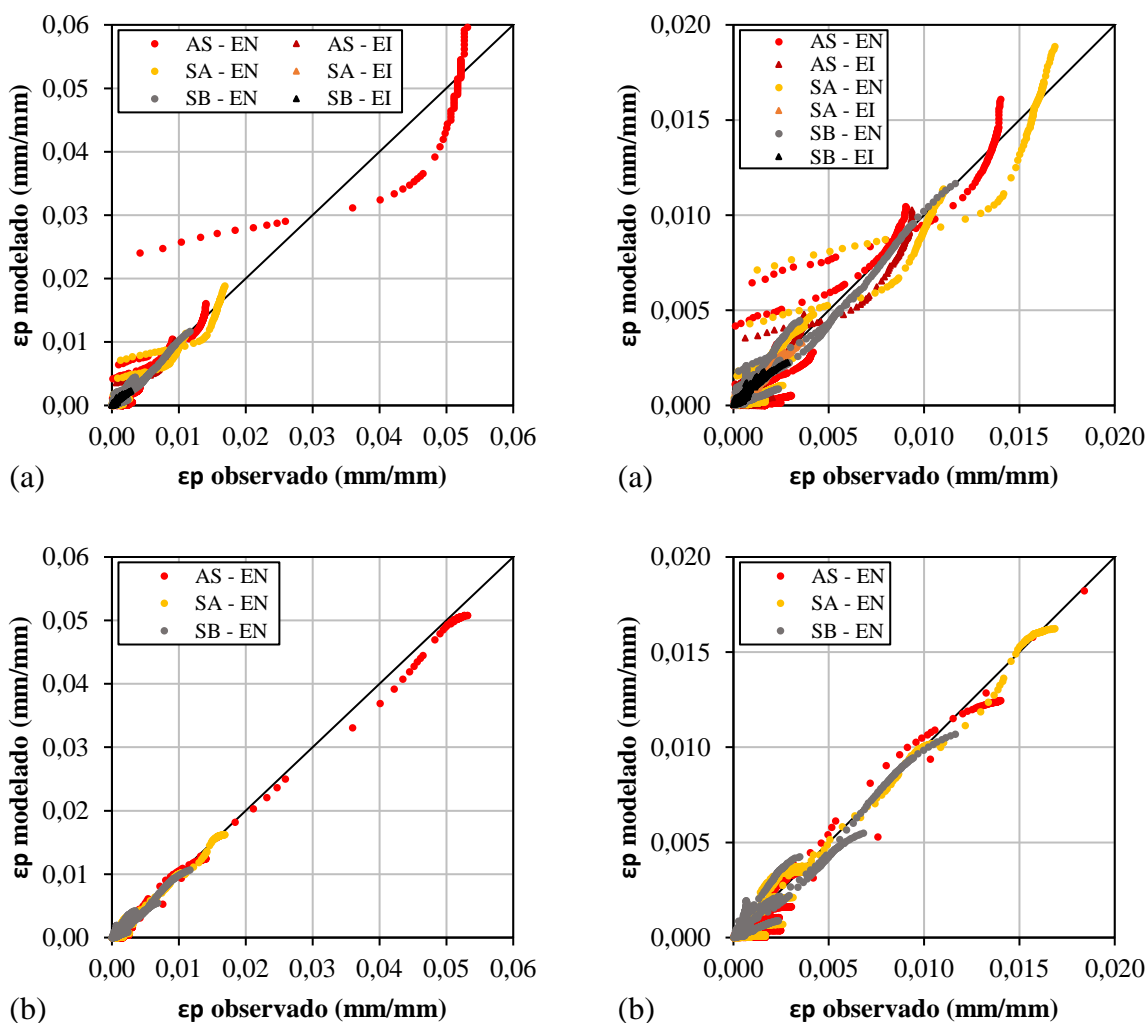
De modo geral, a partir da Figura 65, corrobora-se que ambos os modelos propostos por Guimarães (2009) e Gu *et al.* (2016) se destacaram diante dos demais quanto à capacidade explicativa média desempenhada, refletida nos elevados valores de R^2_{aj} e baixos valores de Se indicados nos gráficos, bastante próximos entre os dois modelos. Se por um lado o modelo de Gu *et al.* (2016) apresentou um valor médio de R^2_{aj} um pouco maior, por outro, o modelo de Guimarães (2009) exibiu um Se ligeiramente menor. Cabe lembrar, contudo, que a aplicação do modelo de Gu *et al.* (2016) se restringiu aos resultados dos solos compactados somente na EN, em decorrência da não obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento na EI.

Destaca-se que o bom desempenho apresentado pelo modelo de Guimarães (2009) no ajuste da resposta plástica de solos e agregados para pavimentação já não se trata de uma novidade na literatura em âmbito nacional (MALYSZ, 2009; ZAGO, 2016; NORBACK, 2018; LIMA, 2020; SANTOS, 2020), sendo, inclusive, o modelo de previsão de DP atualmente adotado pelo MeDiNa. O modelo de Gu *et al.* (2016), apesar de mais recente, foi alvo de um amplo estudo

realizado por Lytton *et al.* (2019), no qual constatou-se sua elevada relação com o estado de tensões e as propriedades dos materiais, sendo indicada sua incorporação no *MEPDG*.

Conforme relatado no item 4.1.2, uma forma alternativa de se ter uma sensibilidade acerca da eficiência de modelos de regressão múltipla, de maneira visual e tangível, é por meio de gráficos contendo os dados observados em relação aos modelados, sendo exibida também a reta de igualdade. Dito isso, na Figura 66 são apresentados os gráficos em questão, elaborados para os modelos de Guimarães (2009) e Gu *et al.* (2016), respectivamente, em duas escalas diferentes. Sobretudo, constata-se o elevado poder explicativo exibido por ambos os modelos de regressão, traduzido na significativa aderência dos dados à reta de igualdade. Ainda, é evidenciada uma dispersão levemente menor propiciada pelo modelo de Gu *et al.* (2016), principalmente para os níveis de tensões mais elevados, aspecto esse corroborado pelos gráficos no Apêndice H.

Figura 66 – Gráficos de comparação da DP observada vs DP modelada: (a) modelo de Guimarães (2009) e (b) modelo de Gu *et al.* (2016)



Apesar dessa notável capacidade preditiva manifestada por ambos, destaca-se que o modelo de Guimarães (2009), dada sua eficiência já difundida e abrangente, em termos de materiais, atrelada a sua abordagem simplista e direta quanto às variáveis adotadas (σ_3 e σ_d), vem tornando-se uma unanimidade entre diversos pesquisadores brasileiros, possibilitando um rápido crescimento da base de dados na literatura englobando seus parâmetros de ajuste para diversos solos e materiais granulares. Além do mais, semelhante ao constatado para o modelo composto no ajuste do MR (item 4.1.2), a avaliação comparativa dos parâmetros ψ_2 e ψ_3 do modelo de Guimarães (2009), os quais representam expoentes, respectivamente, das tensões confinante e desvio, possibilita associar os valores absolutos de cada um deles, a uma maior ou menor influência da variável (σ_3 ou σ_d) na DP do material em estudo, visto que a amplitude de variação dessas tensões durante os ensaios é de mesma ordem. Além disso, expoentes positivos ou negativos permitem definir se a elevação de determinada tensão contribui, como consequência, para o aumento ou diminuição das deformações plásticas acumuladas.

Portanto, levando em consideração os aspectos recém abordados, em soma à útil interpretação estatística possibilitada por seus coeficientes de regressão, optou-se pelo emprego do modelo de Guimarães (2009) como referência em análises nesse item e nos subsequentes (itens 4.2.1.4 e 4.2.1.5), onde disserta-se, respectivamente, acerca do desempenho quanto ao comportamento plástico demonstrado pelos solos e do efeito da energia de compactação proporcionado nesse comportamento.

No tocante à relevância estatística apresentada pelas variáveis σ_3 e σ_d no ajuste do modelo de Guimarães (2009), tendo em conta um nível de significância de 5% adotado na ferramenta de regressão múltipla não-linear no *Minitab*, ambas se mostraram significativas para os três solos AS, SA e SB nas duas energias de compactação EN e EI. Dito isso, com base nesses pontos levantados e também na avaliação dos valores dos coeficientes obtidos para o modelo, cabe a realização de uma análise individualizada relativa a cada solo em estudo, conforme tópicos a seguir:

- a) AS: ambos ψ_2 e ψ_3 , expoentes de σ_3 e σ_d , respectivamente, exibiram valores positivos, contudo, de magnitudes distintas. O parâmetro ψ_3 apresentou valores absolutos superiores ao ψ_2 , corroborando o fato do efeito da tensão desvio ser preponderante quanto ao acúmulo de DP para o AS. Cabe salientar também o fato de o ψ_2 ter exibido sinal positivo, aspecto esse não esperado, uma vez que indica uma influência negativa, propiciada pelo aumento da tensão confinante, na resistência à DP do solo.

- b) SA: os parâmetros ψ_2 e ψ_3 apresentaram não somente grandezas, mas também sinais diferentes. Quanto aos valores absolutos, o ψ_3 se mostrou superior, expressando novamente uma influência prevaiente do efeito da tensão desvio frente à tensão confinante na resposta plástica dos solos. Porém, distintivamente do observado para o AS, no caso do SA o ψ_2 exibiu sinal negativo, aspecto esse mais congruente com o comportamento tipicamente esperado, visto que retrata um efeito positivo na resistência à DP em função da elevação de σ_3 .
- c) SB: o parâmetro ψ_3 , relativo à σ_d , novamente se mostrou mais significativo, apresentando valores absolutos superiores ao ψ_2 , relativo à σ_3 . Quanto aos sinais dos expoentes, reafirmou-se o efeito de acentuação no acúmulo de DP gerado pelo aumento da tensão desvio (sinal positivo de ψ_3) e também a falta de uma influência bem definida quanto à variação da tensão confinante, fato esse retratado, inclusive, pela obtenção de sinais distintos para ψ_2 em cada energia de compactação adotada (EN e EI).
- d) Enfim, ressalta-se que os aspectos recém relatados corroboraram, de certa forma, conclusões obtidas a partir da análise dos gráficos apresentados no Apêndice G, conforme abordado no item 4.2.1.1. Em síntese, evidencia-se a relevância da influência do estado de tensões na resposta plástica dos materiais, com a tensão desvio expondo um efeito predominante e bem definido de intensificação no acúmulo de DP para os três solos. O efeito da tensão confinante, entretanto, não demonstrou um comportamento tão nítido e uniforme, havendo alguns casos de influência positiva e outros de negativa sob a resistência à DP. Essa última constatação é pertinente dado seu caráter inesperado, tendo em vista que, dentro do contexto do estudo do comportamento mecânico de materiais particulados para pavimentação, tinha-se como premissa uma tendência de ganho de desempenho quanto à DP diante da elevação da tensão confinante, aspecto esse não concretizado. Todavia, lembra-se que essa ausência de um comportamento típico em relação à variação da σ_3 também foi observada em outros estudos, cabendo citar Zago (2016), Dalla Roza (2018), Santos (2020) e Maria (2021).

Por fim, optou-se por realizar uma última análise quanto à modelagem estatística da DP, a qual envolveu o ajuste por regressão do modelo proposto por Gu *et al.* (2016), abrangendo, contudo, de modo concomitante, os dados experimentais relativos aos três solos residuais compactados na EN. Com isso, objetivou-se verificar a viabilidade de uma calibração global do modelo, ou seja, integrando diferentes materiais, sendo a parcela relativa à caracterização mecânica desses representada pelos parâmetros de resistência K e α , definidos segundo o critério de Drucker e Prager (1952). Dito isso, a Tabela 21 apresenta uma síntese dos parâmetros de regressão encontrados. Na sequência, a Figura 67 exhibe a análise gráfica da comparação entre os dados modelados e observados, conjuntamente à reta de igualdade, em duas escalas diferentes.

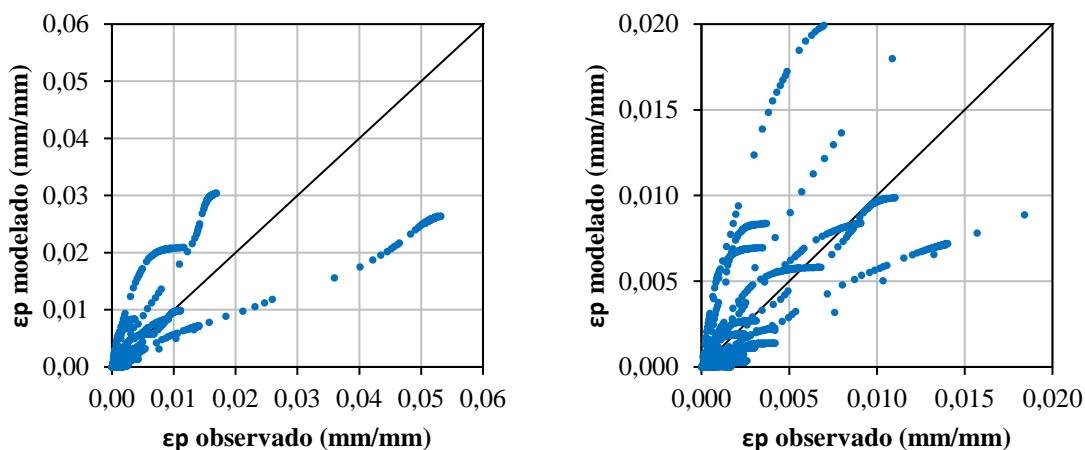
Apesar de sua concepção promissora, o modelo alcançado manifestou um poder explicativo relativamente baixo, constatado tanto pela verificação das medidas estatísticas R^2_{aj} e S_e , quanto

pela observação da falta de aderência dos dados à reta de igualdade. Esse fato pode estar associado à ausência de uma tendência bem definida quanto ao coeficiente n , o qual representa, dentro do modelo de Gu *et al.* (2016), o expoente da parcela que engloba a superfície de plastificação de Drucker-Prager. Em tese, um maior valor de $\alpha I_1 + K$ proporciona uma maior resistência a deformações plásticas, ou seja, supõe-se que o expoente n deva apresentar sinal sempre negativo. Contudo, esse aspecto não foi de fato constatado, possivelmente relacionado à particular sensibilidade do modelo de Drucker-Prager à componente hidrostática do estado de tensões, representada pela tensão confinante (σ_3), cujo efeito também se mostrou contraditório. Desse modo, evidencia-se a necessidade de um estudo mais amplo nesse quesito, envolvendo a aplicação do modelo de Gu *et al.* (2016) a uma base de dados mais extensa de materiais.

Tabela 21 – Síntese da calibração global do modelo de Gu *et al.* (2016) a partir dos resultados de DP-EU para os três solos compactados na EN

Modelo	Parâmetro	Valor
$\varepsilon_p = \varepsilon_0 e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \left(\frac{\sqrt{J_2}}{p_0}\right)^m \cdot \left(\frac{\alpha I_1 + K}{p_0}\right)^n (p_0)^{-(m+n)}$ (GU <i>et al.</i> , 2016)	ε_0	1.009,074
	ρ	70,455
	β	0,598
	m	3,520
	n	-0,822
	R^2	58,4%
	R^2_{aj}	58,3%
	S_e (%)	0,601

Figura 67 – Gráficos de comparação da DP observada vs DP modelada: calibração global do modelo de Gu *et al.* (2016)



Enfim, cabe ressaltar que, de uma maneira ampla, conseguiu-se gerar, a partir dos resultados de DP-EU, modelos de expressiva qualidade em termos estatísticos, fundamentais não somente na análise e compreensão do comportamento plástico dos solos residuais em estudo, mas também na modelagem mecanístico-empírica quanto à deformação permanente desses materiais.

4.2.1.4 Desempenho quanto ao comportamento plástico

Objetivando-se uma qualificação representativa do desempenho quanto ao comportamento mecânico, em termos de deformabilidade plástica, os três solos sob análise foram enquadrados segundo a Teoria do *Shakedown*, a qual foi primeiramente introduzida no campo da pavimentação por Sharp e Booker (1984) e posteriormente difundida por inúmeras pesquisas vastamente referenciadas na literatura (DAWSON e WELLNER, 1999; FARIA, 1999; WERKMEISTER *et al.*, 2001; GUIMARÃES, 2001). Atualmente, seus conceitos são inclusive integrados por normas vigentes acerca da avaliação da deformação permanente em materiais para pavimentação por meio de ensaios triaxiais de cargas repetidas (CEN, 2004; DNIT, 2018).

Entretanto, apesar dessa ampla difusão no estudo do desempenho mecânico de agregados e solos para pavimentação, lembra-se que, conforme discutido no item 2.6.3.3, ainda não há uma unanimidade na literatura com relação ao método empregado na definição dos ditos limites do *Shakedown* e, conseqüentemente, no enquadramento da resposta plástica dos materiais nas regiões de comportamento (A, B, AB e C). Dito isso, na análise aqui relatada optou-se pela adoção de duas abordagens distintas, conforme a seguir:

- a) Segundo as inequações propostas por Werkmeister *et al.* (2001), as quais são atualmente contempladas pela norma europeia EN 13286-7 (CEN, 2004).
- b) Segundo a metodologia proposta por Lima (2020) em sua tese, a qual envolve a análise conjunta do gráfico contendo as curvas de acúmulo da DP ($\epsilon_p \times N$) e do gráfico relativo à taxa de acréscimo da DP ($\epsilon'_p \times \epsilon_p$), considerando-se uma escala fixa para o eixo das abscissas (ϵ_p). Além disso, em alguns casos foi realizada a projeção da DP para um número maior de ciclos de carga, extrapolação essa efetuada a partir do ajuste do modelo de Guimarães (2009).

A Tabela 22 apresenta uma síntese do enquadramento nas regiões (“*ranges*”) de comportamento segundo a Teoria do *Shakedown* para os três solos nas duas energias de compactação em estudo, sendo consideradas as duas abordagens supracitadas – (a) e (b). Ademais, são também indicados os valores de ϵ_{pi} e TDP, conforme os conceitos adotados na modelagem linear da deformação permanente (MALYSZ, 2009), uma vez que foi constatada a relevante correlação entre esses parâmetros e a classificação dos materiais quanto ao *Shakedown*. Posteriormente, nas Figuras 68 a 73 são apresentados os gráficos relativos à taxa de acréscimo da DP ($\epsilon'_p \times \epsilon_p$), de acordo com Dawson e Wellner (1999), sendo adotada uma escala fixa para o eixo horizontal com o valor máximo de 50×10^{-3} , segundo recomendação da metodologia proposta por Lima (2020).

Tabela 22 – Síntese do enquadramento dos solos segundo a Teoria do *Shakedown*

Material	CP	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_d/σ_3	ε_{pi} (%)	TDP (%) (10^{-6})	Range (a)	Range (b)
AS-EN	1	40	40	1	0,167	-0,053	B	A
	2	40	80	2	0,232	0,074	B	A
	3	40	120	3	0,278	0,143	B	A
	4	80	80	1	0,155	0,164	B	A
	5	80	160	2	0,391	0,184	B	A
	6	80	240	3	0,857	0,317	C	A
	7	120	120	1	0,223	0,100	B	A
	8	120	240	2	1,378	0,158	C	AB
	9	120	360	3	5,160	1,055	C	C
AS-EI	1	40	40	1	0,103	0,201	B	A
	2	40	80	2	0,088	0,248	B	A
	3	40	120	3	0,143	0,242	B	A
	4	80	80	1	0,121	0,575	B	A
	5	80	160	2	0,142	0,011	B	A
	6	80	240	3	0,206	0,143	B	A
	7	120	120	1	0,147	0,116	B	A
	8	120	240	2	0,359	0,079	B	A
	9	120	360	3	0,914	0,158	B	A
SA-EN	1	40	40	1	0,089	-0,047	B	A
	2	40	80	2	0,201	0,389	B	A
	3	40	120	3	0,324	0,658	B	B
	4	80	80	1	0,122	0,295	B	A
	5	80	160	2	0,228	0,580	B	B
	6	80	240	3	1,009	0,632	B	B
	7	120	120	1	0,117	0,332	A	A
	8	120	240	2	0,263	0,738	B	B
	9	120	360	3	1,586	0,684	B	B
SA-EI	1	40	40	1	0,080	0,032	B	A
	2	40	80	2	0,127	0,106	A	A
	3	40	120	3	0,136	0,517	A	A
	4	80	80	1	0,079	0,159	A	A
	5	80	160	2	0,151	0,445	A	A
	6	80	240	3	0,198	0,490	B	A
	7	120	120	1	0,082	0,053	B	A
	8	120	240	2	0,158	0,577	A	A
	9	120	360	3	0,256	0,715	B	B
SB-EN	1	40	40	1	0,062	-0,143	B	A
	2	40	80	2	0,103	0,037	B	A
	3	40	120	3	0,166	0,474	B	A
	4	80	80	1	0,087	-0,042	A	A
	5	80	160	2	0,196	0,327	B	A
	6	80	240	3	0,214	0,921	B	B
	7	120	120	1	0,066	0,000	A	A
	8	120	240	2	0,482	1,369	B	B
	9	120	360	3	0,795	2,532	C	C
SB-EI	1	40	40	1	0,055	-0,137	B	A
	2	40	80	2	0,072	-0,005	B	A
	3	40	120	3	0,087	0,032	A	A
	4	80	80	1	0,059	-0,100	B	A
	5	80	160	2	0,074	-0,032	A	A
	6	80	240	3	0,118	0,291	B	A
	7	120	120	1	0,070	-0,085	A	A
	8	120	240	2	0,103	0,137	B	A
	9	120	360	3	0,164	0,821	B	B

Figura 68 – Análise gráfica da taxa de acréscimo da DP para o AS-EN

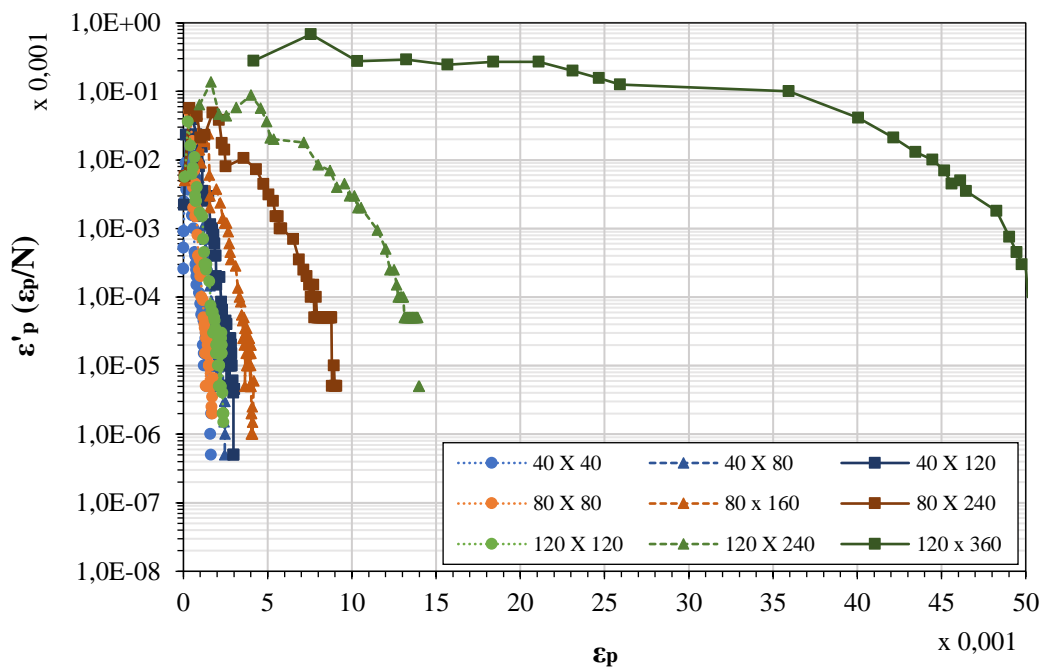


Figura 69 – Análise gráfica da taxa de acréscimo da DP para o AS-EI

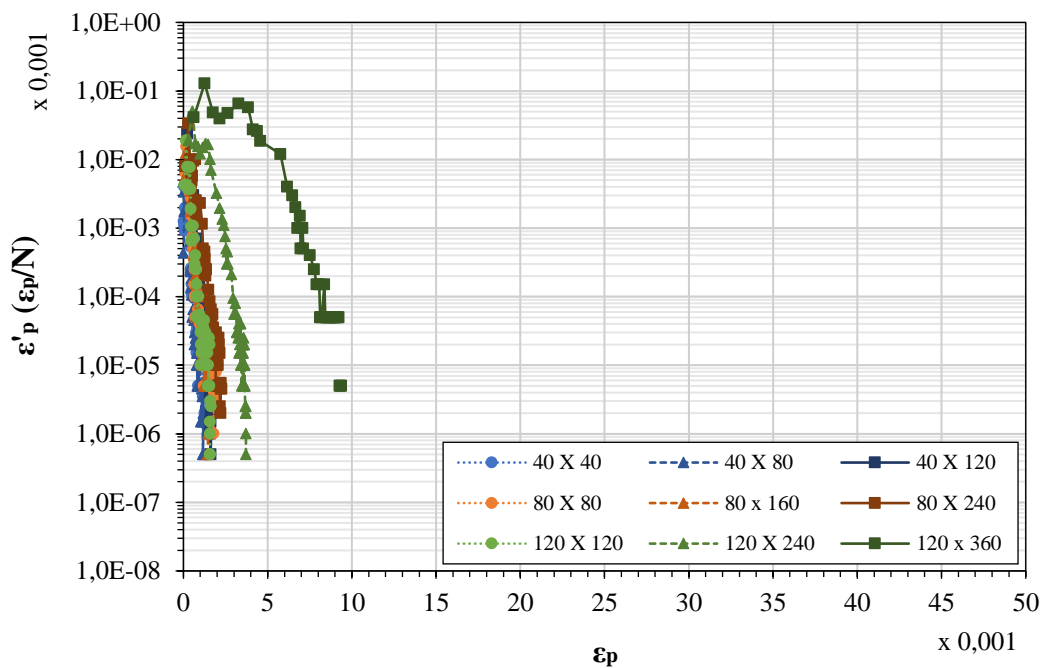


Figura 70 – Análise gráfica da taxa de acréscimo da DP para o SA-EN

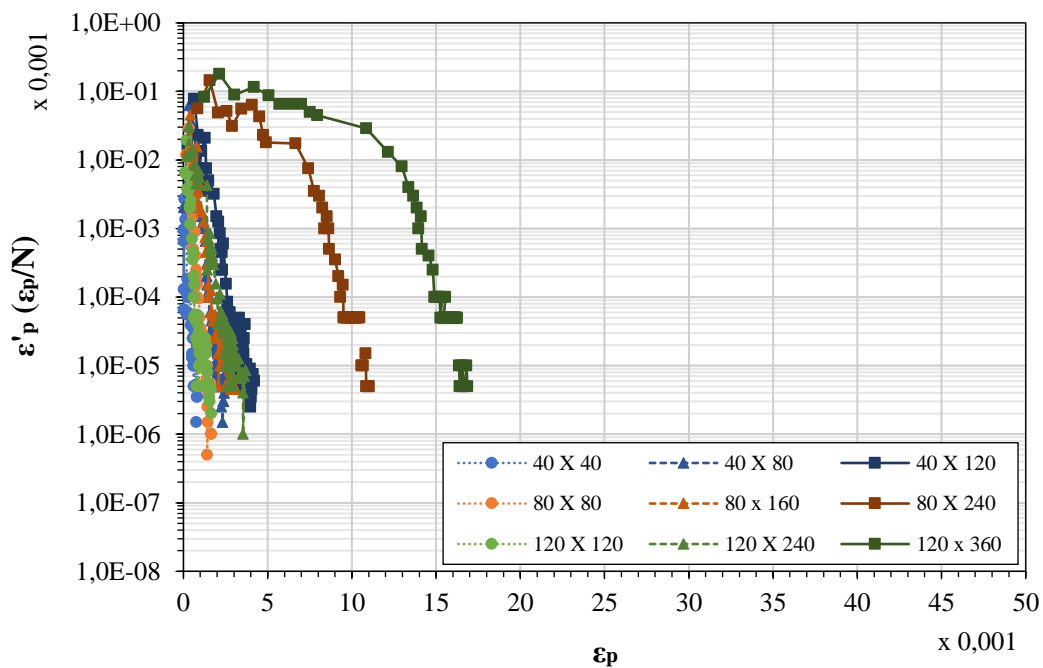


Figura 71 – Análise gráfica da taxa de acréscimo da DP para o SA-EI

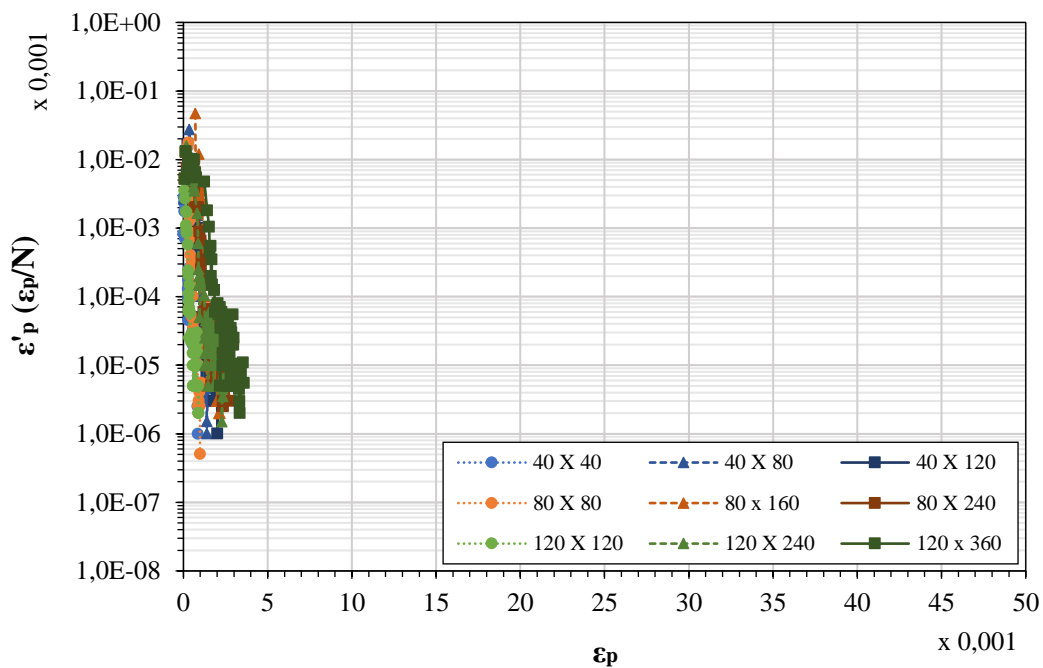


Figura 72 – Análise gráfica da taxa de acréscimo da DP para o SB-EN

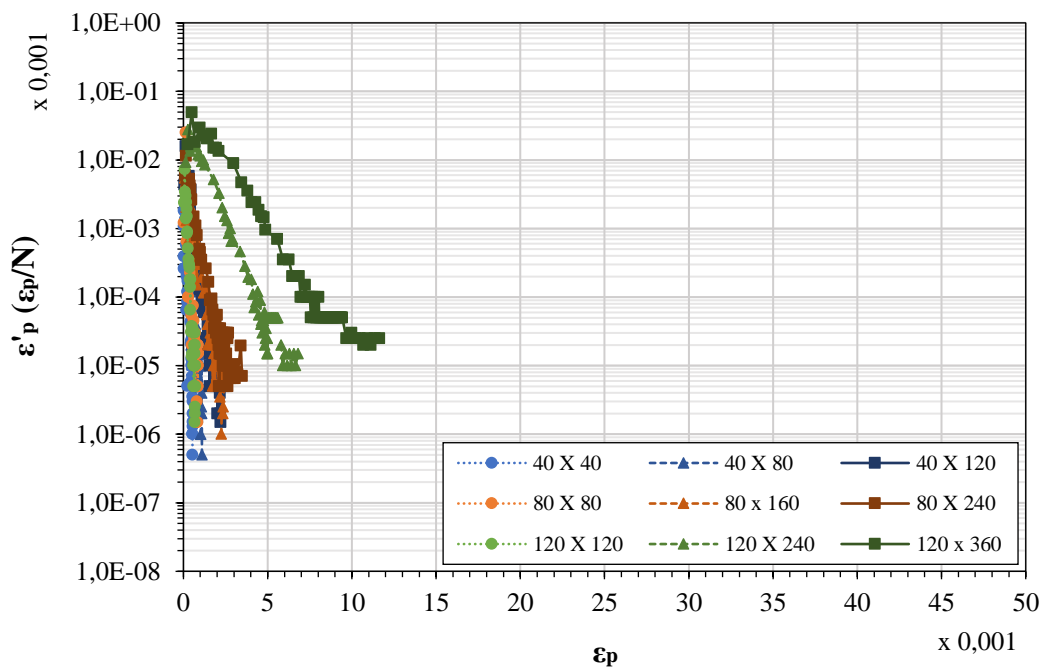
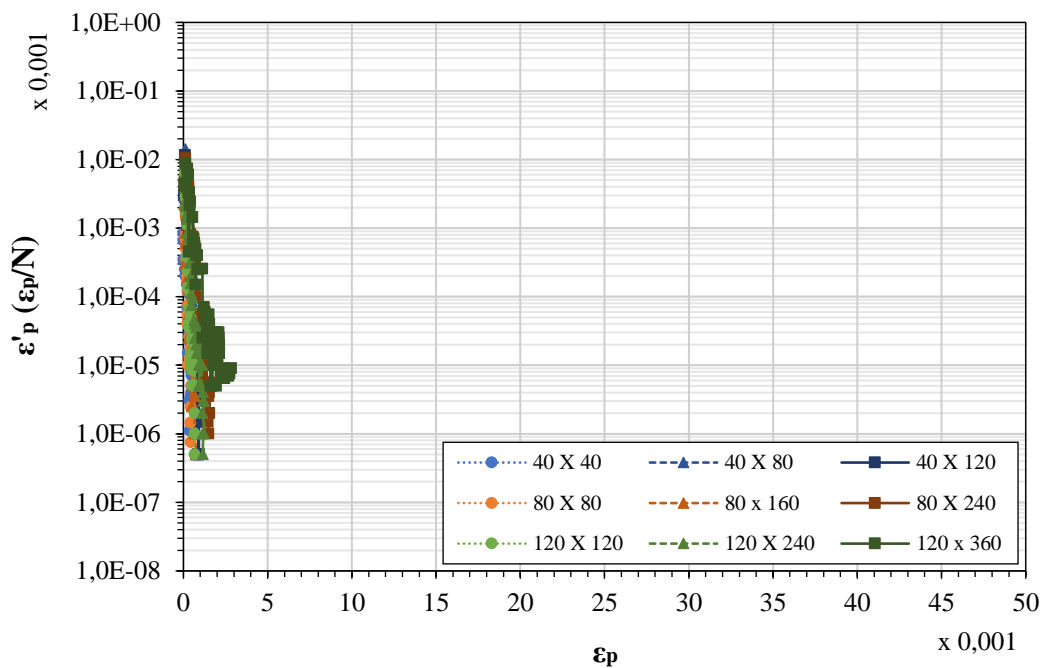


Figura 73 – Análise gráfica da taxa de acréscimo da DP para o SB-EI



Primeiramente, com relação às duas abordagens adotadas – (a) e (b), evidenciou-se uma significativa falta de aderência entre ambas na classificação dos solos desta pesquisa, tendo em vista que o enquadramento foi equivalente somente em 40% dos casos. Em geral, a classificação segundo as inequações propostas por Werkmeister *et al.* (2001) se mostrou mais conservadora, enquadrando o comportamento dos materiais estudados, quando houve divergência, em *ranges* menos favoráveis ao emprego em pavimentação. Por outro lado, salienta-se que a classificação segundo o método proposto por Lima (2020) se mostrou mais conceitualmente coerente, apresentando um enquadramento do comportamento dos solos mais condizente com os resultados observados, provavelmente ligado ao fato de o procedimento envolver uma análise de caráter específico para cada material submetido a um determinado estado de tensões. Além do mais, soma-se o fato de o método ter um embasamento em pesquisas com agregados e solos tipicamente encontrados e empregados no Brasil, elevando ainda mais a sua representatividade. Dito isso, corrobora-se que as inequações e limites sugeridos por Werkmeister *et al.* (2001) não se estendem, de maneira precisa, ao comportamento dos materiais de pavimentação de um modo global, especialmente com relação aos materiais de âmbito nacional.

No tocante à qualificação do comportamento apresentado pelos materiais à luz da Teoria do *Shakedown*, constatou-se inicialmente, sob uma perspectiva mais geral, que os três solos manifestaram um notável desempenho mecânico dentro do espectro de tensões considerado, levando em conta a metodologia proposta por Lima (2020). Em síntese, a resposta plástica dos materiais se enquadrou na região A, ou seja, abaixo do limite de *Shakedown* plástico em 78% dos casos, indicando, com isso, uma marcante tendência de estabilização ou acomodamento no acúmulo de DP para os três solos residuais em estudo. Em 17% dos casos se evidenciou o enquadramento do comportamento na região B, ou seja, ultrapassando o limite de *Shakedown* plástico, porém ainda inferior ao limite de fluência plástica, exigindo, assim, uma análise mais precisa quanto à possibilidade do emprego em pavimentos. Tão somente em dois casos houve a ocorrência do dito colapso incremental, característico da região C, ou seja, com um nível de tensões imposto superior ao limite de fluência plástica, comportamento esse que inviabiliza o uso do solo como material de pavimentação. Por fim, ressalta-se que em apenas um caso, mais especificamente para o AS-EN, observou-se o comportamento típico da região AB.

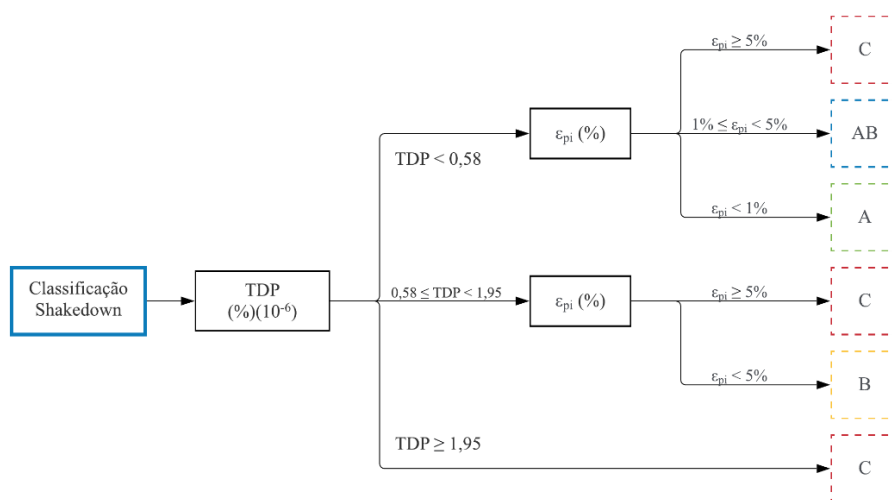
Sob outra perspectiva, considerando-se uma análise de caráter comparativo entre o desempenho de cada solo em particular, ficou evidente um comportamento mecânico superior do AS com relação a ambos SA e SB, tendo como critério unicamente o potencial de estabilização das

deformações plásticas expresso pelos materiais frente aos diversos níveis de tensões impostos. Dito isso, lembra-se que no item 4.2.1.1, tendo como referência apenas a magnitude e amplitude das curvas de acúmulo de DP alcançadas para os diferentes pares de tensões, chegou-se a uma conclusão exatamente oposta, traduzida em um desempenho superior do SB, seguido do SA e do AS, respectivamente. Logo, retrata-se mais uma vez a importância de uma análise ampla, englobando as diferentes abordagens relatadas até então, quanto ao desempenho mecânico de solos, visando a assertividade na qualificação dos materiais para emprego em pavimentação.

Quanto aos valores de ε_{pi} e TDP, relativos à modelagem linear da DP (MALYSZ, 2009), foi constatada uma significativa associação desses parâmetros ao comportamento dos solos à luz da Teoria do *Shakedown*, fato esse com fundamento, tendo em vista que o enquadramento dos materiais está diretamente conectado à magnitude das deformações plásticas acumuladas (relacionada com ε_{pi}) e à taxa de crescimento dessas deformações (expressa pela TDP). Sendo assim, levando em consideração a relevância desse aspecto, a Figura 74 apresenta a proposição, na forma de fluxograma, de um novo método de classificação da resposta plástica dos materiais quanto ao *Shakedown*, baseado unicamente nos parâmetros ε_{pi} e TDP como dados de entrada.

Cabe salientar, evidentemente, que o procedimento foi elaborado a partir de uma base de dados experimentais relativamente pequena, restrita aos resultados dos ensaios de DP-EU para os solos deste trabalho, sendo necessária, assim, a sua replicação e avaliação para uma gama maior de materiais, podendo ser verificado inclusive o ajuste dos limites propostos. Contudo, trata-se de uma concepção bastante relevante, dada a sua fundamentação teórica e simplicidade.

Figura 74 – Método para classificação do comportamento dos materiais quanto à Teoria do *Shakedown* a partir dos parâmetros ε_{pi} e TDP



Fonte: elaborado pelo autor

Buscando uma compreensão de caráter ainda mais prático do desempenho apresentado pelos três solos quanto à DP, optou-se por realizar a qualificação desses a partir dos critérios propostos por Lima (2020), os quais foram sugeridos pela autora como uma etapa preliminar na seleção de materiais para emprego em pavimentação. Conforme mais bem detalhado no item 2.6.3.3, a qualificação proposta se baseia unicamente nos resultados de DP-EU no equipamento triaxial de cargas repetidas, envolvendo, mais especificamente, a DP acumulada ao final do ensaio ($\epsilon_p N=145.000$) e o *range* do comportamento manifestado quanto à Teoria do *Shakedown*.

