

EFEITO DA GRANULOMETRIA E DA LITOLOGIA NO COMPORTAMENTO DE  
LASTROS FERROVIÁRIOS EM LABORATÓRIO E POR ANÁLISE  
COMPUTACIONAL

André Fardin Rosa

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

Orientadores: Laura Maria Goretti da Motta  
Francisco Thiago Sacramento  
Aragão

Rio de Janeiro  
Março de 2019

EFEITO DA GRANULOMETRIA E DA LITOLOGIA NO COMPORTAMENTO DE  
LASTROS FERROVIÁRIOS EM LABORATÓRIO E POR ANÁLISE  
COMPUTACIONAL

André Fardin Rosa

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

Examinada por:

---

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

---

Prof. Francisco Thiago Sacramento Aragão, Ph.D.

---

Prof. Antonio Carlos Rodrigues Guimarães, D.Sc.

---

Prof. Verônica Teixeira Franco Castelo Branco, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ- BRASIL

MARÇO DE 2019

Rosa, André Fardin

Efeito da granulometria e da litologia no comportamento de lastros ferroviários em laboratório e por análise computacional / André Fardin Rosa. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2019.

XVIII, 240 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Laura Maria Goretti da Motta

Francisco Thiago Sacramento Aragão

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2019.

Referências Bibliográficas: p. 204-213.

1. Lastro Ferroviário. 2. Modelo Físico. 3. Modelagem Computacional. I. Motta, Laura Maria Goretti da *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

*Aos meus pais.*

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por ter me permitido viver tantas experiências.

À minha família, em especial aos meus pais Gilmar e Aneci, minha irmã Rafaela, meus avós Elvis e Neiva Fardin, meus padrinhos Vânia e Dilson Rubert e minha prima Fernanda Rubert: pelo apoio durante todos estes anos longe de casa, pelo amor e pelo carinho diário. À minha namorada Isadora Guimarães dos Santos, por compartilhar das aflições e alegrias durante o mestrado, me incentivando e aconselhando nesta etapa.

À professora Laura Maria Goretti da Motta, por todo o acompanhamento durante o mestrado, pelas conversas sempre instigantes, pela amizade e por me acalmar em momentos de dificuldade, esta dissertação não seria possível sem a professora. Ao professor Francisco Thiago Sacramento Aragão pelo acompanhamento e por sempre apresentar outras visões necessárias para o avanço do trabalho, também me acalmando em momentos de dificuldade.

Aos professores Antonio Carlos Rodrigues Guimarães e Luís Marcelo Marques Tavares, por todas as conversas e pelo fornecimento dos softwares *Systrain* e *Rocky*, utilizados durante a pesquisa para testes e verificações. Ao professor Ronaldo Luis dos Santos Izzo pelo incentivo desde a graduação para o seguimento na carreira acadêmica.

Ao Álvaro Augusto Dellê Vianna, Filipe Franco, Leni Leite, Marcos Fritzen, Mariluce Ubaldo e Ricardo Gil Domingues por todos os esforços que possibilitaram os ensaios em laboratório e em campo, sempre sendo muito atenciosos.

Ao grupo da Petra Agregados, em especial ao Gilberto e ao Gustavo Corbelli pelo fornecimento de materiais e informações em todos os momentos necessários. Ao Luiz da J.Serrão pelo fornecimento do material.

Ao Henrique Carou da MetrôRio pelo fornecimento de informações e pela parceria durante a pesquisa, resultando em um acordo de cooperação para instrumentação de uma das linhas do metrô do Rio de Janeiro (ainda não realizado).

Aos amigos técnicos do Laboratório de Pavimentação da COPPE, pela amizade dentro e fora da universidade, tornando os dias de trabalho pesado mais animados: Allan Moreno, Leandro Pereira, Roberto Vianna e Washington Rafael.

Aos estagiários e alunos de iniciação científica que ajudaram durante o período de ensaios: Filipe Mendes, Matheus Torres, Roger Albuquerque, Yan Tavares e Ciro Azevedo.

Aos meus companheiros de moradia, Cristiano Della Flora, Mônica Cristina e Pedro Goecks, pela amizade dentro e fora da universidade, compartilhando das angústias nesta fase.

Ao Cauê Rosa e ao Roberto Trotta, grandes amigos que me acompanharam e auxiliaram durante a presente pesquisa.

Ao grupo da Pavimentação, pela amizade e convívio diário, com conversas e sugestões que ajudaram muito no desenvolvimento da presente dissertação, além das ajudas específicas com o uso de equipamentos e *softwares*: Alex Duarte, Ana Elza Dalla Roza, Carine Norback, Caroline de Lima, Fernando da Silva, Flavia Carvalho, Gustavo Badilla, Jordana Vieira, Larissa de Barros, Lucas Vieira, Patrícia Osmari, Ricardo Fengler e Thaisa Macedo.

Aos amigos da Geotecnia, do LABEST/NUMATS e do LTM: Alfredo Quiroga Flores, Ana Rincón, Cid Dieguez, Flávio André, Hayla Miceli, Pedro Cavalcanti, Rangler Santos, Redescar Virel, Sunil Mohapatra, Thassio, Thiago, Victor Rodriguez e Yasmim Mendonça.

Aos amigos de outras fases da vida, pelo contato mantido e o apoio constante: Eduardo Rodrigues, Gabriel Lopes, Gustavo Yoshio Matsubara, Iorge Nobre, Kaio Zandavalli, Joana Marchesan, Manoela Marchezan e Mariana Marchezan.

Agradeço por fim ao CNPq pela bolsa de mestrado fornecida para o desenvolvimento da presente pesquisa.

A lista grande de nomes para agradecer mostra quanta ajuda tive durante a presente dissertação. Por fim, gostaria de agradecer a todos que fizeram parte de alguma maneira desta fase, mesmo que não estejam nesta lista. Obrigado!

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

EFEITO DA GRANULOMETRIA E DA LITOLOGIA NO COMPORTAMENTO DE  
LASTROS FERROVIÁRIOS EM LABORATÓRIO E POR ANÁLISE  
COMPUTACIONAL

André Fardin Rosa

Março/2019

Orientadores: Laura Maria Goretti da Motta

Francisco Thiago Sacramento Aragão

Programa: Engenharia Civil

A granulometria e a litologia do material de lastro ferroviário têm influência direta no seu comportamento quando submetido ao carregamento gerado pela passagem de trens, sendo fator determinante na vida útil do pavimento ferroviário. No entanto, a maioria das especificações relacionadas à litologia e às distribuições granulométricas para lastro fornecem limites com critérios pouco claros, abrangendo materiais com comportamentos distintos. Visando estes aspectos, a presente dissertação analisa os resultados de deformação permanente, módulo de resiliência e quebra de partículas em verdadeira grandeza, com a montagem de um modelo físico e, em escala reduzida, com triaxiais cíclicos e o uso de granulometrias paralelas. Os resultados de cada um dos parâmetros foram analisados conjuntamente com dados da morfologia e de modelagens utilizando o Método dos Elementos Discretos (MED) e com o uso de tabelas de correlação para observar tendências e relações. Posteriormente foram realizadas análises mais aprofundadas, comparando com resultados da literatura e ajustando modelos matemáticos às variáveis de interesse. Os ajustes realizados indicaram alta correlação entre parâmetros das curvas granulométricas, a deformação permanente e a quebra de partículas, para todos os litotipos analisados. Foi identificado que a fração de tamanho intermediário da distribuição granulométrica governa os mecanismos de abrasão e lascamento, para ferrovias com carga por eixo de aproximadamente 20 tf.

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

A STUDY OF THE PSD AND LITHOLOGY INFLUENCE IN THE BEHAVIOR OF  
RAILWAY BALLAST IN BOTH LABORATORY AND COMPUTATIONAL  
ANALYSIS

André Fardin Rosa

March/2019

Advisors: Laura Maria Goretti da Motta

Francisco Thiago Sacramento Aragão

Department: Civil Engineering

The particle size distribution (PSD) and lithology of the ballast layer has huge influence on its behavior when subjected to the load generated by trains, being a key factor in the lifespan of the railway pavement. However, most of the specifications related to lithology and granulometric distributions for ballast provide unclear limits, covering materials with different behavior. Aiming at these aspects, this work analyzes the results of permanent deformation, resilience modulus and particle breakage in real scale, using a physical model and, in reduced scale, with cyclic triaxial and the use of parallel granulometries. The results of each parameters were analyzed together with the morphology and data from computational models using the Discrete Elements Method (DEM) and with the use of correlation tables to observe trends and relationships. Subsequently, more in-depth analyzes were carried out, comparing with results from the literature and adjusting mathematical models to the variables of interest. The adjustments made indicated a high correlation between parameters of the PSD, the permanent deformation and the particle breakage, for all the lithotypes analyzed. It was identified that the intermediate size fraction of the PSD governs the mechanisms of abrasion and chipping, for railroads with axle loads around 20 tf.



# SUMÁRIO

1	Introdução .....	1
1.1	Justificativa .....	1
1.2	Objetivo .....	3
1.3	Estrutura do trabalho.....	4
2	Revisão bibliográfica .....	5
2.1	Via permanente .....	5
2.2	Via permanente lastreada.....	7
2.2.1	Trilho .....	7
2.2.2	Sistemas de fixação .....	7
2.2.3	Dormentes.....	8
2.2.4	Lastro .....	8
2.2.5	Sublastro .....	11
2.2.6	Subleito.....	12
2.3	Esforços solicitantes.....	13
2.4	Especificações de lastro .....	14
2.5	Produção do lastro.....	18
2.5.1	Alguns tipos de britadores .....	18
2.5.2	Relações entre o processo de britagem e o material britado.....	19
2.5.3	Técnicas para obter parâmetros morfológicos de partículas .....	22
2.6	Comportamento mecânico do lastro .....	26
2.6.1	Comportamento resiliente.....	26
2.6.2	Deformação permanente.....	30
2.6.3	Quebra e rearranjo de partículas.....	34
2.6.4	Energia e probabilidade de fratura.....	38
2.6.5	Arranjos de partículas e tipos de carregamento.....	40
2.7	A influência da litologia no comportamento do lastro.....	41
2.7.1	Fratura e a influência da microestrutura .....	41
2.7.2	Propriedades intrínsecas de agregados, sua descrição e influência.....	43