Dito isso, a Tabela 23 apresenta uma síntese dessa qualificação preliminar, segundo os critérios de Lima (2020), para os três solos residuais nas duas energias de compactação, levando em consideração os nove pares de tensões abrangidos pelos ensaios de DP-EU. Em suma, tendo em conta um tráfego leve ($N \leq 5 \times 10^5$), os solos se mostraram bastante adequados (quando compactados tanto na EN quanto na EI) para emprego em pavimentação dentro do espectro de tensões englobado, com exceção de dois casos nos quais se atingiu o *range* C, caracterizado pelo colapso incremental do material, o que inviabiliza a aplicação em camadas de pavimentos. Considerando-se um tráfego mais pesado ($N > 5 \times 10^5$), o desempenho dos solos também se enquadraram como satisfatório, contudo, além dos casos em que se atingiu o colapso incremental, constatou-se também casos que, segundo Lima (2020), exigem uma análise mais precisa quanto ao emprego ou não do material em pavimentos (representados por um “Sim*” na tabela).

Por último, semelhante ao realizado no estudo do desempenho quanto ao MR (item 4.1.3), desenvolveu-se uma análise tendo como principal referência os amplos conjuntos de dados experimentais proporcionados pelas pesquisas de Guimarães (2009) e Lima (2020), abrangendo resultados de ensaios de DP para uma vasta gama de materiais para pavimentação. Posto isso, a análise comparativa em questão envolveu algumas etapas, as quais são detalhadas a seguir:

- a) Buscou-se nas teses de Guimarães (2009) e Lima (2020) os dados experimentais alcançados por meio dos amplos programas desenvolvidos nessas pesquisas, conseguindo-se, assim, compilar uma base de dados composta pelos resultados de DP para 56 materiais, englobando diversos tipos de solos e agregados.
- b) Os dados coletados foram arranjados em planilhas no *Excel*, de modo a se obter, organizadamente, os coeficientes de regressão do modelo de Guimarães (2009) relativos a cada um dos 56 materiais integrados pela base de dados.
- c) De posse dos respectivos coeficientes de regressão, estimou-se, a partir do modelo de Guimarães (2009), os valores de ϵ_p (%) em $N = 145.000$ ciclos para todos os 56 materiais sob análise, tendo em conta os nove pares de tensões abrangidos pelos ensaios de DP-EU.

- d) Após, levando em consideração a matriz alcançada, contendo todos os valores de ε_p ($N=145.000$), determinou-se, para cada um dos nove pares de tensões abrangidos, os seguintes parâmetros estatísticos: valor mínimo, valor máximo, média, desvio padrão e média \pm desvio padrão.
- e) Por fim, foram elaborados os gráficos apresentados nas Figuras 75 a 77, os quais representam o enquadramento das respostas plásticas dos solos deste trabalho na análise comparativa desenvolvida a partir da base de dados das pesquisas de Guimarães (2009) e Lima (2020). Cabe citar que se optou pela segmentação da análise em três gráficos, por meio da fixação de valores para a tensão confinante (40, 80 e 120 kPa) e conseguinte variação da tensão desvio de acordo com as razões σ_d/σ_3 compreendidas pelos ensaios de DP (1, 2 e 3).

Em síntese, acredita-se que essa análise, tendo em mente o propósito tido na sua elaboração, mostrou-se bastante útil, proporcionando uma qualificação simultaneamente representativa e tangível dos solos em estudo, por meio da comparação de suas respostas plásticas diante de uma extensa base de dados de materiais tipicamente encontrados e empregados no Brasil. Além do mais, foi possível evidenciar novamente, sob mais uma perspectiva, o notável desempenho manifestado por esses três solos quanto à DP, visto que os valores de ε_p ($N=145.000$) obtidos, para compactação tanto na EN quanto na EI, se enquadraram, predominantemente, na região compreendida entre as linhas relativas à média e ao mínimo dentro da base de dados sob análise.

Figura 75 – Enquadramento da resposta plástica dos solos na análise comparativa desenvolvida a partir da base de dados de Guimarães (2009) e Lima (2020) para $\sigma_3=40$ kPa

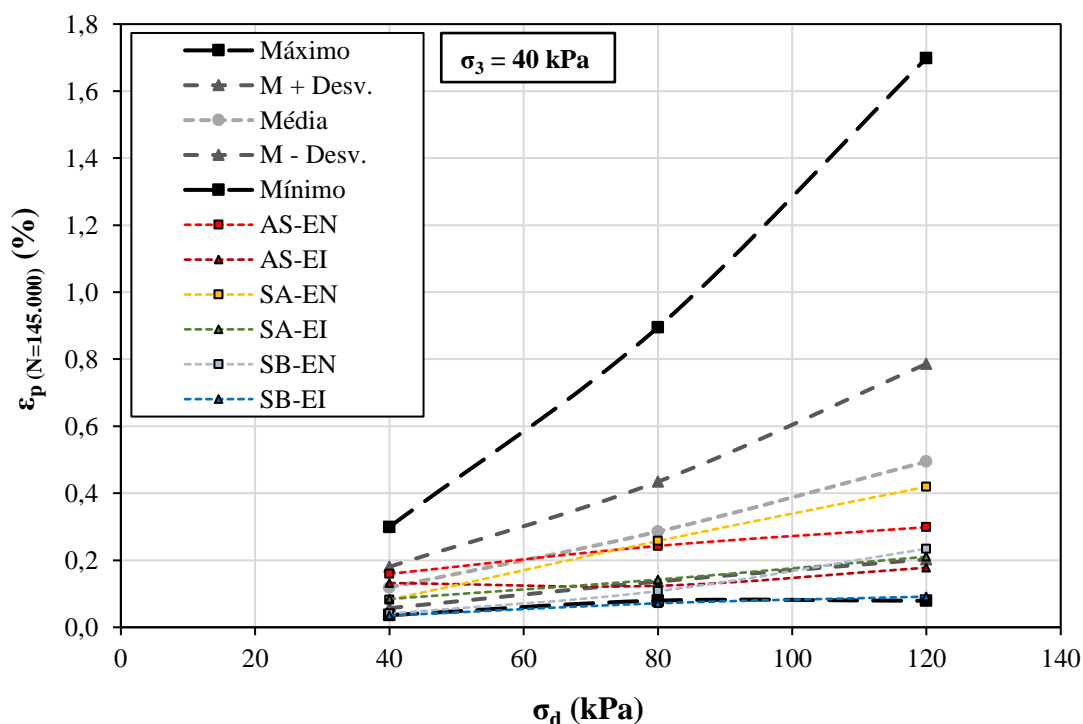


Figura 76 – Enquadramento da resposta plástica dos solos na análise comparativa desenvolvida a partir da base de dados de Guimarães (2009) e Lima (2020) para $\sigma_3=80$ kPa

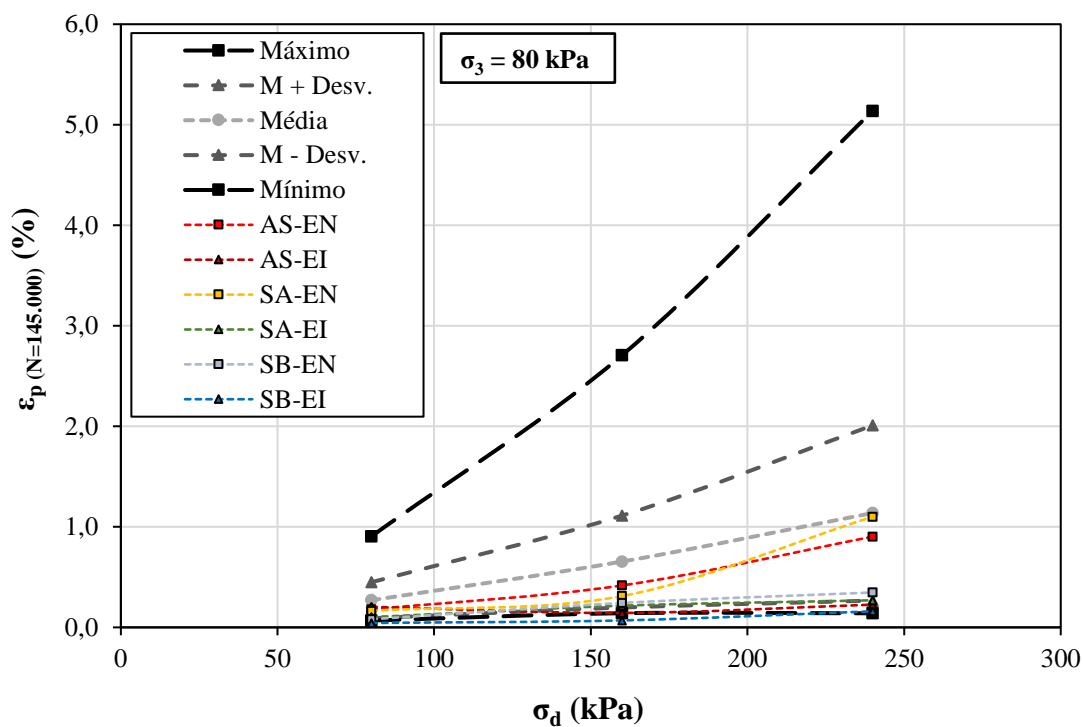


Figura 77 – Enquadramento da resposta plástica dos solos na análise comparativa desenvolvida a partir da base de dados de Guimarães (2009) e Lima (2020) para $\sigma_3=120$ kPa

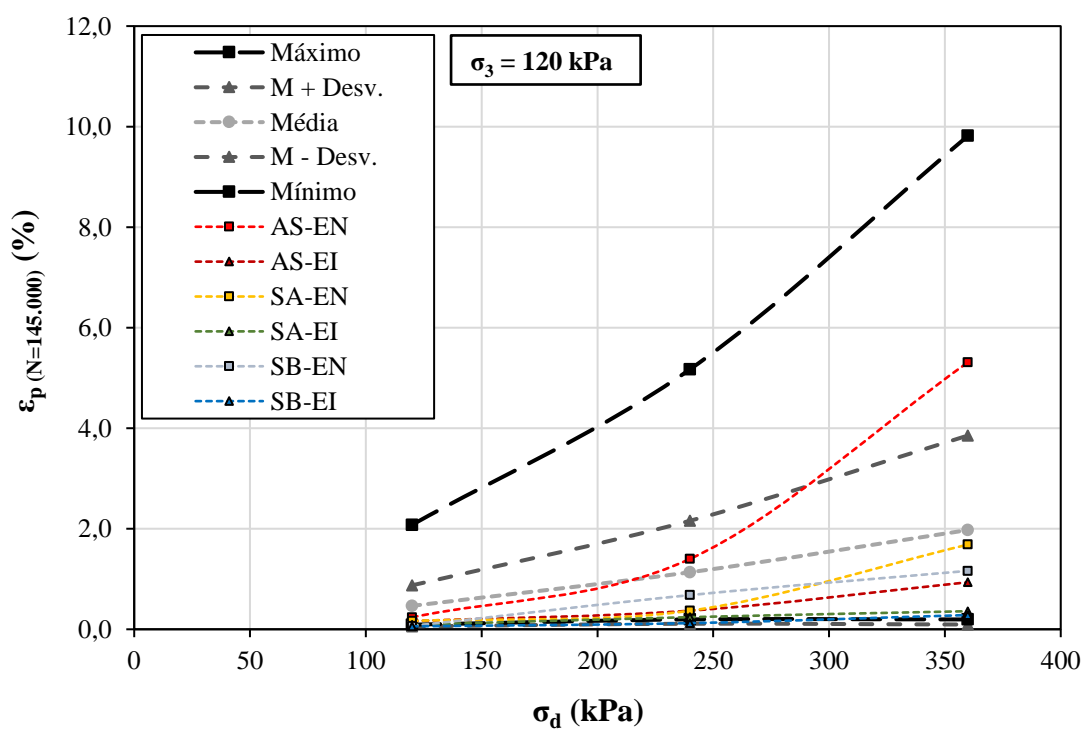


Tabela 23 – Qualificação dos solos quanto aos critérios de seleção de Lima (2020)

Material	CP	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_d/σ_3	ϵ_p (%) 145.000	Range (b)	Tráfego $N \leq 5 \times 10^5$	Tráfego $N > 5 \times 10^5$
AS-EN	1	40	40	1	0,159	A	Sim	Sim
	2	40	80	2	0,243	A	Sim	Sim
	3	40	120	3	0,299	A	Sim	Sim
	4	80	80	1	0,179	A	Sim	Sim
	5	80	160	2	0,417	A	Sim	Sim
	6	80	240	3	0,903	A	Sim	Sim
	7	120	120	1	0,238	A	Sim	Sim
	8	120	240	2	1,401	AB	Sim	Sim*
	9	120	360	3	5,313	C	Não	Não
AS-EI	1	40	40	1	0,132	A	Sim	Sim
	2	40	80	2	0,124	A	Sim	Sim
	3	40	120	3	0,178	A	Sim	Sim
	4	80	80	1	0,204	A	Sim	Sim
	5	80	160	2	0,143	A	Sim	Sim
	6	80	240	3	0,226	A	Sim	Sim
	7	120	120	1	0,163	A	Sim	Sim
	8	120	240	2	0,370	A	Sim	Sim
	9	120	360	3	0,937	A	Sim	Sim
SA-EN	1	40	40	1	0,082	A	Sim	Sim
	2	40	80	2	0,257	A	Sim	Sim
	3	40	120	3	0,419	B	Sim	Sim
	4	80	80	1	0,165	A	Sim	Sim
	5	80	160	2	0,312	B	Sim	Sim
	6	80	240	3	1,101	B	Sim	Sim*
	7	120	120	1	0,165	A	Sim	Sim
	8	120	240	2	0,370	B	Sim	Sim
	9	120	360	3	1,686	B	Sim	Sim*
SA-EI	1	40	40	1	0,085	A	Sim	Sim
	2	40	80	2	0,142	A	Sim	Sim
	3	40	120	3	0,211	A	Sim	Sim
	4	80	80	1	0,102	A	Sim	Sim
	5	80	160	2	0,216	A	Sim	Sim
	6	80	240	3	0,269	A	Sim	Sim
	7	120	120	1	0,089	A	Sim	Sim
	8	120	240	2	0,241	A	Sim	Sim
	9	120	360	3	0,360	B	Sim	Sim
SB-EN	1	40	40	1	0,041	A	Sim	Sim
	2	40	80	2	0,108	A	Sim	Sim
	3	40	120	3	0,234	A	Sim	Sim
	4	80	80	1	0,081	A	Sim	Sim
	5	80	160	2	0,243	A	Sim	Sim
	6	80	240	3	0,348	B	Sim	Sim
	7	120	120	1	0,066	A	Sim	Sim
	8	120	240	2	0,680	B	Sim	Sim
	9	120	360	3	1,163	C	Não	Não
SB-EI	1	40	40	1	0,035	A	Sim	Sim
	2	40	80	2	0,071	A	Sim	Sim
	3	40	120	3	0,091	A	Sim	Sim
	4	80	80	1	0,044	A	Sim	Sim
	5	80	160	2	0,069	A	Sim	Sim
	6	80	240	3	0,160	A	Sim	Sim
	7	120	120	1	0,058	A	Sim	Sim
	8	120	240	2	0,122	A	Sim	Sim
	9	120	360	3	0,283	B	Sim	Sim

4.2.1.5 Efeito da energia de compactação

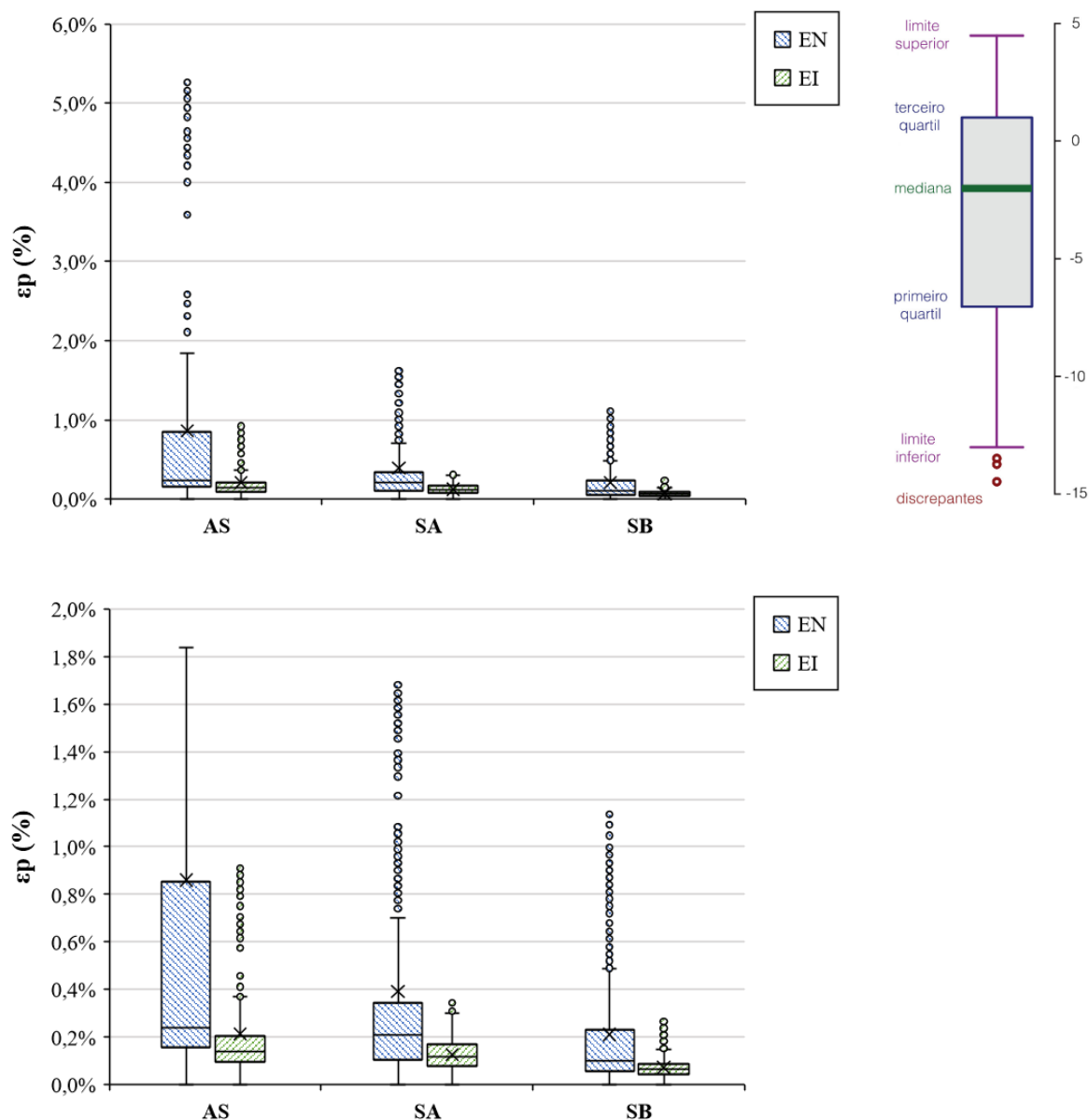
Nesse item são apresentadas as análises elaboradas com o intuito de visualizar a influência da energia de compactação na resposta plástica dos solos estudados sob diferentes óticas. Cabe destacar que esse efeito, de fato, já foi evidenciado em alguns aspectos abordados nos itens anteriores, por meio, porém, de interpretações puramente visuais em gráficos, não contendo, assim, muita sustentação. Diante disso, preliminarmente às análises propriamente ditas, buscou-se corroborar, com um embasamento mais estatístico, essa influência constatada na DP dos materiais avaliados. Optou-se, então, por realizar isso sob a perspectiva da análise de variância (ANOVA) associada a uma regressão linear múltipla, sendo os dois níveis de energia alocados como variável categórica. Enfim, os resultados da ANOVA possibilitaram afirmar a relevância estatística do efeito da energia de compactação no acúmulo de DP para os três solos residuais em estudo, levando em consideração um nível de significância de 5%.

Após validada sua significância estatística, optou-se por analisar a influência da energia de compactação na resistência à DP dos materiais sob mais quatro perspectivas, tendo em vista, sempre, abordagens de caráter simultaneamente representativo e tangível, conforme a seguir:

- a) Representação gráfica da variação dos dados mediante diagramas de caixa;
- b) Efeito gerado na magnitude e na taxa de DP em função do estado de tensões;
- c) Impacto no comportamento plástico com relação à Teoria do *Shakedown*;
- d) Alteração tida nos coeficientes de regressão do modelo de Guimarães (2009).

Os denominados diagramas de caixa (do inglês *boxplot*), conforme já abordado no item 4.1.4, constituem uma ferramenta gráfica utilizada, essencialmente, para avaliar e sintetizar a distribuição empírica de uma variável numérica a partir de medidas descritivas, fornecendo, assim, um meio complementar para se desenvolver uma perspectiva acerca do caráter dos dados. O modo como se dá sua construção, conforme indicado na Figura 78, proporciona a visualização e respectiva caracterização da distribuição da variável em termos de sua posição, dispersão, simetria, presença de valores discrepantes (*outliers*), entre outros aspectos. Tendo em conta essas propriedades, os diagramas de caixa representam, ainda, uma valiosa ferramenta comparativa entre diferentes grupos de dados, motivo pelo qual foram aqui adotados na análise do efeito da energia de compactação nos resultados dos ensaios de DP-EU, com base nos gráficos da Figura 78, nos quais os dados são exibidos em duas escalas distintas para o eixo das ordenadas (ϵ_p), buscando, assim, uma visualização precisa das distribuições para os três solos.

Figura 78 – Diagramas de caixa sintetizando o efeito da energia de compactação na distribuição dos resultados obtidos nos ensaios de DP-EU



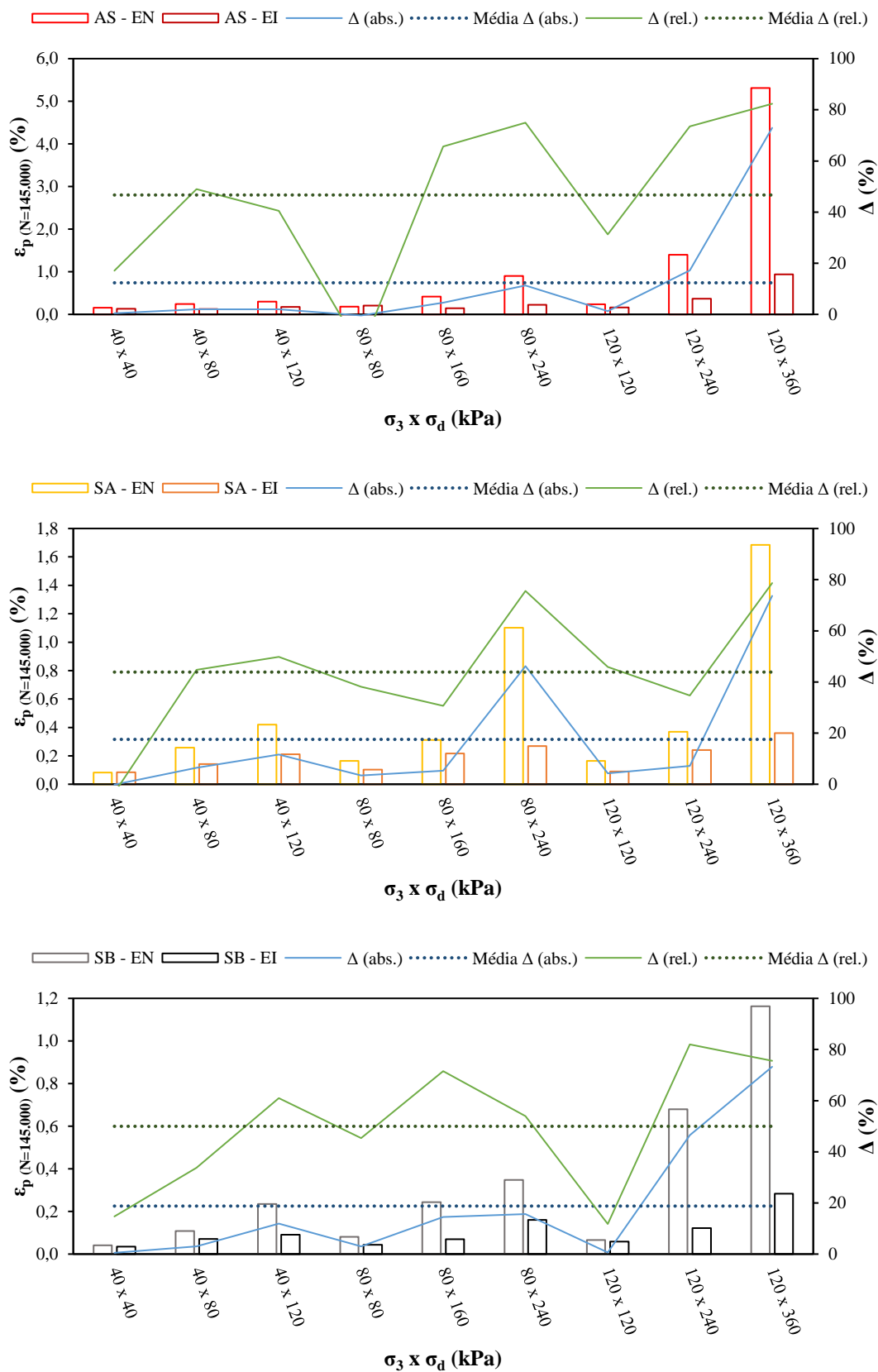
Primeiramente, quanto à posição, observa-se que, para os três solos em estudo, a elevação da energia de compactação resultou em uma redução (deslocamento para baixo) de todas as medidas descritivas incorporadas nos diagramas (limites, quartis, mediana e média), evidenciando, com isso, um efeito significativo de atenuação de cada conjunto de dados de DP como um todo. No que tange à dispersão, para os três casos, percebe-se que o aumento da energia empregada na compactação acarretou menores dispersões (definidas principalmente pelo intervalo interquartílico, ou seja, tamanho da caixa) e menores amplitudes (definidas pela diferença entre os limites), traduzindo-se em uma menor variabilidade nos dados experimentais de DP-EU dos solos quando compactados na EI, sobressaindo-se, nesse quesito, o material AS.

Com relação à simetria, em geral, os resultados de DP-EU obtidos para cada solo/energia de compactação se mostraram assimétricos positivos, ou seja, tendo a linha da mediana mais próxima ao primeiro quartil, com exceção dos dados relativos ao SB-EI. Nota-se, também, que a elevação da energia de compactação gerou uma redução no grau dessa assimetria para os três solos em estudo. Ademais, cabe destacar que os seis conjuntos de dados apresentaram *outliers*, provavelmente relativos às elevadas deformações alcançadas nos pares de tensões mais agressivos, uma vez que esse crescimento observado na magnitude da DP em decorrência do aumento dos níveis de tensões ocorreu, em geral, de maneira abrupta para os três solos, resultando, assim, em valores tidos como discrepantes dentre os dados experimentais.

Por fim, aponta-se que houve uma redução no valor médio da DP (representado por um “x” nos diagramas de caixa) para os três materiais avaliados. Contudo, acredita-se que esse parâmetro tenha pouca representatividade nesse âmbito, dada a forte dependência da resposta plástica de solos ao estado de tensões, algo que motivou, de fato, essa análise a partir de *boxplots* e não através de valores médios (muitas vezes empregados na literatura em avaliações semelhantes). Além disso, vale ressaltar que a mediana representa o indicador de tendência central mais apropriado quando os dados analisados possuem distribuição assimétrica, uma vez que a média aritmética é influenciada significativamente pelos valores extremos.

A segunda análise desenvolvida teve como principal fundamentação a forte dependência, recém relatada, do comportamento plástico de solos ao estado de tensões atuante, representado nos ensaios de DP, sobretudo, pela tensão confinante e pela tensão desvio aplicadas. Dessa forma, optou-se por avaliar o efeito favorável da energia de compactação atrelado, individualmente, a cada um dos pares de tensões ($\sigma_3 \times \sigma_d$) considerados na rotina experimental. Para isso, foram elaborados os gráficos apresentados na Figura 79, os quais exibem a efetivação dessa análise para os três solos em estudo, respectivamente. Os valores de DP alcançados para cada par de tensões ao final do ensaio, ou seja, para $N = 145.000$ ciclos de carga, são expressos por barras para ambas as energias de compactação (EN e EI), posicionadas em paralelo. As linhas contínuas azul e verde indicam, em valores absolutos e relativos, respectivamente, a redução na DP acumulada gerada pela elevação da energia de compactação para cada par de tensões. Ainda, foram estimados os valores médios, expressos por linhas pontilhadas, levando em consideração os efeitos, em termos absolutos e relativos, obtidos para os diferentes estados de tensões.

Figura 79 – Análise gráfica do efeito da energia de compactação na DP dos solos em função dos pares de tensões ensaiados (dados experimentais)



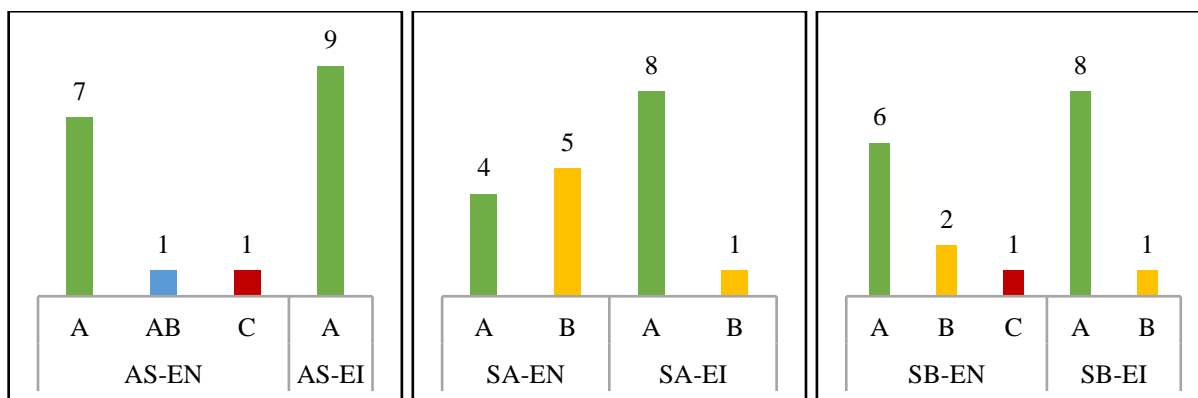
Em suma, a observação dos gráficos da Figura 79 proporcionou a corroboração de alguns aspectos já anteriormente constatados no item 4.2.1.1, descritos a seguir:

- a) O aumento da energia de compactação, de EN para EI, gerou notáveis reduções nos valores de DP acumulada para os três solos residuais. Contudo, destaca-se que, distintivamente do observado na mesma análise para o MR (item 4.1.4), o efeito não se estendeu de maneira representativa para todo o espectro de tensões considerado, constatando-se reduções significativas apenas nos pares de tensões mais rigorosos, ou seja, envolvendo maiores deformações plásticas.
- b) Referente à intensidade do efeito, o material que manifestou um maior impacto na sua resistência à DP, levando em consideração as diferenças absolutas e relativas entre os dados obtidos em cada energia, foi o AS, seguido dos solos SA e SB, respectivamente.
- c) Identificou-se que as diferenças (absoluta e relativa) obtidas não demonstraram uma constância diante da variação do estado de tensões, com a magnitude dos valores oscilando entre os diferentes pares de tensões considerados. Conforme já evidenciado, observou-se uma tendência de aumento do impacto na DP em função da elevação do nível de tensões e respectivas deformações geradas.

Como complementação, optou-se por aplicar essa mesma abordagem aos parâmetros ϵ_{pi} e TDP, relativos à modelagem linear da deformação permanente (MALYSZ, 2009), sendo os gráficos apresentados no Apêndice I. A análise do parâmetro ϵ_{pi} retratou tendências muito semelhantes às recém mencionadas para o ϵ_p ($N=145.000$). Na análise da TDP, por outro lado, constatou-se um efeito “estabilizante” proporcionado pelo aumento da energia empregada na compactação, ou seja, em outras palavras, houve uma tendência de redução nos valores da TDP em função da elevação de EN para EI, principalmente para os níveis de tensões mais agressivos, o que representa um relevante ganho quanto ao desempenho dos materiais para uso em pavimentação. Contudo, essa influência não se demonstrou de modo tão claro e uniforme, havendo casos em que a redução foi pouco significativa ou, até mesmo, ocorrendo um pequeno aumento da TDP.

Lembra-se, conforme abordado no item 4.2.1.4, que o parâmetro TDP apresenta uma forte relação com o comportamento dos materiais quanto à Teoria do *Shakedown*. Nesse contexto, buscando-se uma outra forma de avaliar, sob uma perspectiva mais tangível, esse possível efeito “estabilizante” gerado pelo incremento na energia de compactação, realizou-se a terceira análise, contemplando o enquadramento dos solos de acordo com as regiões de comportamento relativas ao *Shakedown*. Dito isso, a Figura 80 apresenta gráficos contendo uma análise comparativa dos *ranges* obtidos (Tabela 22) nas duas energias adotadas (EN e EI) para os três materiais, levando em consideração os nove pares de tensões englobados pelos ensaios de DP.

Figura 80 – Análise comparativa entre as duas energias de compactação englobando as regiões de comportamento segundo a Teoria do *Shakedown* para os três solos



A partir dos gráficos da Figura 80, corrobora-se, agora tendo como referência os conceitos da Teoria do *Shakedown*, a influência positiva recém relatada no que se refere a um efeito de “estabilização” ou “acomodamento” na resposta plástica dos solos propiciada pela elevação da energia de compactação. Em suma, evidencia-se que o aumento da EN para EI possibilitou, para determinados pares de tensões, um impacto favorável e significativo no acúmulo da DP de modo a alterar, inclusive, o enquadramento do comportamento plástico dos materiais, por exemplo, de C para B ou de B para A.

Contudo, esse efeito não se estendeu a todos os casos, visto que para certos níveis de tensões os solos, ainda que compactados na EN, já apresentaram uma tendência de acomodamento plástico característico do *range* A. Em outras situações, o impacto não foi representativo o suficiente de forma a refletir em uma alteração no enquadramento do material quanto aos limites do *Shakedown*. Esses dois aspectos são congruentes, de certa maneira, com a análise gráfica do efeito da energia de compactação na TDP (Apêndice I.2), na qual se constatou que, para determinados pares de tensões, a influência sob esse parâmetro foi pouco significativa.

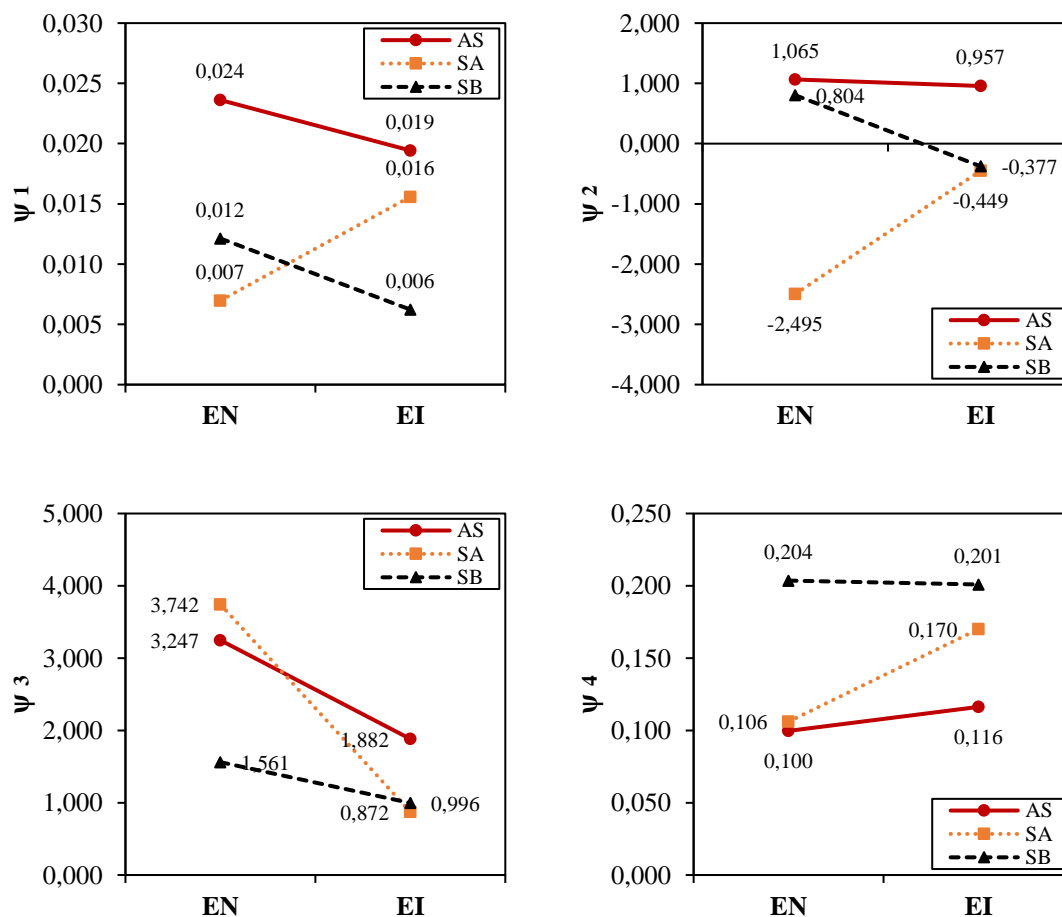
A quarta e última análise proposta foi desenvolvida sob a perspectiva dos coeficientes de regressão obtidos pelo ajuste do modelo de Guimarães (2009), os quais possibilitam, conforme já exposto no item 4.2.1.3, pertinentes inferências a partir de sua interpretação estatística. Dito isso, foram elaborados os gráficos demonstrados na Figura 81, cuja análise, no que tange ao efeito gerado pela elevação da energia de compactação, permitiu evidenciar, em resumo, os seguintes aspectos:

- a) Impacto pouco representativo no ψ_1 , não sendo justificável tecer qualquer conclusão acerca do efeito gerado sob esse parâmetro;

- b) Tendência de redução no valor absoluto de ψ_2 , traduzida em uma diminuição na influência estatística da tensão confinante na resposta plástica dos materiais, com destaque desse efeito sob o SA;
- c) Clara redução no valor absoluto de ψ_3 , de modo significativo para os três solos residuais, expressando um efeito de atenuação na influência estatística da tensão desvio sob o acúmulo de DP;
- d) Quanto ao ψ_4 , notou-se uma variação inexpressiva no caso do SB, porém significativa para os solos AS e SA, refletindo em um aumento na influência estatística do número de ciclos sob a evolução das deformações plásticas.

Em geral, constatou-se que o aumento da energia de compactação tendeu a resultar em uma redução no efeito estatístico do estado de tensões (σ_3 e σ_d) sob a resposta plástica dos materiais, similar ao impacto observado para a resposta resiliente. Apesar de relevante, destaca-se que tal inferência se restringe aos três solos residuais aqui avaliados, ou seja, uma melhor compreensão e validação desse comportamento exigiria a aplicação da mesma análise considerando um conjunto maior dados experimentais provenientes de diferentes tipos de materiais.

Figura 81 – Variação dos coeficientes de regressão do modelo de Guimarães (2009) em função da energia de compactação para os três solos em estudo



Em conclusão, a Tabela 24 apresenta uma síntese, em termos numéricos, das quatro análises abordadas com relação ao efeito da energia de compactação na deformação permanente dos solos avaliados experimentalmente. Ademais, vale salientar que esse impacto positivo gerado pelo incremento da energia empregada na compactação, aqui evidenciado a partir de diferentes perspectivas, também já foi relatado em outros estudos envolvendo diversos tipos de materiais para pavimentação, cabendo citar: Allen (1973), Thom e Brown (1988), Silva (2003), Hoff *et al.* (2004), Fernandes (2004), Leite (2007), Zago (2016), Lima *et al.* (2018), Lima (2020) e Pascoal (2020).

Tabela 24 – Síntese das análises acerca do efeito da energia de compactação na DP dos três solos em estudo

Análise	Parâmetros	Solo - Energia de compactação					
		AS - EN	AS - EI	SA - EN	SA - EI	SB - EN	SB - EI
Diagramas de Caixa	Limite superior	5,313%	0,937%	1,686%	0,360%	1,163%	0,283%
	Terceiro quartil	0,853%	0,205%	0,344%	0,169%	0,230%	0,088%
	Mediana	0,242%	0,138%	0,209%	0,117%	0,102%	0,065%
	Primeiro quartil	0,159%	0,095%	0,106%	0,080%	0,058%	0,046%
	Limite inferior	0,0004%	0,0007%	0,0014%	0,0012%	0,0016%	0,0004%
Redução Média x Par de Tensões	$\varepsilon_{p(N=145.000)}$ (%)	Δ absoluto	0,74		0,32		0,23
		Δ relativo	46,7		43,9		50,0
	ε_{pi} (%)	Δ absoluto	0,74		0,30		0,15
		Δ relativo	55,7		45,3		42,2
	TDP (%) (10^{-6})	Δ absoluto	0,041		0,130		0,506
		Δ relativo	21,4		50,4		51,4
Classificação Teoria do <i>Shakedown</i> x Par de Tensões $\sigma_3 \times \sigma_d$ (kPa)	40 x 40	A	A	A	A	A	A
	40 x 80	A	A	A	A	A	A
	40 x 120	A	A	B	A	A	A
	80 x 80	A	A	A	A	A	A
	80 x 160	A	A	B	A	A	A
	80 x 240	A	A	B	A	B	A
	120 x 120	A	A	A	A	A	A
	120 x 240	AB	A	B	A	B	A
120 x 360	C	A	B	B	C	B	
Coeficientes de Regressão Modelo Guimarães (2009)	ψ_1	0,024	0,019	0,007	0,016	0,012	0,006
	ψ_2	1,065	0,957	-2,495	-0,449	0,804	-0,377
	ψ_3	3,247	1,882	3,742	0,872	1,561	0,996
	ψ_4	0,100	0,116	0,106	0,170	0,204	0,201

4.2.2 Ensaio em multiestágios

Neste item são apresentados e discutidos os resultados obtidos a partir dos ensaios de DP-ME. Quanto à sua estruturação, optou-se por uma abordagem mais sucinta no estudo dos dados experimentais alcançados, uma vez que diversos aspectos relativos ao comportamento plástico dos solos já foram explorados de maneira bastante ampla no conjunto de análises adotadas para os resultados dos ensaios de DP-EU. Desse modo, a avaliação dos resultados de DP-ME foi realizada sob uma perspectiva predominantemente gráfica e também pela modelagem da DP a partir da abordagem do *time-hardening*, dando-se um enfoque maior na verificação da viabilidade desse procedimento e na relação do comportamento plástico, e também elástico, dos materiais com o número de ciclos de carga e com o estado e histórico de tensões impostos.

Uma síntese dos resultados experimentais alcançados com relação às variáveis controláveis consideradas pode ser encontrada no Apêndice J, contendo, fundamentalmente, a evolução da deformação permanente e do MR no decorrer dos ensaios em função do número de ciclos, tendo em conta os nove pares de tensões adotados para cada solo, compactados unicamente na EN. Destaca-se ainda que, conforme já exposto no item 3.3.1, os parâmetros obtidos para os três CPs moldados para os ensaios de DP-ME são apresentados em tabela no Apêndice B, assim como os índices físicos ótimos de compactação, a fins de comparação com aqueles atingidos nas amostras.

4.2.2.1 Análise gráfica do acúmulo de DP

Primeiramente, objetivando-se uma visualização mais abrangente e tangível dos resultados, nas Figuras 82 a 84 são demonstradas graficamente as curvas representativas do acúmulo da deformação axial permanente (ϵ_p) no transcorrer dos ensaios em função do número de ciclos de carga (N) aplicado e do par de tensões ($\sigma_3 \times \sigma_d$) atuante, para os três solos residuais compactados unicamente na EN. Destaca-se que fica evidente nos gráficos o esperado formato de “escada” nas curvas de evolução da DP frente aos diferentes estados de tensões sequencialmente impostos durante o ensaio de DP-ME, conforme abordado no item 2.6.1. Cabe lembrar que essa propriedade dos referidos gráficos ($\epsilon_p \times N$) representa, provavelmente, o principal ganho, em termos de dados experimentais, visado e alcançado a partir dos ensaios de DP quando executados em multiestágios, uma vez que, de certa forma, retrata-se a resposta plástica dos materiais diante de um cenário mais condizente com a realidade no âmbito da estrutura de um pavimento, o qual fica sujeito a diversos níveis de tensões durante sua vida útil.

Referente à influência do estado de tensões na resposta plástica dos materiais em estudo, fica evidente nos gráficos $\epsilon_p \times N$, assim como já constatado nos ensaios de DP-EU, a relevante significância desse efeito (principalmente com relação à tensão desvio), a qual já pode ser considerada uma unanimidade no estudo do comportamento mecânico de solos e agregados para pavimentação. Contudo, os ensaios de DP-ME abrangem um segundo fator fundamental no entendimento de seus resultados e no estudo de materiais para pavimentação como um todo – o histórico de tensões e seu respectivo efeito sob a resposta plástica. Dito isso, acerca dessa influência do histórico de tensões, cabe ressaltar:

- a) Evidencia-se, a partir da análise da evolução da curva de acúmulo de DP pela contribuição dos diferentes estágios/pares de tensões impostos, um claro efeito do histórico de tensões na DP gerada em um determinado estágio, tendo em conta as deformações já acumuladas nos estágios anteriores. Ou seja, certos níveis de tensões, como por exemplo o par de tensões 120 x 240, que tenderiam a gerar um significativo acúmulo de DP no material, proporcionaram de fato um acréscimo bastante reduzido em função das deformações já acumuladas nos estágios anteriores. Esse aspecto corrobora, de certa forma, o conceito do *time-hardening*, adotado na modelagem dos resultados de DP-ME;
- b) Sendo feita uma comparação com os resultados de DP-EU, constatou-se que para o SA-EN e o SB-EN o efeito do histórico de tensões foi equivalente ao constatado por Brown e Hyde (1975), ou seja, a deformação permanente resultante de um aumento sucessivo no nível de tensões foi consideravelmente menor do que a deformação resultante da aplicação direta do maior nível de tensões considerado. Contudo, para o AS-EN esse efeito não foi evidenciado, com os resultados de DP-ME, na realidade, indicando um maior acúmulo de deformação permanente.

No que tange ao desempenho exposto pelos solos quanto à resistência à DP, a avaliação se limitou, sob uma abordagem unicamente gráfica, à comparação da amplitude das respostas plásticas dos materiais entre si. Desse modo, de maneira geral, verificou-se, assim como constatado nos resultados de DP-EU, um melhor desempenho do SB, seguido do SA e, por fim, do AS, sendo que o material AS-EN foi o único a alcançar uma DP acumulada acima de 5%, valor esse considerado em alguns métodos como critério de limite/ruptura da camada, como é o caso do MeDiNa.

Figura 82 – Resultados dos ensaios de DP-ME para o AS-EN

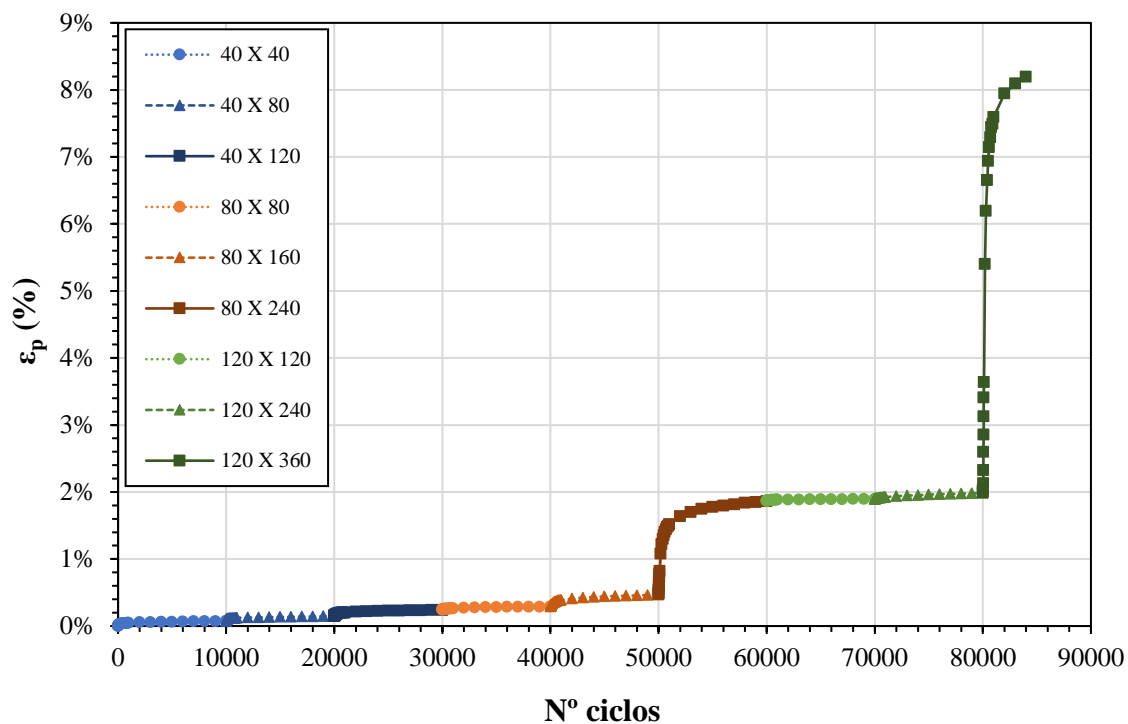


Figura 83 – Resultados dos ensaios de DP-ME para o SA-EN

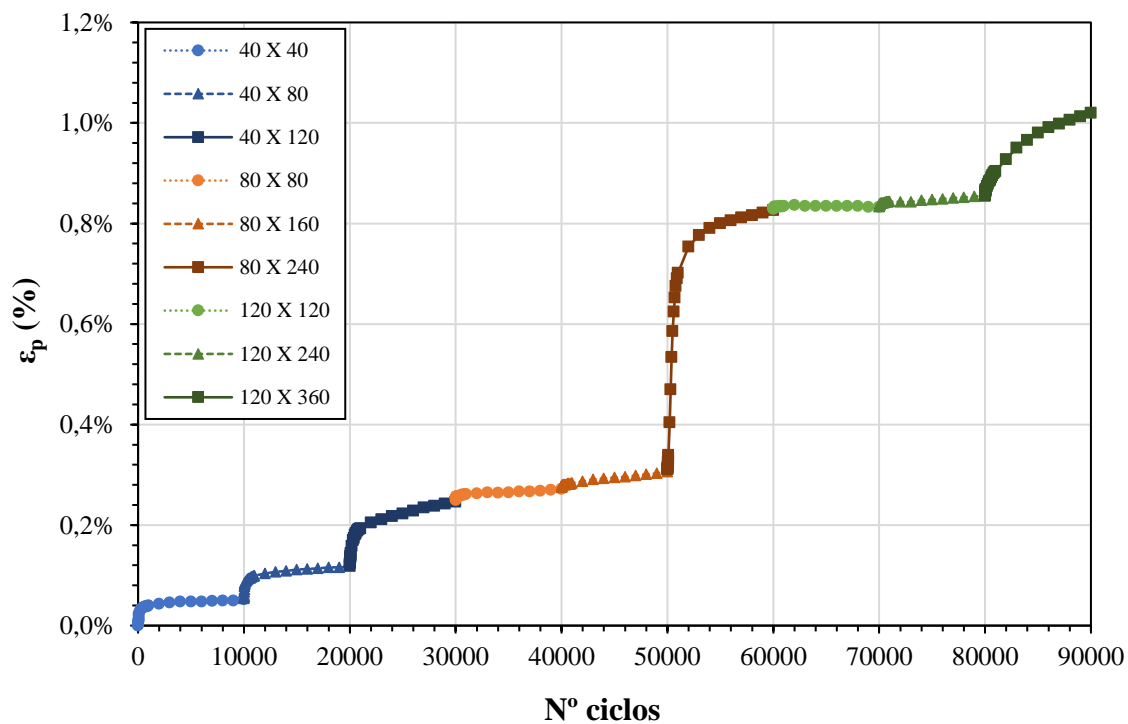
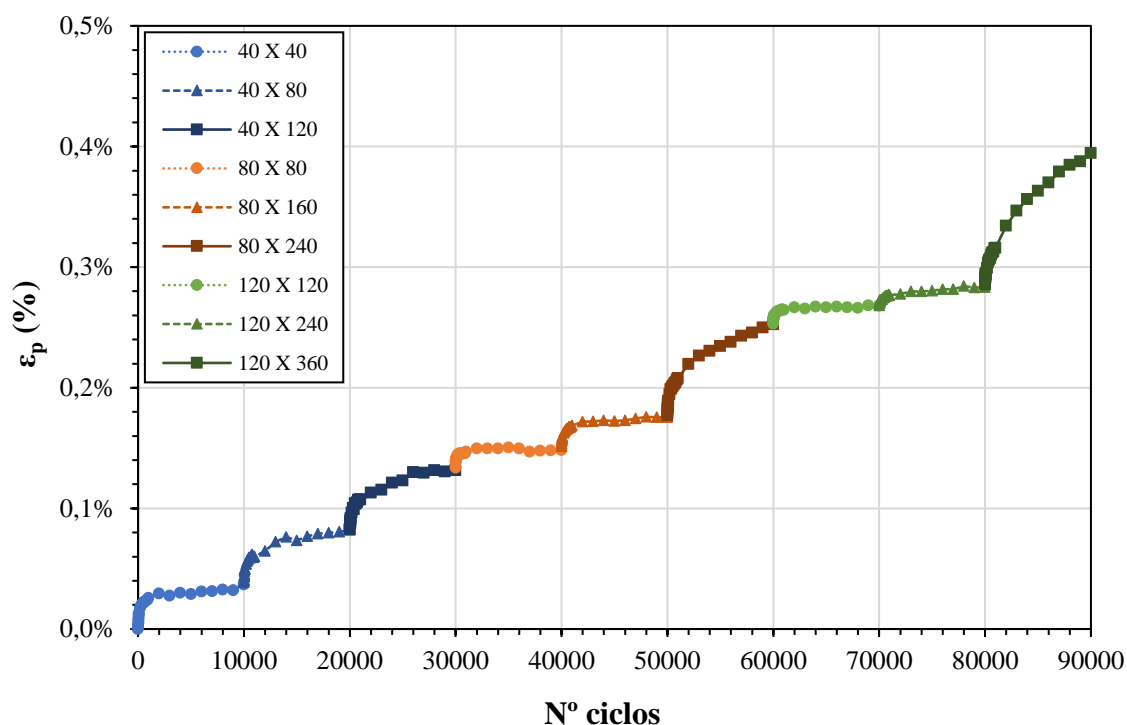


Figura 84 – Resultados dos ensaios de DP-ME para o SB-EN



4.2.2.2 Análise gráfica da evolução do MR

Conforme descrito no item 3.3.3, durante os ensaios de deformação permanente foi realizado também o acompanhamento, por meio de dois LVDTs internos, dos deslocamentos elásticos gerados pelos carregamentos impostos aos corpos de prova. Desse modo, conseguiu-se analisar a evolução do MR dos solos em função do número de ciclos de carga, permitindo, assim, a verificação de tendências na variação da resposta elástica do material, refletindo uma possível elevação, estabilidade ou, até mesmo, perda de rigidez diante da aplicação de carregamentos cíclicos. Dito isso, nas Figuras 85 a 87 são demonstradas graficamente as curvas representativas da evolução do módulo de resiliência (MR) no transcorrer dos ensaios de DP-ME, em função do número de ciclos de carga (N) e do par de tensões ($\sigma_3 \times \sigma_d$), para os três solos compactados unicamente na EN.

Figura 85 – Evolução do MR nos ensaios de DP-ME para o AS-EN

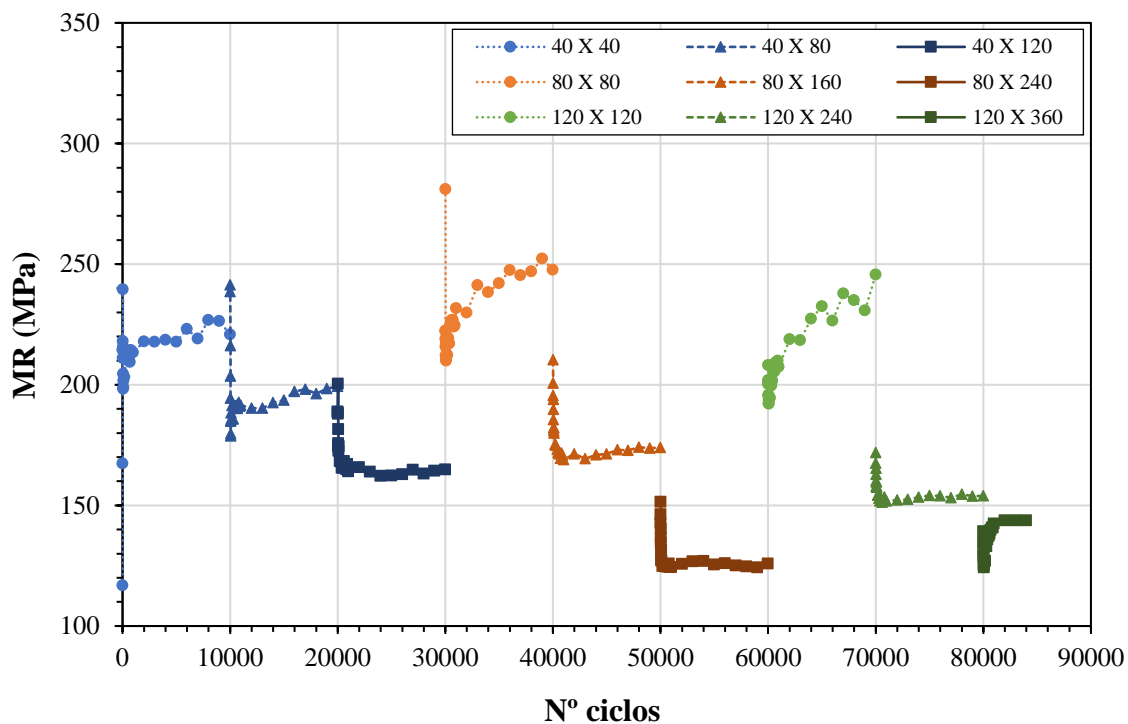


Figura 86 – Evolução do MR nos ensaios de DP-ME para o SA-EN

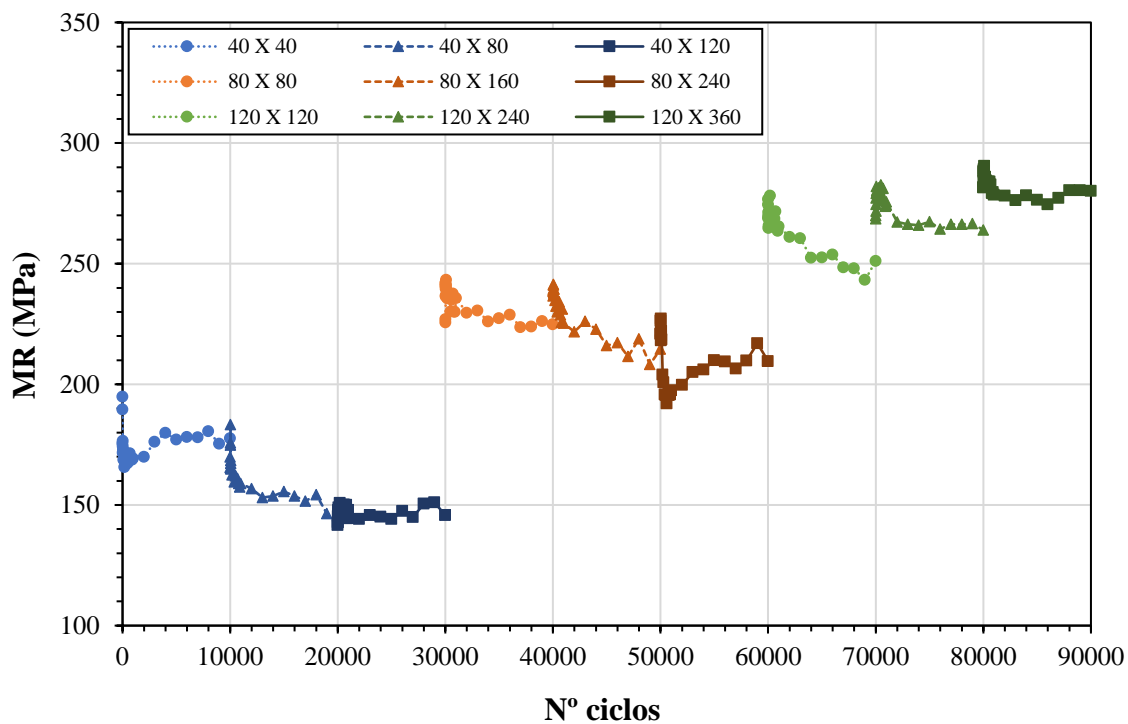
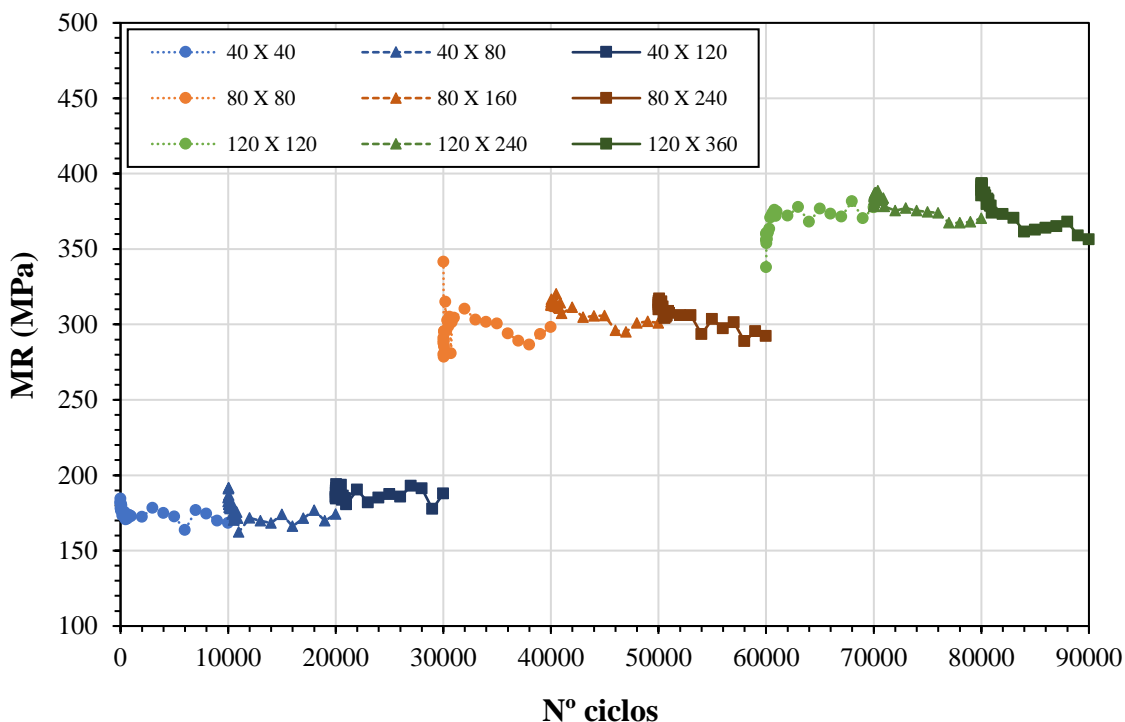


Figura 87 – Evolução do MR nos ensaios de DP-ME para o SB-EN



4.2.2.3 Ajuste de modelos de regressão

Conforme já exposto, um dos objetivos específicos desta pesquisa foi verificar a viabilidade da modelagem da DP em ensaios triaxiais de cargas repetidas realizados em multiestágios a partir da inclusão do conceito do *time-hardening* (MONISMITH *et al.*, 1975; LYTTON *et al.*, 1993; GIDEL *et al.*, 2001), tendo como principal referência a abordagem proposta por Erlingsson e Rahman (2013). Segundo relatado no item 2.6.3.2, como exemplos do emprego dessa abordagem, podem ser citados os estudos de Rahman e Erlingsson (2014), Salour e Erlingsson (2015) e Tang *et al.* (2017), os quais obtiveram sucesso na modelagem por meio da metodologia proposta. A qualidade dos ajustes, porém, se mostrou inerente ao modelo adotado e ao tipo de material analisado, entre outros fatores. Desse modo, apesar dos promissores resultados alcançados até então, os estudos ainda são poucos, sendo necessária a validação do procedimento a partir de uma variedade mais ampla de modelos e materiais, inclusive solos e agregados típicos do Brasil. Dito isso, neste item são abordados os dados obtidos a partir da aplicação dessa metodologia na modelagem dos resultados de DP-ME para os três solos residuais em estudo, compactados na EN.

Na Tabela 25 é apresentada uma síntese dos parâmetros obtidos para cada modelo considerado, além dos valores de coeficiente de determinação (R^2 e R^2_{aj}) e erro padrão (S_e) alcançados. Ressalta-se que se optou por empregar nessa análise somente os modelos de Guimarães (2009) e Gu *et al.* (2016), tendo em vista que esses apresentaram um desempenho de destaque diante dos demais no que se refere ao poder explicativo. Para isso, realizou-se a adaptação desses segundo a abordagem do *time-hardening*, conforme descrito no item 2.6.3.2, sendo os modelos resultantes apresentados nas Equações 12 a 15. De posse dos modelos adaptados, os ajustes foram primeiramente realizados por meio do método dos mínimos quadrados com o auxílio da ferramenta *Solver* do programa computacional *Microsoft Excel*, a partir do qual estimou-se também os valores de R^2 e R^2_{aj} . A fins de validação da rotina de cálculos praticada e dos modelos encontrados, também se efetuou os ajustes através de ferramenta específica do programa estatístico *Minitab*, o qual fornece, em vez do R^2 , o valor obtido de S_e na regressão não-linear múltipla como estimativa do seu desempenho, segundo os conceitos já abordados no item 4.1.2. Ainda referente aos procedimentos adotados nessa etapa de modelagem dos resultados de DP-ME, cabe destacar os seguintes aspectos:

- a) Foram incorporados nos ajustes por regressão os valores de ε_p obtidos para 28 níveis estabelecidos de N ciclos de carga durante cada um dos 9 estágios aplicados em sequência no ensaio de DP-ME, totalizando 252 dados relativos a cada solo, compactados unicamente da EN;
- b) As unidades de medida adotadas para as variáveis em cada modelo foram definidas com base na literatura, estando resumidas na Tabela 20 (item 4.2.1.3);
- c) Cabe lembrar que o modelo de Gu *et al.* (2016) engloba os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais, obtidos por meio do ensaio de cisalhamento direto para os solos deste trabalho compactados, contudo, somente na EN, conforme valores indicados a seguir:

$$\text{AS-EN: } \phi' = 33,9^\circ / c' = 23,0;$$

$$\text{SA-EN: } \phi' = 30,5^\circ / c' = 11,2;$$

$$\text{SB-EN: } \phi' = 49,8^\circ / c' = 4,5.$$

Nas Figuras 88 a 90 são apresentados os gráficos contendo os resultados experimentais e as respectivas curvas de acúmulo de DP geradas pela calibração de ambos os modelos a partir da abordagem do *time-hardening*, para os três solos residuais compactados na EN. A Figura 91 apresenta os gráficos contendo os dados observados em relação aos modelados juntamente à reta de igualdade para os modelos de Guimarães (2009) e Gu *et al.* (2016), respectivamente, em duas escalas diferentes. Sobretudo, constata-se o elevado poder explicativo exibido por ambos os modelos, traduzido na significativa aderência entre os dados observados e modelados.

Tabela 25 – Síntese da modelagem dos resultados de DP-ME a partir da abordagem do *time-hardening* para os três solos compactados na EN

Modelo	Parâmetro	Solo - Energia de compactação		
		AS - EN	SA - EN	SB - EN
$\varepsilon_p = \psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{p_0}\right)^{\psi_2} \left(\frac{\sigma_d}{p_0}\right)^{\psi_3} N^{\psi_4}$ (GUIMARÃES, 2009)	ψ_1	0,002	0,018	0,008
	ψ_2	-0,805	-1,168	-0,233
	ψ_3	5,238	2,425	1,058
	ψ_4	0,233	0,153	0,260
	R ²	96,6%	96,0%	99,5%
	R ² aj	96,6%	95,9%	99,5%
	S (%)	0,312	0,068	0,007
$\varepsilon_p = \varepsilon_0 e^{-\left(\frac{p}{N}\right)^\beta} \left(\frac{\sqrt{J_2}}{p_0}\right)^m \cdot \left(\frac{\alpha I_1 + K}{p_0}\right)^n (p_0)^{-(m+n)}$ (GU <i>et al.</i> , 2016)	ε_0	3,12E+07	4,718	1,161
	ρ	138.022	240.233	81.884
	β	0,116	0,114	0,027
	m	1,956	2,061	-0,331
	n	2,751	-0,884	1,684
	R ²	95,0%	96,0%	95,4%
	R ² aj	94,9%	95,9%	95,3%
S (%)	0,368	0,069	0,021	

Figura 88 – Representação gráfica da modelagem dos resultados de DP-ME a partir do *time-hardening* para o AS-EN

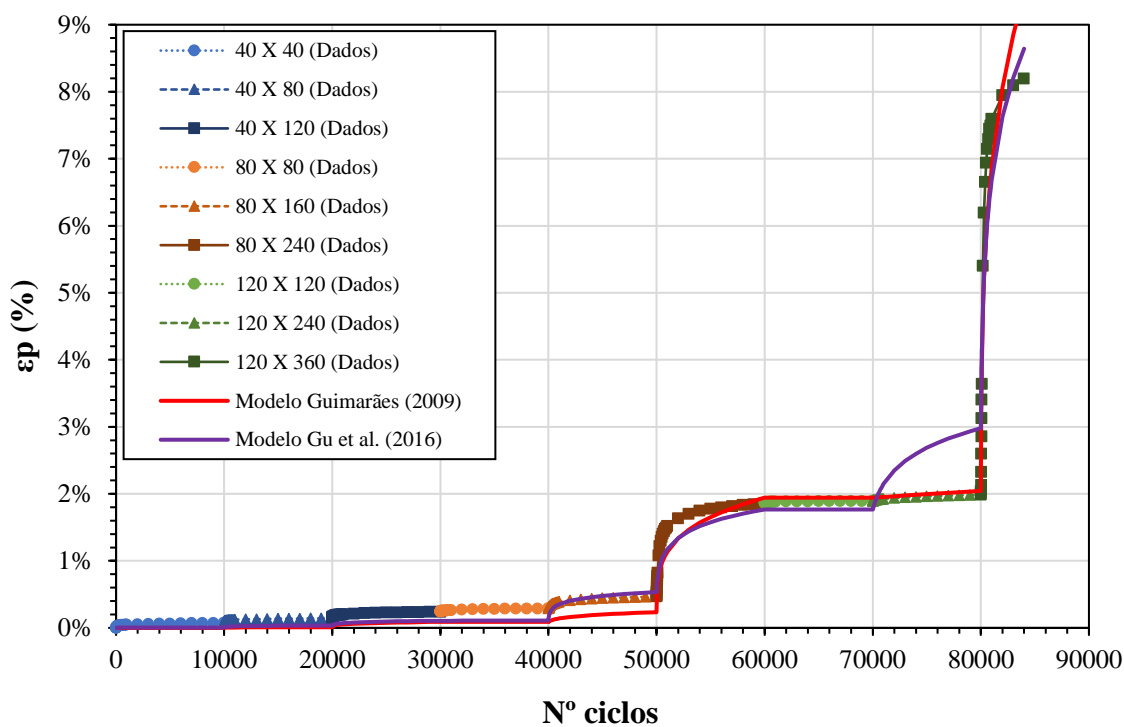


Figura 89 – Representação gráfica da modelagem dos resultados de DP-ME a partir do time-hardening para o SA-EN

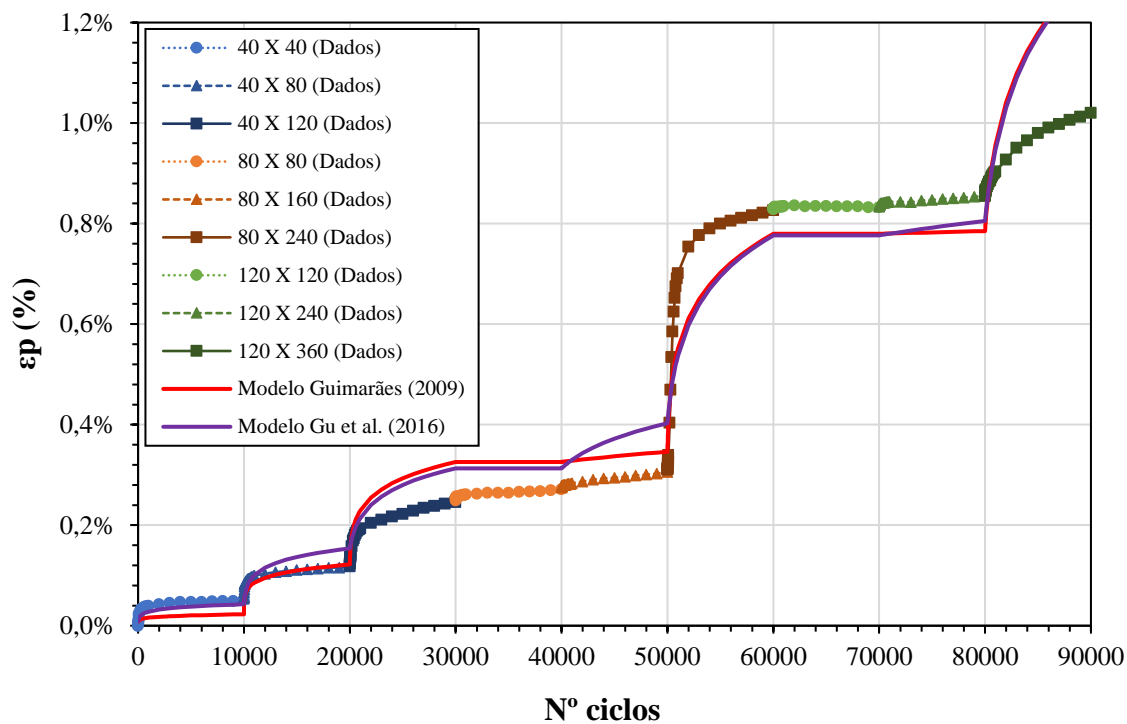


Figura 90 – Representação gráfica da modelagem dos resultados de DP-ME a partir do time-hardening para o SB-EN

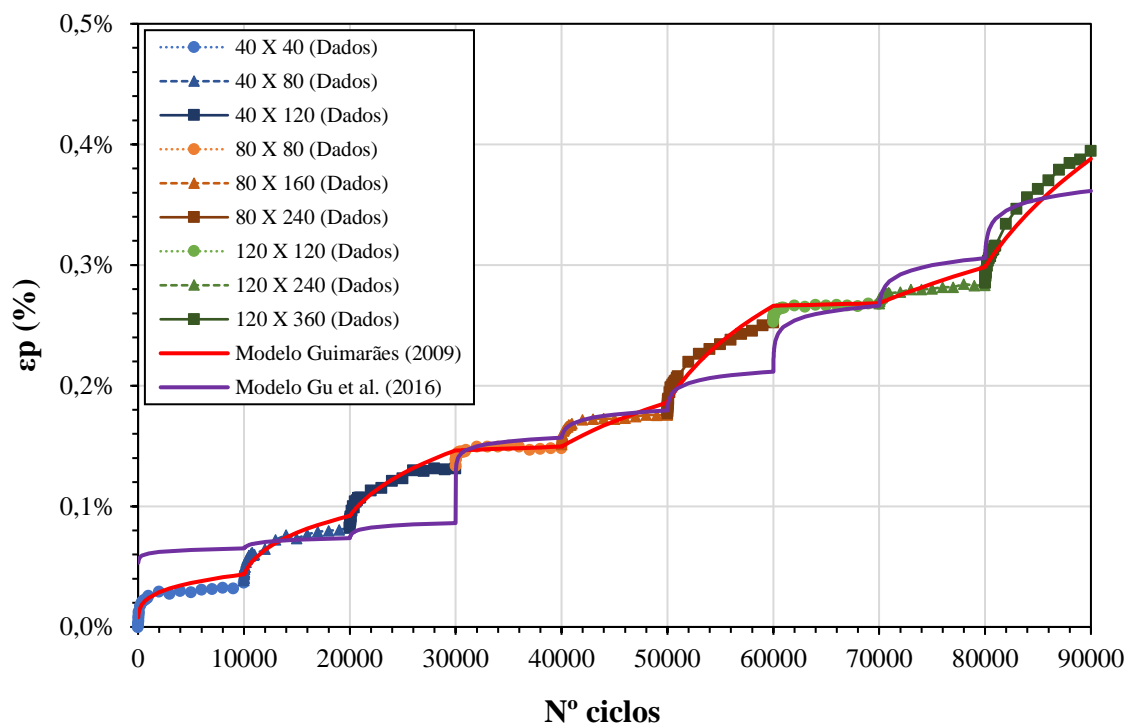
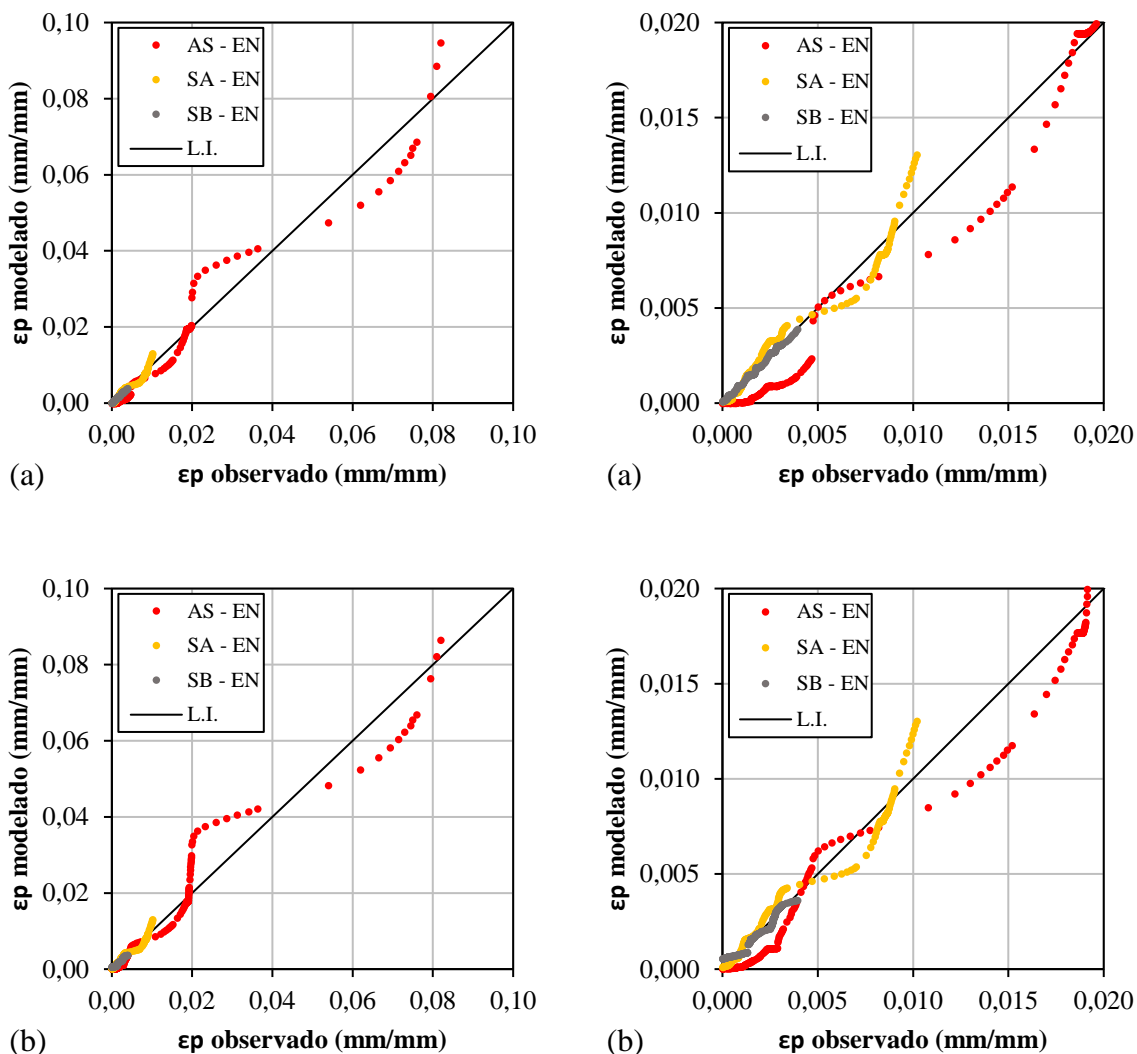


Figura 91 – Gráficos de comparação entre dados observados vs modelados para os resultados de DP-ME: modelos de (a) Guimarães (2009) e (b) Gu *et al.* (2016)



Por fim, cabe ressaltar que, de uma maneira ampla, conseguiu-se gerar, a partir dos resultados de DP-ME e da abordagem do *time-hardening*, modelos de expressiva qualidade preditiva, evidenciada não somente pelos notáveis parâmetros estatísticos obtidos, mas também pela perceptível aderência entre os dados observados e modelados, constatada a partir dos gráficos das Figuras 88 a 91. Logo, assim como constatado por Rahman e Erlingsson (2014), Salour e Erlingsson (2015) e Tang *et al.* (2017), a abordagem do *time-hardening* se mostrou uma promissora e efetiva ferramenta na modelagem dos resultados de DP-ME. Contudo, destaca-se que um próximo passo importante nesse âmbito é o estudo sob uma perspectiva conjunta de ambos os resultados de DP-EU e DP-ME, buscando uma melhor compreensão dos diversos conceitos envolvidos, principalmente com relação ao complexo efeito do histórico de tensões.

4.3 ANÁLISES COMPLEMENTARES

A título de complementação e exploração de alguns tópicos da presente pesquisa, foram desenvolvidas mais duas análises, as quais são detalhadas nos itens a seguir.

4.3.1 Modelagem do MR a partir dos diferentes ensaios

Buscando-se explorar melhor as possibilidades quanto à modelagem do MR com relação aos diferentes ensaios triaxiais cíclicos realizados nesta pesquisa, decidiu-se elaborar uma análise comparativa entre os dados experimentais e respectivos modelos obtidos a partir dos ensaios de MR, DP-EU e DP-ME. Em síntese, foram definidos e comparados os seguintes cenários quanto à obtenção dos dados incorporados em cada caso:

- a) Por meio do ensaio convencional de MR, conforme seção 4.1;
- b) Por meio dos ensaios de DP-EU, sendo que os valores de MR foram estimados a partir da média entre os dados coletados entre $N = 1.000$ e 145.000 ciclos de carga para cada um dos 9 ensaios/pares de tensões considerados;
- c) Por meio dos ensaios de DP-ME, sendo que os valores de MR foram estimados a partir da média entre os dados coletados entre $N = 1.000$ e 10.000 ciclos de carga para cada um dos 9 estágios/pares de tensões considerados.