2.8	A influência da granulometria no comportamento do lastro .....	45
2.8.1	O uso da modelagem em DEM .....	45
2.8.2	Investigações de laboratório .....	51
2.9	Ensaio triaxiais em escala real e reduzida .....	56
2.10	Modelos físicos .....	61
2.11	Aquisição de tensões em pavimentos ferroviários reais (instrumentação) .....	62
2.12	Modelagem em elementos discretos .....	63
2.12.1	Modelos de contato.....	65
2.12.2	A quebra de partículas em simulações DEM.....	67
2.12.3	Aplicações no contexto ferroviário.....	68
2.13	Modelagem do pavimento ferroviário em elementos finitos .....	69
3	Materiais e programa experimental.....	72
3.1	Materiais rochosos estudados .....	72
3.1.1	Material 1 – Japeri/RJ.....	73
3.1.2	Material 2 – Queimados/RJ.....	75
3.1.3	Material 3 – Juiz de Fora/MG .....	76
3.1.4	Caracterização dos materiais .....	77
3.2	A influência da litologia e da granulometria em ensaios triaxiais de escala reduzida .....	79
3.3	O efeito da britagem em escala real.....	84
3.4	Estudos no modelo físico em verdadeira grandeza.....	85
3.4.1	Subleito em solo NG’ de Silva (2014) .....	88
3.4.2	Sublastro .....	89
3.4.3	Lastro 1 – Material 1 .....	95
3.4.4	Lastro 2 e Lastro 3 – Material 1 .....	97
3.4.5	Lastro 4 – Material 1 .....	100
3.4.6	Lastro 5 – Material 3 .....	100
4	Análises iniciais e complementares .....	102
4.1	Características do modelo físico de verdadeira grandeza.....	102
4.1.1	Sistema de aplicação de carregamento e calibração.....	102

4.1.2	Medidores de tensão e deslocamentos.....	104
4.1.3	Influência da geometria do modelo físico na distribuição de tensões ....	107
4.2	Testes iniciais no modelo físico.....	111
4.2.1	Primeiro ensaio no modelo físico desta pesquisa.....	112
4.2.2	Análise de tensões na condição estática com e sem palmilha elástica	118
4.2.3	Comparação com dados de instrumentação de campo.....	123
5	Resultados e discussões.....	127
5.1	Características dos materiais rochosos .....	127
5.1.1	Descrição do Material 1 – Japeri/RJ.....	128
5.1.2	Descrição do Material 2 – Queimados/RJ .....	130
5.1.3	Descrição do Material 3 – Juiz de Fora/MG.....	133
5.1.4	Influência da microestrutura nas características físicas das rochas.....	135
5.2	O efeito da variação de $a_p$ na granulometria do lastro – escala real .....	137
5.3	A influência da litologia e da granulometria em ensaios triaxiais de escala reduzida .....	139
5.3.1	A relação entre granulometria, morfologia e compactação de amostras	140
5.3.2	A modificação da morfologia durante os ensaios triaxiais cíclicos.....	143
5.3.3	A influência da litologia, da granulometria e da morfologia no MR .....	146
5.3.4	A influência da litologia e da granulometria na deformação permanente....	150
5.3.5	A influência da litologia e da granulometria na quebra de partículas ....	154
5.3.6	Ensaio triaxiais cíclicos utilizados para validação.....	159
5.3.7	Modelagem das composições granulométricas em DEM.....	165
5.4	Estudos no modelo físico em verdadeira grandeza.....	174
5.4.1	Análise completa de tensões na condição dinâmica.....	174
5.4.2	Análise completa de deformações na condição dinâmica .....	177
5.4.3	Avaliação do módulo de resiliência da camada de lastro.....	180
5.4.4	Avaliação da deformação permanente na camada de lastro .....	182
5.4.5	Avaliação da quebra de partículas do lastro .....	187

5.5	Considerações adicionais .....	193
6	Conclusões e sugestões de pesquisas futuras .....	199
6.1	Conclusões .....	199
6.2	Sugestões para pesquisas futuras .....	201
	Referências bibliográficas .....	204
	ANEXO A – Testes relacionados às células de pressão total .....	214
	ANEXO B – Detalhes das fotomicrografia das rochas .....	220
	ANEXO C – Caracterização morfológica no AIMS2 .....	226
	ANEXO D – Dados das curvas granulométricas antes dos ensaios .....	233
	ANEXO E – Dados dos ensaios triaxiais em escala reduzida e correlações realizadas..... .....	236

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Ciclos de manutenção da via lastreada .....	1
Figura 2.1 – Via permanente lastreada.....	6
Figura 2.2 – Exemplo de estrutura de uma via permanente não lastreada .....	7
Figura 2.3 – Seção Longitudinal da Via Lastreada .....	9
Figura 2.4 – Seção Transversal da Via Lastreada .....	10
Figura 2.5 – Exemplo de transferência de esforços na ferrovia .....	14
Figura 2.6 – Equipamentos para britagem: (a) Britador de Mandíbulas; (b) Britador Cônico....	19
Figura 2.7 – Resumo de relações entre britagem e morfologia de agregados .....	20
Figura 2.8 – Interior do equipamento AIMS2.....	22
Figura 2.9 – Exemplos de separação por angularidade no AIMS2: (a) baixa angularidade; (b) moderada; (c) alta; (d) extrema .....	23
Figura 2.10 – Exemplos de separação por textura no AIMS2: (a) baixa textura; (b) moderada; (c) alta; (d) extrema .....	24
Figura 2.11 – Equipamento UIAIA de medida de características físicas de agregados .....	25
Figura 2.12 – Obtenção de parâmetros morfológicos de lastro com o uso de <i>scanner</i> 3D a laser .....	25
Figura 2.13 – Deformação resiliente e permanente em um ciclo de carga.....	26
Figura 2.14 – Variação do MR com o percentual de finos.....	28
Figura 2.15 – Variação do MR com a frequência e a tensão confinante .....	30
Figura 2.16 – Comportamento de diferentes materiais no acomodamento, segundo Werkmeister (2003) e Guimarães (2009) .....	32
Figura 2.17 – Reorientação de tensões em um pavimento .....	33
Figura 2.18 – Origem dos deslocamentos de partículas .....	35
Figura 2.19 – Gráfico para determinação dos parâmetros A e B do BBI.....	36
Figura 2.20 – Variação do BBI com a tensão confinante e desvio.....	37
Figura 2.21 – Classificação de carregamentos em diferentes arranjos de partículas .....	41
Figura 2.22 – Tipos mais comuns de falhas observadas em lâminas de granito .....	43
Figura 2.23 – Forma 3D gerada a partir de imagens 2D obtidos no equipamento UIAIA.....	46
Figura 2.24 – Partículas de rochas reais e no software <i>BLOKS3D DEM</i> .....	46
Figura 2.25 – Curvas granulométricas características .....	48
Figura 2.26 – Arranjo das curvas granulométricas (1) f, (2) e, d, c, (3) b, a, (4) “Max Densidade” .....	48
Figura 2.27 – Simulação em DEM para testar diferentes granulometrias.....	49
Figura 2.28 – Composições granulométricas testadas por Boler <i>et al.</i> (2014).....	50
Figura 2.29 – Amostra sendo compactada virtualmente no ambiente DEM por Boler <i>et al.</i> (2014) .....	50
Figura 2.30 – Equipamentos para ensaio do lastro na Universidade de Wollongong (Austrália): (a) Triaxial cilíndrico; (b) Triaxial Prismoidal .....	51
Figura 2.31 – Curvas granulométricas ensaiadas por Sun (2017).....	52
Figura 2.32 – Variação de diferentes índices de quebra com o Cnu, por Sun (2017) .....	55
Figura 2.33 – Variação do Módulo de Resiliência com o tamanho médio das partículas e com a tensão confinante, obtido por Janardhanam e Desai (1983).....	58
Figura 2.34 – Aquisição de tensões no pavimento ferroviário: (a) Célula de pressão total entre o dormente e o lastro; (b) Sensor Tekscan entre trilho e placa de apoio .....	63
Figura 2.35 – Contato entre duas esferas no ambiente DEM .....	65
Figura 2.36 – Ciclos de carregamento e descarregamento no modelo de contato elasto-plástico .....	66
Figura 2.37 – Técnicas para representar a quebra em DEM .....	67

Figura 2.38 – Simulações do pavimento ferroviário em DEM com o <i>software</i> : (a) EDEM 2.6; (b) ROCKY4 .....	69
Figura 2.39 – Exemplo de visualização do pavimento ferroviário no Systrain.....	70
Figura 3.1 – Estrutura da pesquisa realizada nesta dissertação .....	72
Figura 3.2 – Plano de utilização dos materiais rochosos desta pesquisa.....	73
Figura 3.3 – Material 1 desta pesquisa: (a) Localização geográfica; (b) Pilha do material lavado .....	74
Figura 3.4 – Frações litológicas do Material 1 desta pesquisa: (a) Leucossoma; (b) Melanossoma; (c) Granitóide; (d) Paleossoma. ....	74
Figura 3.5 – Material 2 desta pesquisa: (a) Localização geográfica; (b) Pilha do material sem ter sido lavado .....	75
Figura 3.6 – Exemplares do Material 2 desta pesquisa .....	76
Figura 3.7 – Material 3 desta pesquisa: (a) Localização geográfica; (b) Pilha do material lavado .....	77
Figura 3.8 – Exemplares do Material 3 desta pesquisa .....	77
Figura 3.9 – Exemplo de demarcação de minerais máficos no Material 1 desta pesquisa.....	79
Figura 3.10 – Curvas granulométricas planejadas para os ensaios triaxiais de escala reduzida variando a fração: (a) Fina; (b) Intermediária; (c) Graúda. ....	80
Figura 3.11 – Etapas do ensaio triaxial em escala reduzida desta pesquisa .....	82
Figura 3.12 – Coleta do material britado para diferentes APF numa pedreira para esta pesquisa .....	85
Figura 3.13 – Perfil transversal do modelo físico usado nesta pesquisa .....	86
Figura 3.14 – Distribuição granulométrica dos diferentes lastros estudados nesta pesquisa .....	87
Figura 3.15 – Subleito do modelo físico: (a) antes; (b) depois da remoção de pequena parte do material superficial para a presente pesquisa .....	89
Figura 3.16 – Distribuição granulométrica do sublastro e demais camadas desta pesquisa .....	90
Figura 3.17 – Curva de compactação do sublastro desta pesquisa.....	91
Figura 3.18 – Variação do MR do sublastro com as tensões: (a) Confinante; (b) Desvio .....	92
Figura 3.19 – Preparo do material para sublastro desta pesquisa.....	94
Figura 3.20 – Execução da camada de sublastro no tanque teste nesta pesquisa .....	95
Figura 3.21 – Primeira composição de lastro ensaiada no modelo físico desta pesquisa.....	96
Figura 3.22 – Área definida para remoção do material do lastro para peneiramento, após o ensaio, na presente pesquisa.....	97
Figura 3.23 – Esquema de montagem de sacos para o Lastro 2 e Lastro 3 desta pesquisa.....	98
Figura 3.24 – Material removido do Lastro 3: (a) para peneiramento; (b) para montagem do Lastro 4 nesta pesquisa.....	99
Figura 3.25 – Estrutura montada do quinto ensaio desta pesquisa – Lastro 5 representativa de todos os cenários desta pesquisa no tanque teste .....	101
Figura 4.1 – Reforço do sistema de reação para o modelo físico, usado nesta pesquisa.....	103
Figura 4.2 – Localização das células de pressão total e LVDTs no modelo físico: (a) Seção Transversal; (b) Seção Longitudinal. ....	105
Figura 4.3 – Fixação dos LVDTs no modelo físico: (a) Sobre o dormente; (b) Placa de recalque no sublastro; (c) Placa de recalque no subleito .....	106
Figura 4.4 – Modelos computacionais em FEM discretizados: (a) Modelo Real; (b) Modelo Aumentado, usados nesta pesquisa .....	107
Figura 4.5 – Travamento de nós centrais: (a) Modelo Real; (b) Modelo Aumentado .....	109
Figura 4.6 – Distribuição de tensões nos modelos computacionais: (a) Modelo Real; (b) Modelo Aumentado.....	109
Figura 4.7 – Variação da tensão vertical com a profundidade .....	110
Figura 4.8 – Variação das tensões: (a) Entre o lastro e o sublastro na direção transversal; (b) entre o sublastro e o subleito; (c) 50 cm de profundidade no subleito; (d) entre o lastro e o	

sublastro na direção longitudinal; (e) entre o sublastro e o subleito; (f) 50 cm de profundidade no subleito .....	110
Figura 4.9 – Instrumentação para aquisição de tensões no modelo físico desta pesquisa: (a) Célula de pressão total; (b) Materiais utilizados para proteção da célula .....	112
Figura 4.10 – Picos e vales de tensão lidos no primeiro ensaio (a) entre dormente e lastro; (b) entre lastro e sublastro; (c) entre sublastro e subleito; (d) 20 cm de profundidade no subleito .....	114
Figura 4.11 – Tensões lidas no primeiro ensaio: (a) entre o dormente e o lastro; (b) nas camadas abaixo .....	115
Figura 4.12 – Tensões confinantes ( $\sigma_{3d}$ ) e deslocadas do eixo central de carregamento lidas no primeiro ensaio desta pesquisa.....	116
Figura 4.13 – Deformação permanente no primeiro ensaio lida: (a) sobre o dormente; (b) em placas de recalque no subleito e sublastro.....	117
Figura 4.14 – Taxa de variação da deformação permanente: (a) dormente, lado do ombro; (b) dormente, lado confinado; (c) sublastro; (d) subleito.....	118
Figura 4.15 – Tensão estática lida pelas células de pressão com palmilha no eixo central .....	119
Figura 4.16 – Tensão estática lida pelas células de pressão sem palmilha no eixo central .....	120
Figura 4.17 – Tensões confinantes ( $\sigma_{3d}$ ) e fora do eixo de carregamento: (a) com palmilhas; (b) sem palmilhas.....	121
Figura 4.18 – Tensões verticais no eixo de carregamento – Comparação com modelo computacional .....	122
Figura 4.19 – Tensões ao longo do contato dormente/lastro no modelo computacional .....	122
Figura 4.20 – Truque do bonde de Santa Teresa usado para medir tensões no lastro nesta pesquisa.....	124
Figura 4.21 – Instrumentação para aquisição de tensões do pavimento do bondinho: (a) Tensão vertical; (b) Tensão confinante; (c) Após instalação.....	125
Figura 4.22 – Tensões verticais e confinantes geradas na passagem do bondinho lidas na presente pesquisa.....	125
Figura 5.1 – Amostras do Material 1 selecionadas para lâminas petrográficas .....	128
Figura 5.2 – Imagens representativas das lâminas petrográficas do Material 1: (1.a) Rocha 1-1, nicóis descruzados; (1.b) Nicóis cruzados; (2.a) Rocha 1-2, nicóis descruzados; (2.b) Nicóis Cruzados.....	129
Figura 5.3 – Amostras do Material 2 selecionadas para lâminas petrográficas .....	130
Figura 5.4 – Imagens representativas das lâminas petrográficas do Material 2: (1.a) Rocha 2-1, nicóis descruzados; (1.b) Nicóis cruzados; (2.a) Rocha 2-2, nicóis descruzados; (2.b) Nicóis cruzados; (3.a) Rocha 2-3, nicóis descruzados; (3.b) Nicóis cruzados .....	132
Figura 5.5 – Amostras do Material 3 selecionadas para lâminas petrográficas .....	133
Figura 5.6 – Imagens representativas das lâminas petrográficas do Material 3: (1.a) Rocha 3-1, nicóis descruzados; (1.b) Nicóis cruzados; (2.a) Rocha 3-2, nicóis descruzados; (2.b) Nicóis cruzados.....	134
Figura 5.7 – Angularidade dos materiais estudados após britagem em laboratório .....	136
Figura 5.8 – Textura dos materiais estudados após britagem em laboratório .....	136
Figura 5.9 – Forma dos materiais estudados após britagem em laboratório: (a) Achatamento; (b) Alongamento; (c) Esfericidade.....	137
Figura 5.10 – Percentual retido em cada peneira, com a variação de APF do britador.....	138
Figura 5.11 – Distribuições granulométricas geradas com a variação de APF na pedraira Petra Agregados .....	138
Figura 5.12 – Percentual Retido em cada peneira das curvas utilizadas no modelo físico .....	139
Figura 5.13 – Variação do índice de vazios com: (a) Coeficiente de curvatura; (b) Coeficiente de não uniformidade. ....	141
Figura 5.14 – Variação do índice de vazios com a angularidade inicial média das amostras de lastro usadas nos corpos de prova .....	143

Figura 5.15 – Esfericidade média por fração antes e depois dos ensaios: (a) Material 1; (b) Material 2; (c) Material 3 .....	144
Figura 5.16 – Angularidade média por fração antes e depois dos ensaios: (a) Material 1; (b) Material 2; (c) Material 3 .....	145
Figura 5.17 – Textura média por fração antes e depois dos ensaios: (a) Material 1; (b) Material 2; (c) Material 3.....	146
Figura 5.18 – Influência da resistência BBI no módulo de resiliência.....	148
Figura 5.19 – Módulo de resiliência dos materiais estudados com: (a) Variação do Cc; (b) Variação do Cnu.....	149
Figura 5.20 – MR dos materiais estudados variando a angularidade média após ensaio .....	150
Figura 5.21 – Deformação permanente específica obtida para materiais com diferentes índices L.A .....	151
Figura 5.22 – Variação da deformação permanente específica com: (a) Cc; (b) Cnu.....	152
Figura 5.23 – Influência do índice de vazios na deformação permanente específica .....	152
Figura 5.24 – Ajustes da DP: (a) Material 1; (b) Material 2; (c) Material 3 (eq. 30).....	153
Figura 5.25 – Ajuste conjunto da $\epsilon_p$ para todos os materiais (eq. 31).....	154
Figura 5.26 – Relação entre o BBI e o L.A dos materiais desta pesquisa.....	155
Figura 5.27 – Relação do índice BBI com: (a) Cc; (b) Cnu .....	156
Figura 5.28 – Relação entre o BBI e o índice de vazios .....	156
Figura 5.29 – Relação entre o BBI e percentual retido na peneira de 16 mm.....	157
Figura 5.30 – Ajustes do BBI: (a) Material 1; (b) Material 2; (c) Material 3 (eq. 32).....	157
Figura 5.31 – Ajustes do BBI: (a) Material 1; (b) Material 2; (c) Material 3 (eq. 33).....	158
Figura 5.32 – Ajuste do BBI para todos os materiais (eq. 34) .....	158
Figura 5.33 – Curvas 10, 11, 12, 13 e 14 escalonadas para ensaios triaxiais desta pesquisa....	160
Figura 5.34 – Índice de vazios das novas amostras com a angularidade inicial média (a) e o Cnu (b).....	161
Figura 5.35 – Valores lidos e previstos de BBI do Material 1 e Material 3: (a) Eq. 32; (b) Eq. 33. ....	163
Figura 5.36 – Valores lidos e previstos de BBI no ajuste e na validação da Eq. 34 .....	164
Figura 5.37 – Novas amostras inseridas no gráfico relacionando BBI e o r.#16 .....	164
Figura 5.38 – Distribuição de partículas abaixo de 16 mm geradas após o ensaio da Curva 13165	
Figura 5.39 – Exemplo de partícula inserida nas simulações em DEM.....	166
Figura 5.40 – Amostras moldadas em DEM: (a) Curva 1; (b) Curva 2; (c) Curva 3; (d) Curva 4; (e) Curva 5; (f) Curva 6; (g) Curva 7; (h) Curva 8; (i) Curva 9 .....	168
Figura 5.41 – Amostras moldadas em DEM: (a) Curva 10; (b) Curva 11; (c) Curva 12; (d) Curva 13; (e) Curva 14.....	169
Figura 5.42 – Relação entre o Cnu de uma amostra em um volume definido e: (a) N.P.; (b) N.Con. ....	170
Figura 5.43 – Relação entre o N.Coord. do Material 1 e as variáveis: (a) Cc; (b) Cnu .....	171
Figura 5.44 – Relação entre o N.Coord. do Material 1 e as variáveis: (a) Cc; (b) Cnu .....	172
Figura 5.45 – Relação entre o N.Con. e BBI para os materiais desta pesquisa.....	173
Figura 5.46 – Curvas granulométricas do Material 1 ensaiado no modelo físico .....	175
Figura 5.47 – Picos e vales de tensão vertical subtraídos dos ensaios com: (a) Lastro 2; (b) Lastro 3; (c) Lastro 4; (d) Lastro 5.....	176
Figura 5.48 – Picos e vales de tensão confinante subtraídos dos ensaios com: (a) Lastro 2; (b) Lastro 3; (c) Lastro 4; (d) Lastro 5 .....	177
Figura 5.49 – Deslocamentos do dormente: (a) Lastro 2; (b) Lastro 3; (c) Lastro 4; (d) Lastro 5. ....	179
Figura 5.50 – Deslocamentos do sublastro e subleito, ensaios com: (a) Lastro 2; (b) Lastro 3; (c) Lastro 4; (d) Lastro 5.....	180