De posse dos dados de MR procedentes de cada um dos três cenários recém descritos, realizou-se a modelagem desses por meio dos métodos já descritos no item 4.1.2. Sendo assim, nas Figuras 92 a 94 são apresentados os gráficos englobando os dados experimentais e os respectivos modelos obtidos a partir de cada ensaio para os três solos residuais compactados na EN. Ainda, no Apêndice K as análises comparativas relativas a cada material são expressas de modo mais detalhado na forma de tabelas e gráficos.

Em suma, para os materiais AS-EN e SA-EN constatou-se uma significativa proximidade entre os dados experimentais e respectivos modelos obtidos pelos três ensaios, não indicando um efeito relevante do histórico de tensões sob a resposta resiliente desses solos nos diferentes cenários. Para o SB-EN, por outro lado, foi evidenciada uma representativa diferença entre os dados e modelos obtidos a partir dos ensaios de DP com relação ao ensaio de MR. Os dados relativos a ambos os ensaios de DP (EU e ME) se mostraram próximos e bastante superiores aos dados do ensaio de MR, indicando um provável efeito de enrijecimento proporcionado pelo efeito contínuo das cargas cíclicas após um grande número de aplicações.

Figura 92 – Análise comparativa dos dados de MR e respectivos modelos obtidos a partir dos ensaios de MR, DP-EU e DP-ME para o AS-EN

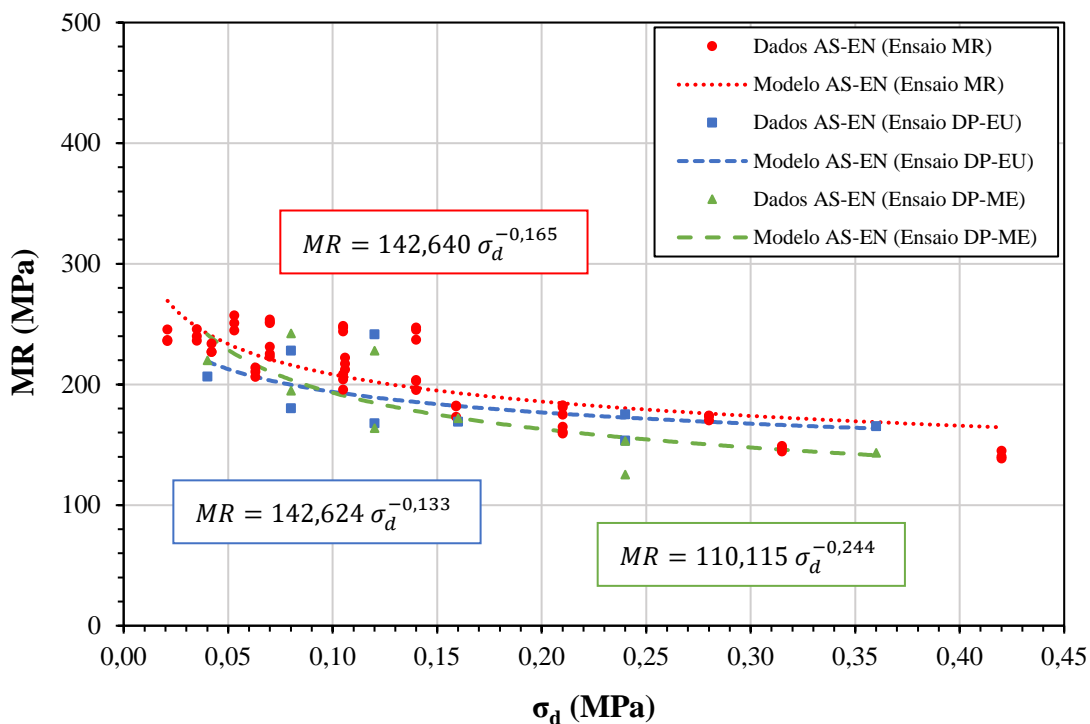


Figura 93 – Análise comparativa dos dados de MR e respectivos modelos obtidos a partir dos ensaios de MR, DP-EU e DP-ME para o SA-EN

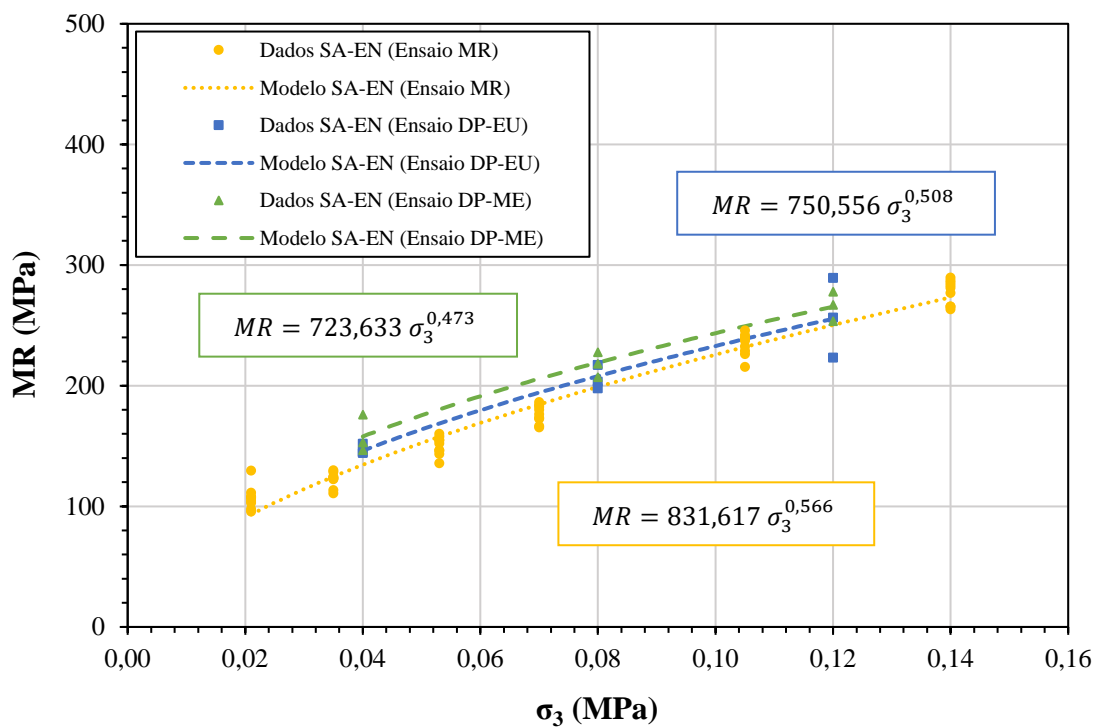
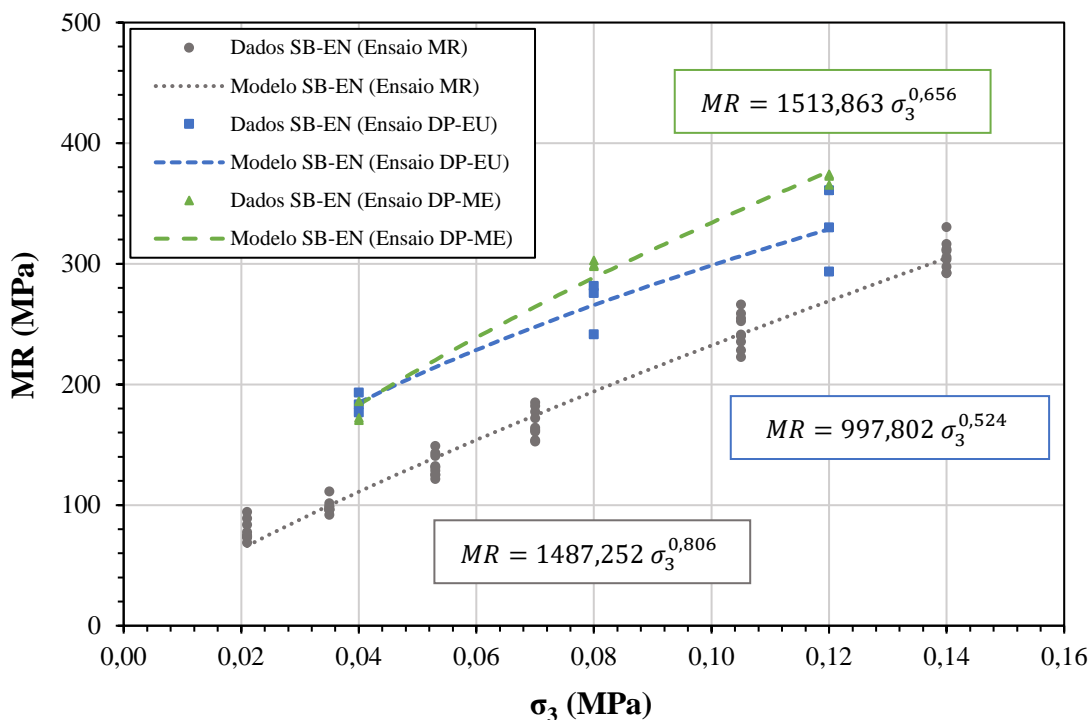


Figura 94 – Análise comparativa dos dados de MR e respectivos modelos obtidos a partir dos ensaios de MR, DP-EU e DP-ME para o SB-EN



4.3.2 Análise do número de ciclos de carga no ensaio de DP-EU

Com o intuito de estudar a viabilidade de uma possível redução no número de ciclos de carga empregado no ensaio de DP-EU, foi elaborada a última análise dessa dissertação, a qual consistiu na calibração do modelo de Guimarães (2009) envolvendo uma variação no número de dados experimentais contemplados pelo ajuste através da redução do número de aplicações, mais especificamente, para $N = 5.000, 10.000, 20.000, 30.000, \dots, 145.000$. De posse dos parâmetros de regressão obtidos para cada uma das calibrações, foram gerados os gráficos apresentados nas Figuras 95 a 97, os quais representam a variação dos parâmetros ψ_1, ψ_2, ψ_3 e ψ_4 diante da redução do número de dados experimentais englobados por N ciclos de carga.

A partir dos gráficos, foi possível evidenciar uma nítida e abrupta mudança nos valores dos parâmetros para $N = 50.000$ ciclos, estendendo-se para todos os conjuntos de solo/energia de compactação considerados. Sendo assim, trata-se de uma constatação bastante relevante, uma vez que sugere, de certa forma, que poderia haver uma redução na rotina do ensaio de 145.000 para 50.000 ciclos sem mudar significativamente o modelo obtido. Contudo, pondera-se a necessidade de estender a análise para uma gama maior de materiais e também modelos.

Figura 95 – Análise do número de ciclos de carga no ensaio de DP-EU - Solo AS

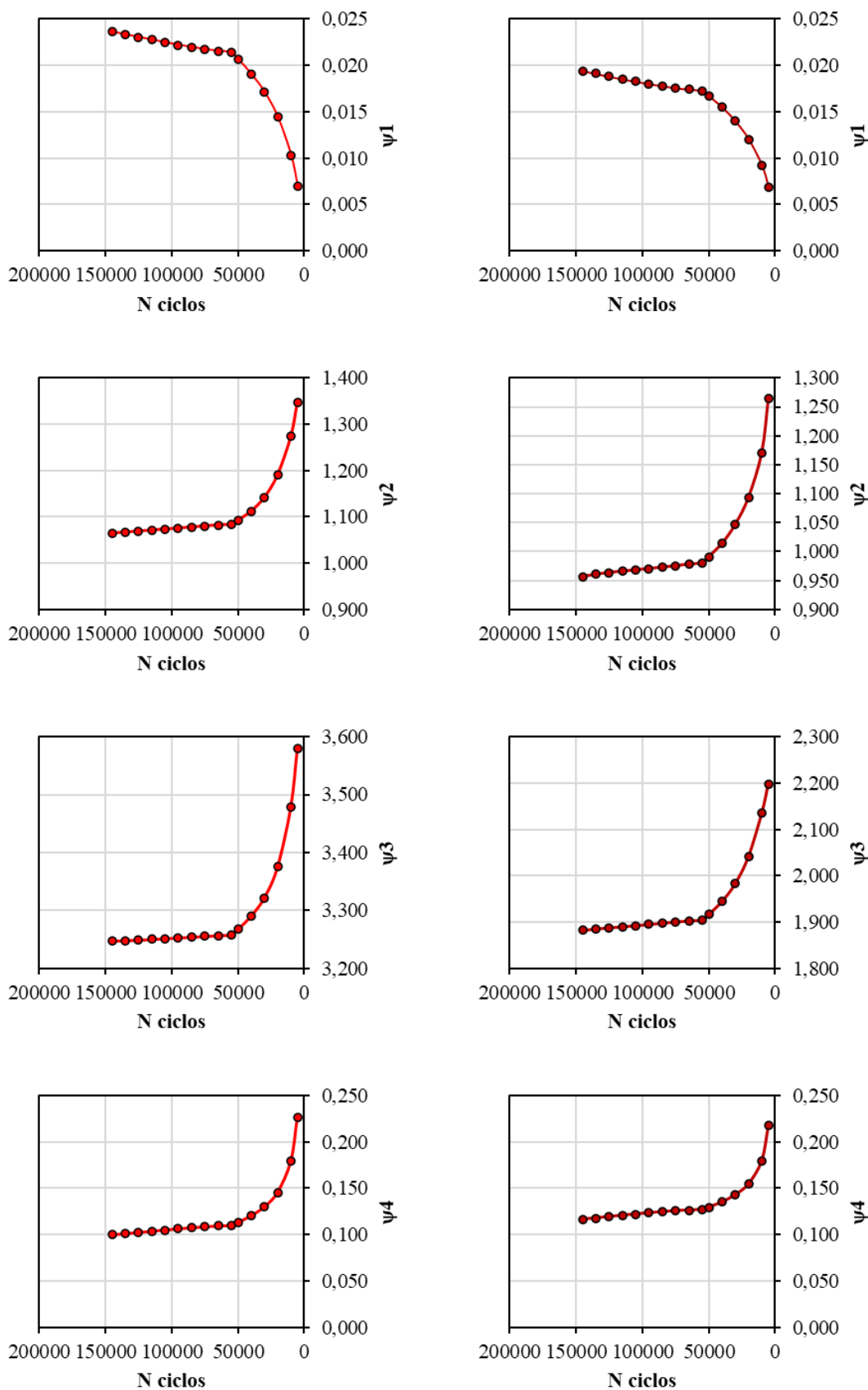


Figura 96 – Análise do número de ciclos de carga no ensaio de DP-EU - Solo SA

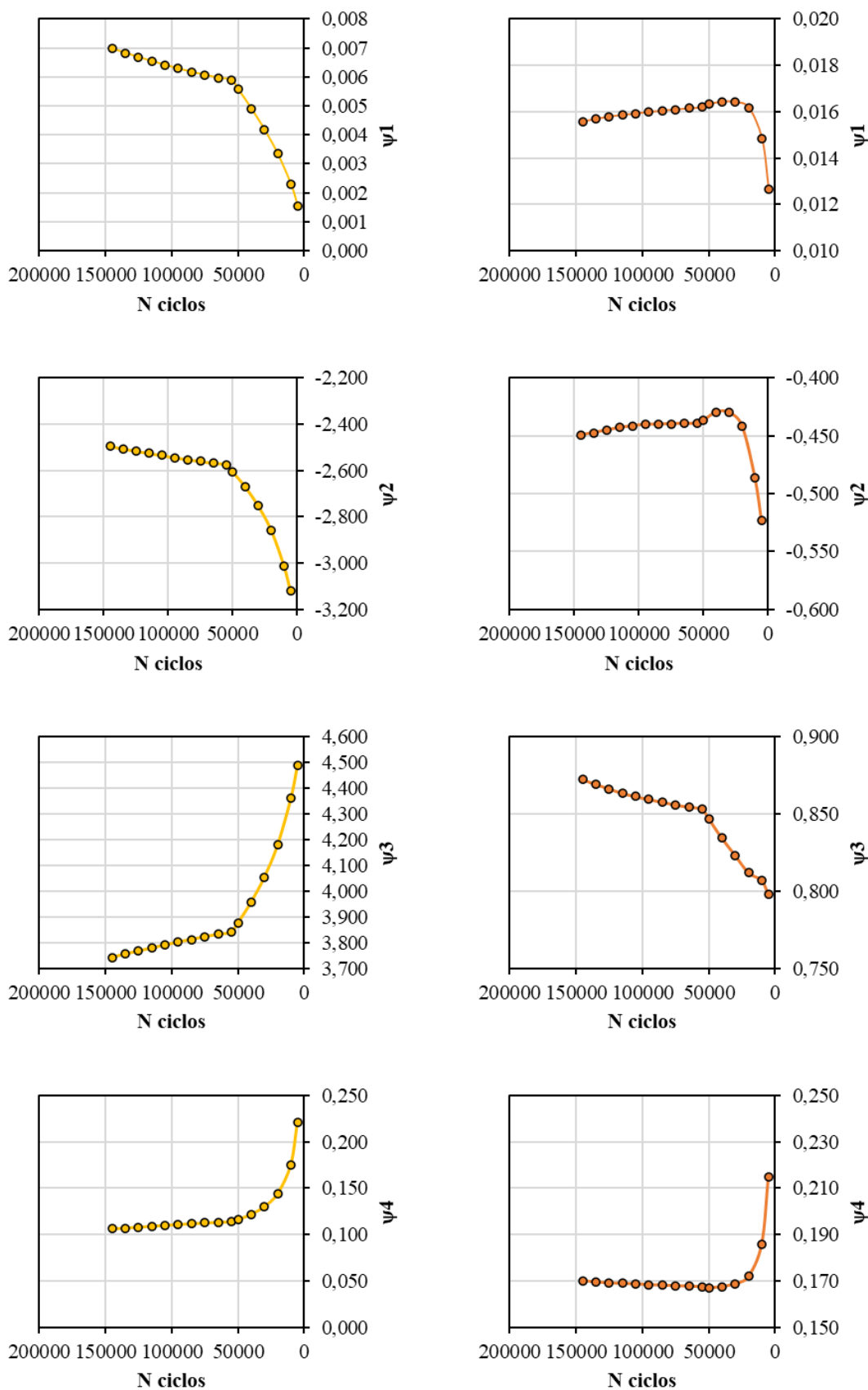
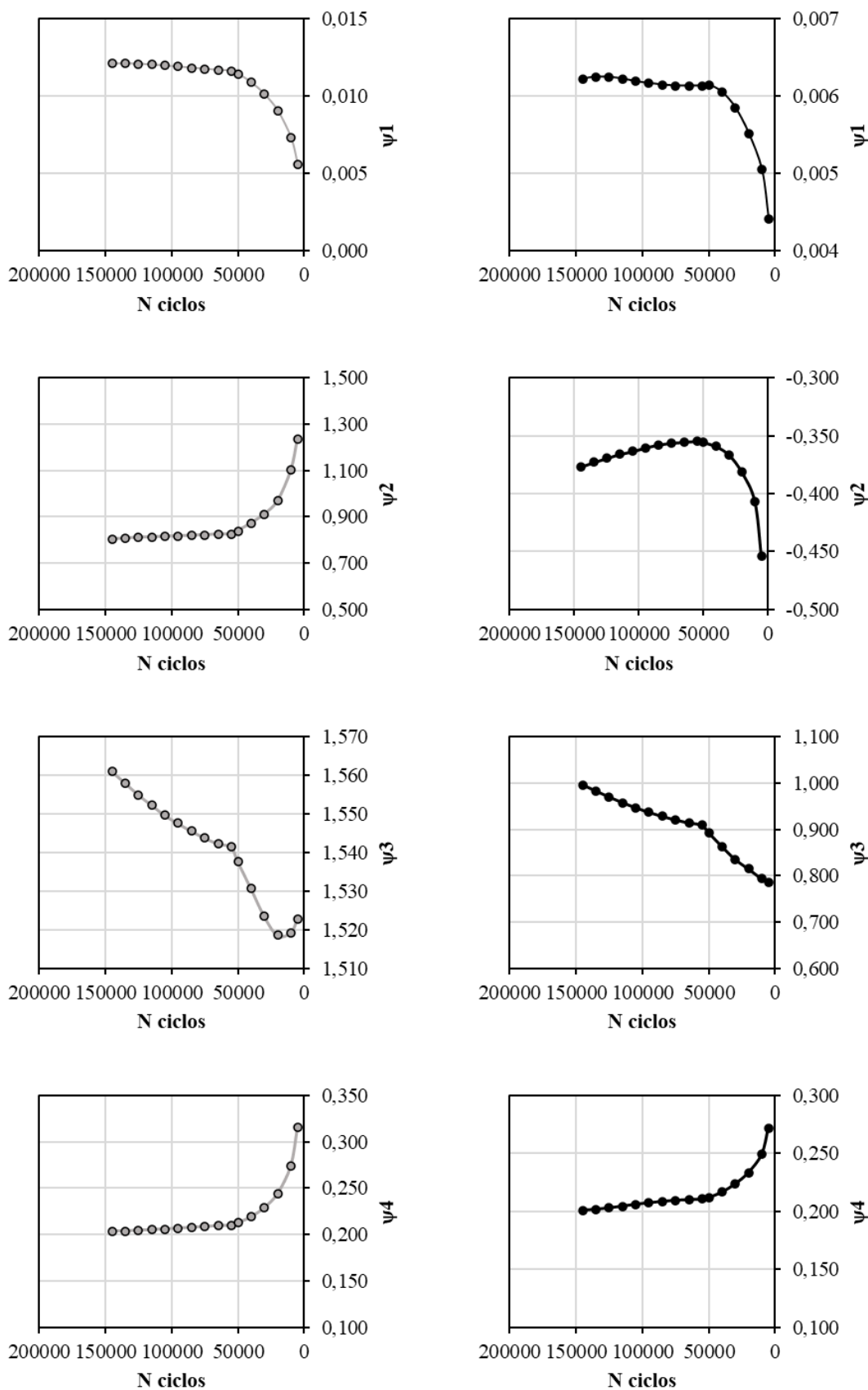


Figura 97 – Análise do número de ciclos de carga no ensaio de DP-EU - Solo SB



5 CONCLUSÕES

A presente dissertação teve como objetivo geral estudar o comportamento mecânico de três solos residuais para emprego em pavimentação, com ênfase na análise das respostas elásticas e plásticas dos materiais a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas. A partir da metodologia proposta, foi possível, primordialmente, expandir a base de dados acerca do comportamento mecânico de materiais para pavimentação, em especial dos solos residuais, tipicamente encontrados e empregados no Brasil, sendo fundamental como contribuição para a evolução dos métodos mecanístico-empíricos de dimensionamento a nível nacional. Além do mais, cabe ressaltar o importante objetivo alcançado de proporcionar uma ampla caracterização mecânica dos três solos residuais, visando fornecer subsídios para análises futuras abrangendo resultados obtidos em ensaios acelerados com o simulador de tráfego nas pistas do LAPAV/UFRGS.

Dito isso, neste capítulo são descritas as principais conclusões obtidas a partir da apresentação e análise dos resultados da pesquisa. Para isso, optou-se pela segmentação do conteúdo em três tópicos, conforme a seguir.

Ensaio de módulo de resiliência:

- a) De modo geral, foram alcançados resultados de MR de significativa qualidade em termos de dispersão. Esse fato foi evidenciado não apenas nos gráficos, traduzido na baixa amplitude de variação apresentada pelos dados experimentais, tendo em vista que os ensaios ocorreram em triplicata, mas também pela avaliação dos coeficientes de variação entre os valores de MR dos 3 CPs, os quais exibiram, majoritariamente, valores inferiores a 5%. Destaca-se que isso pode estar atrelado ao elevado grau de controle e exigência adotado nas etapas de moldagem e execução dos ensaios, possibilitando a contenção de ruídos experimentais e consequente redução da influência desses nos resultados.
- b) Referente à influência do estado de tensões na resposta resiliente dos solos residuais em estudo, constatou-se uma clara associação dessa, conforme já esperado, ao tipo de material sob análise. O solo AS, de caráter argiloso/fino, evidenciou uma relação mais significativa com a tensão desvio (σ_d), apresentando uma redução do MR em função do aumento de σ_d , comportamento típico de materiais ditos coesivos na literatura. Os solos SA e SB, caracterizados por uma granulometria mais grosseira, por outro lado, demonstraram uma forte dependência quanto à tensão confinante (σ_3), com a elevação dessa propiciando um notável aumento na rigidez frente aos carregamentos impostos, aspecto esse representativo de materiais ditos granulares quanto ao comportamento resiliente.

- c) Quanto à modelagem do MR, de uma maneira ampla, conseguiu-se gerar, a partir dos resultados experimentais, modelos de regressão de expressiva qualidade em termos estatísticos, fundamentais na caracterização elástica não-linear dos solos residuais em estudo. Destaca-se que foi constatado um desempenho claramente superior dos modelos composto (MACEDO, 1996) e universal (ARA, 2004) para os diferentes solos e ensaios considerados.
- d) No tocante à qualificação do desempenho quanto ao comportamento elástico dos solos em estudo, essa foi realizada a partir de duas abordagens. Primeiro, segundo a classificação resiliente, proposta por Preussler e Pinto (1982), o solo AS foi definido como de bom comportamento elástico na composição de subleitos ou reforços de subleito, com a possibilidade de emprego em camadas de sub-base. Os solos SA e SB, por outro lado, foram caracterizados como materiais de elevada deformabilidade elástica, não sendo aconselhada a aplicação em camadas de pavimentos, além de constituírem subleitos de desempenho insatisfatório. Na segunda abordagem, foi elaborada uma análise comparativa envolvendo o enquadramento da resposta elástica dos solos em estudo com relação ao amplo banco de dados empregado por Ferreira (2008). Em suma, os três solos, compactados tanto na EN quanto EI, se enquadraram em regiões de MR comuns aos diversos materiais em âmbito nacional.
- e) Evidenciou-se, por meio de diversas análises e perspectivas, que o aumento da energia de compactação, de Normal para Intermediária, gerou um notável crescimento nos valores de MR, observado para os três solos em estudo, além de estender-se para os diferentes níveis de tensões abrangidos pelo ensaio. Além do mais, identificou-se que a diferença absoluta dos valores de MR obtidos entre as duas energias, demonstrou uma certa constância com relação à variação do nível de tensões para ambos AS e SA, enquanto para o SB tendeu a um crescimento a partir do aumento das tensões atuantes.

Ensaio de deformação permanente:

- a) Referente à influência do estado de tensões na DP dos materiais, ficou evidente, sob diversas perspectivas, a sua relevante significância. O efeito da tensão desvio foi o mais notório, sendo que, para uma mesma tensão confinante, o aumento de σ_d (e por consequência de σ_d/σ_3) resultou no acréscimo das deformações permanentes em quase todas as situações analisadas. Quanto à influência da tensão confinante, diferente do constatado para a σ_d , o efeito da σ_3 não foi tão claro e uniforme. De fato, observou-se uma tendência de diminuição da DP em decorrência do aumento de σ_3 (considerando uma σ_d constante). Contudo, esse comportamento não foi unânime, havendo casos em que o efeito foi insignificante ou até mesmo inverso ao esperado.
- b) A partir do acompanhamento dos deslocamentos elásticos durante o ensaio de DP-EU, conseguiu-se analisar a evolução do MR dos solos em função do número de ciclos de carga, buscando verificar possíveis tendências na variação da resposta resiliente dos materiais. Contudo, observou-se comportamentos distintos entre os três materiais em estudo. Em síntese, os solos AS, SA e SB apresentaram tendências, respectivamente, de ganho, estabilização e perda de rigidez no transcorrer dos ensaios.

- c) De uma maneira ampla, conseguiu-se gerar, a partir dos resultados de DP-EU, modelos de expressiva qualidade em termos estatísticos, fundamentais não somente na análise e compreensão do comportamento plástico dos solos residuais em estudo, mas também na modelagem mecanístico-empírica quanto à deformação permanente desses materiais. Ressalta-se que ambos os modelos propostos por Guimarães (2009) e Gu *et al.* (2016) se destacaram diante dos demais quanto à capacidade explicativa média desempenhada.
- d) No tocante à qualificação do comportamento à luz da Teoria do *Shakedown*, constatou-se que os três solos manifestaram um notável desempenho mecânico dentro do espectro de tensões considerado, levando em conta a metodologia proposta por Lima (2020). Em síntese, a resposta plástica dos materiais se enquadrou na região A, ou seja, abaixo do limite de *Shakedown* plástico em 78% dos casos, indicando, com isso, uma marcante tendência de estabilização ou acomodamento no acúmulo de DP para os três solos residuais em estudo.
- e) Quanto aos valores de ϵ_{pi} e TDP, relativos ao ajuste linear da DP, foi constatada uma significativa associação desses ao comportamento dos solos à luz da Teoria do *Shakedown*. Sendo assim, levando em consideração a relevância desse aspecto, foi feita a proposição, na forma de fluxograma, de um novo método de classificação da resposta plástica dos materiais quanto ao *Shakedown*, baseado unicamente nesses dois parâmetros como dados de entrada. Apesar da limitação quanto à pequena base de dados analisada, trata-se de uma concepção bastante relevante, dada a sua fundamentação teórica e simplicidade.
- f) Evidenciou-se, por meio de diversas análises e perspectivas, que o aumento da energia de compactação, de EN para EI, gerou notáveis reduções nos valores de DP acumulada para os três solos residuais em estudo. Contudo, destaca-se que, distintivamente do observado para o MR, o efeito não se estendeu de maneira representativa para todo o espectro de tensões considerado, constatando-se reduções significativas apenas nos pares de tensões mais rigorosos, ou seja, envolvendo maiores deformações plásticas.
- g) Com relação ao efeito do histórico de tensões nos resultados de DP-ME, em primeiro lugar, evidenciou-se, a partir da análise da evolução da curva de acúmulo de DP pela contribuição dos diferentes estágios/pares de tensões impostos, um claro efeito do histórico sob a DP gerada em um determinado estágio, tendo em conta as deformações já acumuladas nos estágios anteriores. Em segundo lugar, a partir da comparação com os resultados de DP-EU, constatou-se que para o SA-EN e o SB-EN o efeito do histórico de tensões foi equivalente ao constatado por Brown e Hyde (1975), ou seja, a deformação permanente resultante de um aumento sucessivo no nível de tensões foi consideravelmente menor do que a deformação resultante da aplicação direta do maior nível de tensões considerado. Contudo, para o AS-EN esse efeito não foi evidenciado, com os resultados de DP-ME, na realidade, indicando um maior acúmulo de deformação permanente.
- h) A partir dos resultados de DP-ME e da abordagem do *time-hardening*, foi viável geral modelos de expressiva qualidade preditiva, evidenciada não somente pelos notáveis parâmetros estatísticos obtidos, mas também pela perceptível aderência entre os dados observados e modelados. Logo, a abordagem do *time-hardening* se mostrou uma promissora e efetiva ferramenta na modelagem dos

resultados de DP-ME. Contudo, destaca-se a importância de um estudo sob uma perspectiva conjunta de ambos os resultados de DP-EU e DP-ME, buscando uma melhor compreensão dos diversos conceitos envolvidos, principalmente com relação ao complexo efeito do histórico de tensões.

Análises complementares:

- a) A partir da análise comparativa relativa à modelagem do módulo de resiliência por meio dos ensaios de MR, DP-EU e DP-ME, constatou-se para os materiais AS-EN e SA-EN uma significativa proximidade entre os dados experimentais e respectivos modelos obtidos pelos três ensaios, não indicando um efeito relevante do histórico de tensões sob a resposta resiliente desses materiais nos diferentes cenários. Para o SB-EN, por outro lado, os dados relativos a ambos os ensaios de DP (EU e ME) se mostraram próximos e bastante superiores aos dados do ensaio de MR, indicando um possível efeito de enrijecimento fornecido pelo efeito das cargas cíclicas após um grande número de aplicações.
- b) Através da análise quanto ao número de ciclos de carga no ensaio de DP-EU, foi possível evidenciar uma nítida e abrupta mudança no valor dos parâmetros do modelo de Guimarães (2009) para $N = 50.000$ ciclos, estendendo-se para todos os conjuntos de solo/energia de compactação considerados. Sendo assim, trata-se de uma constatação bastante relevante, uma vez que sugere, de certa forma, que poderia haver uma redução na rotina do ensaio de 145.000 para 50.000 ciclos sem uma mudança significativa no modelo obtido. Contudo, pondera-se a necessidade de estender a análise para uma gama maior de materiais e também modelos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AHMED, A.; ERLINGSSON, S. Evaluation of permanent deformation models for unbound granular materials using accelerated pavement tests. *Road Materials and Pavement Design*, v. 14, n. 1, p. 178–195, 2013.
- ALLEN, J. The effect of non-constant lateral pressures of the resilient response of granular materials. PhD Thesis - University of Illinois. Urbana, 1973.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO M145-91: Standard Specification for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. Washington, DC: American Association of State and Highway Transportation Officials, 2017.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D2487-17: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). West Conshohocken, PA: American Society Testing and Materials, 2017.
- ARA, Inc. Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures. NCHRP 1-37A Final Report - ERES Consultants Division, Transportation Research Board, National Research Council. Washington D. C., 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6502: Solo – Rochas e solos - Terminologia. Rio de Janeiro, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7182: Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2016.
- AUSTROADS. AG:PT/T053: Determination of permanent deformation and resilient modulus characteristics of unbound granular materials under drained conditions. Sydney, 2007.
- BARKSDALE, R. D. Laboratory evaluation of rutting in base course materials. *Proceedings of the Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*, p. 161–174, 1972.
- BARROSO, J. A.; ANTUNES, F. S.; POLIVANOV, H. Correlações de características genéticas de solos e suas propriedades geotécnicas. *Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia*, 1981.

- BERNARDES, J. A. Desenvolvimento de um equipamento hollow cylinder torsional para solos. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2008.
- BERNUCCI, L. B. Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 237 p., 1995.
- BERNUCCI, L. B. *et al.* Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2010.
- BICA, A. V. D.; BRESSANI, L. A.; VENDRAMIN, D.; MARTINS, F. B.; FERREIRA, P. M. V.; GOBBI, F. Anisotropic shear strength of a residual soil of sandstone. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 45, n. 3, p. 367–376, 2008.
- BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. The measurement of soil properties in the triaxial test. 2 ed. Londres: Edward Arnold Ltd, 1962.
- BORGES, A. B.; BRESSANI, L. A.; NÚÑEZ, W. P. Avaliação dos materiais de jazida para revestimento primário do município de Maquiné-RS e propostas de otimização. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2018.
- BRITO, L. A. T. Design methods for low volume roads. PhD Thesis - Department of Civil Engineering, University of Nottingham. Nottingham, 2011.
- BROWN, S. F. Soil mechanics in pavement engineering. *Géotechnique*, 46, n. 3, p. 383–426, 1996.
- BROWN, S. F.; HYDE, A. F. L. Significance of cyclic confining stress in repeated load triaxial testing of granular material. *Transportation Research Record*, n. 537, p. 49–58, 1975.
- BURMISTER, D. M. Principles and techniques of soil identification. *Proceedings of the Annual Highway Research Board Meeting*, p. 402–434, 1949.
- CEN. EN 13286-7: Unbound and hydraulically bound mixtures - Part 7: Cyclic load triaxial test for unbound mixtures. Brussels, 2004.
- CERATTI, J. A.; GEHLING, W. Y. Y.; NÚÑEZ, W. P. Seasonal variations of a subgrade soil resilient modulus in southern Brazil. *Journal of the Transportation Research Board*, n. 1874, p. 165–173, 2004.
- CHAN, F. W. K. Permanent deformation resistance of granular layers in pavements. PhD Thesis - Department of Civil Engineering, University of Nottingham. Nottingham, 1990.
- COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2006.
- CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. Pesquisa CNT de rodovias 2021: Relatório gerencial. Brasília, 231 p., 2021.

COULON, F. K. Mapeamento geotécnico de Morretes e Montenegro. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1973.

COUTO, J. B. Pavimentação asfáltica com uso de base de solo natural. 37ª Reunião Anual de Pavimentação da ABPv, 2006.

DALLA ROZA, A. E. Contribuição para projeto mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos na região norte do estado do Mato Grosso. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE. Rio de Janeiro, 2018.

DAS, B. M. Fundamentos de engenharia geotécnica. São Paulo: Thomson Learning, 2012.

DAWSON, A. R.; WELLNER, F. Plastic behavior of granular materials. Final Report ARC Project 933 - University of Nottingham. Nottingham, 1999.

DEMUELENAERE, R. G. A.; MOTTA, L. M. G.; MARANGON, M. Aplicações dos conhecimentos da pedologia em diferentes áreas da engenharia. 10º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, 2002.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Publicação IPR - 719: Manual de Pavimentação. 3. ed. Rio de Janeiro: DNIT, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 108/2009-ES: Terraplenagem – Aterros – Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, 2009.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 137/2010-ES: Pavimentação – Regularização do subleito - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 138/2010-ES: Pavimentação – Reforço do subleito. Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 139/2010-ES: Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente – Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 134/2018-ME: Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 179/2018-IE: Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio. Rio de Janeiro, 2018b.

DRUCKER, D. C.; PRAGER, W. Soil mechanics and plastic analysis for limit design. Quarterly of Applied Mathematics, v. 10, n. 2, p. 157–165, 1952.

- EDWARDS, J. P.; THOM, N. H.; FLEMING, P. R. Development of a simplified test for unbound aggregates and weak hydraulically bound materials utilizing the NAT. Proceedings of 6th International Symposium on Unbound Materials in Roads, Nottingham, UK, 2004.
- ERLINGSSON, S.; RAHMAN, M. S. Evaluation of permanent deformation characteristics of unbound granular materials by means of multistage repeated load triaxial tests. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, n. 2369, p. 11–19, 2013.
- ERLINGSSON, S.; RAHMAN, M. S. A model for predicting permanent deformation of unbound granular materials. Road Materials and Pavement Design, v. 16, n. 3, p. 653–673, 2015.
- FARIA, P. D. O. Shakedown analysis in structural and geotechnical engineering. PhD Thesis - Department of Civil Engineering, University of Wales. Swansea, 1999.
- FELTEN, D. Estudo sobre solos arenosos finos lateríticos da planície costeira sul do RS para emprego em pavimentação econômica. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande. Rio Grande, 2005.
- FERNANDES, C. G. Caracterização mecânica de agregados reciclados de resíduos da construção e demolição dos municípios do Rio de Janeiro e de Belo Horizonte para uso em pavimentação. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE. Rio de Janeiro, 2004.
- FERREIRA, J. G. H. M. Elaboração e análise da base de dados de ensaios triaxiais dinâmicos da COPPE/UFRJ. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE. Rio de Janeiro, 2002.
- FERREIRA, J. G. H. M. Tratamento de dados geotécnicos para predição de módulos de resiliência de solos e britas utilizando ferramentas de *data mining*. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE. Rio de Janeiro, 2008.
- FOPPA, D. Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.
- FREIRE, L. R.; CAMPOS, D. V. B.; ANJOS, L. H. C.; ZONTA, E.; PEREIRA, M. G.; BLOISE, R. M.; MOREIRA, G. N. C.; EIRA, P. A. Manual de calagem e adubação do Estado do Rio de Janeiro. Seropédica, RJ: Editora Universidade Rural, 2013.
- GIDEL, G.; HORNYCH, P.; CHAUVIN, J.; BREYSSE, D.; DENIS, A. Nouvelle approche pour l'étude des déformations permanents des graves non traitées à l'appareil triaxial à chargements répétés. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n. 233, p. 5–21, 2001.
- GU, F. *et al.* Development of a new mechanistic empirical rutting model for unbound granular material. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 28, n. 8, 2016.
- GUIMARÃES, A. C. R. Estudo de deformação permanente em solos e Teoria do Shakedown aplicada a pavimentos flexíveis. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em

Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE. Rio de Janeiro, 279 p., 2001.

GUIMARÃES, A. C. R. Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE. Rio de Janeiro, 352 p., 2009.

GUIMARÃES, A. C. R.; MOTTA, L. M. G.; CASTRO, C. D. Permanent deformation parameters of fine – grained tropical soils. *Road Materials and Pavement Design*, v. 20, n. 7, p. 1664–1681, 2018.

HICKS, R. G. Factors influencing the resilient properties of granular materials. PhD Thesis - University of California. Berkley, 1970.

HOFF, I.; BAKLOKK, L. J.; AURSTAD, J. Influence of laboratory compaction method on unbound granular materials. *Proceedings of the 6th International Symposium on Pavements Unbound*, 2004.

HUURMAN, M. Permanent deformation in concrete block pavement. PhD Thesis - Delft University of Technology. Delft, 1997.

HVEEM, F. N. Pavement deflection and fatigue failures. *HRB Bulletin*, n. 114, p. 43–87, 1955.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Folha SH. 22 Porto Alegre e parte das folhas SH. 21 Uruguaiana e SI. 22 Lagoa Mirim: geologia, geomorfologia, pedologia, vegetação, uso potencial da terra. Rio de Janeiro: IBGE, 1986.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Mapa Exploratório de Solos do Estado do Rio Grande do Sul. Rio de Janeiro, 2002.

JOHNSON, K. L. Plastic flow, residual stresses, and shakedown in rolling contact. *Proceedings of the 2nd International Conference on Contact Mechanics and Wear of Rail/Wheel Systems*, 1986.

JOHNSTON, M. G. Desempenho de pavimentos com materiais alternativos do Estado do Rio Grande do Sul. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2010.

KERN, C. Estudo do efeito do grau de saturação no comportamento de solos utilizados em sub-bases de pavimentos delgados. Exame de qualificação (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2019.

KHEDR, S. Deformation characteristics of granular base course in flexible pavement. *Transportation Research Record*, n. 1043, p. 131–138, 1985.

KORKIALA-TANTTU, L. A new material model for permanent deformations in pavements. *Proceedings of the 7th International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields*, 2005.

- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. Soil Mechanics. New York: SI Version, Wiley, 1979.
- LEITE, F. C. Comportamento mecânico de agregado reciclado de resíduo sólido da construção civil em camadas de base e sub-base de pavimentos. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Transportes. São Paulo, 2007.
- LEKARP, F.; RICHARDSON, I. R.; DAWSON, A. Influences of permanent deformation behavior of unbound granular materials. Transportation Research Record, n. 1547, p. 68–75, 1996.
- LEKARP, F.; DAWSON, A. Modelling permanent deformation behavior of unbound granular materials. Construction and Building Materials, v. 12, p. 9–18, 1998.
- LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. State of the art. I: resilient response of unbound aggregates. American Society of Civil Engineers (ASCE) Journal of Transportation Engineering, v. 126, n. 1, 2000a.
- LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. State of the art. II: permanent strain response of unbound aggregates. American Society of Civil Engineers (ASCE) Journal of Transportation Engineering, v. 126, n. 1, p. 76–83, 2000b.
- LI, D.; SELIG, E. Resilient modulus for fine-grained subgrade soils. Journal of Geotechnical Engineering, v. 120, n. 6, p. 939–957, 1994.
- LIMA, C. D. A. de. Estudo da deformação permanente de duas britas graduadas para uso em camadas de pavimentos. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE. Rio de Janeiro, 242 p., 2016.
- LIMA, C. D. A. de. Avaliação da deformação permanente de materiais de pavimentação a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE. Rio de Janeiro, 428 p., 2020.
- LIMA, C. D. A. de.; MOTTA, L. M. G.; GUIMARÃES, A. C. R.; ARAGÃO, F. T. S. Contribution to the study of Brazilian tropical soils as pavement materials. Proceedings of the 13th ISAP (International Society for Asphalt Pavements) Conference on Asphalt Pavements, 2018.
- LOPES JÚNIOR, L. S. Metodologia de previsão do comportamento mecânico de solos tratados com cal. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2011.
- LYTTON, R.; UZAN, J.; FERNANDO, E. G.; ROQUE, R.; HILTUNEN, D.; STOFFELS, S. Development and validation of performance prediction models and specifications for asphalt binders and paving mixes. Report No. SHRP-A-357 - Strategic Highway Research Program, National Research Council. Washington D. C., 1993.
- LYTTON, R. *et al.* Proposed Enhancements to Pavement ME Design: Improved Consideration of the Influence of Subgrade and Unbound Layers on Pavement Performance.

NCHRP Web-Only Document 264 - Transportation Research Board, National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine. Washington D. C., 2019.

MACEDO, J. A. G. de. Interpretação de ensaios defletométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE. Rio de Janeiro, 1996.

MAGALHÃES, A. M. Um estudo dos fatores intervenientes no desempenho de pavimentos flexíveis executados com solos residuais saprolíticos na região sul de Santa Catarina. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2001.

MALYSZ, R. Comportamento mecânico de britas empregadas em pavimentação. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 166 p., 2004.

MALYSZ, R. Desenvolvimento de um equipamento triaxial de grande porte para avaliação de agregados utilizados como camada de pavimentos. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 350 p., 2009.

MARANGON, M. Proposição de estruturas típicas de pavimentos para região de Minas Gerais utilizando solos lateríticos locais a partir da pedologia, classificação MCT e resiliência. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE. Rio de Janeiro, 2004.

MARANGON, M.; MOTTA, L. M. G. Considerações sobre a utilização da pedologia na engenharia geotécnica a partir de um sistema de classificação de solos. 33ª Reunião Anual de Pavimentação da ABPv, p. 140–156, 2001.

MARANGON, M.; MOTTA, L. M. G. Aplicação dos conhecimentos de pedologia em diferentes áreas de engenharia. 10º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, 2002.

MARIA, R. P. Estudo das propriedades e principais fatores que influenciam o comportamento resiliente e a deformação permanente de misturas de solo-agregado granítico. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 229 p., 2021.

MARTINS, F. B. Investigação do comportamento mecânico de um solo naturalmente estruturado. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2001.

MARTINS, F. B.; BRESSANI, L. A.; COOP, M. R.; BICA, A. V. D. Some aspects of the compressibility behavior of a clayey sand. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 38, n. 6, p. 1177–1186, 2001.

MARTINS, F. B.; FERREIRA, P. M. V.; FLORES, J. A. A.; BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D. Interaction between geological and geotechnical investigations of a sandstone residual soil. *Engineering Geology*, v. 78, n. 1–2, p. 1–9, 2005.

MATUELLA, M. F. Estudo das deformações permanentes em solos e agregados por meio de ensaios acelerados de pavimentos. Exame de qualificação (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2019.

MEDINA, J. Lateritas e sua aplicação na pavimentação. 2ª Reunião Anual de Pavimentação da ABPv, 1961.

MEDINA, J.; PREUSSLER, E. S. Características resilientes de solos em estudos de pavimentos. Solos e Rochas, v. 3, n. 1, p. 3–26, 1980.

MEDINA, J.; CASTRO, F. J. C. O. Considerações sobre o ensino da pedologia aplicada à engenharia. XXII Congresso Brasileiro de Ciência do Solo, 1989.

MEDINA, J. de; MOTTA, L. M. G. da. Mecânica dos Pavimentos. 3. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2015.

MINISTÉRIO DA FAZENDA. Apresentação: Impacto da greve dos caminhoneiros na economia. Brasília, 2018.

MOHAMMAD, L. N.; HERATH, A.; RASOULIAN, M.; ZHONGJIE, Z. Laboratory evaluation of untreated and treated pavement base materials – repeated load permanent deformation test. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, n. 1967, p. 78–88, 2006.

MONISMITH, C. L.; OGAWA, N.; FREEME, C. R. Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading. Transportation Research Record, n. 537, p. 1–17, 1975.

MOTTA, L. M. G. Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE. Rio de Janeiro, 366 p., 1991.

NERVIS, L. O. Identificação e discussão dos mecanismos de degradação de pavimentos com revestimento primário. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2016.

NEW ZEALAND TRANSPORT AGENCY. NZTA T15:2014 – Specification for repeated load triaxial (RLT) testing for pavement materials. Wellington, 2014.

NOGAMI, J. S. A aplicação da geologia e da pedologia no estudo de solos para pavimentação. SPT n° 42 - DER-SP, 1965.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. Simpósio Brasileiro sobre Solos Tropicais em Engenharia, 1981.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Use of lateritic fine-grained soils in road pavement base courses. Geotechnical & Geological Engineering, v. 9, n. 3–4, p. 167–182, 1991.

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

NORBACK, C. Caracterização do módulo de resiliência e da deformação permanente de três solos e misturas solo-brita. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE. Rio de Janeiro, 161 p., 2018.

NÚÑEZ, W. P. Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Eng. Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1991.

NÚÑEZ, W. P. Análise experimental de pavimentos rodoviários delgados com basaltos alterados. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1997.

PAPPIN, J. W. Characteristics of granular material for pavement analysis. PhD Thesis - Department of Civil Engineering, University of Nottingham. Nottingham, 1979.

PASCOAL, P. T. Estudo da influência da compactação no comportamento resiliente e deformação permanente de solo laterítico do Rio Grande do Sul. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 186 p., 2020.

PAUTE, J. L.; HORNYCH, P.; BENABEN, J. P. Repeated load triaxial testing of granular materials in the French network of Laboratoires des Ponts et Chaussées. Proceedings of the European Symposium Euroflex, p. 53–64, 1996.

PHILPOTTS, A. R.; AGUE, J. J. Principles of igneous and metamorphic petrology. Harlow, UK: Pearson Education, 2009.

PINTO, C. S. Curso básico de Mecânica dos Solos. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PREUSSLER, E. S. Ensaio triaxiais dinâmicos em um solo arenoso. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE. Rio de Janeiro, 141 p., 1978.

PREUSSLER, E. S.; PINTO, S. Proposição de método para projeto de reforço de pavimentos flexíveis, considerando a resiliência. Anais da 17ª Reunião Anual de Pavimentação, 1982.

PRIETTO, P. D. M. Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Eng. Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1996.

PUPPALA, A. J.; SARIDE, S.; CHOMTID, S. Experimental and modeling studies of permanent strains of subgrade soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, p. 1379–1389, 2009.

RAHMAN, M. S. Characterising the deformation behaviour of unbound granular materials in pavement structures. PhD Thesis - Division of Highway and Railway Engineering,

Department of Civil and Architectural Engineering, KTH Royal Institute of Technology. Stockholm, 2015.

RAHMAN, M. S.; ERLINGSSON, S. Predicting permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *International Journal of Pavement Engineering*, v. 16, n. 7, p. 587–601, 2014.

RAHMAN, M. S.; ERLINGSSON, S. A model for predicting permanent deformation of unbound granular materials. *Road Materials and Pavement Design*, v. 16, p. 653–673, 2015.

REDE TECNOLÓGICA DE ASFALTO. Manual de execução de trechos monitorados. Rio de Janeiro: PETROBRAS, 2010.

RIBEIRO, M. M. P. Contribuição ao estudo da deformação permanente dos solos de subleito. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 119 p., 2013.

ROCHA-CAMPOS, A. C.; SANTOS, P. R.; CANUTO, J.R. Sedimentology and stratigraphy of the Gondwana sequence in São Paulo State. *Proceedings of the 7th Gondwana Symposium*, 1988.

RODRIGUES, M. R. Influência da sucção no módulo de resiliência de solos típicos de subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1997.

ROISENBERG, A.; MARQUES, J. C.; BACHI, F. A.; FRANTZ, J. C. Geologia da folha Gravataí SH.22-X-C-V. Brasília: CPRM, 2008.

SALOUR, F.; ERLINGSSON, S. Permanent deformation characteristics of silty sand subgrades from multistage RLT tests. *International Journal of Pavement Engineering*, v. 18, n. 3, p. 236–246, 2015.

SANTANA, H. Os solos lateríticos e a pavimentação. Rio de Janeiro: IME, 1970.

SANTOS, H. G. dos; JACOMINE, P. K. T.; ANJOS, L. H. C. dos; OLIVEIRA, V. A. de; LUMBRERAS, J. F.; COELHO, M. R.; ALMEIDA, J. A. de; ARAUJO FILHO, J. C. de; OLIVEIRA, J. B. de; CUNHA, T. J. F. Sistema brasileiro de classificação de solos. Brasília, DF: Embrapa, 2018.

SANTOS, T. A. dos. A influência da sucção na deformabilidade de subleitos rodoviários: efeitos da variação de umidade, método de compactação e gênese dos solos. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2020.

SANTOS, T. A. dos.; PINHEIRO, R. J. B.; SPECHT, L. P.; BRITO, L. A. T. Análise do desempenho de subleitos rodoviários à luz de conceitos da Mecânica dos Pavimentos. *Matéria (Rio de Janeiro)*, v. 25, 2020.

SCHERER, C. M. S. Eolian dunes of the Botucatu formation (Cretaceous) in Southernmost Brazil morphology and origin. *Sedimentary Geology*, v. 137, p. 63– 84, 2000.

SCHERER, O. L. B.; GODOY, M. M.; PIMENTEL, G. B.; NORONHA, F. L.; RUBBO, M.; LAUX, J. H.; BERGMANN, M.; SARDOU FILHO, R.; CARRION, E. S.; RODRIGUES, J. S. Projeto materiais de construção da região metropolitana de Porto Alegre. Porto Alegre: CPRM, 2016.

SEED, H. B.; FEAD, J. W. N. Apparatus for repeated load tests of soils. ASTM Special Technical Publication, n. 254, p. 78–87, 1959.

SEMMELINK, C. J.; JOOSTE, F. J.; DE BEER, M. Use of the K-mould in determination of the elastic and shear properties of road materials for flexible pavements. 8th International Conference on Asphalt Pavements, p. 1643–1658, 1997.

SEYHAN, U.; TUTUMLUER, E. Characterization of unbound aggregates using the new Fastcell. Proceedings of 1999 Federal Aviation Administration Technology Transfer Conference, Atlantic City, USA, 1999.

SHARP, R.; BOOKER, J. Shakedown of pavements under moving surface loads. Journal of Transportation Engineering, v. 110, n. 1, p. 1–14, 1984.

SHAW, P. S. Stress-strain relationships for granular materials under repeated loading. PhD Thesis - Department of Civil Engineering, University of Nottingham. Nottingham, 1980.

SILVA, B. H. A. Aplicação das metodologias MCT e Resiliente a solos finos do centro-norte do Mato Grosso. Dissertação (Mestrado) - Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro, 2003.

SKEMPTON, A. W. The colloidal activity of clays. Proceedings of the 3rd Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 1953.

SONOKI, I. K. Age of the Parana flood volcanism. The Mesozoic Flood Volcanism of the Parana Basin, Eds: Piccirillo and Melfi, 1988.

SPECHT, L. P. Comportamento de misturas solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando a pavimentação. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Eng. Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2000.

SPIESS, A.; NEUMEYER, N. An evaluation of R^2 as an inadequate measure for nonlinear models in pharmacological and biochemical research: a Monte Carlo approach. BMC Pharmacology, 2010.

STRECK, E. V.; KÄMPF, N.; DALMOLIN, R. S. D.; KLAMT, E.; NASCIMENTO, P. C.; SCHNEIDER, P.; GIASSON, E.; PINTO, L. F. S. Solos do Rio Grande do Sul. 2. ed. Porto Alegre: EMATER/RS-ASCAR, 2008.

SVENSON, M. Ensaio triaxiais dinâmicos de solos argilosos. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE. Rio de Janeiro, 1980.

SWEERE, G. T. H. Unbound granular bases for roads. PhD Thesis - Delft University of Technology. Delft, 1990.

- TAKEDA, M. C. A influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2006.
- TANG, L.; YAN, M. H.; LING, X. Z.; TIAN, S. Dynamic behaviours of railway's base course materials subjected to long-term low-level cyclic loading: experimental study and empirical model. *Géotechnique*, v. 67, n. 6, p. 537–545, 2017.
- THEYSE, H. L. The development of mechanistic-empirical permanent deformation design models for unbound pavement materials from laboratory and accelerated pavement test data. *Proceedings of the Fifth International Symposium on Unbound Aggregates in Roads (UNBAR 5)*, p. 285–293, 2000.
- THEYSE, H. L. A mechanistic-empirical design model for unbound granular pavement layers. PhD Thesis - University of Johannesburg. Johannesburg, 2007.
- THOM, N. H.; BROWN, S. F. The effect of grading and density on the mechanical properties of a crushed dolomitic limestone. *Proceedings of the Australian Road Research Board (ARRB) Conference*, v. 14, n. 7, p. 94–100, 1988.
- THOMÉ, A. Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1999.
- TSENG, K. H.; LYTTON, R. L. Prediction of permanent deformation in flexible pavement materials. *ASTM STP 1016*, p. 154–172, 1989.
- UZAN, J. Permanent deformation in pavement design and evaluation. *Proceedings of the International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields*, v. 2, p. 658–669, 1982.
- WERK, S. M. S. de. Estudo da influência dos métodos de compactação no comportamento resiliente de solos. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2000.
- WERKMEISTER, S. Permanent deformation behaviour of unbound granular materials in pavement constructions. PhD Thesis - Dresden University of Technology. Dresden, 2003.
- WERKMEISTER, S.; DAWSON, A. R.; WELLNER, F. Permanent deformation behavior of granular materials and the shakedown concept. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, n. 1757, p. 75–81, 2001.
- WERKMEISTER, S.; DAWSON, A. R.; WELLNER, F. Pavement design model for unbound granular materials. *Journal of Transportation Engineering*, v. 130, n. 5, p. 665–674, 2004.
- WINTER, D. Resistência, rigidez e durabilidade de solos arenosos estabilizados com materiais mais sustentáveis. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2018.
- WORLD BANK GROUP. Report N.º 117392-BR: Back to Planning: How to Close Brazil's Infrastructure Gap in Times of Austerity. Brasil, 2017.

ZAGO, J. P. Estudo da deformação permanente de três solos típicos de subleitos rodoviários de Santa Maria - RS. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 225 p., 2016.

ZANINI, L. F. P. Potencial Mineral para Não-Metálicos da Região Metropolitana de Porto Alegre, RS. Porto Alegre: CPRM/METROPLAN, v. 1, 1998.

ZHOU, F.; FERNANDO, E.; SCULLION, T. Development, calibration, and validation of performance prediction models for the Texas M-E flexible pavement design system. Report No. FHWA/TX-10/0-5798-2 - Texas Transportation Institute, The Texas A&M University System. College Station, 2010.

ZUCCHI, L.; PASCOAL, P. T.; SANTOS, T. A.; MENDES, T. C.; BARONI, M.; PINHEIRO, R. J. B. Análise comparativa entre as metodologias de compactação da ABNT (2016) e REDE (2010) para solo argiloso e arenoso do Estado do Rio Grande do Sul. Anais do XXXIII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes (ANPET), 2019.

APÊNDICE A

Apêndice A.1 – Resumo dos parâmetros físicos alcançados na moldagem dos CPs para os ensaios de MR

Solo	Energia de compactação	Índices físicos ótimos de compactação				Parâmetros obtidos na compactação dos CPs						
		ω (%)	ρ_d (g/cm ³)	e	S (%)	CP	ρ_n (g/cm ³)	ω (%)	ρ_d (g/cm ³)	GC (%)	e	S (%)
AS	Normal	23,3%	1,539	0,791	81,2%	1	1,904	22,5%	1,554	100,9%	0,774	80,3%
						2	1,908	22,8%	1,553	100,9%	0,774	81,3%
						3	1,908	22,6%	1,556	101,1%	0,771	80,9%
	Intermediária	21,4%	1,677	0,643	91,7%	1	2,035	21,3%	1,678	100,0%	0,642	91,4%
						2	2,038	21,1%	1,683	100,3%	0,638	91,2%
						3	2,040	21,3%	1,681	100,3%	0,639	91,9%
SA	Normal	12,1%	1,912	0,388	82,7%	1	2,140	12,2%	1,908	99,8%	0,391	82,6%
						2	2,146	12,1%	1,914	100,1%	0,387	83,1%
						3	2,141	12,1%	1,910	99,9%	0,390	82,4%
	Intermediária	11,0%	1,982	0,339	86,1%	1	2,204	11,1%	1,984	100,1%	0,338	87,3%
						2	2,209	11,1%	1,989	100,3%	0,335	87,7%
						3	2,206	11,3%	1,983	100,0%	0,339	88,3%
SB	Normal	9,2%	1,846	0,552	47,7%	1	2,013	9,4%	1,839	99,6%	0,558	48,5%
						2	2,013	9,4%	1,840	99,6%	0,558	48,5%
						3	2,016	9,3%	1,845	100,0%	0,553	48,0%
	Intermediária	8,7%	1,977	0,450	55,5%	1	2,141	8,7%	1,970	99,6%	0,455	54,8%
						2	2,145	8,5%	1,976	100,0%	0,450	54,2%
						3	2,148	8,8%	1,975	99,9%	0,451	55,6%

APÊNDICE B

Apêndice B.1 – Resumo dos parâmetros alcançados na moldagem dos CPs de AS para os ensaios de DP-EU

Solo	Energia de compactação	Índices físicos ótimos de compactação				Parâmetros obtidos na compactação dos CPs							
		ω (%)	ρ_d (g/cm ³)	e	S (%)	CP	($\sigma_3 \times \sigma_d$)	ρ_n (g/cm ³)	ω (%)	ρ_d (g/cm ³)	GC (%)	e	S (%)
AS	Normal	23,3%	1,539	0,791	81,2%	1	40 x 40	1,904	23,6%	1,540	100,1%	0,790	82,5%
						2	40 x 80	1,905	23,6%	1,541	100,2%	0,788	82,4%
						3	40 x 120	1,906	23,6%	1,542	100,2%	0,787	82,6%
						4	80 x 80	1,906	23,6%	1,541	100,2%	0,788	82,7%
						5	80 x 160	1,902	23,6%	1,539	100,0%	0,791	82,3%
						6	80 x 240	1,904	23,6%	1,540	100,1%	0,789	82,5%
						7	120 x 120	1,901	23,6%	1,538	99,9%	0,792	82,1%
						8	120 x 240	1,897	23,4%	1,537	99,9%	0,793	81,5%
						9	120 x 360	1,903	23,5%	1,541	100,1%	0,789	82,2%
	Intermediária	21,4%	1,677	0,643	91,7%	1	40 x 40	2,044	22,0%	1,675	99,9%	0,645	93,9%
						2	40 x 80	2,042	21,8%	1,676	99,9%	0,644	93,3%
						3	40 x 120	2,037	21,4%	1,678	100,1%	0,642	91,8%
						4	80 x 80	2,040	20,7%	1,690	100,8%	0,631	90,6%
						5	80 x 160	2,042	20,8%	1,690	100,8%	0,631	91,0%
						6	80 x 240	2,045	21,0%	1,689	100,7%	0,631	91,9%
						7	120 x 120	2,041	21,2%	1,684	100,4%	0,636	91,8%
						8	120 x 240	2,043	21,1%	1,687	100,6%	0,634	91,9%
						9	120 x 360	2,041	21,3%	1,682	100,3%	0,638	92,0%

Apêndice B.2 – Resumo dos parâmetros alcançados na moldagem dos CPs de SA para os ensaios de DP-EU

Solo	Energia de compactação	Índices físicos ótimos de compactação				Parâmetros obtidos na compactação dos CPs							
		ω (%)	ρ_d (g/cm ³)	e	S (%)	CP	(σ_3 x σ_d)	ρ_n (g/cm ³)	ω (%)	ρ_d (g/cm ³)	GC (%)	e	S (%)
SA	Normal	12,1%	1,912	0,388	82,7%	1	40 x 40	2,137	12,3%	1,903	99,5%	0,394	82,5%
						2	40 x 80	2,142	12,2%	1,910	99,9%	0,390	82,7%
						3	40 x 120	2,142	12,2%	1,909	99,9%	0,390	82,8%
						4	80 x 80	2,144	12,1%	1,912	100,0%	0,388	83,0%
						5	80 x 160	2,145	12,2%	1,913	100,0%	0,388	83,2%
						6	80 x 240	2,146	12,1%	1,915	100,2%	0,386	83,1%
						7	120 x 120	2,146	12,2%	1,914	100,1%	0,387	83,5%
						8	120 x 240	2,147	12,1%	1,914	100,1%	0,386	83,5%
						9	120 x 360	2,142	12,2%	1,910	99,9%	0,390	82,9%
	Intermediária	11,0%	1,982	0,339	86,1%	1	40 x 40	2,206	11,2%	1,983	100,1%	0,338	88,0%
						2	40 x 80	2,208	11,2%	1,986	100,2%	0,337	88,4%
						3	40 x 120	2,199	11,0%	1,980	99,9%	0,340	86,2%
						4	80 x 80	2,208	10,9%	1,990	100,4%	0,334	86,9%
						5	80 x 160	2,201	11,0%	1,983	100,1%	0,338	86,1%
						6	80 x 240	2,212	11,0%	1,992	100,5%	0,332	88,0%
						7	120 x 120	2,198	11,2%	1,977	99,8%	0,342	86,5%
						8	120 x 240	2,202	10,8%	1,988	100,3%	0,335	85,5%
						9	120 x 360	2,208	11,0%	1,990	100,4%	0,334	87,2%

Apêndice B.3 – Resumo dos parâmetros alcançados na moldagem dos CPs de SB para os ensaios de DP-EU

Solo	Energia de compactação	Índices físicos ótimos de compactação				Parâmetros obtidos na compactação dos CPs							
		ω (%)	ρ_d (g/cm ³)	e	S (%)	CP	($\sigma_3 \times \sigma_d$)	ρ_n (g/cm ³)	ω (%)	ρ_d (g/cm ³)	GC (%)	e	S (%)
SB	Normal	9,2%	1,846	0,552	47,7%	1	40 x 40	2,029	9,4%	1,856	100,5%	0,544	49,2%
						2	40 x 80	2,015	9,4%	1,842	99,8%	0,556	48,5%
						3	40 x 120	2,017	9,2%	1,847	100,1%	0,551	47,8%
						4	80 x 80	2,021	9,0%	1,853	100,4%	0,547	47,4%
						5	80 x 160	2,026	9,2%	1,856	100,5%	0,544	48,2%
						6	80 x 240	2,018	9,0%	1,851	100,3%	0,548	47,2%
						7	120 x 120	2,017	9,1%	1,848	100,1%	0,551	47,5%
						8	120 x 240	2,019	9,2%	1,850	100,2%	0,549	47,8%
						9	120 x 360	2,021	9,1%	1,851	100,3%	0,548	47,8%
	Intermediária	8,7%	1,977	0,450	55,5%	1	40 x 40	2,155	8,6%	1,985	100,4%	0,444	55,5%
						2	40 x 80	2,144	8,7%	1,973	99,8%	0,453	55,1%
						3	40 x 120	2,144	8,7%	1,972	99,7%	0,453	55,1%
						4	80 x 80	2,150	8,8%	1,977	100,0%	0,450	55,8%
						5	80 x 160	2,157	8,7%	1,985	100,4%	0,444	55,9%
						6	80 x 240	2,166	8,5%	1,996	101,0%	0,436	56,1%
						7	120 x 120	2,158	8,7%	1,985	100,4%	0,444	56,3%
						8	120 x 240	2,156	8,9%	1,980	100,1%	0,448	57,1%
						9	120 x 360	2,149	9,0%	1,972	99,7%	0,453	56,8%

Apêndice B.4 – Resumo dos parâmetros alcançados na moldagem dos CPs para os ensaios de DP-ME

Solo	Energia de compactação	Índices físicos ótimos de compactação				Parâmetros obtidos na compactação dos CPs						
		ω (%)	ρ_d (g/cm ³)	e	S (%)	CP	ρ_n (g/cm ³)	ω (%)	ρ_d (g/cm ³)	GC (%)	e	S (%)
AS	Normal	23.3%	1.539	0.791	81.2%	1	1.906	23.3%	1.546	100.4%	0.783	82.0%
SA	Normal	12.1%	1.912	0.388	82.7%	1	2.149	12.0%	1.919	100.3%	0.383	83.3%
SB	Normal	9.2%	1.846	0.552	47.7%	1	2.011	9.0%	1.845	99.9%	0.553	46.5%

APÊNDICE C

Apêndice C.1 – Resumo dos resultados dos ensaios de MR¹ para os três solos nas duas energias de compactação em estudo

Estágio	Tensões (kPa)		AS - EN			AS - EI			SA - EN			SA - EI			SB - EN			SB - EI		
	σ_3	σ_d	MR (MPa)	S (MPa)	CV (%)	MR (MPa)	S (MPa)	CV (%)	MR (MPa)	S (MPa)	CV (%)	MR (MPa)	S (MPa)	CV (%)	MR (MPa)	S (MPa)	CV (%)	MR (MPa)	S (MPa)	CV (%)
	1		20	239,4	5,2	2,2	369,9	105,5	28,5	116,1	11,8	10,2	167,0	11,3	6,8	89,0	5,3	6,0	156,0	4,3
2	20	40	229,4	4,0	1,7	341,8	62,6	18,3	103,5	6,8	6,5	155,3	20,1	13,0	72,2	2,9	4,1	156,4	2,7	1,7
3		60	210,3	3,9	1,9	329,1	61,8	18,8	101,7	3,4	3,4	146,2	10,3	7,0	75,2	2,2	2,9	155,2	8,3	5,4
4		35	240,7	4,8	2,0	345,7	29,3	8,5	127,2	3,8	3,0	173,5	20,6	11,9	99,0	2,7	2,7	186,2	2,0	1,1
5	35	70	226,6	4,3	1,9	334,4	28,4	8,5	118,9	7,1	5,9	170,5	13,5	7,9	95,0	2,6	2,7	198,4	2,6	1,3
6		105	202,8	6,4	3,2	320,4	40,0	12,5	120,7	6,2	5,2	171,5	9,3	5,4	101,9	8,3	8,2	194,0	6,8	3,5
7		50	250,9	6,2	2,5	372,2	41,7	11,2	153,8	7,0	4,6	204,6	14,4	7,0	127,5	4,2	3,3	237,9	2,3	0,9
8	50	100	217,3	5,0	2,3	344,0	50,3	14,6	143,7	8,2	5,7	200,3	10,7	5,3	127,1	4,9	3,9	255,3	8,0	3,1
9		150	179,2	5,2	2,9	304,1	35,1	11,6	152,8	5,9	3,8	206,7	6,1	2,9	144,3	4,2	2,9	259,5	1,0	0,4
10		70	252,1	1,5	0,6	361,9	18,0	5,0	175,2	9,3	5,3	230,0	13,6	5,9	155,8	4,5	2,9	289,9	2,3	0,8
11	70	140	200,7	4,6	2,3	330,3	46,3	14,0	173,3	6,9	4,0	230,9	9,5	4,1	166,2	5,2	3,1	302,7	4,0	1,3
12		210	161,7	2,9	1,8	275,3	32,4	11,8	180,5	7,1	3,9	246,4	8,5	3,4	181,5	3,9	2,2	325,2	2,1	0,6
13		105	246,5	2,3	1,0	373,5	44,2	11,8	227,7	11,6	5,1	300,4	16,6	5,5	228,8	6,4	2,8	403,9	4,2	1,0
14	105	210	179,6	4,1	2,3	292,0	34,6	11,8	232,9	6,8	2,9	303,9	7,0	2,3	244,7	6,8	2,8	423,8	4,4	1,0
15		315	147,0	2,3	1,5	228,2	31,5	13,8	241,6	4,3	1,8	315,6	6,7	2,1	259,9	5,8	2,2	456,0	5,3	1,2
16		140	243,1	5,3	2,2	355,6	37,4	10,5	281,7	5,3	1,9	363,6	10,5	2,9	294,2	3,0	1,0	501,7	7,6	1,5
17	140	280	172,7	2,2	1,3	256,4	33,9	13,2	286,1	3,2	1,1	372,4	3,7	1,0	307,1	4,5	1,5	530,9	8,6	1,6
18		420	141,3	3,4	2,4	189,7	22,0	11,6	264,8	1,3	0,5	351,1	12,8	3,7	319,2	10,2	3,2	578,3	27,5	4,7

¹ Valores de MR representados pela média de três amostras ensaiadas (triplicata), seguidos dos respectivos valores de desvio padrão e coeficiente de variação.

APÊNDICE D

Apêndice D.1 - Síntese do efeito da energia de compactação no MR em função dos pares de tensões ensaiados (dados experimentais)

Estágio	Par $\sigma_3 \times \sigma_d$ (kPa)	Tensões (kPa)		AS - EN vs AS - EI				SA - EN vs SA - EI				SB - EN vs SB - EI			
		σ_3	σ_d	AS - EN	AS - EI	Δ (MPa)	Δ (%)	SA - EN	SA - EI	Δ (MPa)	Δ (%)	SB - EN	SB - EI	Δ (MPa)	Δ (%)
1	20 x 20	20	20	239,4	369,9	130,4	54,5	116,1	167,0	50,9	43,8	89,0	156,0	67,0	75,2
2	20 x 40	20	40	229,4	341,8	112,5	49,0	103,5	155,3	51,7	50,0	72,2	156,4	84,2	116,7
3	20 x 60	20	60	210,3	329,1	118,9	56,5	101,7	146,2	44,6	43,8	75,2	155,2	79,9	106,3
4	35 x 35	35	35	240,7	345,7	105,0	43,6	127,2	173,5	46,3	36,4	99,0	186,2	87,3	88,1
5	35 x 70	35	70	226,6	334,4	107,8	47,6	118,9	170,5	51,6	43,4	95,0	198,4	103,3	108,7
6	35 x 105	35	105	202,8	320,4	117,6	58,0	120,7	171,5	50,8	42,1	101,9	194,0	92,1	90,4
7	50 x 50	50	50	250,9	372,2	121,2	48,3	153,8	204,6	50,9	33,1	127,5	237,9	110,4	86,6
8	50 x 100	50	100	217,3	344,0	126,7	58,3	143,7	200,3	56,7	39,4	127,1	255,3	128,2	100,8
9	50 x 150	50	150	179,2	304,1	124,9	69,7	152,8	206,7	53,8	35,2	144,3	259,5	115,3	79,9
10	70 x 70	70	70	252,1	361,9	109,8	43,6	175,2	230,0	54,7	31,2	155,8	289,9	134,1	86,1
11	70 x 140	70	140	200,7	330,3	129,6	64,6	173,3	230,9	57,6	33,3	166,2	302,7	136,5	82,1
12	70 x 210	70	210	161,7	275,3	113,7	70,3	180,5	246,4	65,9	36,5	181,5	325,2	143,7	79,2
13	105 x 105	105	105	246,5	373,5	127,0	51,5	227,7	300,4	72,8	32,0	228,8	403,9	175,0	76,5
14	105 x 210	105	210	179,6	292,0	112,4	62,6	232,9	303,9	71,0	30,5	244,7	423,8	179,1	73,2
15	105 x 315	105	315	147,0	228,2	81,2	55,2	241,6	315,6	73,9	30,6	259,9	456,0	196,1	75,5
16	140 x 140	140	140	243,1	355,6	112,5	46,3	281,7	363,6	81,8	29,0	294,2	501,7	207,5	70,5
17	140 x 280	140	280	172,7	256,4	83,7	48,5	286,1	372,4	86,4	30,2	307,1	530,9	223,8	72,9
18	140 x 420	140	420	141,3	189,7	48,4	34,3	264,8	351,1	86,3	32,6	319,2	578,3	259,1	81,2
Média						110,2	53,5			61,5	36,3			140,2	86,1

Apêndice D.2 - Síntese do efeito da energia de compactação no MR em função dos pares de tensões ensaiados (dados do modelo composto)

Estágio	Par $\sigma_3 \times \sigma_d$ (kPa)	Tensões (MPa)		AS - EN vs AS - EI				SA - EN vs SA - EI				SB - EN vs SB - EI			
		σ_3	σ_d	AS - EN	AS - EI	Δ (MPa)	Δ (%)	SA - EN	SA - EI	Δ (MPa)	Δ (%)	SB - EN	SB - EI	Δ (MPa)	Δ (%)
1	20 x 20	0,020	0,020	272,0	406,7	134,7	49,5	91,4	131,4	40,0	43,8	60,1	120,3	60,2	100,1
2	20 x 40	0,020	0,040	221,8	346,0	124,2	56,0	90,6	131,8	41,1	45,4	63,9	129,4	65,5	102,6
3	20 x 60	0,020	0,060	196,8	314,7	117,9	59,9	90,2	132,0	41,8	46,3	66,2	135,1	68,9	104,0
4	35 x 35	0,035	0,035	257,7	383,2	125,5	48,7	125,4	174,5	49,1	39,1	94,5	180,9	86,4	91,4
5	35 x 70	0,035	0,070	210,1	326,0	115,9	55,1	124,4	175,0	50,6	40,7	100,4	194,5	94,2	93,8
6	35 x 105	0,035	0,105	186,5	296,6	110,1	59,0	123,8	175,3	51,5	41,6	104,0	203,0	99,0	95,2
7	50 x 50	0,050	0,050	249,0	369,0	120,0	48,2	153,5	209,1	55,6	36,2	126,0	234,5	108,5	86,1
8	50 x 100	0,050	0,100	203,0	313,9	110,9	54,6	152,3	209,7	57,5	37,7	133,9	252,2	118,4	88,4
9	50 x 150	0,050	0,150	180,2	285,6	105,4	58,5	151,6	210,1	58,5	38,6	138,7	263,2	124,5	89,8
10	70 x 70	0,070	0,070	241,1	356,1	115,0	47,7	185,7	248,1	62,3	33,6	165,3	299,5	134,3	81,2
11	70 x 140	0,070	0,140	196,6	302,9	106,3	54,1	184,2	248,8	64,5	35,0	175,6	322,2	146,6	83,5
12	70 x 210	0,070	0,210	174,5	275,6	101,1	58,0	183,4	249,2	65,8	35,9	182,0	336,3	154,3	84,8
13	105 x 105	0,105	0,105	231,9	341,1	109,2	47,1	233,7	304,7	71,0	30,4	229,3	402,4	173,1	75,5
14	105 x 210	0,105	0,210	189,1	290,1	101,1	53,5	231,8	305,6	73,8	31,8	243,6	432,8	189,3	77,7
15	105 x 315	0,105	0,315	167,8	264,0	96,2	57,3	230,7	306,1	75,4	32,7	252,4	451,7	199,3	79,0
16	140 x 140	0,140	0,140	225,5	330,8	105,3	46,7	275,0	352,6	77,6	28,2	289,2	496,1	207,0	71,6
17	140 x 280	0,140	0,280	183,9	281,4	97,5	53,0	272,8	353,6	80,8	29,6	307,2	533,7	226,5	73,7
18	140 x 420	0,140	0,420	163,2	256,0	92,8	56,9	271,5	354,2	82,6	30,4	318,3	556,9	238,6	75,0
Média						110,5	53,5			61,1	36,5			138,6	86,3

APÊNDICE E

Apêndice E.1 – Resumo dos resultados dos ensaios de DP-EU para o AS-EN

N Ciclos	40 x 40 (1)		40 x 80 (2)		40 x 120 (3)		80 x 80 (4)		80 x 160 (5)		80 x 240 (6)		120 x 120 (7)		120 x 240 (8)		120 x 360 (9)	
	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)
50	0,005%	153,5	0,065%	123,4	0,086%	141,2	0,059%	177,5	0,105%	141,5	0,125%	137,5	0,057%	195,5	0,313%	134,8	1,569%	146,5
100	0,036%	141,2	0,092%	120,8	0,119%	141,5	0,075%	179,5	0,159%	143,8	0,251%	139,0	0,080%	198,1	0,535%	137,7	2,591%	128,8
500	0,070%	157,2	0,132%	133,8	0,179%	144,5	0,094%	188,3	0,246%	144,2	0,507%	136,7	0,123%	208,4	0,911%	143,8	4,346%	147,2
1000	0,082%	163,4	0,144%	138,5	0,196%	147,8	0,107%	190,4	0,281%	146,1	0,582%	141,2	0,138%	211,8	1,056%	148,8	4,647%	151,1
5000	0,114%	182,1	0,179%	155,8	0,234%	153,9	0,128%	206,6	0,341%	152,8	0,732%	142,3	0,174%	224,4	1,251%	159,0	4,977%	156,1
10000	0,125%	190,9	0,190%	163,2	0,246%	158,6	0,137%	213,4	0,361%	156,7	0,787%	144,0	0,193%	230,4	1,306%	163,6	5,063%	159,1
15000	0,135%	199,5	0,201%	172,7	0,257%	160,7	0,141%	219,7	0,373%	161,9	0,813%	149,6	0,202%	233,1	1,331%	169,3	5,113%	160,9
20000	0,140%	204,9	0,205%	174,1	0,264%	163,6	0,147%	222,5	0,381%	163,5	0,833%	150,2	0,210%	236,6	1,346%	168,4	5,163%	162,8
25000	0,146%	208,6	0,209%	176,0	0,271%	164,7	0,150%	224,5	0,388%	164,2	0,848%	153,6	0,216%	238,2	1,356%	173,7	5,163%	163,8
30000	0,149%	206,0	0,214%	181,5	0,274%	166,7	0,152%	225,2	0,393%	167,8	0,853%	154,9	0,220%	241,5	1,366%	176,3	5,163%	165,0
35000	0,157%	211,7	0,217%	181,4	0,277%	167,4	0,156%	231,6	0,394%	168,7	0,863%	154,5	0,222%	242,4	1,371%	174,6	5,213%	165,8
40000	0,160%	209,5	0,225%	186,7	0,283%	170,6	0,156%	233,1	0,397%	171,5	0,863%	155,2	0,223%	243,9	1,376%	180,0	5,213%	165,5
45000	0,163%	210,7	0,231%	189,8	0,284%	172,1	0,160%	235,2	0,397%	177,3	0,868%	155,5	0,224%	245,8	1,381%	179,5	5,213%	167,1
50000	0,164%	211,8	0,236%	188,9	0,285%	170,8	0,163%	238,0	0,400%	175,8	0,873%	156,3	0,228%	244,7	1,386%	182,6	5,213%	168,2
55000	0,165%	219,7	0,240%	190,8	0,287%	176,4	0,165%	237,3	0,401%	175,9	0,878%	160,1	0,228%	251,5	1,391%	183,5	5,213%	168,1
65000	0,163%	216,6	0,242%	192,2	0,293%	174,9	0,167%	242,9	0,403%	182,5	0,883%	159,5	0,232%	253,2	1,391%	186,8	5,263%	170,8
75000	0,164%	222,7	0,242%	197,6	0,297%	179,4	0,167%	248,0	0,404%	184,1	0,893%	157,2	0,234%	256,9	1,391%	187,9	5,263%	172,0
85000	0,163%	224,5	0,245%	199,0	0,298%	181,2	0,169%	247,9	0,406%	188,9	0,898%	166,6	0,236%	257,0	1,391%	190,4	5,263%	174,9
95000	0,165%	226,0	0,245%	199,1	0,298%	185,1	0,168%	252,0	0,407%	187,2	0,898%	164,7	0,238%	258,0	1,391%	191,9	5,263%	176,2
105000	0,165%	225,6	0,244%	203,1	0,298%	185,1	0,167%	254,5	0,406%	189,5	0,898%	167,9	0,236%	266,4	1,391%	192,7	5,263%	178,2
115000	0,163%	230,6	0,243%	205,8	0,303%	188,1	0,171%	255,8	0,409%	190,0	0,903%	168,0	0,238%	264,1	1,396%	195,1	5,263%	179,8
125000	0,162%	234,3	0,246%	208,4	0,300%	189,9	0,170%	257,5	0,410%	192,4	0,903%	172,6	0,236%	267,7	1,396%	193,1	5,263%	180,4
135000	0,158%	236,7	0,247%	212,2	0,300%	192,4	0,172%	256,3	0,411%	192,2	0,908%	168,0	0,236%	265,7	1,396%	197,0	5,313%	182,7
145000	0,159%	234,2	0,243%	214,0	0,299%	194,4	0,179%	262,4	0,417%	198,0	0,903%	174,4	0,238%	270,6	1,401%	198,8	5,313%	182,0