Figura 5.51 – MR do lastro calculado para: (a) Lastro 2; (b) Lastro 3; (c) Lastro 4; (d) Lastro 5. .....	181
Figura 5.52 – MR do lastro calculado no modelo físico e em ensaios triaxiais de escala reduzida .....	182
Figura 5.53 – Ajuste da deformação permanente utilizado para o Lastro 2.....	183
Figura 5.54 – Deformação permanente dos lastros 2, 3, 4 e 5 estudados no modelo físico.....	184
Figura 5.55 – Deformação permanente $\epsilon_p$ calculada no modelo físico e em ensaios triaxiais de escala reduzida .....	184
Figura 5.56 – Acomodamento da camada de lastro nos ensaios com: (a) Lastro 2; (b) Lastro 3; (c) Lastro 4; (d) Lastro 5. ....	186
Figura 5.57 – Índice $FI$ obtido nos ensaios com o Lastro 2, Lastro 3, Lastro 4 e Lastro 5.....	188
Figura 5.58 – Percentual retido do lastro após os ensaios: (a) Lastro 2; (b) Lastro 3; (c) Lastro 4. .....	189
Figura 5.59 – Curvas granulométricas antes e após os ensaios no modelo físico: (a) Lastro 2; (b) Lastro 3; (c) Lastro 4 e (d) Lastro 5. ....	190
Figura 5.60 – Relação entre o BBI obtido para curvas de mesmo formato no modelo físico e no triaxial de escala reduzida .....	191
Figura 5.61 – Relação entre o BBI e o percentual retido na peneira com 50% do tamanho máximo de agregado, no modelo físico e nos triaxiais de escala reduzida .....	192

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação do lastro quanto a sua colmatção.....	11
Tabela 2 – Comparação entre os limites de várias normas de lastro ferroviário.....	15
Tabela 3 – Materiais utilizados em ferrovias brasileiras.....	18
Tabela 4 – Limites para propriedades obtidas no AIMS2.....	24
Tabela 5 – Parâmetros das curvas granulométricas ensaiadas por Sun (2017).....	53
Tabela 6 – Equipamentos triaxiais de grande escala para ensaio de lastro ferroviário.....	57
Tabela 7 – Pares de tensões utilizados na determinação da deformação permanente do sublastro na presente pesquisa.....	93
Tabela 8 – Propriedades mecânicas dos elementos usados na simulação do tanque feita com o programa Abaqus.....	108
Tabela 9 – Condições de contato definidas entre superfícies usados na simulação do tanque teste feita com o programa Abaqus.....	108
Tabela 10 – Características dos materiais estudados na presente pesquisa.....	127
Tabela 11 – Resumo de características microestruturais do Material 1.....	129
Tabela 12 – Resumo de características microestruturais do Material 2.....	131
Tabela 13 – Resumo de características microestruturais do Material 3.....	133
Tabela 14 – Parâmetros de regressão do modelo composto para as amostras ensaiadas nos ensaios triaxiais em escala reduzida.....	147
Tabela 15 – Coeficientes das equações de ajuste da DP.....	154
Tabela 16 – Coeficientes das equações de ajuste do BBI para os materiais desta pesquisa.....	158
Tabela 17 – Valores de $\epsilon_p$ lidos e previstos para curvas granulométricas fora da faixa AREMA 24.....	162
Tabela 18 – Valores de BBI lidos e previstos para curvas granulométricas fora da faixa AREMA 24.....	162

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 JUSTIFICATIVA

Durante a vida útil de um pavimento ferroviário, as ações do tráfego causam esforços que tendem a alterar a geometria da via, o que pode modificar os esforços solicitantes na passagem do material rodante, acelerando a deterioração da via e resultando na necessidade de manutenção. Segundo Abadi (2015), o lastro é a principal fonte de deterioração da via permanente, geralmente contribuindo mais para a deformação permanente da via do que o sublastro e o subleito.

A fim de restaurar a geometria inicial da via, Selig e Waters (1994) citam a socaria como a ação de maior eficiência. No entanto, essa ação causa danos ao lastro, sendo uma das responsáveis pela quebra de partículas. Com o passar do tempo, esses ciclos (Figura 1.1) deterioram o lastro e reduzem a sua capacidade drenante e resistência, fazendo com que seja necessária a substituição do material.

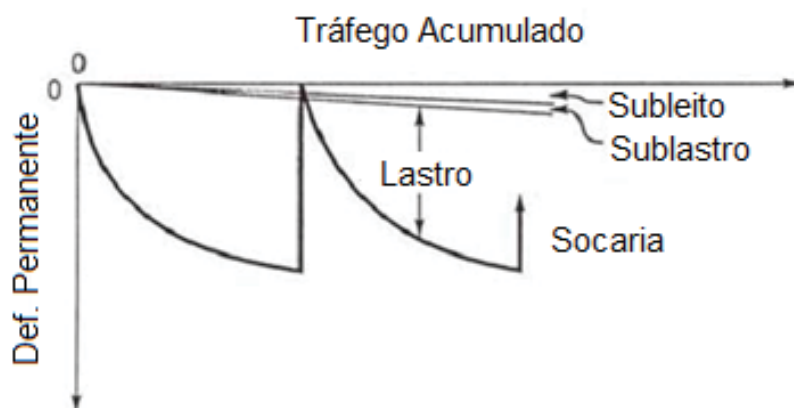


Figura 1.1 – Ciclos de manutenção da via lastreada  
Fonte: adaptado de Selig e Waters (1994)

Embora o lastro não seja o componente mais caro nas ferrovias, a sua deterioração faz com que os outros elementos também tenham a sua vida útil reduzida. Além disso, a frequente necessidade de manutenção faz com que as linhas férreas sejam temporariamente bloqueadas, reduzindo a eficiência do transporte. A notável importância do lastro tem levado pesquisadores a estudar o seu comportamento e a influência dos seus parâmetros nas respostas mecânicas do material, e, dentre estes parâmetros destacam-se a granulometria, a litologia e a morfologia do material.

De acordo com Abadi (2015), a busca por lastros que apresentassem maior índice de vazios para armazenar o material fino resultante da degradação, levou à inserção de novas faixas granulométricas nas normas tradicionais. Porém, a granulometria também tem influência na estabilidade, na rigidez e na distribuição de tensões do lastro, e, portanto, a compreensão dos seus efeitos nos vários aspectos pode levar à necessidade de manutenções menos frequentes. Novas faixas granulométricas foram propostas com o passar dos anos, muitas delas baseadas em um número pequeno de ensaios, realizados em equipamentos variados e não padronizados, o que resultou em intervalos abrangendo materiais com comportamentos distintos. Além disso, os critérios utilizados para a determinação das faixas granulométricas de diferentes normativas são pouco claros.

A litologia é outro fator determinante do comportamento do lastro, sendo que materiais de baixa resistência mecânica podem apresentar alta degradação e resultar na colmatação acelerada do lastro. Para avaliar esta resistência, as normas, de modo geral, fornecem valores limite para determinados resultados de desgaste, como a abrasão Los Angeles, a Tenacidade Treton e o ensaio Micro-Deval. Estes ensaios, apesar de fornecerem resultados taxativos, não carregam todas as informações necessárias para a adoção ou não de um material. A avaliação dos minerais que compõem a rocha e a sua microestrutura são necessárias para conhecer não só a resistência do material, mas também como ele se comporta ao ser britado e ao ser solicitado em campo. No entanto, o uso de técnicas para acesso da microestrutura da rocha, como a utilização de lâminas petrográficas, é pouco citado e pouco criterioso nas normas, muitas vezes sendo deixado de lado.

Em conjunto com a litologia, as características morfológicas dos agregados também têm relação com o seu comportamento. Pesquisas recentes têm utilizado de Processamento Digital de Imagens (PDI) para avaliar objetivamente parâmetros da morfologia das partículas. Este método ainda é pouco utilizado no meio ferroviário, mas é uma ferramenta importante, uma vez que o comportamento do lastro depende diretamente das características de suas partículas.

Segundo Spada (2003), a grande dificuldade em se obter uma previsão precisa do desempenho de uma via está nas incertezas do carregamento, da drenagem da via e na insuficiência de informações sobre as características do lastro, sublastro e subleito, especialmente em linhas férreas implantadas a mais tempo.

Para diminuir essas dificuldades, diversos ensaios foram introduzidos nas duas últimas décadas no meio ferroviário para avaliar o comportamento de diferentes materiais. Dentre eles citam-se os ensaios triaxiais para análises da deformabilidade e da quebra de partículas do lastro e ensaios em modelo físico para simular condições de contorno mais próximas de um pavimento ferroviário real. Os modelos computacionais também passaram a fazer parte das pesquisas na área ferroviária, permitindo a análise mais completa de diferentes cenários de simulação, com destaque para os modelos utilizando o método dos elementos discretos (MED), possibilitando a análise de meios particulados. Acredita-se que, com o uso destas ferramentas, o conhecimento de propriedades intrínsecas do material e o domínio do processo de produção do lastro, será possível produzir materiais mais duráveis para utilização como lastro e melhorar os métodos de previsão de desempenho do pavimento ferroviário como um todo.

Neste contexto se insere a presente pesquisa que utiliza estas ferramentas mais atuais para auxiliar a avaliação de materiais de lastro utilizados na região da cidade do Rio de Janeiro.

## **1.2 OBJETIVO**

O objetivo principal deste trabalho é encontrar relações entre parâmetros granulométricos e litológicos e o comportamento do lastro ferroviário quanto à sua deformabilidade e a degradação de suas partículas ao ser submetido à carregamento cíclico em diferentes escalas.

Para alcançar o objetivo em questão, inicialmente foi avaliada a influência da Abertura de britador na Posição Fechada (APF) na distribuição granulométrica, verificando a influência que o parâmetro de britagem tem na distribuição de tamanhos do lastro ferroviário. Para avaliar o comportamento mecânico do material em diferentes composições granulométricas, foram realizados ensaios triaxiais cíclicos em pequena escala e ensaios em um modelo físico em verdadeira grandeza, denominado verdadeira grandeza pelas dimensões dos elementos utilizados. Os arranjos granulométricos ensaiados nos ensaios triaxiais cíclicos foram também simulados computacionalmente, utilizando modelagem em elementos discretos (MED), permitindo a obtenção de parâmetros de difícil aquisição em laboratório. Com os resultados de módulo de resiliência, deformação permanente específica e quebra de partículas obtidos nas diferentes metodologias, foram realizadas correlações com parâmetros obtidos a partir da

distribuição granulométrica e da litologia, avaliando a capacidade destes parâmetros de prever o comportamento do material a ser aplicado como lastro ferroviário.

### **1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO**

A organização desta dissertação está feita em 6 capítulos. No Capítulo 1 está sendo feita uma pequena introdução ao tema e listados os objetivos almejados na presente dissertação.