Apêndice E.2 – Resumo dos resultados dos ensaios de DP-EU para o AS-EI

N Ciclos	40 x 40 (1)		40 x 80 (2)		40 x 120 (3)		80 x 80 (4)		80 x 160 (5)		80 x 240 (6)		120 x 120 (7)		120 x 240 (8)		120 x 360 (9)	
	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)
50	0,007%	209,3	0,016%	260,5	0,046%	221,1	0,035%	425,9	0,028%	332,4	0,050%	256,6	0,031%	366,0	0,098%	230,0	0,262%	175,6
100	0,026%	210,6	0,031%	244,8	0,062%	227,0	0,048%	417,6	0,046%	335,8	0,076%	252,7	0,046%	360,9	0,164%	226,5	0,457%	174,8
500	0,047%	218,8	0,045%	261,5	0,089%	244,4	0,065%	431,8	0,070%	354,4	0,120%	259,8	0,071%	399,7	0,240%	245,7	0,666%	189,9
1000	0,054%	226,5	0,051%	271,3	0,098%	251,0	0,071%	447,9	0,078%	368,0	0,136%	267,5	0,079%	398,9	0,264%	253,6	0,711%	195,5
5000	0,076%	246,8	0,067%	289,2	0,119%	280,3	0,098%	459,4	0,104%	401,4	0,168%	295,5	0,102%	438,5	0,308%	284,5	0,807%	206,2
10000	0,087%	257,3	0,079%	307,0	0,130%	295,0	0,113%	478,6	0,118%	419,0	0,183%	309,6	0,112%	480,7	0,325%	298,9	0,842%	210,5
15000	0,093%	263,7	0,085%	317,2	0,137%	304,0	0,120%	496,3	0,125%	428,4	0,190%	322,3	0,128%	468,9	0,336%	310,6	0,867%	216,2
20000	0,096%	266,2	0,086%	320,0	0,140%	315,1	0,124%	499,5	0,131%	436,2	0,195%	329,5	0,136%	498,5	0,346%	320,0	0,877%	220,3
25000	0,100%	267,5	0,090%	327,5	0,144%	321,7	0,129%	511,1	0,134%	448,1	0,202%	334,1	0,141%	499,0	0,350%	326,2	0,892%	225,4
30000	0,102%	268,1	0,092%	332,0	0,144%	324,1	0,134%	527,0	0,136%	448,5	0,204%	342,8	0,144%	523,0	0,353%	335,3	0,897%	227,5
35000	0,104%	266,4	0,095%	339,3	0,147%	329,7	0,140%	532,6	0,139%	461,2	0,207%	344,5	0,149%	517,5	0,355%	337,9	0,902%	230,3
40000	0,107%	274,1	0,099%	341,3	0,150%	331,1	0,144%	537,6	0,139%	469,5	0,209%	349,4	0,150%	503,1	0,360%	343,4	0,912%	234,4
45000	0,111%	273,6	0,099%	344,9	0,151%	330,0	0,147%	549,2	0,141%	461,6	0,212%	350,0	0,153%	524,2	0,362%	349,8	0,917%	236,2
50000	0,113%	278,0	0,100%	347,8	0,155%	336,7	0,150%	559,4	0,142%	466,3	0,213%	357,0	0,152%	535,4	0,363%	352,2	0,922%	241,1
55000	0,113%	280,3	0,102%	350,4	0,154%	337,7	0,154%	571,9	0,145%	477,2	0,215%	362,3	0,156%	572,2	0,364%	355,5	0,922%	244,4
65000	0,116%	278,7	0,104%	355,2	0,158%	344,1	0,159%	576,9	0,144%	473,6	0,217%	366,6	0,156%	550,9	0,366%	361,6	0,927%	248,3
75000	0,122%	286,1	0,108%	362,8	0,159%	349,8	0,165%	589,6	0,145%	481,7	0,222%	367,8	0,157%	552,7	0,368%	376,3	0,932%	253,9
85000	0,123%	293,0	0,110%	367,6	0,160%	350,0	0,170%	592,2	0,146%	491,0	0,220%	373,5	0,158%	558,7	0,370%	380,2	0,932%	256,8
95000	0,125%	296,8	0,113%	379,3	0,161%	356,1	0,178%	615,4	0,145%	498,8	0,218%	377,1	0,158%	589,3	0,369%	383,3	0,932%	262,4
105000	0,127%	295,4	0,115%	375,6	0,162%	363,8	0,179%	609,1	0,145%	503,1	0,218%	383,3	0,157%	582,3	0,370%	391,4	0,937%	265,9
115000	0,127%	293,7	0,115%	384,2	0,164%	367,4	0,183%	639,2	0,145%	505,1	0,220%	386,5	0,158%	589,4	0,371%	397,1	0,937%	270,6
125000	0,127%	300,5	0,116%	383,1	0,166%	370,2	0,186%	618,8	0,145%	513,4	0,216%	390,6	0,158%	605,7	0,370%	400,6	0,937%	273,4
135000	0,131%	302,0	0,118%	385,5	0,171%	367,4	0,194%	627,4	0,143%	512,9	0,222%	388,8	0,161%	608,2	0,368%	407,5	0,937%	277,0
145000	0,132%	299,6	0,124%	393,6	0,178%	371,0	0,204%	645,1	0,143%	510,8	0,226%	394,0	0,163%	612,5	0,370%	412,6	0,937%	279,6

Apêndice E.3 – Resumo dos resultados dos ensaios de DP-EU para o SA-EN

N Ciclos	40 x 40 (1)		40 x 80 (2)		40 x 120 (3)		80 x 80 (4)		80 x 160 (5)		80 x 240 (6)		120 x 120 (7)		120 x 240 (8)		120 x 360 (9)	
	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (kPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)
50	0,002%	176,2	0,079%	152,5	0,107%	136,2	0,049%	225,0	0,064%	200,3	0,288%	161,1	0,032%	249,7	0,067%	235,9	0,505%	187,1
100	0,011%	171,2	0,099%	153,0	0,148%	137,8	0,060%	226,4	0,092%	200,0	0,491%	162,3	0,044%	248,7	0,096%	235,5	0,795%	192,0
500	0,022%	167,6	0,132%	151,4	0,216%	141,3	0,077%	223,6	0,134%	201,4	0,806%	177,5	0,061%	245,1	0,156%	236,9	1,335%	228,2
1000	0,026%	173,1	0,141%	153,3	0,237%	145,2	0,083%	221,4	0,149%	200,2	0,866%	185,6	0,066%	246,9	0,177%	240,3	1,415%	241,4
5000	0,051%	161,7	0,163%	150,6	0,270%	148,1	0,104%	207,8	0,178%	190,1	0,946%	202,5	0,075%	234,3	0,217%	243,8	1,501%	262,6
10000	0,061%	167,2	0,180%	146,3	0,288%	145,2	0,108%	207,6	0,198%	196,2	0,966%	208,4	0,087%	231,8	0,235%	244,4	1,536%	277,0
15000	0,067%	143,3	0,191%	141,4	0,300%	149,4	0,116%	190,0	0,210%	191,2	0,986%	207,4	0,095%	217,0	0,249%	247,0	1,561%	282,2
20000	0,074%	148,4	0,196%	132,7	0,311%	130,9	0,122%	205,4	0,221%	196,9	0,996%	211,5	0,102%	216,8	0,258%	250,4	1,571%	283,0
25000	0,075%	154,0	0,201%	146,8	0,321%	131,0	0,127%	204,2	0,230%	207,8	1,011%	218,0	0,107%	224,0	0,265%	251,9	1,576%	283,8
30000	0,077%	159,0	0,205%	148,2	0,326%	134,2	0,132%	189,4	0,237%	193,0	1,016%	217,1	0,116%	216,0	0,272%	256,9	1,591%	287,6
35000	0,079%	145,3	0,209%	141,9	0,337%	133,7	0,133%	185,8	0,243%	209,5	1,021%	218,0	0,125%	220,5	0,281%	256,3	1,606%	291,2
40000	0,081%	146,4	0,215%	135,8	0,343%	148,3	0,135%	199,2	0,251%	197,5	1,026%	218,8	0,128%	220,9	0,287%	255,5	1,611%	292,4
45000	0,085%	159,2	0,217%	152,0	0,350%	155,0	0,137%	203,7	0,253%	196,7	1,036%	223,6	0,131%	222,7	0,293%	260,2	1,616%	296,6
50000	0,086%	144,4	0,220%	153,7	0,357%	151,0	0,137%	200,4	0,257%	214,7	1,041%	225,6	0,134%	219,5	0,300%	260,6	1,621%	298,2
55000	0,082%	159,3	0,222%	141,5	0,364%	140,0	0,141%	186,3	0,265%	215,3	1,046%	221,9	0,135%	222,8	0,305%	264,1	1,626%	303,0
65000	0,079%	144,2	0,225%	153,8	0,375%	144,8	0,141%	186,4	0,271%	218,3	1,056%	225,5	0,143%	218,3	0,315%	267,8	1,636%	305,1
75000	0,078%	153,8	0,231%	154,5	0,381%	151,3	0,144%	201,5	0,277%	218,9	1,066%	224,6	0,149%	226,6	0,327%	271,2	1,641%	307,1
85000	0,077%	144,9	0,233%	159,3	0,386%	155,7	0,145%	190,8	0,282%	202,1	1,081%	226,3	0,152%	224,1	0,335%	273,1	1,646%	310,7
95000	0,075%	148,0	0,236%	152,2	0,395%	148,0	0,149%	191,6	0,287%	206,5	1,086%	230,1	0,155%	227,6	0,341%	275,4	1,656%	313,2
105000	0,076%	152,6	0,235%	147,6	0,398%	153,6	0,153%	178,1	0,294%	221,7	1,091%	229,6	0,160%	226,5	0,349%	277,1	1,661%	312,3
115000	0,076%	146,5	0,238%	142,0	0,401%	148,4	0,157%	204,8	0,298%	228,1	1,096%	234,5	0,164%	227,7	0,353%	275,8	1,666%	316,3
125000	0,079%	146,0	0,242%	142,3	0,406%	164,2	0,163%	206,4	0,303%	227,4	1,101%	233,2	0,164%	229,0	0,354%	281,8	1,671%	318,0
135000	0,083%	146,4	0,249%	158,3	0,413%	157,7	0,164%	202,4	0,307%	223,4	1,096%	238,3	0,163%	230,7	0,361%	282,7	1,681%	318,6
145000	0,082%	146,7	0,257%	143,8	0,419%	150,9	0,165%	201,7	0,312%	222,7	1,101%	238,2	0,165%	231,5	0,370%	282,5	1,686%	320,3

Apêndice E.4 – Resumo dos resultados dos ensaios de DP-EU para o SA-EI

N Ciclos	40 x 40 (1)		40 x 80 (2)		40 x 120 (3)		80 x 80 (4)		80 x 160 (5)		80 x 240 (6)		120 x 120 (7)		120 x 240 (8)		120 x 360 (9)	
	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (kPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)
50	0,006%	206,1	0,051%	171,1	0,049%	173,2	0,037%	262,0	0,095%	261,5	0,039%	281,6	0,015%	317,6	0,037%	336,4	0,037%	356,6
100	0,018%	206,3	0,069%	173,2	0,060%	173,8	0,042%	265,5	0,110%	263,5	0,067%	279,1	0,021%	323,7	0,065%	336,5	0,076%	351,9
500	0,029%	210,4	0,094%	168,8	0,096%	173,1	0,052%	275,7	0,124%	264,8	0,105%	281,6	0,032%	324,4	0,092%	338,6	0,156%	346,0
1000	0,034%	209,9	0,100%	173,8	0,098%	171,2	0,056%	265,0	0,125%	260,2	0,114%	277,8	0,036%	319,5	0,099%	341,2	0,170%	344,1
5000	0,056%	209,0	0,107%	170,5	0,101%	176,8	0,067%	237,5	0,137%	245,6	0,139%	288,4	0,049%	296,1	0,128%	332,5	0,204%	340,4
10000	0,068%	197,6	0,114%	152,9	0,109%	173,0	0,073%	251,8	0,143%	245,3	0,161%	286,0	0,057%	293,9	0,133%	313,1	0,227%	339,0
15000	0,075%	195,6	0,120%	170,1	0,114%	174,7	0,078%	230,1	0,150%	239,5	0,168%	284,5	0,063%	289,6	0,148%	309,5	0,237%	336,8
20000	0,078%	201,7	0,122%	168,3	0,131%	170,5	0,080%	233,0	0,155%	239,2	0,178%	276,0	0,068%	283,3	0,165%	315,6	0,249%	338,7
25000	0,078%	193,3	0,124%	154,2	0,134%	170,7	0,082%	243,5	0,157%	232,7	0,187%	274,7	0,072%	268,6	0,169%	316,5	0,260%	341,9
30000	0,080%	191,6	0,126%	170,1	0,139%	172,1	0,082%	250,9	0,158%	232,3	0,195%	280,5	0,075%	276,4	0,172%	313,4	0,267%	343,3
35000	0,081%	196,3	0,127%	163,3	0,143%	168,3	0,083%	246,3	0,163%	235,7	0,204%	285,4	0,079%	279,1	0,176%	307,4	0,271%	346,0
40000	0,083%	186,9	0,130%	174,4	0,152%	170,6	0,084%	246,2	0,168%	238,3	0,211%	286,4	0,083%	269,2	0,179%	309,4	0,279%	351,7
45000	0,082%	197,8	0,130%	161,9	0,156%	168,2	0,084%	221,2	0,173%	240,6	0,214%	284,0	0,082%	272,3	0,183%	306,1	0,284%	353,5
50000	0,082%	200,1	0,132%	170,6	0,161%	169,5	0,087%	244,3	0,174%	242,6	0,223%	292,3	0,084%	272,1	0,186%	307,4	0,292%	347,9
55000	0,084%	185,2	0,132%	163,9	0,163%	169,1	0,086%	231,4	0,176%	234,6	0,223%	288,1	0,087%	270,0	0,197%	309,0	0,300%	360,3
65000	0,085%	198,0	0,132%	166,0	0,172%	167,5	0,088%	223,2	0,182%	246,8	0,230%	284,9	0,089%	263,4	0,209%	318,5	0,309%	360,5
75000	0,082%	200,1	0,135%	166,8	0,178%	172,7	0,091%	237,0	0,189%	233,9	0,233%	281,5	0,089%	272,7	0,215%	325,2	0,315%	361,7
85000	0,085%	189,2	0,134%	158,2	0,181%	172,9	0,091%	221,0	0,195%	252,1	0,236%	285,4	0,088%	273,7	0,220%	321,9	0,326%	362,4
95000	0,085%	189,2	0,137%	182,3	0,187%	177,8	0,095%	237,7	0,198%	254,5	0,241%	281,6	0,090%	264,7	0,227%	326,2	0,330%	364,2
105000	0,085%	189,2	0,138%	173,4	0,196%	180,6	0,098%	247,3	0,204%	248,1	0,248%	287,6	0,090%	274,2	0,228%	321,9	0,333%	364,9
115000	0,085%	189,2	0,138%	184,2	0,200%	188,8	0,098%	245,0	0,210%	247,8	0,254%	293,0	0,087%	265,6	0,233%	319,3	0,335%	370,3
125000	0,085%	189,2	0,140%	182,1	0,201%	184,0	0,098%	229,3	0,212%	252,6	0,259%	294,0	0,082%	257,0	0,231%	317,1	0,343%	372,9
135000	0,085%	189,2	0,144%	164,0	0,207%	183,7	0,104%	225,2	0,214%	252,6	0,266%	290,6	0,087%	272,3	0,235%	325,4	0,354%	371,3
145000	0,085%	189,2	0,142%	183,3	0,211%	192,9	0,102%	226,6	0,216%	252,6	0,269%	292,8	0,089%	272,7	0,241%	323,2	0,360%	372,7

Apêndice E.5 – Resumo dos resultados dos ensaios de DP-EU para o SB-EN

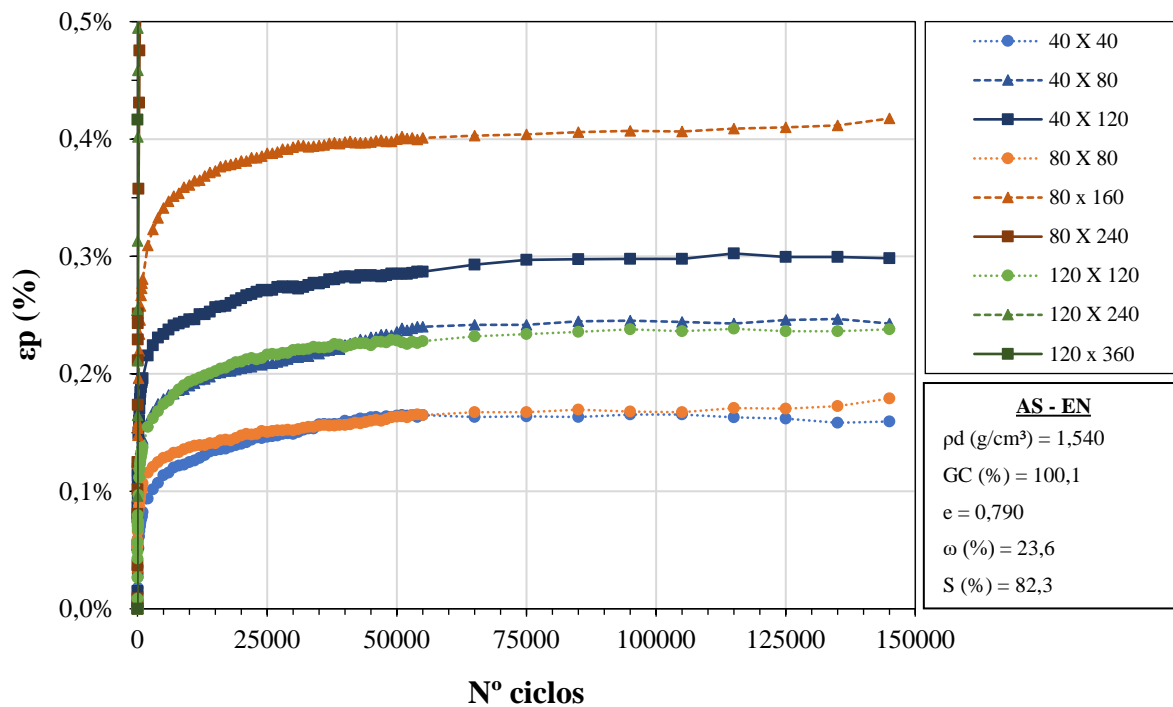
N Ciclos	40 x 40 (1)		40 x 80 (2)		40 x 120 (3)		80 x 80 (4)		80 x 160 (5)		80 x 240 (6)		120 x 120 (7)		120 x 240 (8)		120 x 360 (9)	
	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)
50	0,003%	198,2	0,023%	234,6	0,027%	194,7	0,020%	327,4	0,023%	256,1	0,029%	310,9	0,015%	431,1	0,076%	300,6	0,120%	328,1
100	0,010%	200,2	0,030%	227,1	0,044%	194,0	0,029%	309,1	0,033%	251,0	0,047%	307,1	0,023%	383,1	0,127%	299,2	0,208%	325,6
500	0,022%	194,1	0,041%	217,9	0,075%	193,6	0,044%	317,2	0,070%	248,0	0,086%	299,9	0,037%	367,7	0,246%	307,7	0,404%	347,9
1000	0,025%	186,2	0,047%	217,1	0,086%	197,6	0,050%	295,3	0,090%	242,2	0,107%	311,7	0,042%	385,0	0,291%	308,8	0,486%	359,9
5000	0,042%	181,8	0,066%	206,0	0,122%	187,1	0,066%	279,6	0,139%	258,9	0,168%	308,0	0,052%	360,0	0,403%	313,6	0,646%	370,8
10000	0,051%	188,2	0,076%	204,6	0,144%	192,6	0,073%	268,3	0,160%	257,4	0,192%	301,1	0,058%	337,4	0,447%	316,9	0,722%	372,1
15000	0,056%	179,6	0,084%	195,2	0,156%	193,4	0,076%	290,4	0,174%	238,0	0,209%	291,5	0,060%	322,5	0,471%	301,1	0,767%	372,6
20000	0,057%	178,4	0,091%	199,5	0,163%	180,6	0,080%	291,5	0,181%	241,2	0,216%	281,2	0,063%	327,0	0,490%	301,1	0,802%	369,5
25000	0,056%	173,7	0,095%	200,7	0,168%	186,6	0,081%	274,3	0,188%	255,6	0,226%	291,0	0,065%	351,1	0,500%	302,0	0,827%	363,2
30000	0,055%	178,2	0,099%	203,2	0,175%	181,9	0,084%	264,0	0,194%	256,6	0,233%	281,8	0,066%	317,9	0,515%	296,8	0,847%	366,3
35000	0,055%	179,2	0,101%	197,1	0,178%	180,4	0,086%	278,3	0,196%	233,7	0,240%	291,6	0,069%	319,7	0,525%	289,9	0,872%	366,6
40000	0,053%	177,8	0,103%	191,4	0,180%	188,7	0,085%	261,3	0,204%	238,1	0,247%	275,3	0,070%	318,0	0,530%	286,2	0,887%	361,4
45000	0,054%	172,4	0,102%	191,9	0,185%	172,8	0,086%	276,6	0,211%	249,2	0,256%	273,8	0,068%	322,0	0,545%	292,8	0,907%	359,2
50000	0,055%	184,1	0,104%	183,6	0,189%	182,6	0,085%	283,0	0,212%	251,0	0,260%	268,1	0,066%	314,1	0,550%	283,7	0,922%	361,3
55000	0,054%	172,6	0,106%	184,1	0,192%	173,1	0,084%	270,2	0,214%	239,9	0,267%	282,9	0,066%	323,1	0,560%	286,8	0,942%	357,5
65000	0,053%	165,3	0,105%	177,0	0,199%	179,5	0,083%	257,9	0,218%	244,1	0,276%	256,6	0,069%	331,7	0,580%	277,1	0,967%	352,3
75000	0,054%	166,0	0,107%	189,6	0,201%	166,6	0,082%	280,6	0,223%	227,5	0,282%	262,1	0,068%	329,6	0,590%	279,1	0,997%	347,8
85000	0,055%	169,1	0,109%	179,6	0,208%	166,7	0,083%	264,6	0,223%	226,8	0,293%	259,0	0,067%	306,9	0,605%	269,1	1,022%	344,0
95000	0,054%	172,0	0,110%	180,2	0,213%	176,9	0,083%	259,5	0,224%	218,2	0,299%	256,6	0,069%	302,7	0,615%	271,4	1,047%	340,0
105000	0,054%	168,5	0,109%	176,6	0,217%	167,7	0,077%	283,6	0,233%	230,4	0,306%	245,8	0,069%	321,3	0,630%	278,2	1,067%	334,3
115000	0,049%	165,7	0,104%	184,8	0,219%	157,2	0,079%	270,2	0,231%	213,4	0,314%	259,2	0,065%	317,8	0,640%	279,9	1,092%	333,8
125000	0,046%	170,4	0,103%	178,1	0,220%	158,2	0,080%	254,9	0,233%	219,1	0,321%	254,8	0,065%	305,7	0,655%	269,6	1,112%	331,6
135000	0,045%	166,5	0,104%	169,2	0,228%	153,9	0,078%	261,4	0,236%	213,4	0,341%	255,2	0,065%	304,8	0,665%	265,7	1,137%	327,6
145000	0,041%	167,7	0,108%	174,1	0,234%	158,5	0,081%	259,5	0,243%	215,7	0,348%	234,1	0,066%	307,1	0,680%	271,1	1,163%	325,0

Apêndice E.6 – Resumo dos resultados dos ensaios de DP-EU para o SB-EI

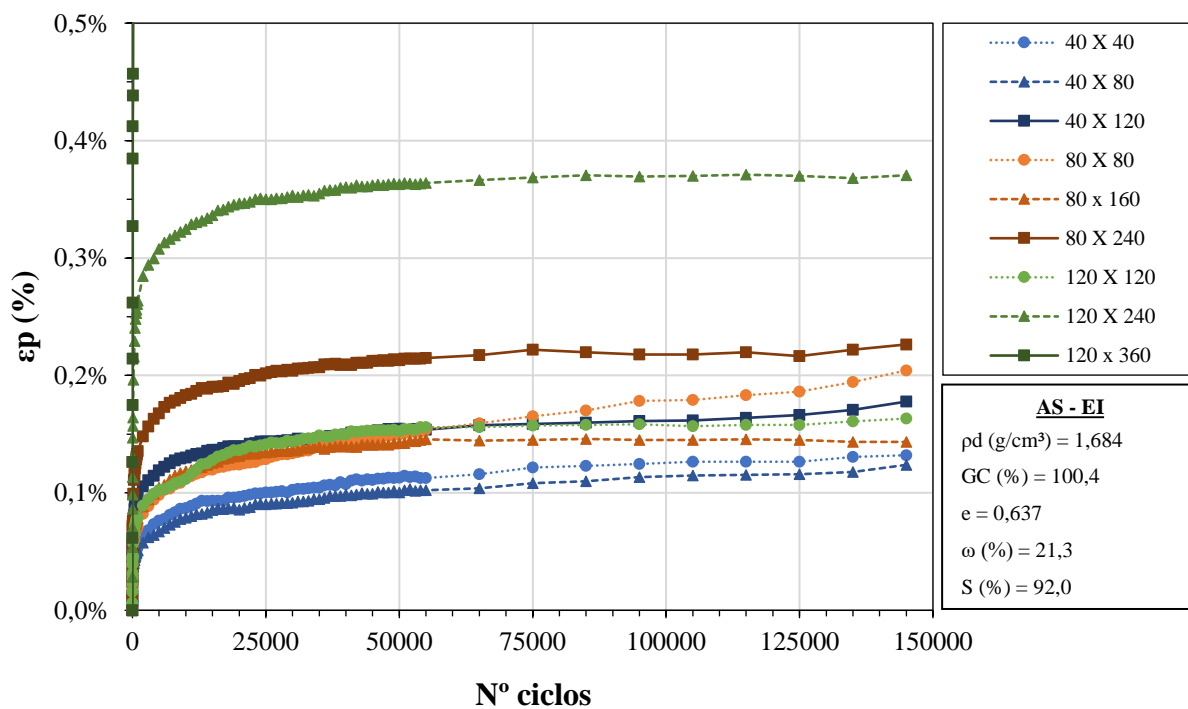
N Ciclos	40 x 40 (1)		40 x 80 (2)		40 x 120 (3)		80 x 80 (4)		80 x 160 (5)		80 x 240 (6)		120 x 120 (7)		120 x 240 (8)		120 x 360 (9)	
	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)	ϵ_p (%)	MR (MPa)
50	0,003%	253,0	0,026%	331,7	0,020%	280,8	0,016%	397,7	0,012%	388,6	0,024%	346,7	0,017%	427,0	0,016%	456,2	0,028%	477,1
100	0,011%	263,2	0,033%	303,3	0,031%	283,5	0,019%	397,7	0,016%	387,2	0,034%	353,6	0,022%	433,1	0,023%	451,2	0,040%	473,6
500	0,023%	257,9	0,042%	301,4	0,045%	291,9	0,025%	371,7	0,027%	389,4	0,059%	341,1	0,032%	390,5	0,041%	446,2	0,072%	467,5
1000	0,028%	268,8	0,046%	302,9	0,053%	277,8	0,029%	365,4	0,033%	384,8	0,070%	346,2	0,036%	405,4	0,049%	427,7	0,086%	463,3
5000	0,040%	246,1	0,060%	278,5	0,061%	297,4	0,041%	375,2	0,046%	375,0	0,083%	342,4	0,047%	371,2	0,069%	427,0	0,127%	458,9
10000	0,046%	247,6	0,069%	296,3	0,073%	281,1	0,048%	373,8	0,052%	349,7	0,098%	322,5	0,053%	366,3	0,081%	413,7	0,145%	449,2
15000	0,051%	254,7	0,072%	285,4	0,079%	273,6	0,052%	358,7	0,056%	345,3	0,105%	332,9	0,055%	388,0	0,089%	423,0	0,160%	460,0
20000	0,051%	243,9	0,073%	283,8	0,081%	270,5	0,054%	356,1	0,062%	339,6	0,109%	319,8	0,060%	381,6	0,092%	418,1	0,167%	433,7
25000	0,051%	244,7	0,073%	272,5	0,085%	286,2	0,053%	352,9	0,066%	355,5	0,115%	313,4	0,061%	373,1	0,098%	410,0	0,171%	443,1
30000	0,050%	239,9	0,073%	286,1	0,084%	278,1	0,053%	346,0	0,068%	337,5	0,116%	320,3	0,060%	375,9	0,100%	397,0	0,182%	441,9
35000	0,050%	245,0	0,073%	276,4	0,087%	275,5	0,054%	372,6	0,069%	352,7	0,120%	316,0	0,062%	362,5	0,102%	394,1	0,187%	433,3
40000	0,050%	250,4	0,074%	289,7	0,087%	264,7	0,054%	372,5	0,068%	347,8	0,125%	310,1	0,065%	359,4	0,105%	404,7	0,192%	430,6
45000	0,048%	242,8	0,073%	281,8	0,087%	266,8	0,054%	343,6	0,068%	353,6	0,130%	302,9	0,065%	352,3	0,107%	395,1	0,198%	423,4
50000	0,048%	250,9	0,072%	273,3	0,088%	276,9	0,054%	351,0	0,072%	351,0	0,132%	306,7	0,066%	358,8	0,109%	393,0	0,205%	427,4
55000	0,046%	237,9	0,074%	306,3	0,086%	276,3	0,054%	366,7	0,073%	350,9	0,133%	307,8	0,065%	347,6	0,110%	389,2	0,214%	410,4
65000	0,045%	240,5	0,075%	278,2	0,090%	265,9	0,052%	357,7	0,071%	335,7	0,139%	296,4	0,067%	343,3	0,112%	396,3	0,222%	399,8
75000	0,041%	234,9	0,071%	291,6	0,090%	265,5	0,051%	351,8	0,072%	338,6	0,143%	286,6	0,066%	348,1	0,116%	383,5	0,231%	406,9
85000	0,037%	226,1	0,071%	301,5	0,092%	266,2	0,049%	340,6	0,073%	322,7	0,144%	288,8	0,067%	341,4	0,115%	391,0	0,238%	398,8
95000	0,038%	227,7	0,074%	266,7	0,092%	265,9	0,047%	356,2	0,068%	336,9	0,148%	286,4	0,068%	338,1	0,114%	373,4	0,244%	399,8
105000	0,037%	229,3	0,075%	267,9	0,093%	269,3	0,043%	341,2	0,068%	321,6	0,149%	278,4	0,067%	356,4	0,115%	374,1	0,252%	392,0
115000	0,036%	231,3	0,073%	303,0	0,086%	267,7	0,044%	348,9	0,066%	330,6	0,148%	290,8	0,063%	340,4	0,115%	376,6	0,260%	376,4
125000	0,034%	216,9	0,073%	264,6	0,088%	263,4	0,040%	350,3	0,065%	329,2	0,152%	272,2	0,061%	344,6	0,118%	368,2	0,267%	378,2
135000	0,037%	233,3	0,072%	266,6	0,088%	261,9	0,042%	352,7	0,066%	326,2	0,154%	270,0	0,059%	349,8	0,121%	371,4	0,274%	374,9
145000	0,035%	227,3	0,071%	265,8	0,091%	256,4	0,044%	343,3	0,069%	308,4	0,160%	266,7	0,058%	346,1	0,122%	368,8	0,283%	372,5

APÊNDICE F

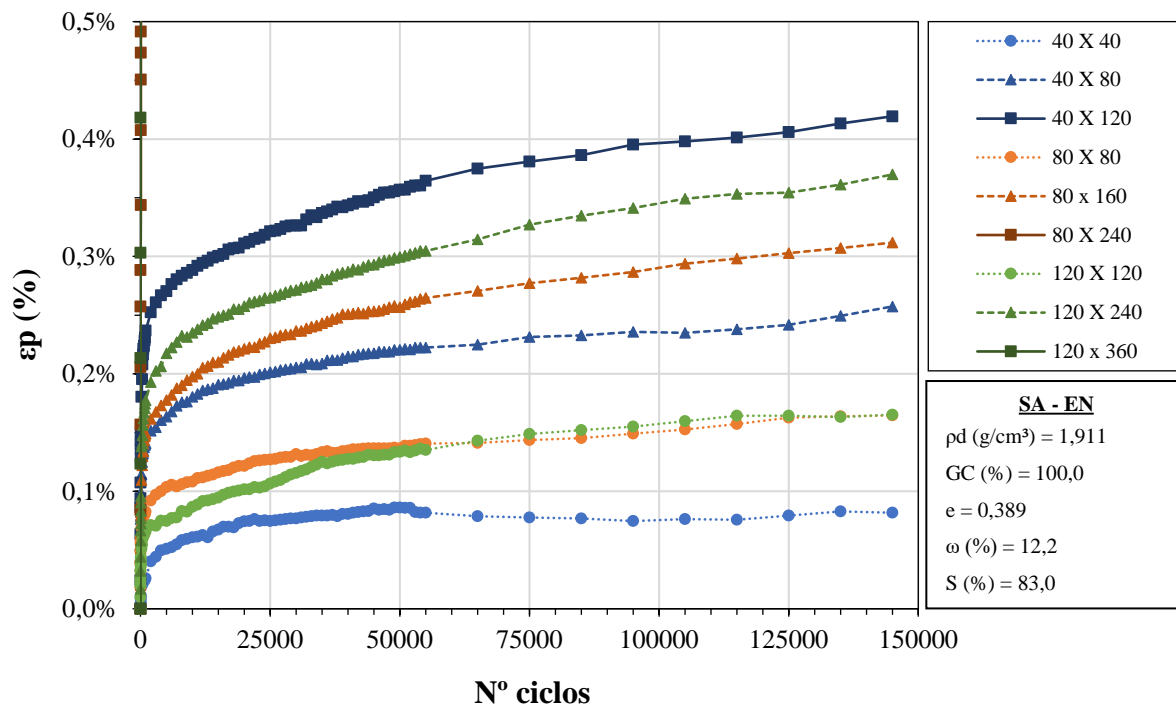
Apêndice F.1 - Resultados de DP-EU para o AS-EN com adequação da escala



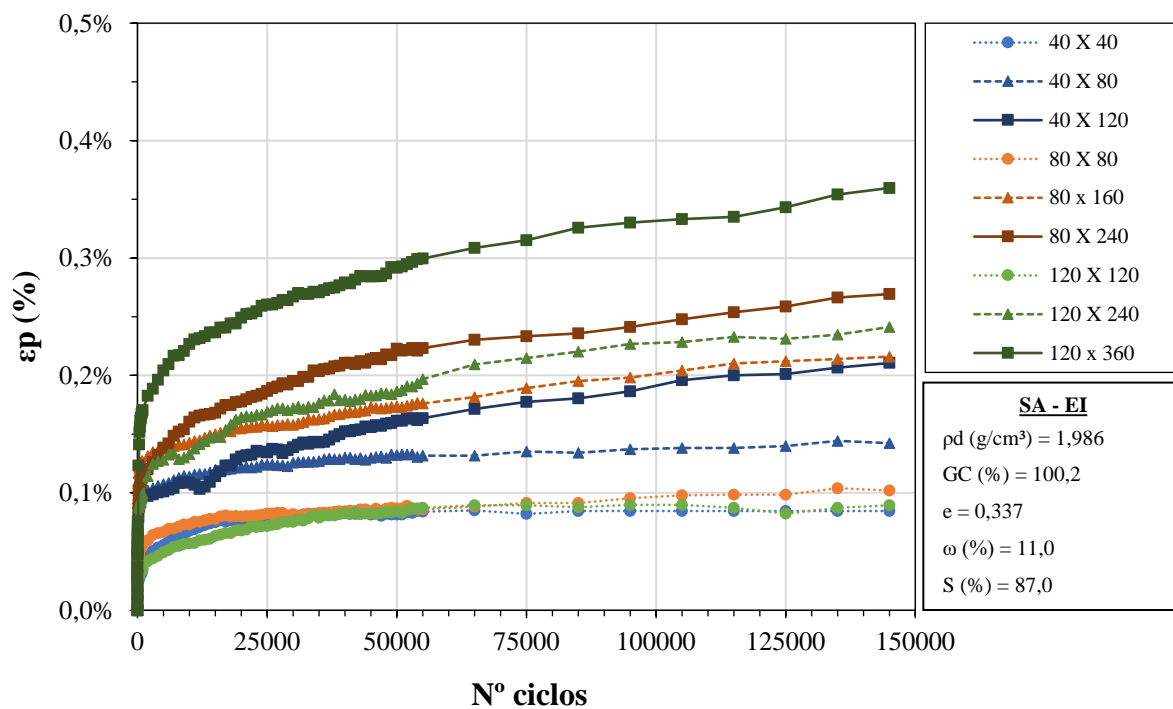
Apêndice F.2 - Resultados de DP-EU para o AS-EI com adequação da escala



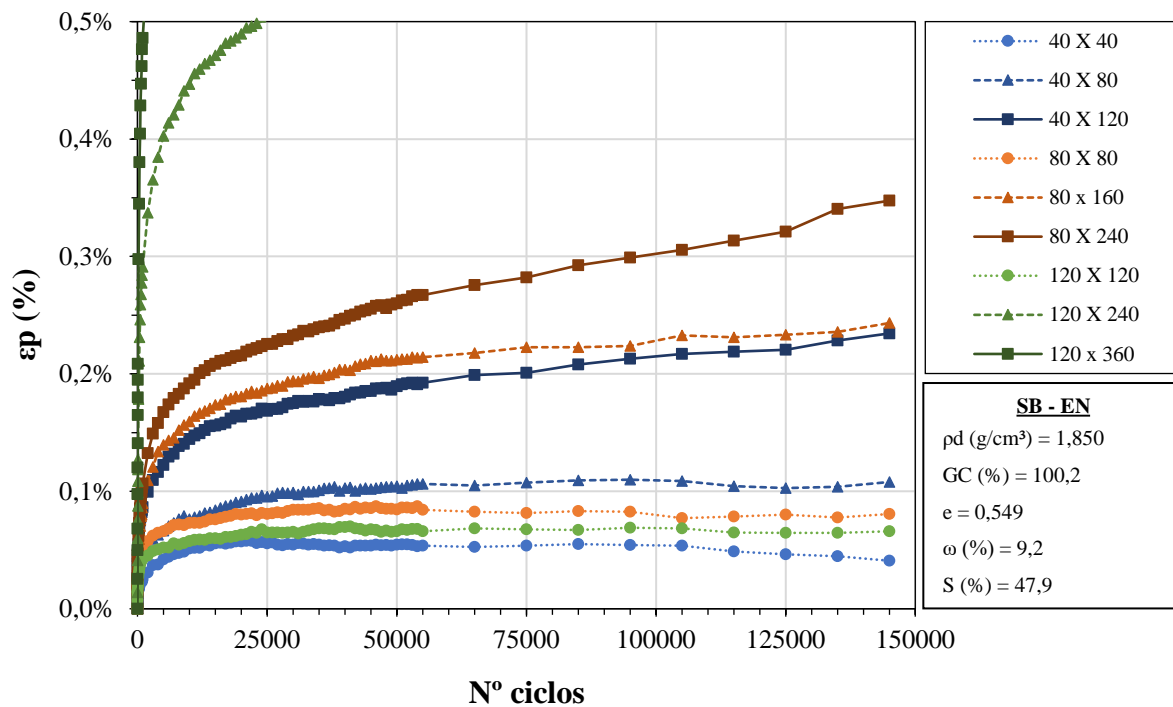
Apêndice F.3 - Resultados de DP-EU para o SA-EN com adequação da escala



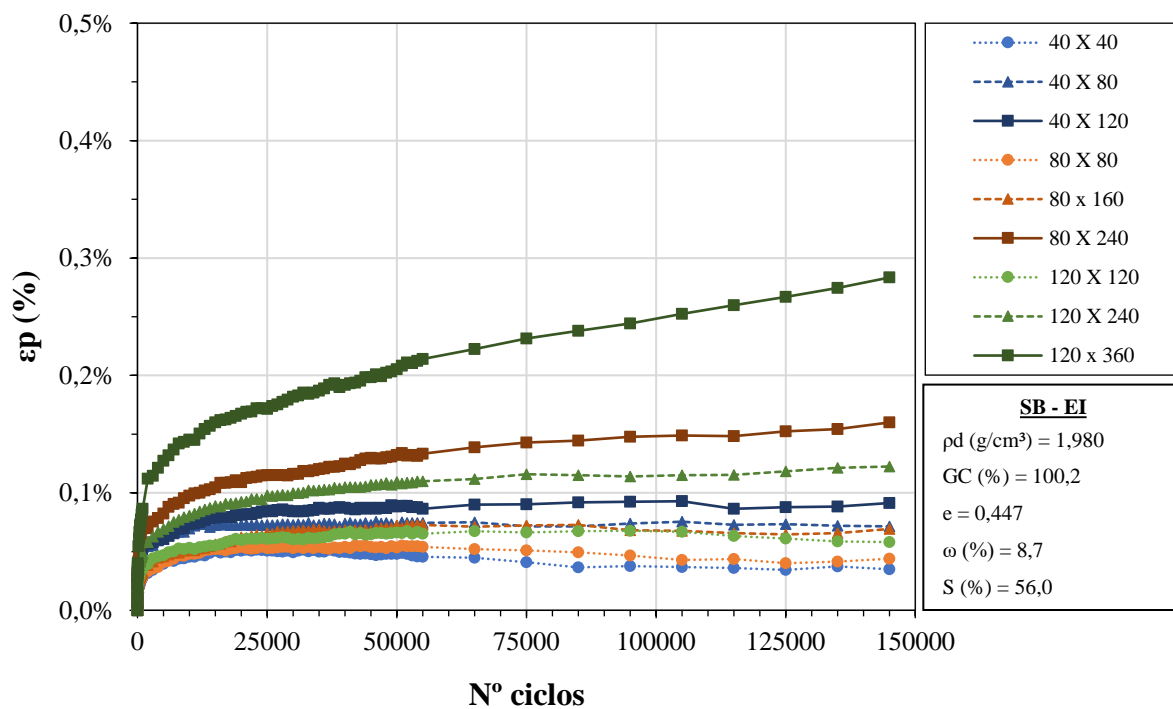
Apêndice F.4 - Resultados de DP-EU para o SA-EI com adequação da escala



Apêndice F.5 - Resultados de DP-EU para o SB-EN com adequação da escala

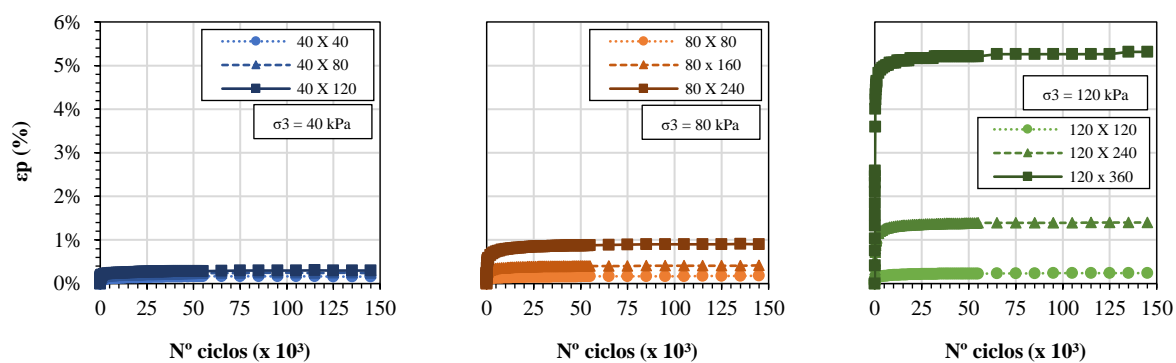


Apêndice F.6 - Resultados de DP-EU para o SB-EI com adequação da escala

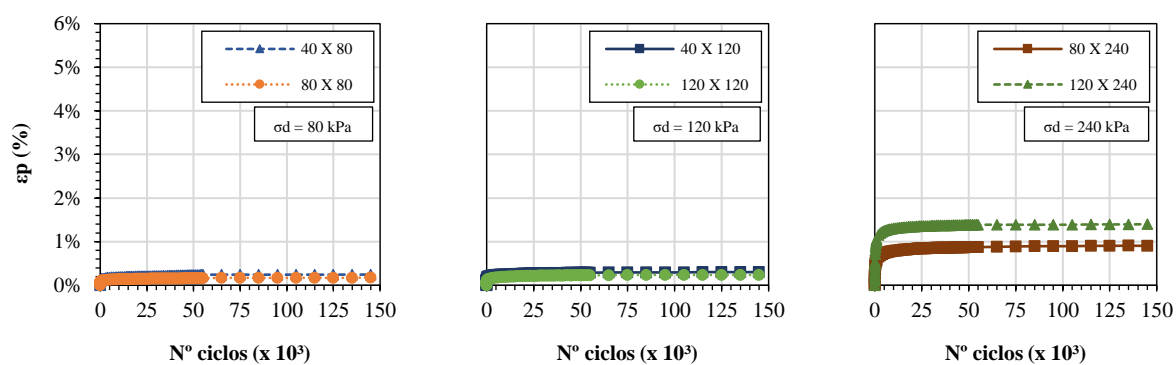


APÊNDICE G

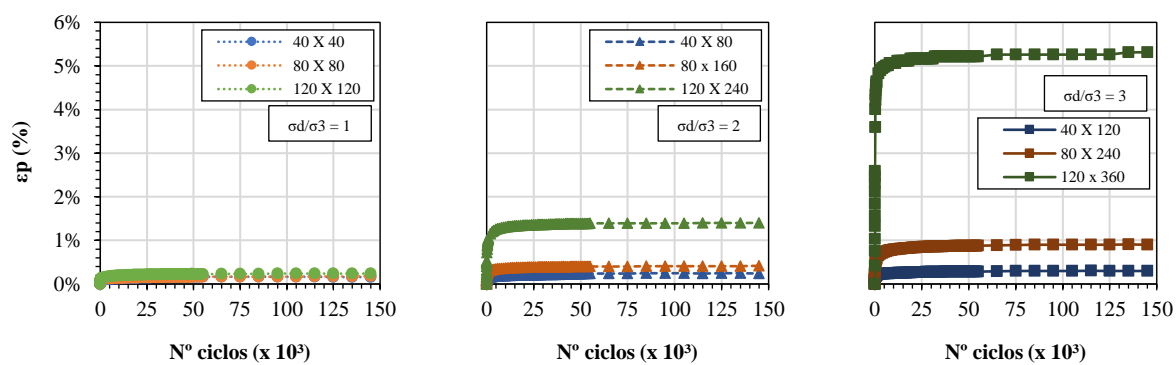
Apêndice G.1 - Análise da variação do estado de tensões nos resultados de DP-EU para o AS-EN considerando a equivalência de: (a) tensão de confinamento, (b) tensão desvio e (c) razão de tensões



(a)

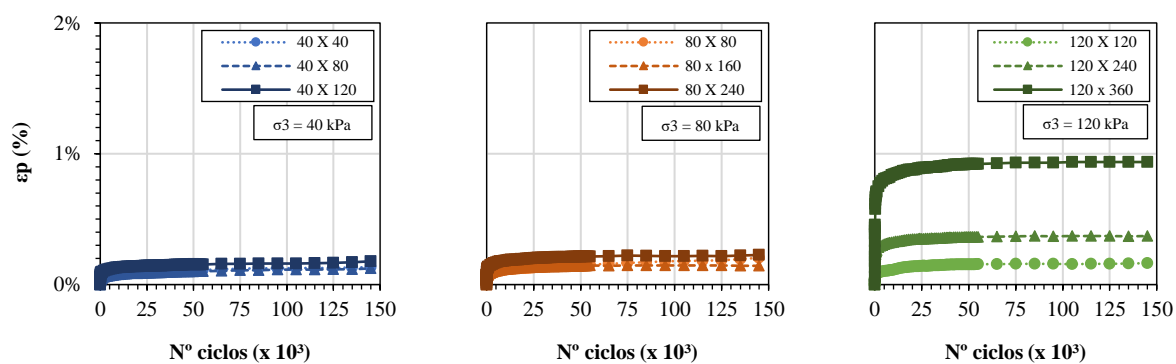


(b)

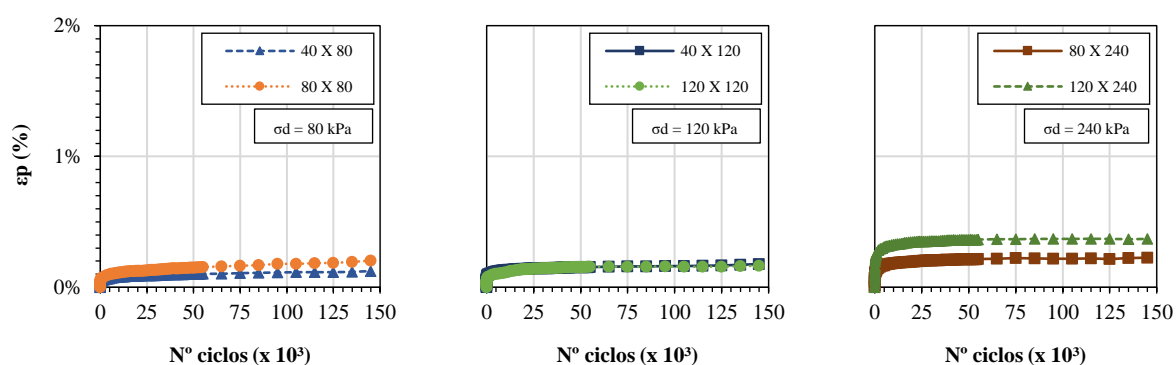


(c)

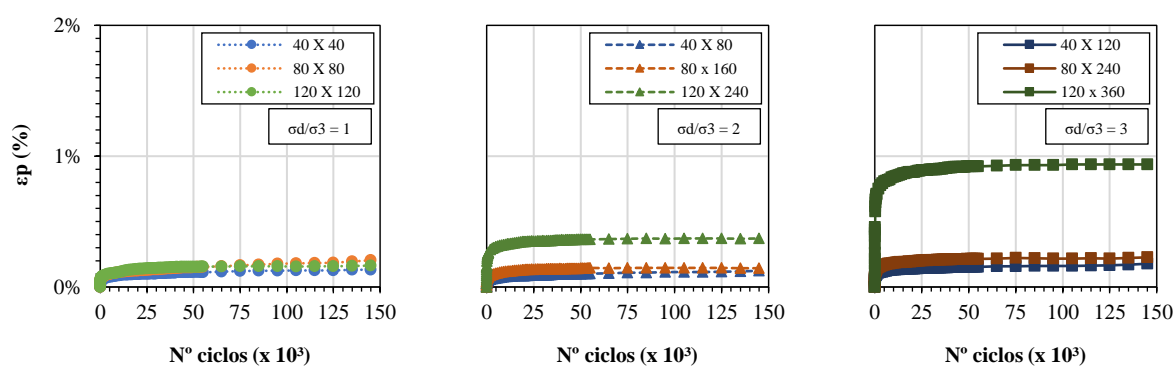
Apêndice G.2 - Análise da variação do estado de tensões nos resultados de DP-EU para o AS-EI considerando a equivalência de: (a) tensão de confinamento, (b) tensão desvio e (c) razão de tensões



(a)

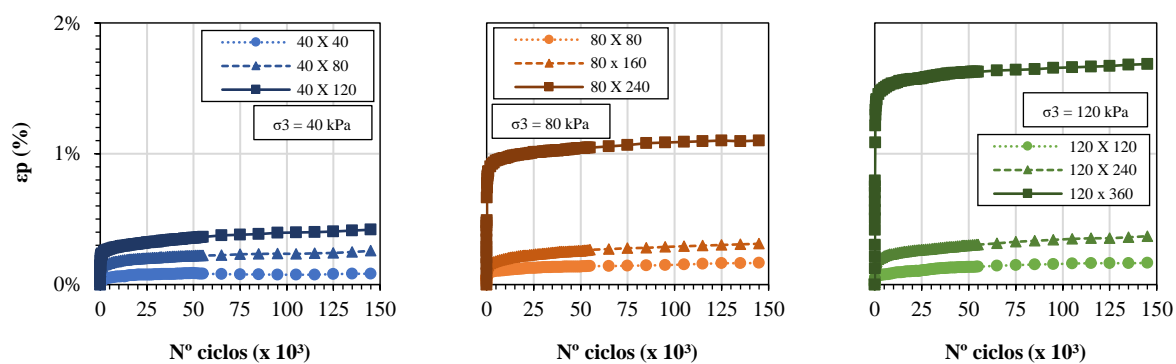


(b)

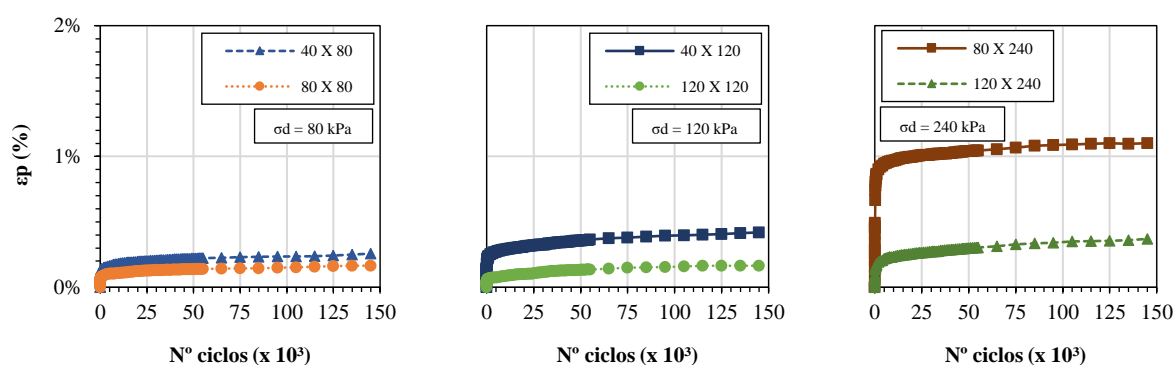


(c)

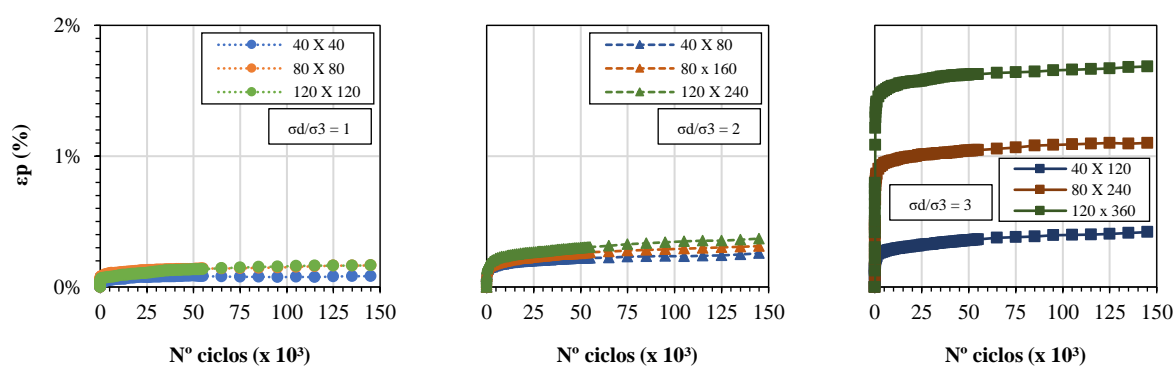
Apêndice G.3 - Análise da variação do estado de tensões nos resultados de DP-EU para o SA-EN considerando a equivalência de: (a) tensão de confinamento, (b) tensão desvio e (c) razão de tensões



(a)

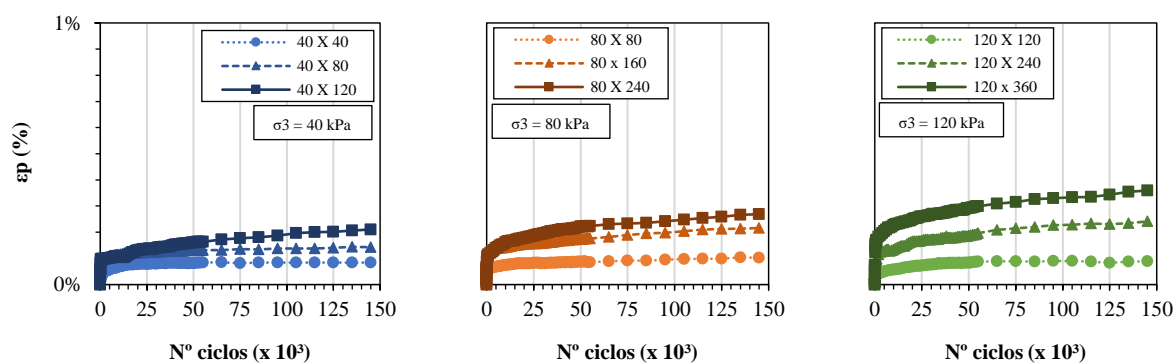


(b)

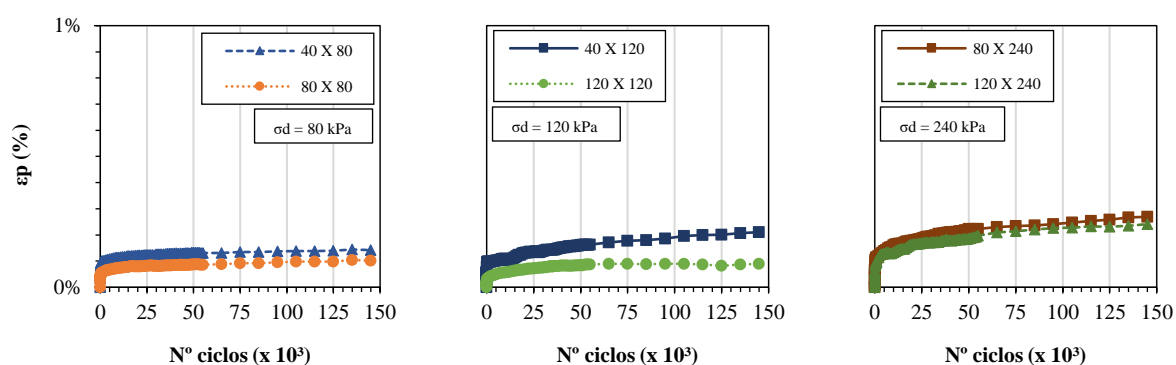


(c)

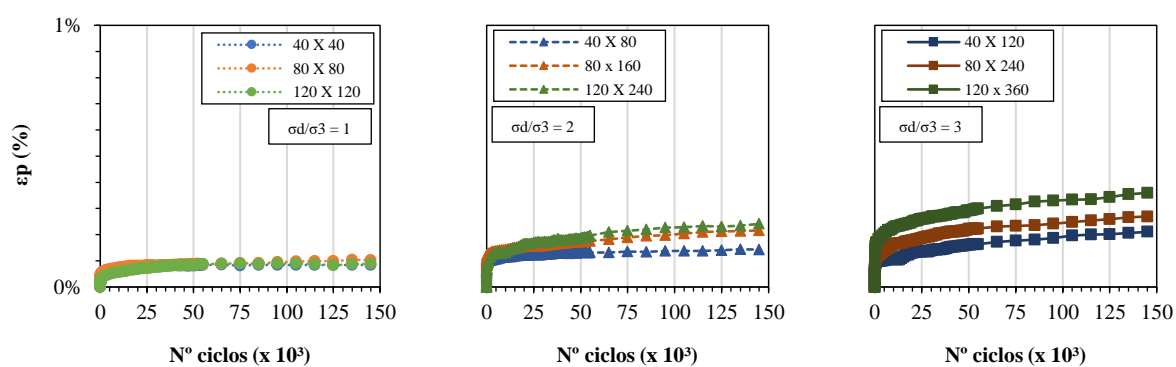
Apêndice G.4 - Análise da variação do estado de tensões nos resultados de DP-EU para o SA-EI considerando a equivalência de: (a) tensão de confinamento, (b) tensão desvio e (c) razão de tensões



(a)

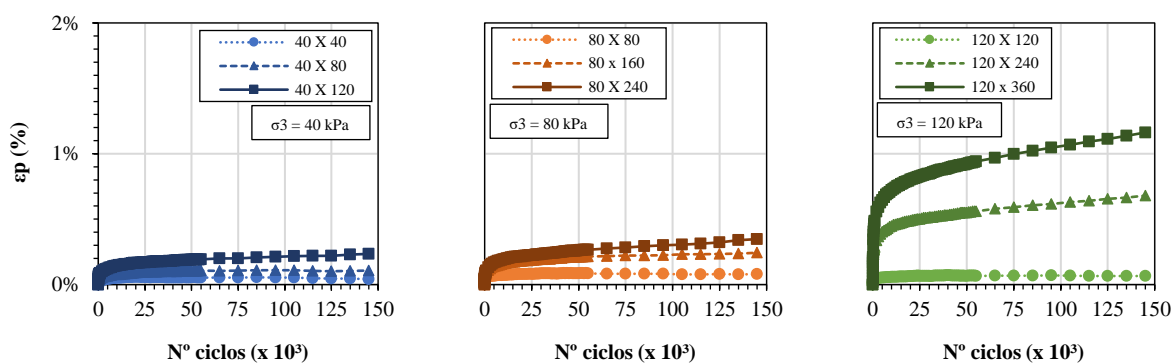


(b)

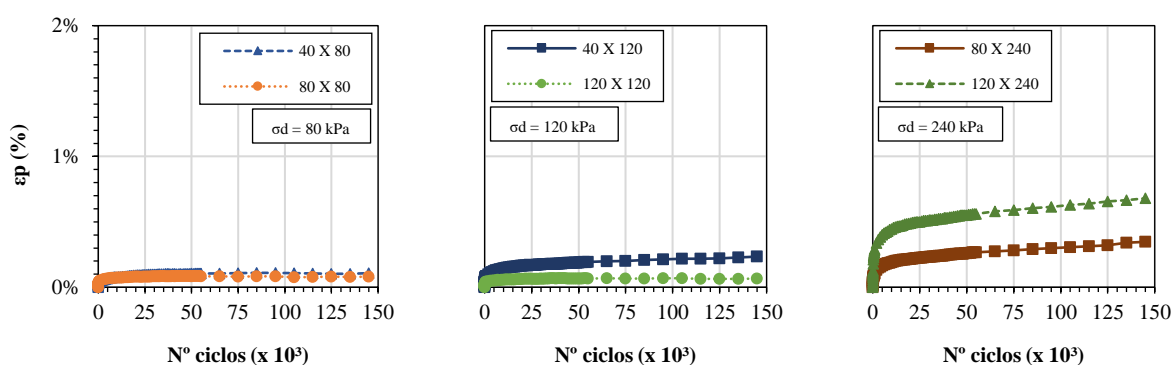


(c)

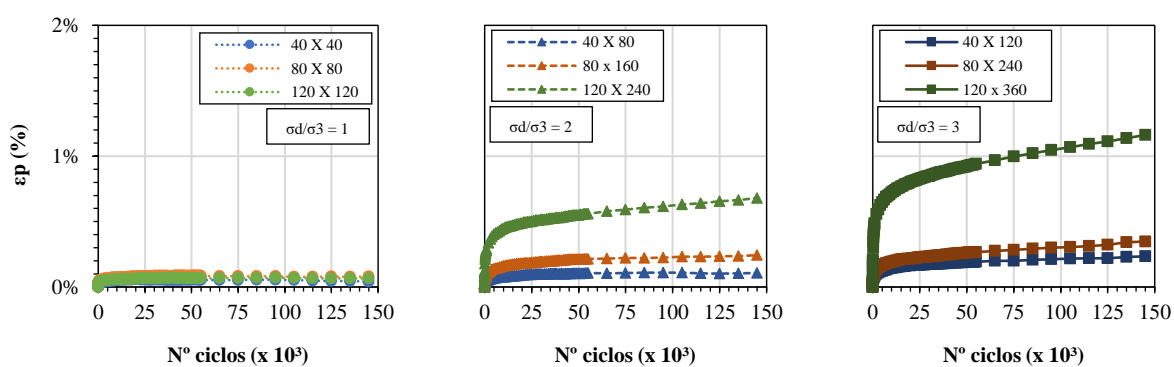
Apêndice G.5 - Análise da variação do estado de tensões nos resultados de DP-EU para o SB-EN considerando a equivalência de: (a) tensão de confinamento, (b) tensão desvio e (c) razão de tensões



(a)

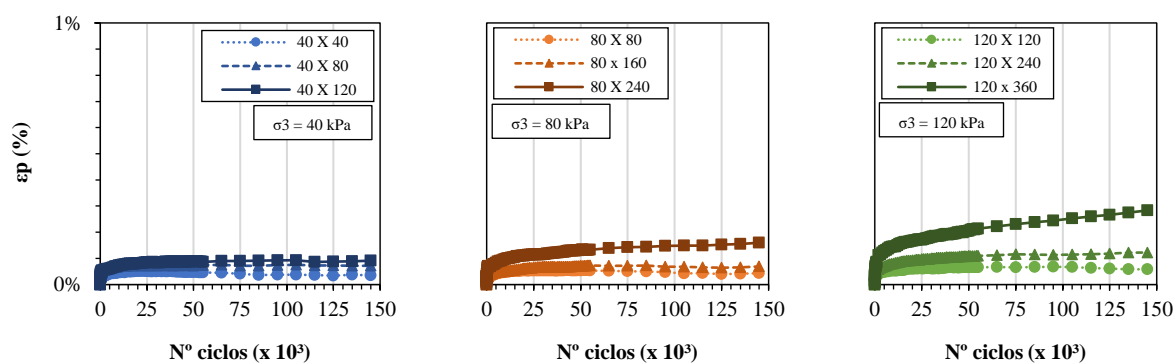


(b)

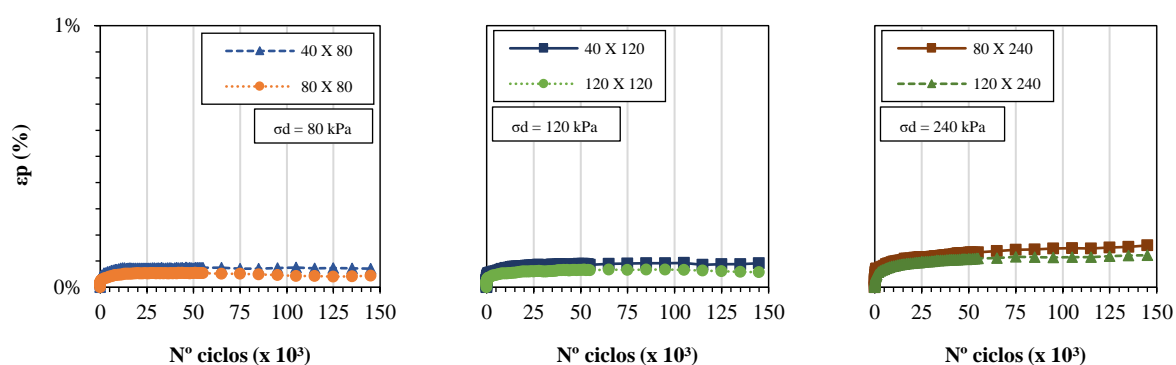


(c)

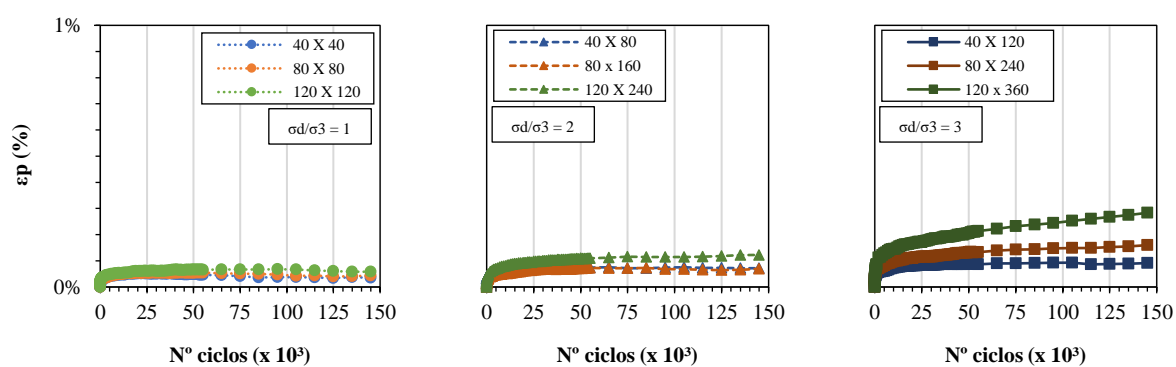
Apêndice G.6 - Análise da variação do estado de tensões nos resultados de DP-EU para o SB-EI considerando a equivalência de: (a) tensão de confinamento, (b) tensão desvio e (c) razão de tensões



(a)



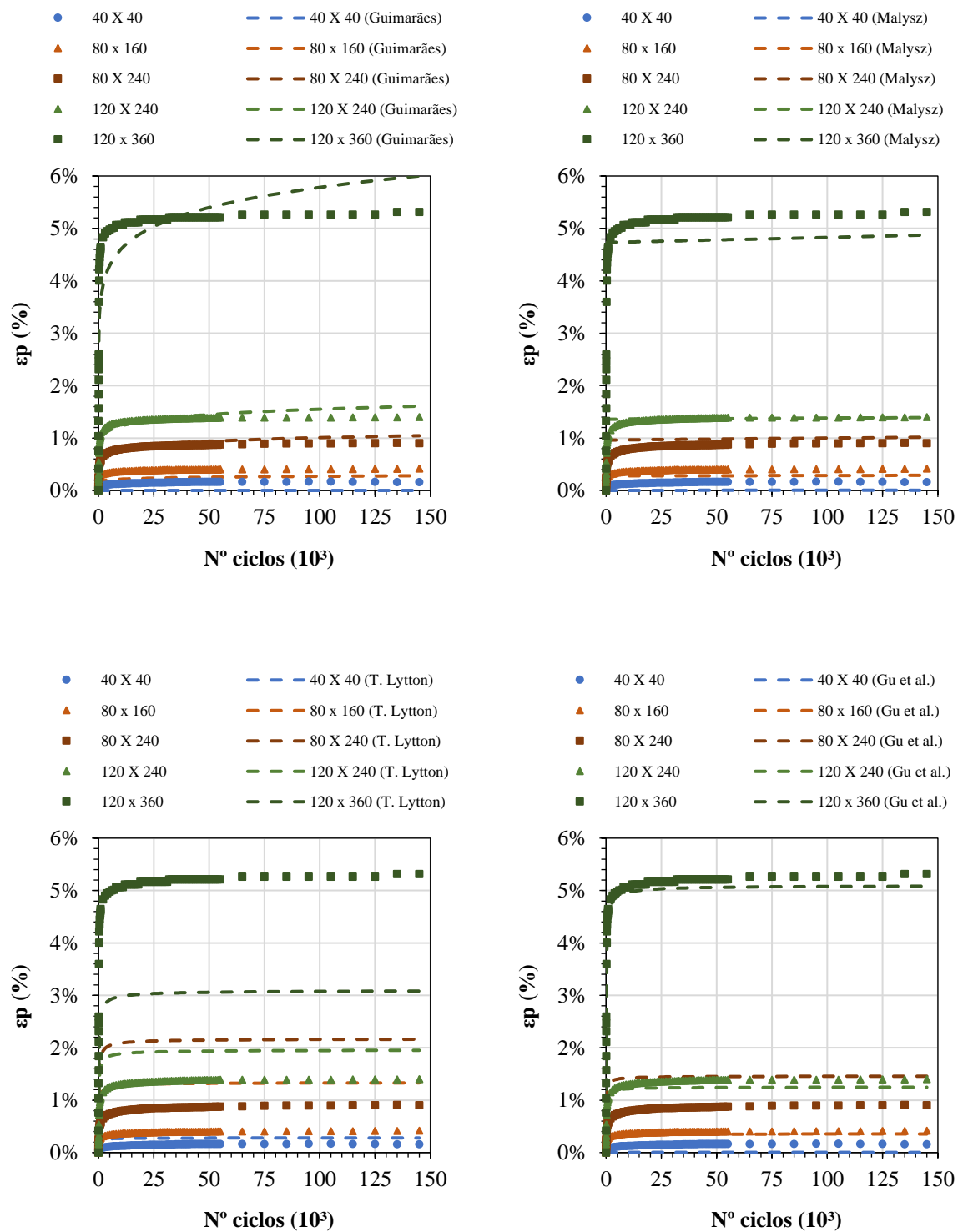
(b)



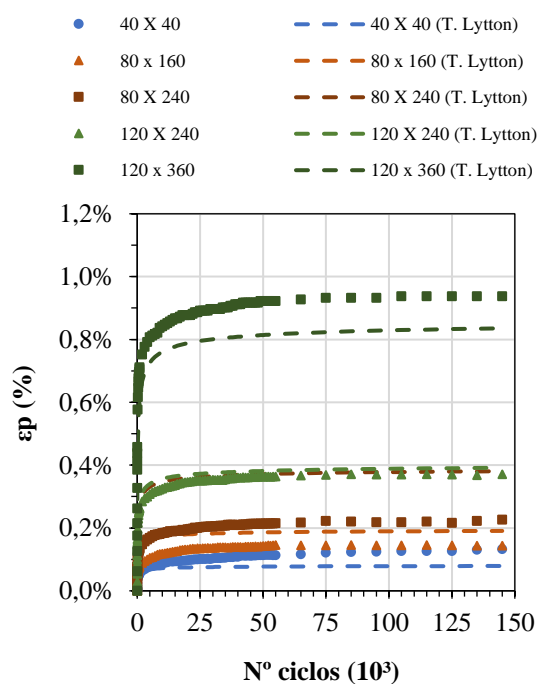
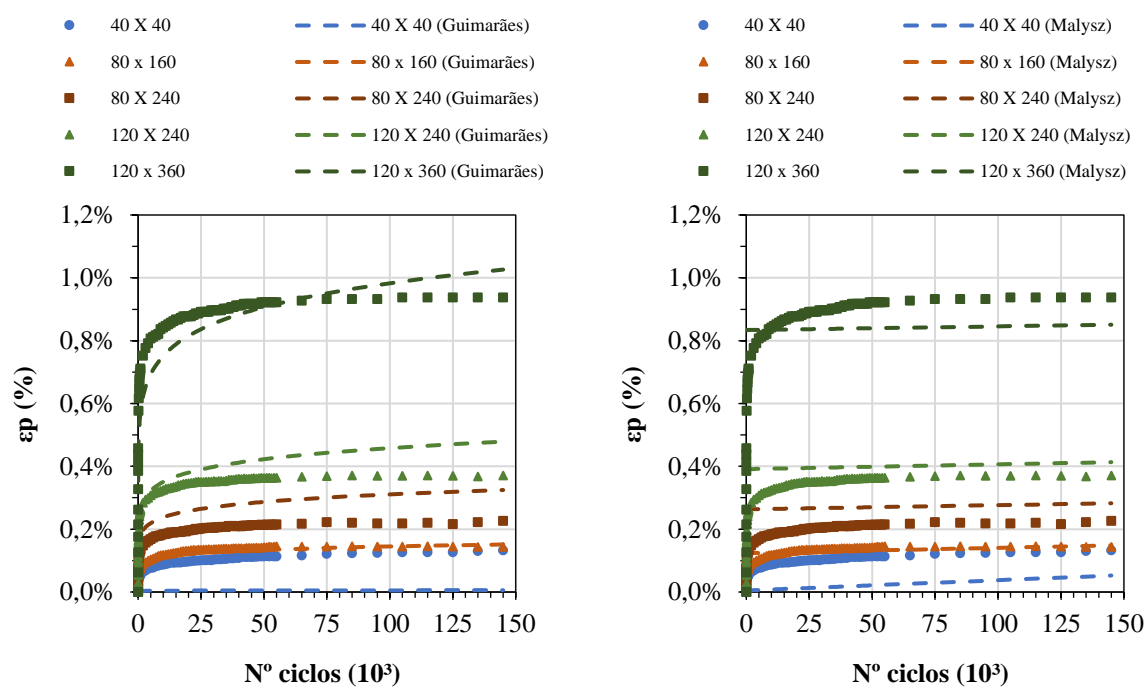
(c)

APÊNDICE H

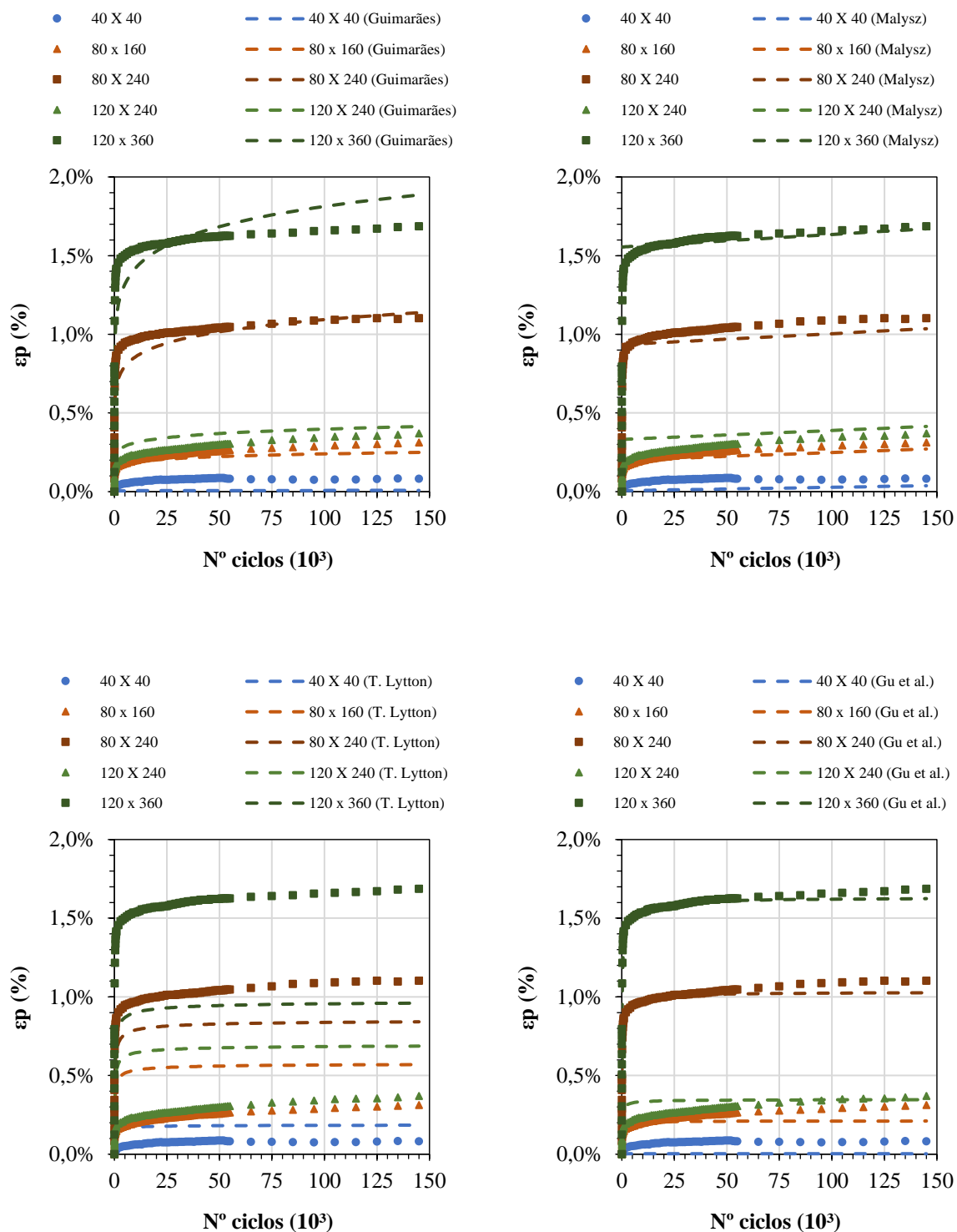
Apêndice H.1 – Modelagem dos resultados de DP-EU para o AS-EN



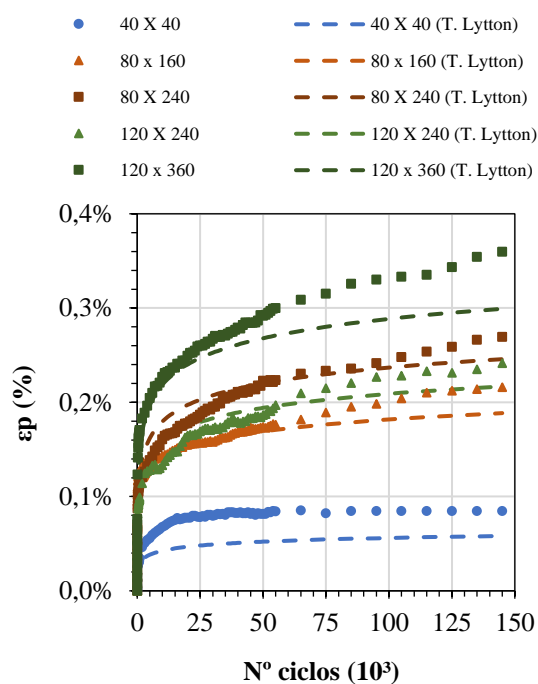
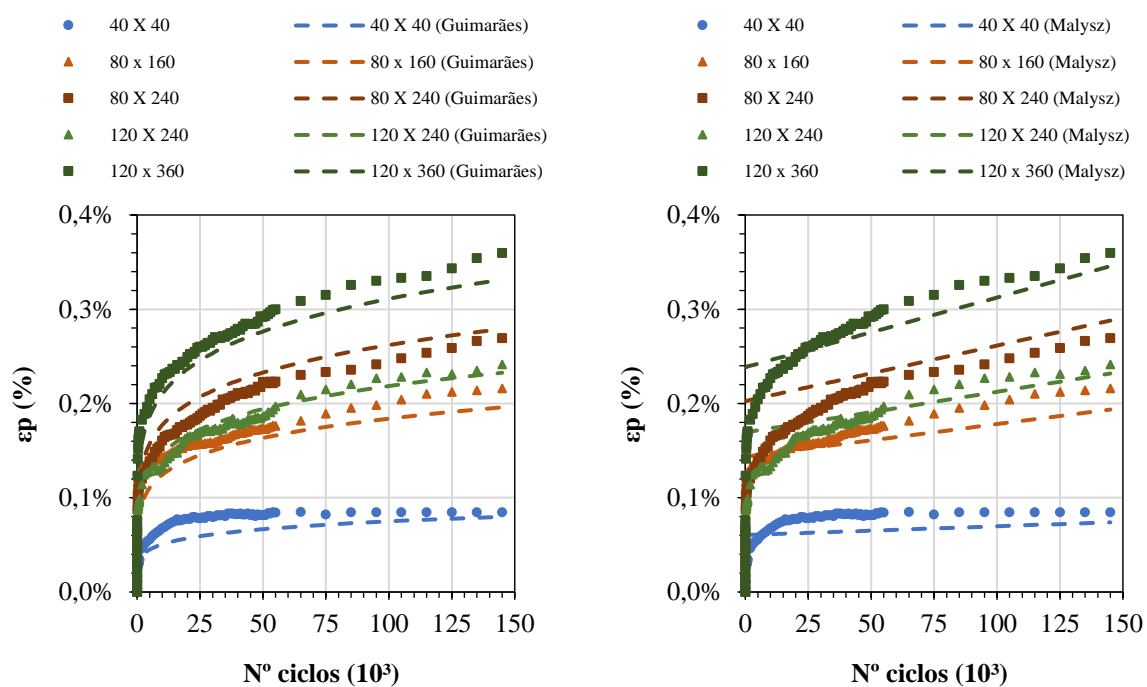
Apêndice H.2 – Modelagem dos resultados de DP-EU para o AS-EI