No Capítulo 2 é estruturada uma revisão bibliográfica para o embasamento dos métodos e análises utilizados nesta pesquisa. Também são apresentadas as características da via lastreada, objeto desta pesquisa, dando enfoque no lastro, apresentando as discussões da literatura sobre o seu comportamento e os estudos já realizados. Em seguida é tratada especificamente a influência que a litologia e a granulometria têm no comportamento do lastro, apresentando observações de alguns autores acerca destes parâmetros. O capítulo segue com a apresentação dos diferentes ensaios utilizados para avaliar o lastro e as características específicas de cada método. No fim do capítulo é abordada a utilização de simulações computacionais do pavimento ferroviário, utilizando o método dos elementos discretos (MED) e o método dos elementos finitos (MEF).

No Capítulo 3 são descritos os materiais e o programa experimental seguido para alcançar os objetivos da presente dissertação. O capítulo inicia pela apresentação dos materiais utilizados, os locais de coleta e os métodos para caracterização deles. Em seguida é apresentada a metodologia utilizada para avaliação da influência da litologia e da granulometria no comportamento do lastro em escala reduzida, em ensaios triaxiais cíclicos. Para relacionar as granulometrias estudadas com as que são produzidas na pedreira, é apresentado um teste realizado em uma pedreira variando a APF de um britador. Por fim, é apresentado o modelo físico utilizado para a avaliação do lastro em escala real, com descrição de cada uma das camadas utilizadas e procedimentos seguidos para sua construção.

No Capítulo 4 são expostas análises complementares relacionadas com os objetivos da presente dissertação. O capítulo é iniciado apresentando características do modelo físico utilizado, como o sistema de carregamento e a instrumentação, além de calibrações iniciais necessárias para o seu funcionamento completo. Em seguida são apresentados testes iniciais feitos com um primeiro ensaio realizado para testar o sistema do modelo

físico em questão e as análises subsequentes, comparando as tensões lidas no primeiro ensaio com simulações computacionais em elementos finitos e com dados adquiridos da instrumentação de uma linha de bonde na cidade do Rio de Janeiro.

No Capítulo 5 são apresentados os resultados e discussões relacionados diretamente ao objetivo da presente dissertação. Inicialmente são comparados os resultados de caracterização de cada um dos materiais, envolvendo também a análise de suas lâminas petrográficas. Em sequência é apresentada como a variação de APF de um britador em pedra modificou a distribuição granulométrica do lastro produzido. Subsequentemente, são apresentados e discutidos os resultados de todos os ensaios triaxiais em escala reduzida, procurando correlações e parâmetros de maior influência nos resultados de módulo de resiliência, deformação permanente específica e quebra de partículas. Adicionalmente são discutidos também parâmetros obtidos das simulações em elementos discretos, variando a distribuição granulométrica, buscando identificar as suas relações com os ensaios laboratoriais realizados. Por fim, são apresentados os resultados obtidos no modelo físico em verdadeira grandeza, após a simulação com três arranjos granulométricos de um mesmo material e a repetição de um destes arranjos utilizando um material de origem distinta. Os resultados do modelo físico são comparados com os obtidos em ensaios triaxiais de escala reduzida, avaliando a capacidade dos ensaios triaxiais em escala reduzida de auxiliar na avaliação do comportamento do material em escala real. Finalizando o capítulo são levantadas discussões acerca dos resultados obtidos na presente dissertação e de questionamentos que ocorreram durante o desenvolvimento da mesma.

Por último, no Capítulo 6 são apresentadas as principais conclusões da presente pesquisa e sugestões para trabalhos futuros relacionados ao tema.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 VIA PERMANENTE**

A via permanente consiste nas obras necessárias para a implantação de uma linha férrea, incluindo taludes de corte e aterro e sistemas de drenagem. Segundo Muniz (2002) as ferrovias sucederam as vias tráfegadas por carruagens, que não resistiam bem às condições climáticas adversas de chuva e neve, originando o uso do termo “via

permanente” pela característica de maior durabilidade das linhas férreas em comparação às suas antecessoras rodoviárias da época.

As vias permanentes ferroviárias podem ser divididas em dois grupos: as tradicionais com lastro e as não lastreadas. As com lastro (Figura 2.1) são compostas em geral de trilhos, sistema de fixação, dormentes, lastro, sublastro e subleito, podendo também ser construídas sem sublastro, neste caso com o lastro lançado diretamente sobre o subleito previamente compactado.

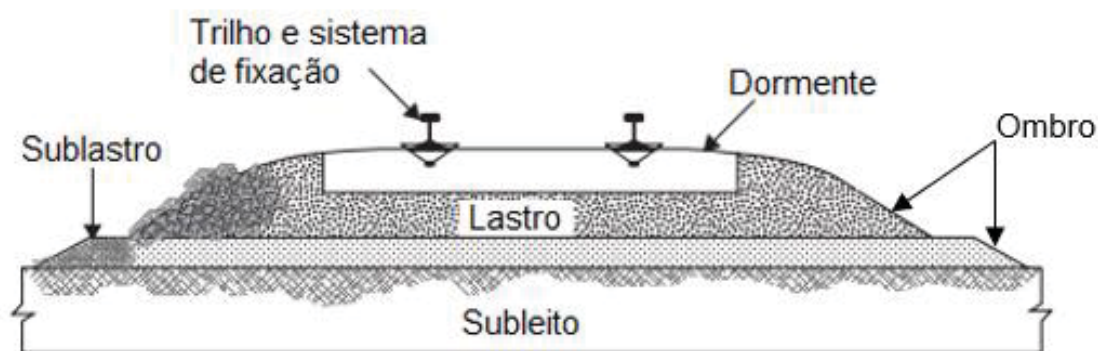


Figura 2.1 – Via permanente lastreada  
Fonte: adaptado de Indraratna *et al.*, 2011

Indraratna *et al.* (2011) citam, dentre as vantagens da via tradicional, a alta condutividade hidráulica da camada de lastro, o baixo custo relativo e maior facilidade para manutenção. Apontam como principal desvantagem a degradação do lastro com o aumento do número de ciclos de carga, causando a quebra dos cantos das partículas nos pontos de contato e gerando finos, reduzindo a capacidade drenante da camada, eventualmente aumentando o acúmulo de deformação permanente e modificando também a geometria da via.

As vias não lastreadas (Figura 2.2), por sua vez, são normalmente utilizadas em ferrovias de alta velocidade e alto tráfego, e podem ser construídas com lajes de concreto ou com camada asfáltica, ambas de maior custo para construção, mas com menor necessidade de manutenção e de interrupção do tráfego para consertos. Apesar deste tipo de via apresentar menor frequência de manutenções, esta é mais difícil de ser executada quando necessária.

Como citado, este trabalho tem como objetivo estudar o lastro de pavimentos ferroviários, sendo assim será dado maior ênfase à via permanente lastreada.



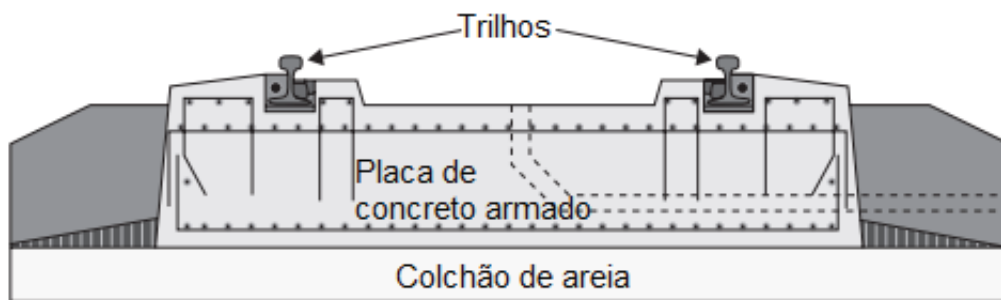


Figura 2.2 – Exemplo de estrutura de uma via permanente não lastreada  
 Fonte: adaptado de Indraratna *et al.*, 2011

## 2.2 VIA PERMANENTE LASTREADA

### 2.2.1 Trilho

Os trilhos de um pavimento ferroviário são elementos metálicos que servem de guia para as rodas dos trens, sendo rígidos o suficiente para transferir a carga concentrada das rodas para os dormentes, espaçados, evitando deformações excessivas nos espaços entre dormentes. Os trilhos também podem servir de condutores de energia elétrica ou como aterramento para locomotivas elétricas (SELIG e WATERS, 1994).

Um trilho convencional, tipo Vignole, é composto por patim, alma e boleto, comercializado no Brasil com a nomenclatura TR ou UIC e um número referente ao peso por metro linear de trilho, que varia com as dimensões do trilho. Segundo Queiroz (2007), outros trilhos também são encontrados em alguns pavimentos ferroviários em condições especiais, como o trilho com fenda, que pode ser utilizado para sistemas de Veículos Leves sobre Trilhos (VLT).

### 2.2.2 Sistemas de fixação

Os sistemas de fixação devem garantir a continuidade estrutural da via. De acordo com Selig e Waters (1994), o propósito dos sistemas de fixação é garantir a união dos trilhos ao dormente, resistindo assim aos esforços verticais, laterais e longitudinais gerados pela passagem das composições.

Indraratna *et al.* (2011) citam que os tipos de fixação podem ser divididos em dois: a fixação direta e a indireta. Na fixação direta o mesmo fixador fixa o trilho à placa e ao dormente, enquanto na indireta o fixador que fixa o trilho à placa da base é independente do que fixa a placa ao dormente.

As fixações variam também com o grau de liberdade do sistema, podendo ainda ser classificadas como rígidas ou elásticas. As rígidas são feitas através de “pregos de linha” ou “trefões”, normalmente usados em dormentes de madeira. Já as fixações elásticas são realizadas por meio de um conjunto de elementos elásticos, como molas, exercendo uma pressão do trilho no patim, que pode ser perdida com o tempo e com repetidas ações de retirada e inserção para manutenções (RANGEL, 2017).

### 2.2.3 Dormentes

Os dormentes são elementos transversais ao eixo da via sobre os quais são fixados os trilhos, a fim de transferir as tensões para o lastro. Em geral esses elementos são de madeira, concreto, aço ou compósito. Durante muito tempo a madeira foi o material que predominou como matéria-prima para dormentes. Eram tempos de abundância de madeira, obtida a partir de desmatamento desenfreado, que teve seu uso intensificado por ter a alta capacidade de absorver impactos e por ter peso específico muito mais abaixo que o concreto, facilitando seu manuseio. Nos últimos anos, com legislações e maior fiscalização do corte da madeira, o uso do material para dormentes reduziu, mas ainda é considerado ótimo para essa finalidade. Após a Segunda Guerra Mundial os dormentes de concreto passaram a substituir os dormentes de madeira em países como a Alemanha. Apesar do maior peso específico e das dificuldades encontradas na fabricação e manuseio, a maior durabilidade e o crescente preço dos dormentes de madeira fizeram com que os dormentes de concreto se tornassem cada vez mais utilizados nos projetos de vias permanentes (RANGEL, 2017).