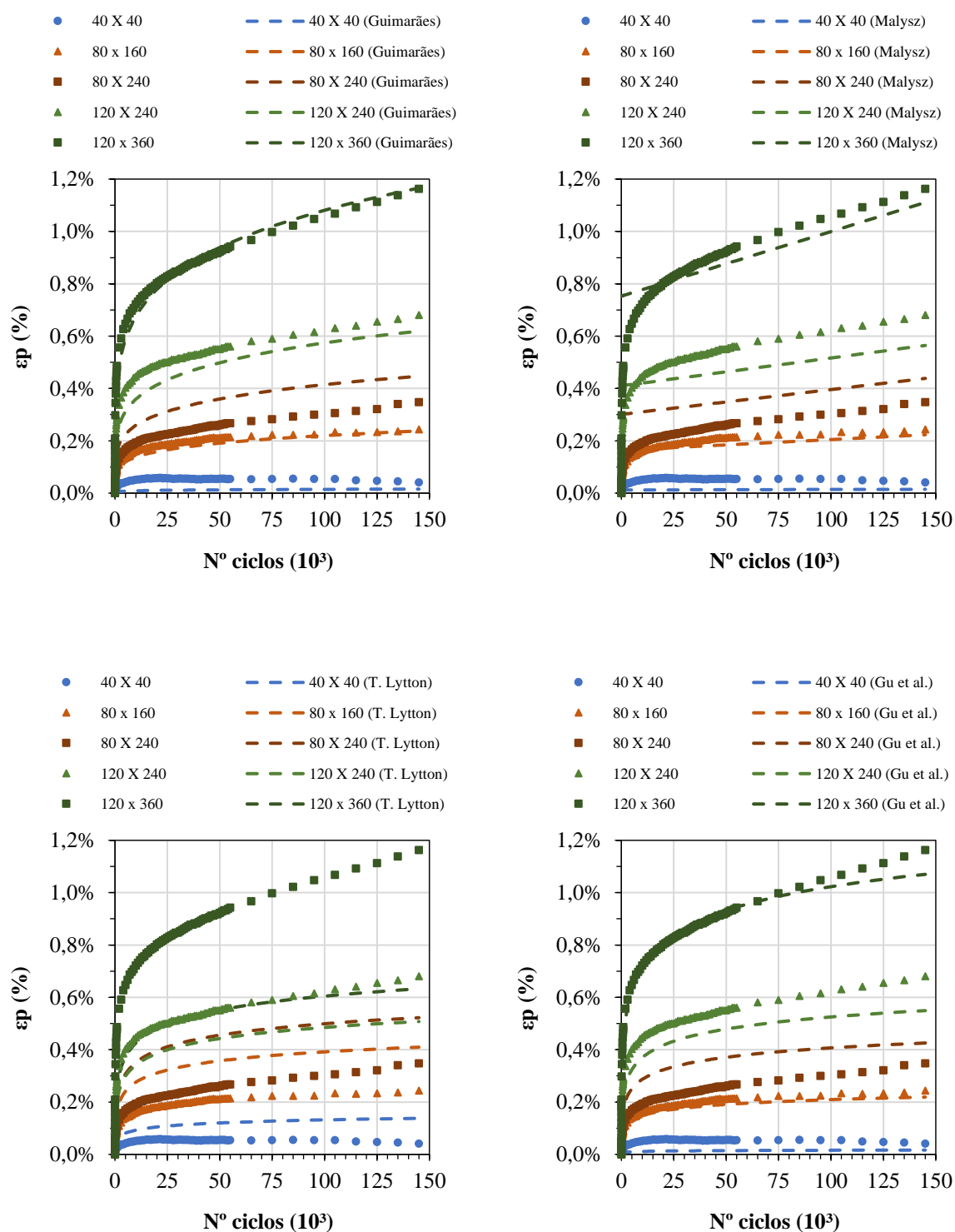
Apêndice H.3 – Modelagem dos resultados de DP-EU para o SA-EN



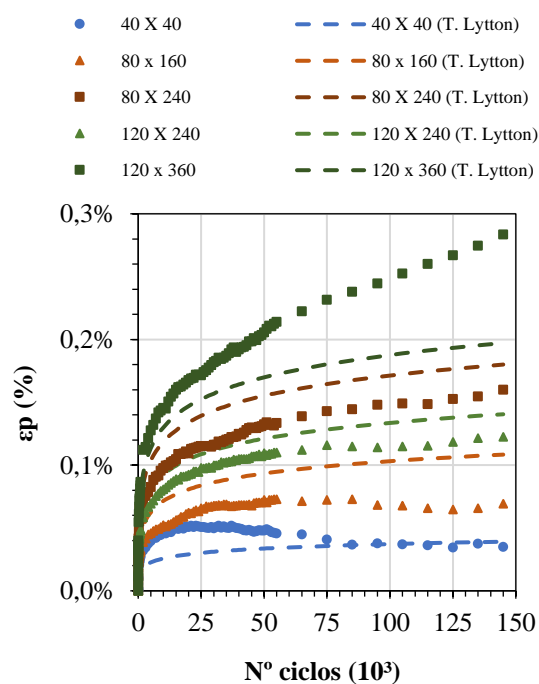
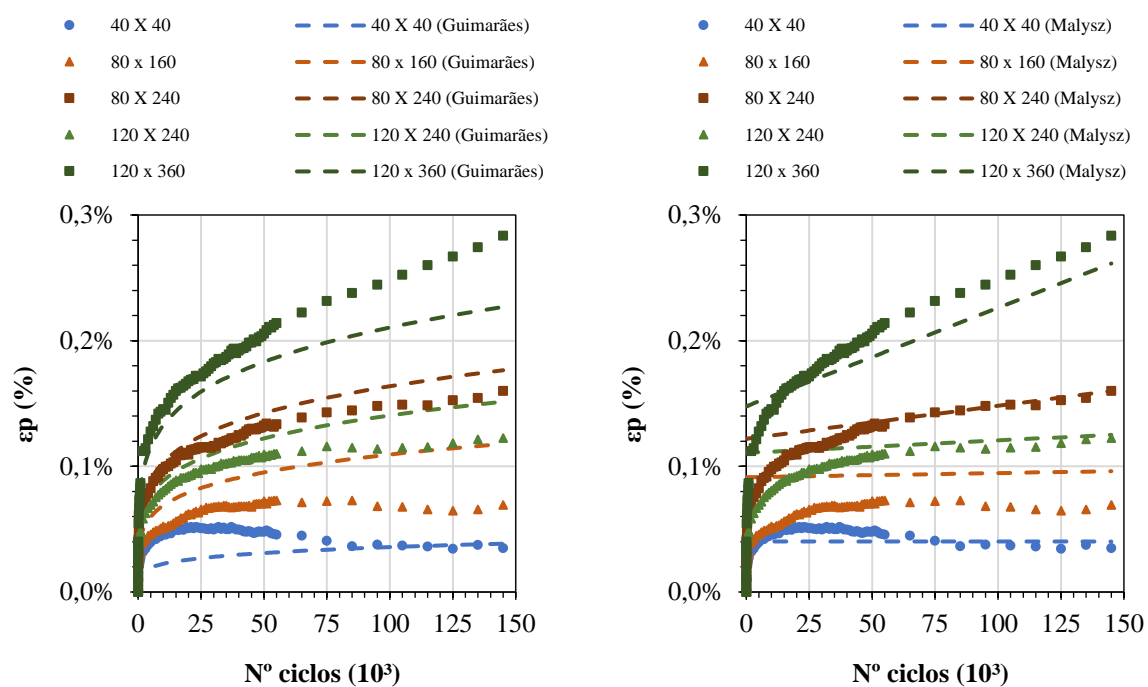
Apêndice H.4 – Modelagem dos resultados de DP-EU para o SA-EI



Apêndice H.5 – Modelagem dos resultados de DP-EU para o SB-EN

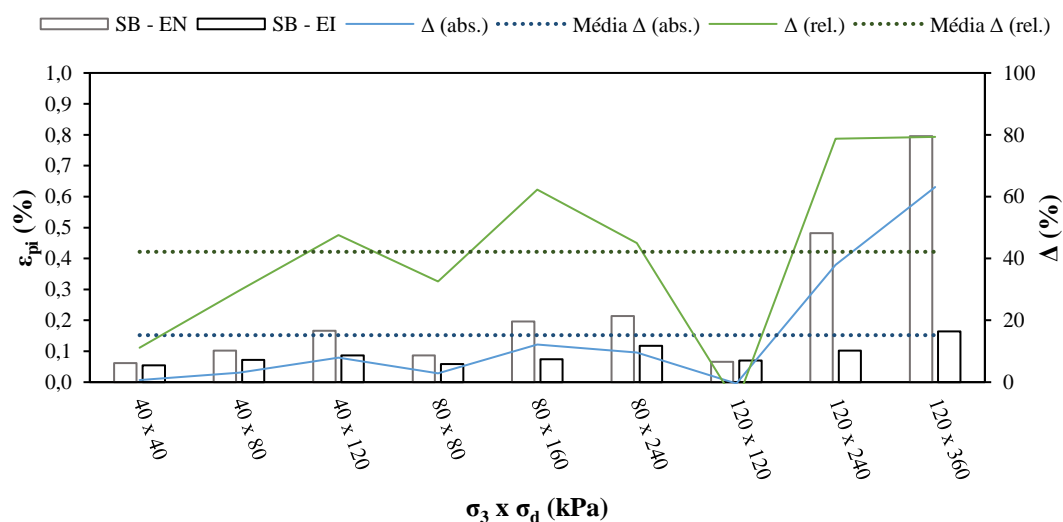
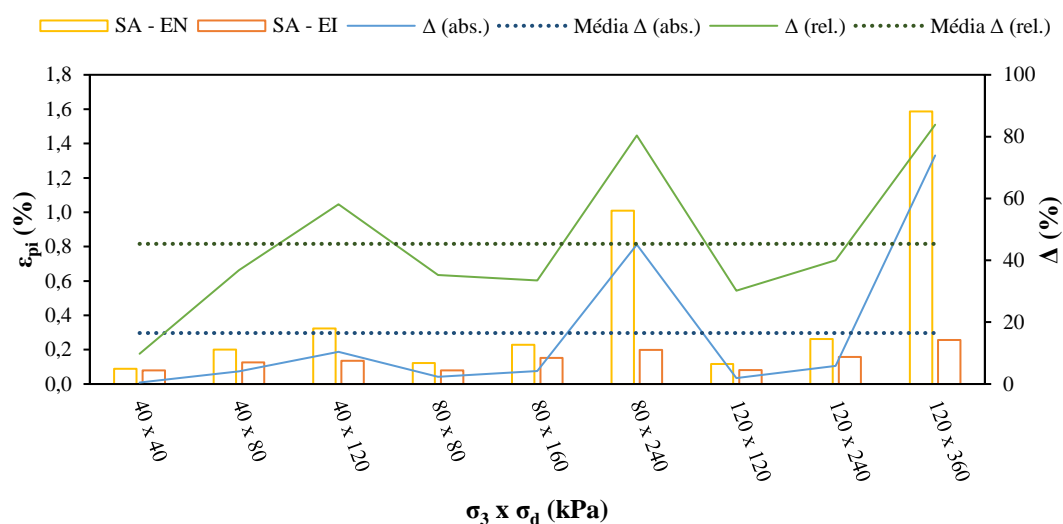
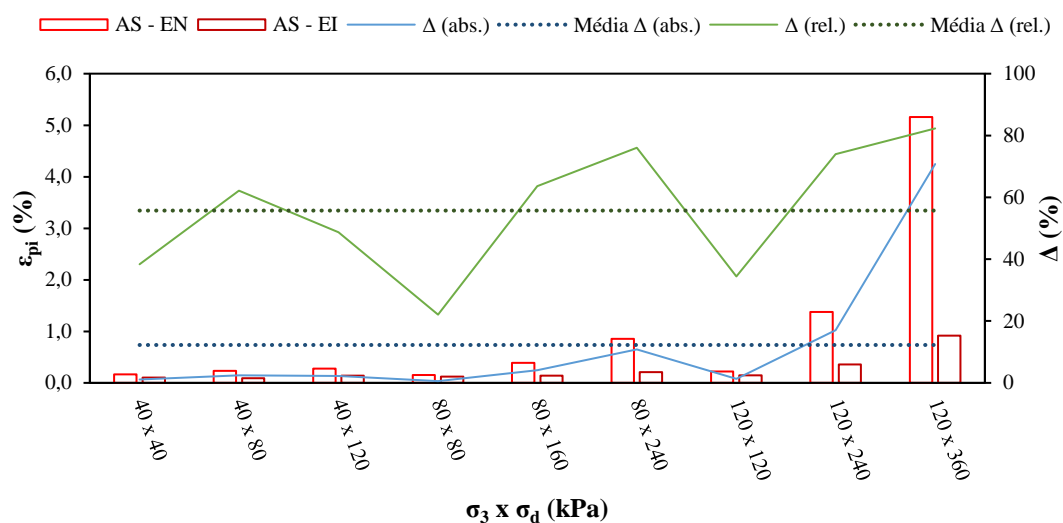


Apêndice H.6 – Modelagem dos resultados de DP-EU para o SB-EI

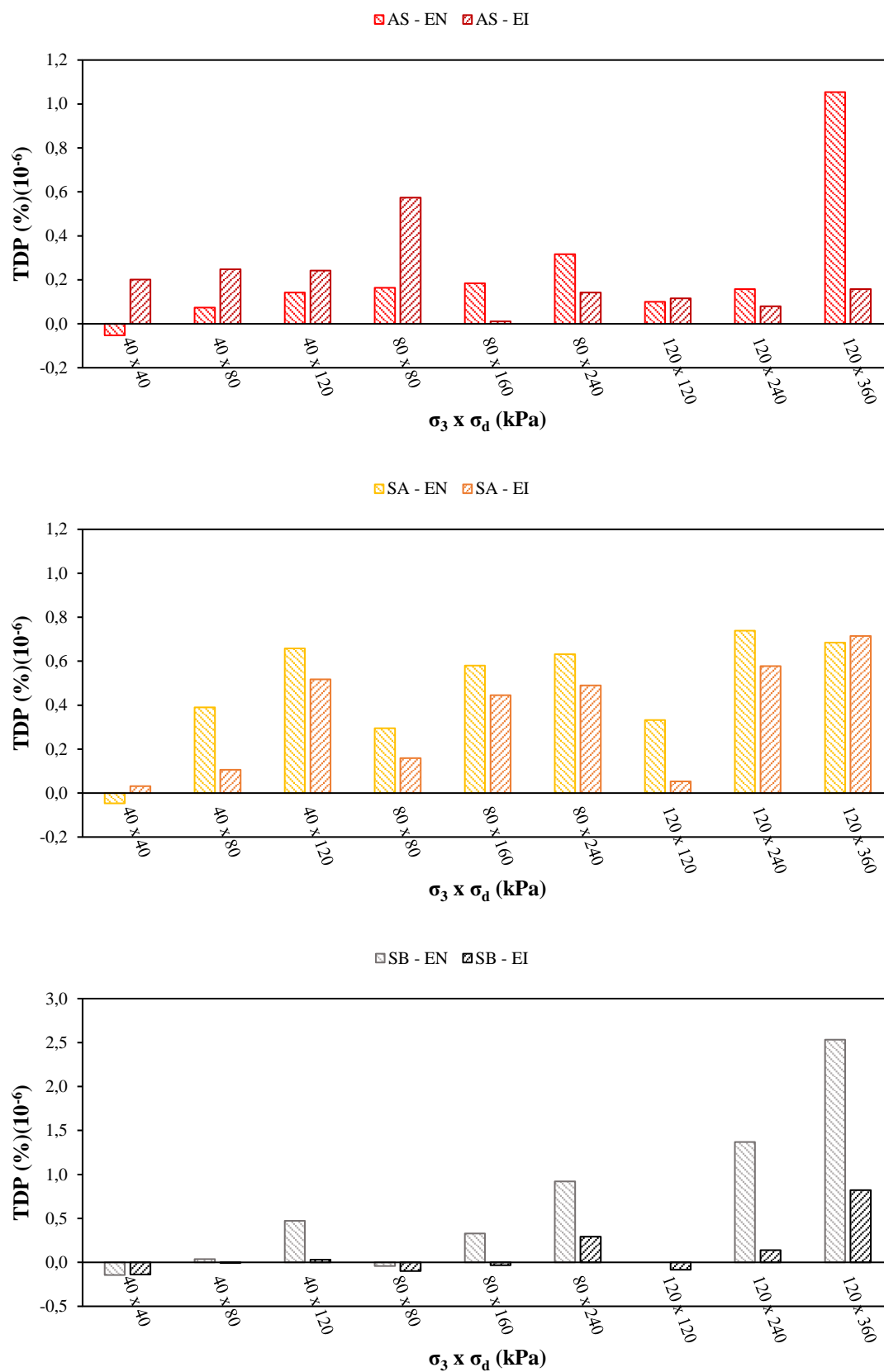


APÊNDICE I

Apêndice I.1 - Análise gráfica do efeito da energia de compactação no parâmetro ϵ_{pi} em função dos pares de tensões ensaiados



Apêndice I.2 - Análise gráfica do efeito da energia de compactação no parâmetro TDP em função dos pares de tensões ensaiados



APÊNDICE J

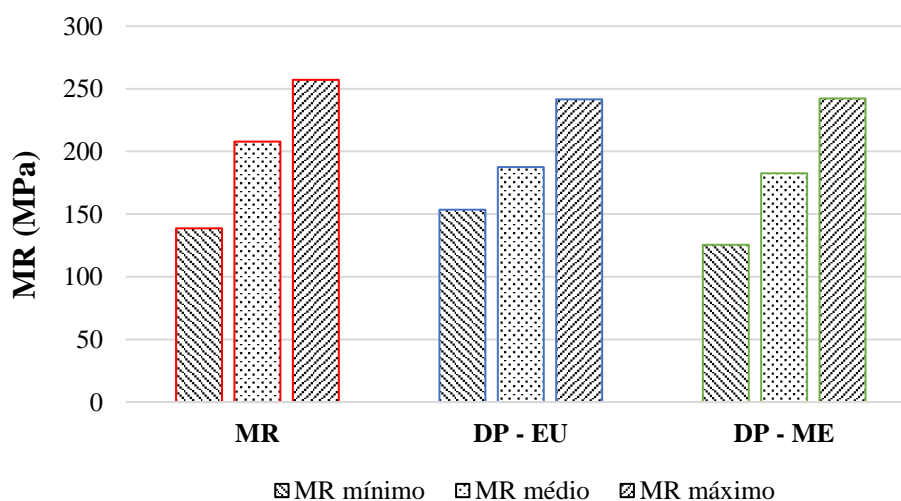
Apêndice J – Síntese dos resultados obtidos nos ensaios de DP-ME para os três solos residuais compactados somente na EN

N Ciclos	Estágio	σ_3 (kPa)	σ_a (kPa)	AS - EN		SA - EN		SB - EN	
				ε_p (%)	MR (MPa)	ε_p (%)	MR (MPa)	ε_p (%)	MR (MPa)
50	1	40	40	0,004	211,0	0,007	174,2	0,005	178,3
100	1	40	40	0,026	201,6	0,024	168,7	0,013	176,7
500	1	40	40	0,041	210,5	0,036	167,3	0,022	170,7
1000	1	40	40	0,045	213,3	0,040	169,3	0,026	172,8
5000	1	40	40	0,063	217,8	0,048	177,1	0,029	172,6
10000	1	40	40	0,074	220,8	0,052	177,6	0,037	168,2
10050	2	40	80	0,092	194,4	0,072	174,8	0,045	191,4
10100	2	40	80	0,107	188,3	0,085	165,6	0,050	178,7
10500	2	40	80	0,118	191,3	0,094	162,0	0,059	170,1
11000	2	40	80	0,122	191,5	0,099	158,9	0,060	162,4
15000	2	40	80	0,136	193,7	0,111	155,5	0,073	174,1
20000	2	40	80	0,150	199,3	0,118	146,6	0,082	174,3
20050	3	40	120	0,154	181,6	0,129	147,9	0,088	191,5
20100	3	40	120	0,165	172,6	0,145	147,9	0,092	187,1
20500	3	40	120	0,193	165,6	0,181	145,9	0,104	193,5
21000	3	40	120	0,201	164,1	0,194	147,9	0,107	180,7
25000	3	40	120	0,226	162,3	0,223	144,1	0,123	187,4
30000	3	40	120	0,236	164,9	0,246	145,7	0,132	187,9
30050	4	80	80	0,247	215,9	0,255	239,5	0,140	278,4
30100	4	80	80	0,252	217,6	0,256	239,9	0,142	285,3
30500	4	80	80	0,258	225,5	0,259	230,2	0,145	298,8
31000	4	80	80	0,261	231,6	0,261	235,7	0,147	304,3
35000	4	80	80	0,281	242,1	0,265	227,4	0,150	300,6
40000	4	80	80	0,288	247,6	0,272	224,9	0,148	298,1
40050	5	80	160	0,303	189,8	0,277	241,1	0,157	312,7
40100	5	80	160	0,320	179,9	0,279	239,4	0,159	312,8
40500	5	80	160	0,364	171,9	0,281	230,4	0,166	320,2
41000	5	80	160	0,390	168,9	0,284	225,3	0,169	307,3
45000	5	80	160	0,443	171,3	0,295	216,1	0,172	305,8
50000	5	80	160	0,468	174,0	0,306	214,6	0,176	300,9
50050	6	80	240	0,575	136,5	0,316	227,2	0,185	311,5
50100	6	80	240	0,819	127,0	0,339	218,5	0,189	314,3
50500	6	80	240	1,354	124,8	0,586	195,5	0,201	305,4
51000	6	80	240	1,520	124,4	0,701	197,5	0,208	307,5
55000	6	80	240	1,775	125,5	0,800	210,0	0,235	303,5
60000	6	80	240	1,860	125,9	0,827	209,6	0,252	292,2
60050	7	120	120	1,871	195,8	0,832	271,2	0,257	353,9
60100	7	120	120	1,874	193,8	0,833	269,4	0,260	360,4
60500	7	120	120	1,880	205,1	0,834	270,4	0,263	371,9
61000	7	120	120	1,883	207,4	0,835	265,4	0,265	374,8
65000	7	120	120	1,889	232,5	0,835	252,5	0,267	376,8
70000	7	120	120	1,893	245,6	0,833	251,1	0,268	377,6
70050	8	120	240	1,901	160,2	0,837	277,3	0,270	382,9
70100	8	120	240	1,905	157,5	0,839	280,1	0,272	382,6
70500	8	120	240	1,915	153,0	0,842	282,7	0,275	382,3
71000	8	120	240	1,924	151,9	0,843	275,6	0,277	378,2
75000	8	120	240	1,961	154,1	0,847	267,4	0,280	374,7
80000	8	120	240	1,984	153,9	0,855	263,9	0,283	370,3
80050	9	120	360	2,324	128,6	0,863	288,1	0,291	391,6
80100	9	120	360	3,637	126,9	0,868	290,5	0,295	392,3
80500	9	120	360	6,938	137,2	0,886	284,0	0,307	379,8
81000	9	120	360	7,594	142,4	0,904	278,6	0,316	373,9
85000	9	120	360	-	-	0,980	276,5	0,363	362,6
90000	9	120	360	-	-	1,020	280,2	0,395	356,4

APÊNDICE K

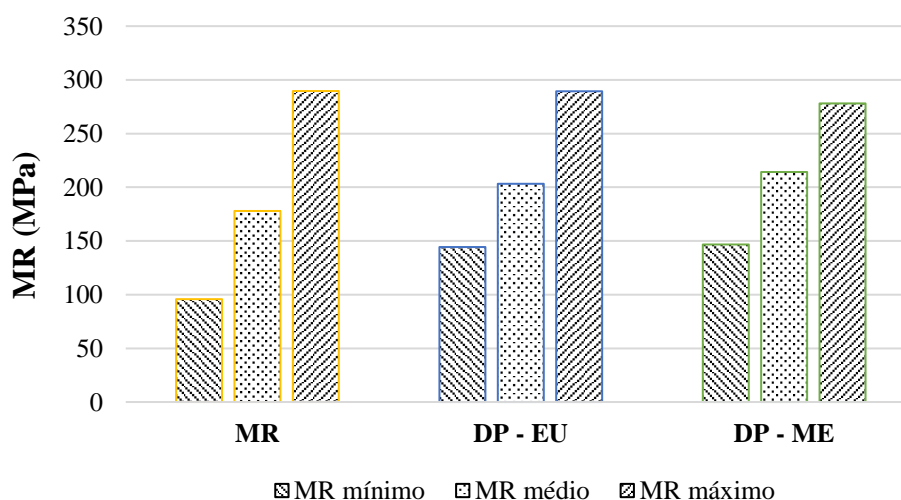
Apêndice K.1 - Síntese dos parâmetros obtidos na modelagem do MR a partir dos ensaios de MR, DP-EU e DP-ME para o AS-EN

Modelo	Parâmetro	Solo - Energia de compactação - Ensaio		
		AS - EN		
		MR	DP - EU	DP - ME
$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	k1	151,788	207,834	143,824
	k2	-0,110	0,039	-0,091
	R ²	17,3%	1,3%	3,9%
	R ² aj	15,7%	-12,8%	-9,9%
	S	33,1	32,6	42,7
$MR = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	k1	142,640	142,624	110,115
	k2	-0,165	-0,133	-0,244
	R ²	62,3%	32,4%	60,5%
	R ² aj	61,6%	22,7%	54,8%
	S	22,4	27,0	27,4
$MR = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	k1	171,613	175,534	146,657
	k2	-0,150	-0,064	-0,209
	R ²	35,8%	4,1%	24,3%
	R ² aj	34,5%	-9,6%	13,4%
	S	29,2	32,1	37,9
$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$	k1	186,687	256,083	190,996
	k2	0,198	0,367	0,347
	k3	-0,295	-0,316	-0,418
	R ²	80,4%	89,9%	88,5%
	R ² aj	79,7%	86,6%	84,7%
	S	16,3	11,2	16,0
$MR = k_1 p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1\right)^{k_3}$	k1	2687,204	1931,330	2289,370
	k2	0,260	0,472	0,439
	k3	-1,197	-1,237	-1,556
	R ²	95,6%	87,5%	91,8%
	R ² aj	95,4%	83,3%	89,1%
	S	7,7	12,5	13,5
MR médio		207,9	187,5	182,6
MR mínimo		138,6	153,5	125,5
MR máximo		257,1	241,6	242,3
Varição média		-	-9,8%	-12,2%



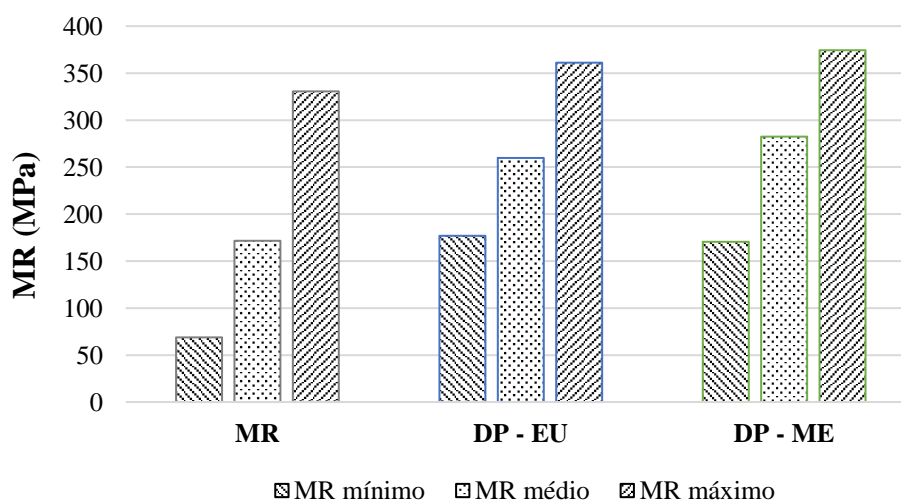
Apêndice K.2 - Síntese dos parâmetros obtidos na modelagem do MR a partir dos ensaios de MR, DP-EU e DP-ME para o SA-EN

Modelo	Parâmetro	Solo - Energia de compactação - Ensaio		
		SA - EN		
		MR	DP - EU	DP - ME
$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	k1	831,617	750,556	723,633
	k2	0,566	0,508	0,473
	R ²	96,7%	88,1%	94,5%
	R ² aj	96,7%	86,4%	93,8%
	S	11,3	18,6	12,0
$MR = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	k1	375,622	380,485	330,079
	k2	0,350	0,321	0,219
	R ²	60,6%	70,3%	41,2%
	R ² aj	59,9%	66,0%	32,8%
	S	39,0	29,4	39,3
$MR = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	k1	317,992	328,720	318,308
	k2	0,513	0,497	0,405
	R ²	88,4%	94,6%	79,7%
	R ² aj	88,2%	93,8%	76,8%
	S	21,2	12,6	23,1
$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$	k1	837,291	702,937	729,643
	k2	0,578	0,379	0,490
	k3	-0,012	0,137	-0,018
	R ²	96,8%	95,2%	94,7%
	R ² aj	96,6%	93,6%	92,9%
	S	11,4	12,8	12,8
$MR = k_1 p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1\right)^{k_3}$	k1	951,792	1035,728	1185,187
	k2	0,773	0,514	0,648
	k3	-0,574	-0,033	-0,499
	R ²	93,8%	94,6%	88,1%
	R ² aj	93,6%	92,8%	84,1%
	S	15,8	13,6	19,1
MR médio		177,9	203,2	214,2
MR mínimo		95,8	144,3	146,7
MR máximo		289,6	289,4	278,0
Variação média			14,2%	20,4%



Apêndice K.3 - Síntese dos parâmetros obtidos na modelagem do MR a partir dos ensaios de MR, DP-EU e DP-ME para o SB-EN

Modelo	Parâmetro	Solo - Energia de compactação - Ensaio		
		SB - EN		
		MR	DP - EU	DP - ME
$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	k1	1487,252	997,802	1513,863
	k2	0,806	0,524	0,656
	R ²	97,8%	90,3%	98,6%
	R ² aj	97,8%	88,9%	98,4%
	S	12,3	21,9	10,9
$MR = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	k1	512,614	447,591	522,787
	k2	0,525	0,277	0,314
	R ²	70,7%	52,4%	49,6%
	R ² aj	70,1%	45,6%	42,3%
	S	44,9	48,5	64,9
$MR = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	k1	385,651	410,441	482,156
	k2	0,746	0,471	0,553
	R ²	94,7%	84,9%	85,6%
	R ² aj	94,6%	82,8%	83,5%
	S	19,2	27,3	34,7
$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$	k1	1412,977	976,064	1515,291
	k2	0,719	0,487	0,658
	k3	0,087	0,037	-0,001
	R ²	98,7%	90,8%	98,6%
	R ² aj	98,6%	87,7%	98,1%
$MR = k_1 p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1\right)^{k_3}$	k1	652,622	1313,487	1198,990
	k2	1,024	0,695	0,976
	k3	-0,560	-0,453	-0,825
	R ²	97,6%	90,2%	99,0%
	R ² aj	97,6%	86,9%	98,7%
	S	13,1	23,8	9,9
	MR médio	171,6	259,7	282,4
	MR mínimo	68,8	176,9	170,5
	MR máximo	330,6	361,1	374,4
	Varição média		51,4%	64,6%



APÊNDICE L

Apêndice L.1 – Síntese das normas vigentes de ensaios de DP e respectivas especificações

		Norma	
		DNIT 179/2018 - IE (DNIT, 2018b)	AG:PT/T053 (AUSTROADS, 2007)
Material / CP	Tipo de material	Solos e materiais granulares não estabiliz. quim. (1)	Materiais granulares não estabiliz. quim.
	Diâmetro máximo das partículas	1/4 do diâmetro do CP	19 mm (3/4")
	Dimensões do CP (D x A) (cm)	10 x 20 ou 15 x 30, conforme granulometria da amostra	10 x 20
	Método de compactação	Dinâmica (por impacto com soquete)	Dinâmica (por impacto com soquete)
	Número de camadas na compactação	10	5 (En. Normal) ou 8 (En. Modif.) (6)
	Tempo de homogeneização	Mínimo 12 horas para solos e dispensável para materiais granulares	0 a 7 dias, conforme o tipo de material
Equipamento	Tensão de confinamento	Estática	Estática
	Tensão desvio	Cíclica	Cíclica
	Meio de confinamento	Ar	Interface ar/líquido (7)
	Sistema de carregamento	Pneumático ou hidráulico	-
	Posição da célula de carga	Interna (em contato direto com o <i>top-cap</i>)	Externa ou interna (8)
	Medição dos deslocamentos permanentes	2 LVDTs (2) internos (fixos no <i>top-cap</i> (3) ou no terço médio do CP)	1 LVDT externo (amplitude de 20 mm) (9)
	Medição dos deslocamentos resilientes	2 LVDTs (2) internos (fixos no <i>top-cap</i> (3) ou no terço médio do CP)	2 LVDTs externos ou internos (amplitude de 5 mm) (10)
	Medição/controle da poro-pressão	-	Não
	Tensão de assentamento (constante)	-	Sim (11)
Ensaio	Drenagem	Aberta	Aberta
	Frequência de carregamento	Entre 1 e 5 Hz (recomenda-se 2 Hz)	0,33 Hz
	Duração do pulso de carga	Pulso de 0,1 s (intervalo de repouso condicionado à frequência)	Pulso de 1,0 s (12)
	Forma do pulso de carga	-	Trapezoidal
	Sequência de carregamento	Estágio único	Multi-estágios
	Pré-condicionamento	Sim (4)	Não
	Estágios (pares de tensões)	9 (5)	3
	Ciclos por estágio (mínimo)	150.000	10.000
	Amplitude de tensões (σ_3 , σ_d) (kPa)	(40-120, 40-360)	(50, 150-550) (13)

- (1) São incluídos também solos e materiais melhorados por pequenas quantidades de adição de produtos químicos ou elementos como fibras naturais ou sintéticas, e outros materiais alternativos, desde que não estabilizados quimicamente.
- (2) É possível utilizar outros tipos de medidores de deslocamento, desde que atendam à precisão da leitura cíclica (1×10^{-3} mm).
- (3) O equipamento da COPPE/UFRJ, no qual a norma se baseou, possui 2 LVDTs presos no *top-cap* e apoiados sobre hastes guias fixas na base da câmara triaxial, onde se encontra um prolongador ajustável externamente.
- (4) Aplicam-se 50 ciclos de carga iniciais ($\sigma_3 = 30$ kPa e $\sigma_d = 30$ kPa), para garantir total contato entre o pistão e o *top-cap*, evitando que eventuais folgas ou ajustes da superfície sejam lidos como deformação do CP. A deformação permanente obtida após esses 50 ciclos não deve ser considerada, sendo a altura de referência do medidor de deslocamento corrigida para prosseguimento do ensaio.
- (5) Um número mínimo de 6 CPs pode ser ensaiado, desde que os valores das tensões sejam bem espaçados entre si, de modo a abranger um universo amplo de tensões atuantes no material, em relação à carga de roda do eixo padrão.
- (6) A norma estabelece dois critérios para garantia de uma compactação adequada e uniforme: 1) o número de golpes por camada não deve ser inferior a 24; 2) a espessura de cada camada deve ter no mínimo 22 mm e no máximo 50 mm, considerando o diâmetro máximo das partículas de 19 mm.
- (7) Um meio de dois componentes é usado para aplicar a tensão de confinamento estática, com o nível do líquido (água ou óleo de silicone) logo acima do *top-cap*, sendo o restante da câmara preenchido por ar.
- (8) A possibilidade de posicionamento (interno ou externo) da célula de carga é dependente do atrito existente na passagem do pistão de carga através do topo da câmara triaxial (a norma apresenta valores de tolerância para ambos os casos).
- (9) O LVDT é fixo ao pistão de carga e apoiado sobre o topo da câmara triaxial.
- (10) Quando externos, a norma estabelece um procedimento para correção dos deslocamentos resilientes obtidos, devido à influência dos deslocamentos da câmara triaxial como um todo.
- (11) Somente quando a conexão *top-cap*/pistão de carga for flexível, visando garantir o constante contato entre eles durante todo o ensaio.
- (12) O ciclo de carregamento possui um período total de 3,0 s, com intervalos de subida e queda do pulso de até 0,3 s cada.
- (13) Há disponíveis três combinações de sequências de carregamento (multi-estágios em 3 fases cada), sendo os níveis de tensões definidos conforme o material estudado e sua posição como camada no pavimento.

Apêndice L.2 – Síntese das normas vigentes de ensaios de DP e respectivas especificações

		Norma	
		NZTA T15:2014 (NZTA, 2014)	EN 13286-7:2004 (CEN, 2004)
Material / CP	Tipo de material	Materiais granulares (estabilizados ou não)	Materiais não estabilizados quimicamente
	Diâmetro máximo das partículas	37,5 mm (1. 1/2")	1/5 do diâmetro do CP
	Dimensões do CP (D x A) (cm)	15 x 30	(3)
	Método de compactação	Vibratória (com martetele vibratório) (1)	Opcional
	Número de camadas na compactação	5	-
	Tempo de homogeneização	-	Mínimo 24 h (a depender do material)
Equipamento	Tensão de confinamento	Estática	Estática (4) ou cíclica (5)
	Tensão desvio	Cíclica	Cíclica
	Meio de confinamento	Ar, água ou silicone	Ar, água ou silicone
	Sistema de carregamento	Pneumático ou hidráulico	-
	Posição da célula de carga	Externa	Interna (em contato direto com o <i>top-cap</i>)
	Medição dos deslocamentos permanentes	2 transdutores de deslocamento externos	2 ou 3 LVDTs internos fixos diretamente no CP (6)
	Medição dos deslocamentos resilientes	2 transdutores de deslocamento externos	2 ou 3 LVDTs internos fixos diretamente no CP (6)
	Medição/controle da poro-pressão	Não	-
	Tensão de assentamento (constante)	Sim (equivalente a 5 kPa)	Opcional (no máximo 5 kPa)
Ensaio	Drenagem	Aberta ou fechada (2)	Aberta
	Frequência de carregamento	4 Hz	Entre 0,2 e 10 Hz
	Duração do pulso de carga	-	-
	Forma do pulso de carga	Haversine	-
	Sequência de carregamento	Multi-estágios	Estágio único ou multi-estágios
	Pré-condicionamento	Não	Não
	Estágios (pares de tensões)	6	(7)
	Ciclos por estágio (mínimo)	50.000	80.000 (EU) e 10.000 (ME)
	Amplitude de tensões (σ_3 , σ_d) (kPa)	(40-140, 90-550)	(20-150, 20-600)

- (1) O ensaio para obter os parâmetros de compactação também é realizado por meio de compactação vibratória, segundo norma específica da Nova Zelândia.
- (2) Na condição drenada, o CP é compactado e subsequentemente submetido ao ensaio (amostra não-saturada). Já na condição não-drenada, o CP após compactado é submerso em água por um determinado período (buscando a saturação da amostra) e somente então é submetido ao ensaio com a drenagem fechada.
- (3) A norma não define dimensões exatas, apenas estabelece que o diâmetro do CP deve ser no mínimo 5 vezes maior que o diâmetro máximo das partículas e a altura duas vezes o diâmetro ($\pm 2\%$).
- (4) Quando estática, a tensão de confinamento pode ser atingida opcionalmente por meio da aplicação de um vácuo parcial no interior do CP, sem a necessidade da câmara nesse caso.
- (5) Quando cíclica, durante os ciclos de carregamento, a tensão desvio e a tensão de confinamento devem se manter proporcionais e variar em fase. Essa diferença de fase entre os pulsos não deve exceder 1% da duração de cada ciclo.
- (6) A norma recomenda também o acompanhamento dos deslocamentos radiais, a partir de LVDTs também fixos diretamente no CP.
- (7) A norma é mais flexível do que as demais quanto aos pares de tensões a serem adotados. Para os ensaios em estágio único, a norma apenas cita que o número de pares a serem ensaiados e os níveis de tensões aplicados vão depender do objetivo do estudo. Já para os ensaios em multi-estágios, são apresentadas duas opções de sequências (definidas como de alto e baixo nível de tensões). A norma também apresenta uma rotina para definição dos limites de comportamento dos materiais considerando a Teoria do Shakedown.