Os dormentes de aço são uma alternativa mais leve que os dormentes de concreto. Produzidos a partir de aço laminado, com perfil U e curvado nas extremidades a fim de confinar as partículas de lastro e impedir o deslocamento transversal da via, esse tipo de dormente apresenta como grandes desvantagens o ruído produzido na vibração, a dificuldade na execução da socaria e sua condutividade elétrica, dificultando o isolamento dos trilhos (QUEIROZ, 2007).

### 2.2.4 Lastro

O material utilizado no lastro consiste basicamente em rocha britada, e a origem da rocha depende muito da disponibilidade local, variando regionalmente. Historicamente vários

tipos de rocha têm sido utilizados como lastro, incluindo o basalto, o calcário e o gnaisse, entre outros.

As principais funções do lastro no pavimento ferroviário é reduzir a magnitude das tensões que passam para as camadas inferiores e manter a geometria da seção. Além disso, o lastro também tem a função de drenar a água e ser rearranjado durante as manutenções para melhorar a geometria da via (LIM, 2004). Para atender estas funções, a prática mais comum é utilizar uma granulometria graúda e uniforme. Porém esta condição inicial vai sendo alterada ao longo da vida útil do lastro por várias razões, especialmente por degradação das partículas ou ascensão de finos de camadas inferiores.

Selig e Waters (1994) dividem o material de lastro, denominando berço o material entre os dormentes e acima da base deles, ombro o material além do fim do dormente que vai até a base do lastro, topo do lastro a porção superior do lastro que é distribuída na socaria e base do lastro a porção inferior do lastro abaixo dos dormentes e que normalmente é mais afetada pelas partículas finas geradas durante a vida útil do pavimento. Esta divisão pode ser observada na Figura 2.3 e na Figura 2.4.

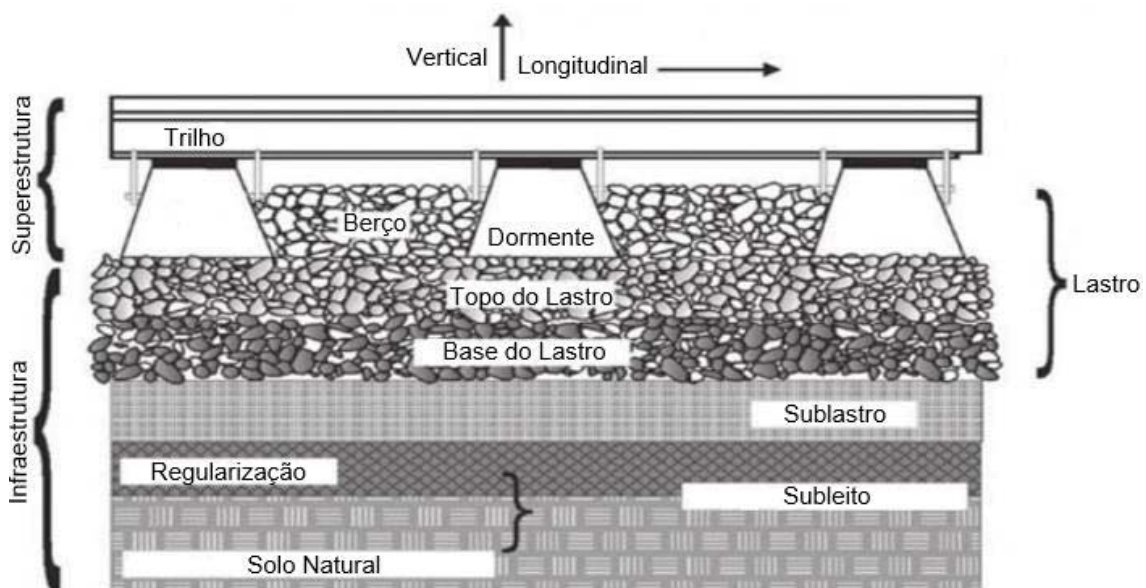


Figura 2.3 – Seção Longitudinal da Via Lastreada  
Fonte: adaptado de Selig e Waters (1994)

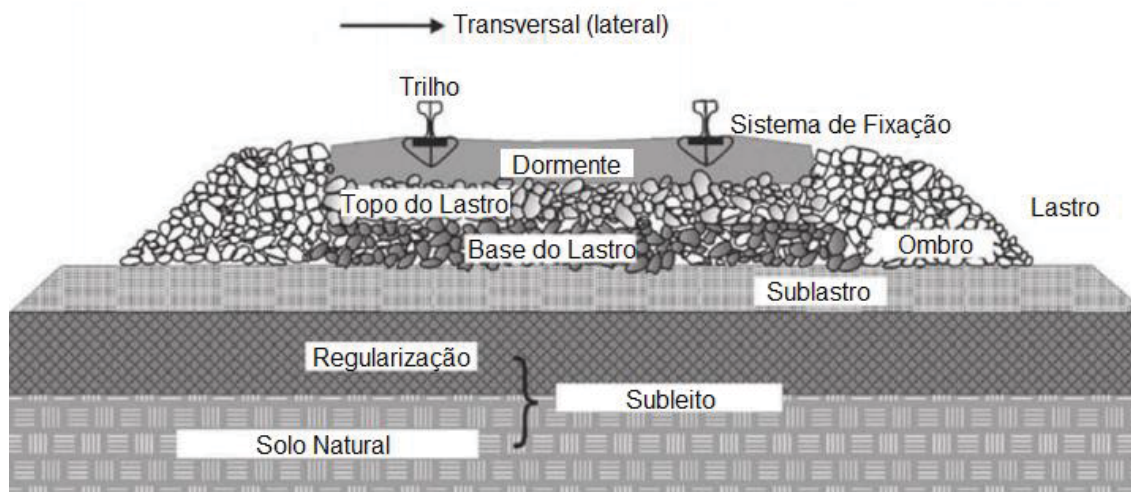


Figura 2.4 – Seção Transversal da Via Lastreada  
 Fonte: adaptado de Selig e Waters (1994)

O surgimento de partículas finas no lastro tem várias causas ou origens, dependendo não apenas do material constituinte da via, mas também da finalidade para a qual a mesma é utilizada. Selig e Waters (1994) constataram, ao analisar amostras de lastro de diversas localidades da América do Norte, que a degradação do lastro foi a principal fonte de finos das vias analisadas, correspondente à 76% do total de partículas finas. Do restante do material, 13% das partículas finas foram identificadas pelos autores como oriundas de camadas granulares inferiores (lastros antigos ou sublastro), 7% se originaram de diversas fontes, penetrando no lastro a partir da superfície, 3% foram identificados como sendo do subleito e 1% do desgaste nos dormentes.

Para quantificar os finos em um lastro, Selig e Waters (1994) propuseram a utilização do “*Fouling Index*” ( $F_I$ ), que pode ser traduzido literalmente para o português como índice de contaminação. No entanto, deve-se evitar a utilização do termo contaminação para indicar a presença de finos no lastro, por poder causar uma impressão de “poluição” na camada. É preferível o uso do termo colmatção ou degradação, para indicação da presença de finos no lastro ferroviário. O índice de colmatção ou degradação ( $F_I$ ) é definido pela soma dos percentuais passantes nas peneiras nº 4 ( $P_4$ ) e nº 200 ( $P_{200}$ ), de acordo com a equação 1:

$$F_I = P_4 + P_{200} \quad (1)$$

Com base no índice de colmatção, Selig e Waters (1994) dividiram a classificação do lastro em 5 categorias, de acordo com a Tabela 1.

Tabela 1 – Classificação do lastro quanto a sua colmatção  
 Fonte: adaptado de Selig e Waters (1994)

$F_I$	Classificação
$F_I < 1$	Lastro Limpo
$1 < F_I < 10$	Lastro Razoavelmente Limpo
$10 < F_I < 20$	Lastro Moderadamente Colmatado
$20 < F_I < 40$	Lastro Colmatado
$F_I > 40$	Lastro Altamente Colmatado

Muniz (2002) cita a grande utilidade do  $F_I$  para a identificação da condição do lastro ferroviário. O autor comenta que embora seja um índice que aparentemente deve ser usado apenas para lastros já solicitados, a sua aplicação em lastros novos também é importante, uma vez que o material oriundo das pedreiras muitas vezes já apresenta quantidade significativa de finos em sua composição.

Através do uso de Difração de Raios-X, Muniz (2002) constatou, na maioria dos trechos ferroviários da região da cidade do Rio de Janeiro, na época sob operação pela FLUMITRENS, a quebra de lastro como a principal origem dos finos na camada. O autor também questionou a faixa granulométrica de lastro padrão A adotada pela norma ABNT EB-655 (1991), atribuindo a intensidade de quebra do lastro ao coeficiente de não uniformidade, visto que a faixa permitia lastros com Cnu de até 1,25 dentro dos seus limites e tal valor se encontra abaixo do usualmente recomendado para lastro novo (entre 1,5 e 3,0).

### 2.2.5 Sublastro

A camada de sublastro tem como função principal evitar que as partículas de lastro penetrem no subleito e que finos do subleito sejam bombeados para o lastro. Essa camada é normalmente composta por rochas britadas de tamanho nominal máximo bem menor do que do lastro, com granulometria bem graduada, ou uma mistura de cascalho com areia, ou ainda brita com cascalho com solo natural. A fim de desempenhar as funções do sublastro, Selig e Waters (1994) citam como materiais alternativos os geossintéticos e os concretos asfálticos.

Na utilização de sublastro em mistura asfáltica destacam-se os trabalhos do professor Jerry Rose, na universidade de Kentucky, com instrumentações de campo e pelo desenvolvimento do KENTRACK, *software* para o dimensionamento de pavimentos

ferroviários que possibilita a utilização de camada de sublastro em mistura asfáltica. Rangel *et al.* (2015) realizaram simulações computacionais utilizando Sublastro Granular (SG) e Sublastro em Concreto Asfáltico (SCA), considerando simplificada o comportamento de ambos como elástico. Os autores verificaram que uma camada em SCA com 10 cm de espessura teria vida útil superior a de uma com 20 cm de espessura em SG. A comparação realizada por Rangel *et al.* (2015) demonstra o potencial do uso de SCA, mas foi limitada aos modelos constitutivos utilizados pelos autores, sendo necessárias simulações considerando a complexidade do comportamento de ambos materiais para obter conclusões mais próximas da real aplicação. Ainda sobre o uso de sublastros em mistura asfáltica, no Brasil o primeiro trecho experimental usando deste material teve sua construção e instrumentação descrita no trabalho de Alves *et al.* (2017), em um trecho da empresa MRS Logística S.A. Quanto ao comportamento do trecho instrumentado, Alves (2018) acredita que tanto a via com sublastro betuminoso quando a semelhante com sublastro granular instrumentadas para comparação ainda não ultrapassaram o período de densificação necessário para a maior precisão nas leituras.

No Brasil, a utilização de critérios tradicionais para seleção de material para sublastro tem sido questionada por excluir a utilização de solos lateríticos finos. Delgado (2012) e Von der Osten (2012) utilizaram o *software* FERROVIA 3.0 para a determinação das tensões geradas no topo do sublastro pela passagem de uma composição com 80 tf/eixo. Os autores avaliaram 4 solos com comportamento laterítico em ensaios triaxiais cíclicos e verificaram que todos apresentaram acomodamento na aplicação de 150.000 ciclos, indicando que os solos poderiam resistir mecanicamente a passagem das composições no trecho em questão. Na mesma linha de pesquisa, Silva Filho (2018) verificou em um trecho de ferrovia com cargas por eixo superiores a 40 t, que ao utilizar um solo fino laterítico com classificação LA' como sublastro, não houve penetração das partículas de lastro na camada, além do pavimento ter apresentado comportamento pouco alterado pelo teor de umidade, mesmo em estado de saturação.

#### 2.2.6 Subleito

O subleito é a camada final de terraplenagem e funciona como “fundação” do pavimento ferroviário, recebendo todas as tensões geradas no pavimento que chegam nesta camada de maneira mais distribuída. A sua composição é basicamente o solo natural do local ou aterros, com adição ou não de algum material adicional nas camadas mais superficiais.

Mesmo recebendo tensões de menor magnitude, o subleito também se deforma, e a sua deformação deve ser limitada visto que afetará os elementos superiores da via, e, naturalmente, um solo com maior módulo de resiliência terá as menores deflexões. Também é importante a análise deste material sob o ponto de vista das deformações permanentes, buscando sempre materiais que tendam ao menor acomodamento plástico. Selig e Waters (1994) relatam que o subleito pode ser uma das principais causas de recalque diferencial (por acúmulo de deformação permanente) em ferrovias, além de influenciar na degradação do lastro, dormentes e trilhos. Segundo Medina e Motta (2015), é necessário garantir deformações permanentes limitadas bem como a integridade do subleito durante a vida útil do pavimento ferroviário, mesmo em condições variadas de umidade, visto que o subleito é de difícil acesso para manutenção e pode comprometer a integridades dos outros elementos.

### **2.3 ESFORÇOS SOLICITANTES**

As forças geradas em um pavimento ferroviário podem ser classificadas em verticais, transversais ou longitudinais, que aparecem a partir dos movimentos dos trens, além de serem influenciadas pelas imperfeições na via (MEDINA e MOTTA, 2015).

As forças verticais são as principais causadoras dos esforços mecânicos, sendo transferidas nos contatos entre os elementos (Figura 2.5), distribuindo o carregamento em áreas crescentes com o aumento da profundidade, até alcançar o subleito com tensões aceitáveis. A carga vertical total aplicada sobre um trilho pode ser obtida pela soma da carga estática de meio eixo de um trem sobre uma superfície horizontal, com a carga adicional compensadora na roda externa em trechos com curva ou com vento e com a carga dinâmica gerada nas ondulações ou soldas em suas respectivas frequências (ESVELD, 2001). A rigidez do sistema de fixação entre o trilho e o dormente tem grande influência na tensão alcançada no topo do lastro. Monteiro (2015) verificou utilizando o *software* FERROVIA 3.0 que a pressão máxima no topo do lastro aumenta com o acréscimo da rigidez das fixações e com o aumento do módulo de elasticidade do subleito.

As fontes de esforços transversais em trilhos são as curvas e as imperfeições da via. As curvas geram a força centrífuga, que atua nos trilhos para que a mudança de direção do trem possa acontecer. Quanto aos defeitos, podem ocorrer em qualquer elemento do

pavimento. As forças transversais têm grande influência na segurança da via, podendo causar o descarrilamento de trens (PROFILLIDIS, 2014).

Por fim, as forças longitudinais são geradas nos trilhos pela aceleração e frenagem dos trens, dilatação e retração dos trilhos e ondas longitudinais geradas pelas rodas quando estes passam por depressões nos trilhos (SELIG e WATERS, 1994).

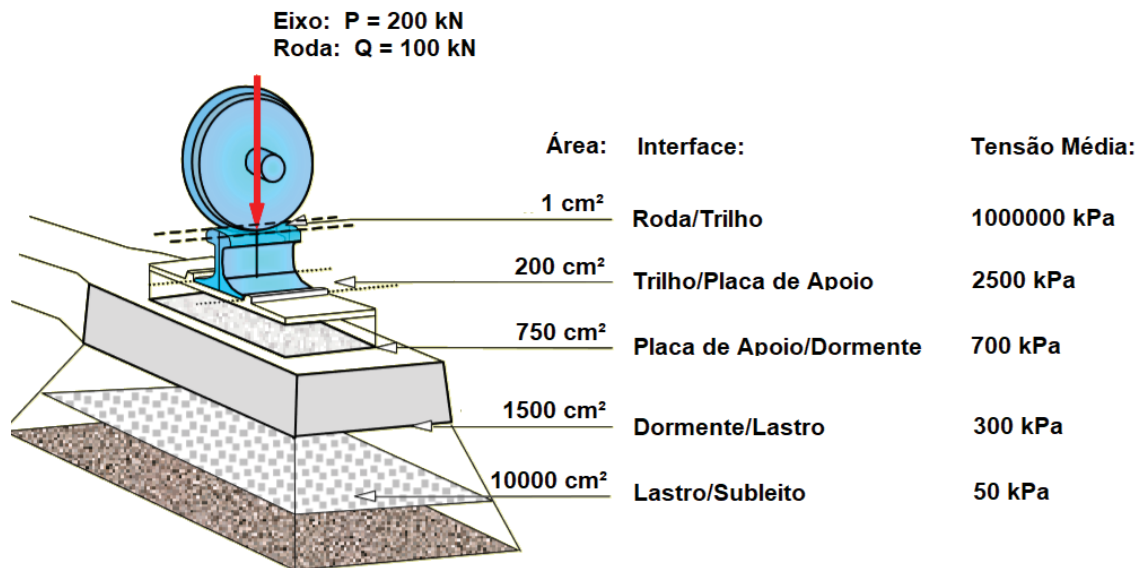


Figura 2.5 – Exemplo de transferência de esforços na ferrovia  
Fonte: adaptado de Esveld (2001)

As imperfeições existentes nos trilhos e nas rodas dos trens são consideradas causadoras de diversos esforços adicionais e tema de trabalhos como o de Guimarães (1999) que visam compreender e modelar o contato entre roda e trilho, que é uma região de transferência de altas tensões. Não se deve ignorar, no entanto, a importância também dos outros elementos da ferrovia: defeitos no lastro, sublastro e subleito afetam diretamente o pavimento como um todo, podendo acelerar a degradação do trilho e da roda do material rodante.

## 2.4 ESPECIFICAÇÕES DE LASTRO

Um bom material para lastro deve apresentar forma irregular, porém não lamelar, e alta angularidade, além de ter alta resistência ao desgaste e à abrasão (BAESSLER, 2008). Segundo Abadi (2015), os altos custos com manutenção de ferrovias fizeram com que, mais recentemente, seja dada uma atenção cada vez maior para as especificações de lastro, especialmente em vias de alta velocidade e de cargas pesadas.



Existem diversas normas para lastro, podendo ser próprias de uma determinada empresa, de um país, ou de uma união de países. Nesta seção serão apresentadas e comparadas a ABNT NBR 5564 (2014), CEN EN-13450 (2002), o manual da AREMA (2012), as especificações do DNIT ETM – 002 (2016) e da VALEC 80-EM-033A-58-8006 (2012). Dados comparativos destas especificações são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Comparação entre os limites de várias normas de lastro ferroviário

Ensaio	Normas para ensaio	NBR 5564 (2014)	AREMA (2012)	EN-13450 (2002)	DNIT ETM-002 (2016)	VALEC (2012)
Análise Petrográfica	NBR 7389-2, EN 932-3	Cita petrografia	Limites definidos por petrografia	Cita petrografia, mas não utiliza		Perícia petrográfica
Massa Específica Aparente	NBR 5564, ASTM C127, EM 1097-6	> 2,5	> 2,3 - 2,9	Declarado*		> 2,4
Porosidade Aparente	NBR 5564	< 1,5%				< 1%
Absorção d'água	NBR 5564, ASTM C127, EN 1097-6	< 0,8%	< 1% - 5%	Declarado*		< 1%
Granulometria	NM 248, ASTM C136, EN 933-1	Padrão A ou B	AREMA 24, 25, 3, 4A ou 4 para lastro	Padrão A, B, C, D, E ou F	Padrão único	Padrão único
Material pulverulento	NM 46, ASTM C117	< 1%	< 1%	Categoria ou declarado*		< 1%
Torrões de argila	NBR 7218, ASTM C142	< 0,5%	< 0,5%			< 0,5%
Partículas macias e friáveis	NBR 7218, ASTM C142, NBR 8697	< 5%	< 0,5%			< 5%
Forma	NBR 5564, ASTM D4791, EN 933-4	< 15% não cúbicas	< 5% não cúbicas	Categoria ou declarado*		< 10% lamelares
Abrasão Los Angeles	NM 51, ASTM C131, ASTM C535	< 30%	< 25% - 40%	Categoria ou declarado*	< 30%	< 40%
Impacto Treton	NBR 5564	< 25%				< 20%
Compressão axial	NBR 5564	> 100 MPa				> 100 MPa
Alteração com sulfatos	ASTM C88, EN 1367-2	< 10% (opcional)	< 5%	Declarado*		< 5%
Micro-Deval	EN 1097-1,			Categoria ou declarado*		
Resistência ao gelo e degelo	EN 1367-1			Declarado*		

\* O material com propriedades declaradas, por estarem fora das categorias apresentadas na EN-13450 (2002), poderá ser utilizado apenas caso sua aplicação permita, dependendo dos critérios específicos adotados em cada país que a utiliza.

A NBR 5564 é semelhante à especificação da VALEC quanto aos tipos de ensaio, com diferenças apenas quanto aos limites estabelecidos para cada propriedade e às faixas granulométricas utilizadas. As especificações do DNIT utilizam como referência tanto a

NBR 5564 quanto as especificações da VALEC, diferindo destas apenas por utilizar outra faixa granulométrica e especificar um limite diferente para o desgaste no ensaio de abrasão Los Angeles. Quanto à petrografia, a NBR 5564 não define limites, apenas cita a importância de utilizar rochas ricas em minerais mais resistentes. Já nas especificações da VALEC é indicado que um material só deve ser aceito após perícia petrográfica, realizada por uma entidade reconhecida pela VALEC.

A EN-13450 (2002) estabelece critério bem gerais e possibilita o enquadramento de um material em diversas categorias, devendo o fabricante informar a categoria do material fornecido, que poderá ser utilizado, dependendo da aplicação. São especificadas sete faixas granulométricas, limitando a quantidade do material passante na peneira de 22,4 mm no local da produção do lastro. Também são definidos limites de material passante na peneira 0,5 mm e 0,063 mm, devendo ser declarados valores que estiverem acima de 1% e 1,5% respectivamente. Quanto à forma das partículas, há três verificações que devem ser feitas: a primeira diz respeito à lamelaridade, a segunda ao coeficiente de forma e a terceira à dimensão longitudinal, também com valores e classes definidos. Para a caracterização mecânica são feitas análises do coeficiente de Los Angeles e de impacto para a resistência a fragmentação e de Micro-Deval para resistência ao desgaste. Os valores de massa específica aparente e absorção de água devem também ser declarados. A norma também fornece uma tabela de frequência mínima com que as propriedades do material devem ser obtidas por parte do fabricante, de extrema importância, tendo em vista a variação da frente de lavra nas pedreiras e a possível heterogeneidade do material.

Por estabelecer critérios gerais, a Norma Européia deixa para os países que à utilizam o estabelecimento de critérios mais específicos para aceitação e rejeição. Por exemplo, para utilização na Rede Ferroviária Nacional (RFN de Portugal), há uma especificação técnica própria para fornecimento de lastro novo (RF.IT.VIA.015, 2015), utilizando como base a EN 13450 e citando as categorias que o material fornecido para a RFN deve apresentar para ser utilizado em suas vias.

O manual da AREMA (2012) também propõe uma classificação de acordo com a granulometria. Diferente de outras, o manual propõe limites que dependem da classificação petrográfica do material, ou seja, cada tipo de rocha é correlacionado a limites próprios.

Embora as especificações sejam semelhantes quanto ao que é avaliado, suas diferenças são pontos interessantes de discussão. Das especificações apresentadas, o manual da AREMA (2012) é o mais rigoroso quanto à petrografia, sendo essa de fato determinante na escolha de um lastro.

A EN-13450 (2002), apenas cita a importância da petrografia e a norma que deve ser seguida para análise, sem definir a petrografia como limite de utilização, deixando à parte esta questão quanto à utilização de certos materiais. Quanto às outras propriedades, a EN-13450 (2002) não impede que nenhum material seja de fato utilizado, deixando a cargo de cada país que a utiliza, como citado anteriormente.

A discussão quanto ao tipo de ensaio de desgaste que deve ser utilizado, resulta em normas que avaliam esta propriedade de maneiras diferentes. Na EN-13450 (2002) é considerado o ensaio Los Angeles e um ensaio de impacto como ensaios que avaliam fragmentação, enquanto sugere o ensaio Micro-Deval para análise de desgaste à abrasão e o ensaio de sanidade por alteração por sulfatos e os ciclos de gelo e degelo para degradação química. Deve-se atentar que o ensaio de impacto em questão é diferente do impacto Treton, uma vez que a normativa prescreve a aplicação de 20 golpes e a altura de queda da massa de 420 mm, ao invés de 380 mm. A NBR 5564 (2014) avalia o desgaste à abrasão com o Los Angeles, fragmentação com o impacto Treton e degradação química com sulfato de sódio. Por fim, na AREMA (2012) o Los Angeles é utilizado para desgaste mecânico, mas também são especificados ciclos de imersão em sulfato de sódio para degradação química.

Spada (2003) relata o uso de gnaiss para lastro com L.A de até 43% na região do Rio de Janeiro pela FLUMITRENS, acima de todos os limites das normas apresentadas na Tabela 2. É reconhecida a dificuldade de obtenção de um material com L.A dentro dos limites exigidos na região do Rio de Janeiro, sendo esta característica uma justificativa para a alta degradação do lastro observada por Muniz (2002) nos mesmos trechos.

Paiva *et al.* (2018) caracterizaram um diabásio da região de Campinas (SP) e compararam os valores obtidos com as características de outros materiais fornecidos para lastro ferroviário em diferentes regiões brasileiras. As características destes materiais estão compiladas na Tabela 3.

Tabela 3 – Materiais utilizados em ferrovias brasileiras  
 Fonte: adaptado de Paiva *et al.* (2018)

Localização	Compania	Tipo de rocha	Autor	L.A	Sanidade	Porosidade	Partículas não cúbicas	Cnu
Cariacica (ES)	VALE S.A.	Granito	Merheb (2014)	27%	0,10%	0,9%	13%	2,1
Barueri (SP)	CPTM	Granito	Klincevicus (2006)	16%	-	0,6%	13%	-
Barueri (SP)	CPTM	Granito	Klincevicus (2006)	16%	-	0,7%	3%	-
Juiz de Fora (MG)	MRS	Granito	Machado (2006)	20%	-	-	-	-
Quirinópolis (GO)	Valec	Basalto	Rangel <i>et al.</i> (2016)	24%	1,09%	5,73%	17%	-
Quirinópolis (GO)	Valec	Basalto	Rangel <i>et al.</i> (2016)	14%	0,87%	2,32%	6%	-
São Carlos (SP)	Rumo	Basalto	Freitas Neto <i>et al.</i> (2006)	21%	-	0,68%	-	-
Buriticupu (MA)	VALE S.A.	Pórfiro	Costa (2016)	14%	0,03%	0,74%	36%	1,8
Buriticupu (MA)	VALE S.A.	Pórfiro	Costa (2016)	10%	0,02%	0,52%	33%	1,7
Campinas (SP)	VLI S.A.	Diabásio	Paiva <i>et al.</i> (2018)	13%	-	0,95%	31%	1,4

## 2.5 PRODUÇÃO DO LASTRO

A produção do lastro ocorre por fragmentação de blocos maiores de rocha, provenientes de determinada jazida ou pedreira em operação. O processo de fragmentação consiste na redução do tamanho de uma rocha através da combinação de vários eventos de alta energia para a quebra de partícula e a separação de frações. Esta separação, por sua vez, é necessária antes de submeter o material a uma nova quebra, para obter partículas no tamanho necessário para diferentes aplicações.

Os eventos de quebra das rochas, no processo de fragmentação, são proporcionados pela utilização de britadores, que forçam a redução do tamanho das partículas por diferentes mecanismos, que variam de acordo com o tipo de britador.

### 2.5.1 Alguns tipos de britadores

O britador de mandíbulas é um dos mais utilizados no primeiro estágio da cominuição (britagem primária), sendo responsável por reduzir blocos de rocha retirados da jazida para um tamanho compatível com as próximas etapas de britagem.

Outro britador importante para o processo de cominuição é o cônico, sendo normalmente utilizado em fases posteriores à britagem primária. Os britadores cônicos possibilitam a quebra de partículas ao redor de um eixo central, gerando múltiplos impactos nas partículas. Nestes britadores, a maior interação entre partículas ajuda a reduzir os gastos com manutenção dos britadores (Napier-Munn *et al.*, 1996), uma vez que os impactos não acontecem unicamente entre partículas e as peças do equipamento. Além deste benefício, Tavares e Neves (2008) citam que materiais oriundos de carregamentos multiaxiais (como no caso de britadores cônicos) normalmente apresentam partículas menos alongadas e achatadas.

Ilustrações dos mecanismos de um britador de mandíbulas e um cônico são apresentadas na Figura 2.6, retirada de Napier-Munn *et al.* (1996).

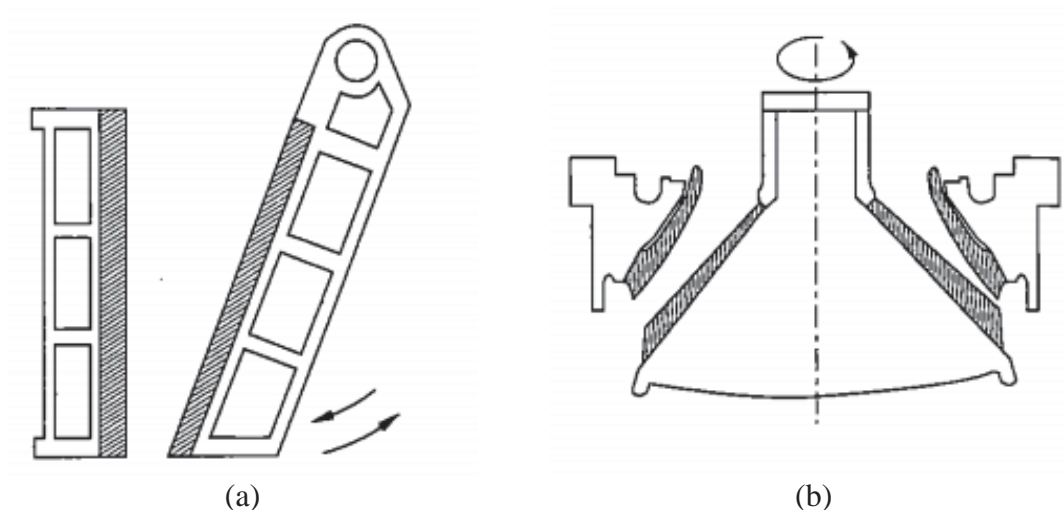


Figura 2.6 – Equipamentos para britagem: (a) Britador de Mandíbulas; (b) Britador Cônico

Fonte: Napier-Munn *et al.* (1996)

Alguns termos utilizados na área da cominuição são importantes para a compreensão das características de cada equipamento: OSS (*Open-side setting*) chamada em português de APA é a abertura do britador medida quando ele está aberto; CSS (*Closed-side setting*) ou APF é a abertura do britador na posição fechada; *Stroke* é a diferença entre a APA e a APF.

### 2.5.2 Relações entre o processo de britagem e o material britado

Segundo Evertsson e Bearman (1997), a britagem é um processo no qual alguns parâmetros são controlados para tentar atingir diversos objetivos simultaneamente, de

modo a otimizar o processo e ao mesmo tempo fornecer um material de qualidade. A interdependência destes fatores faz com que o processo seja complexo e sem solução trivial, em geral. Nesta seção são discutidas principalmente as características morfológicas e granulométricas de um material após a sua britagem, uma vez que estes parâmetros são de especial interesse para a produção e desempenho de lastro ferroviário.

Diógenes (2018) realizou um importante estudo envolvendo as características morfológicas de agregados gerados a partir de britadores diferentes e com a modificação de APF de britadores cônicos. Um resumo dos resultados observados pela autora é apresentado na Figura 2.7. Dentre outras informações, nota-se que a variação de APF em um britador cônico é fator determinante da angularidade e da esfericidade das partículas.

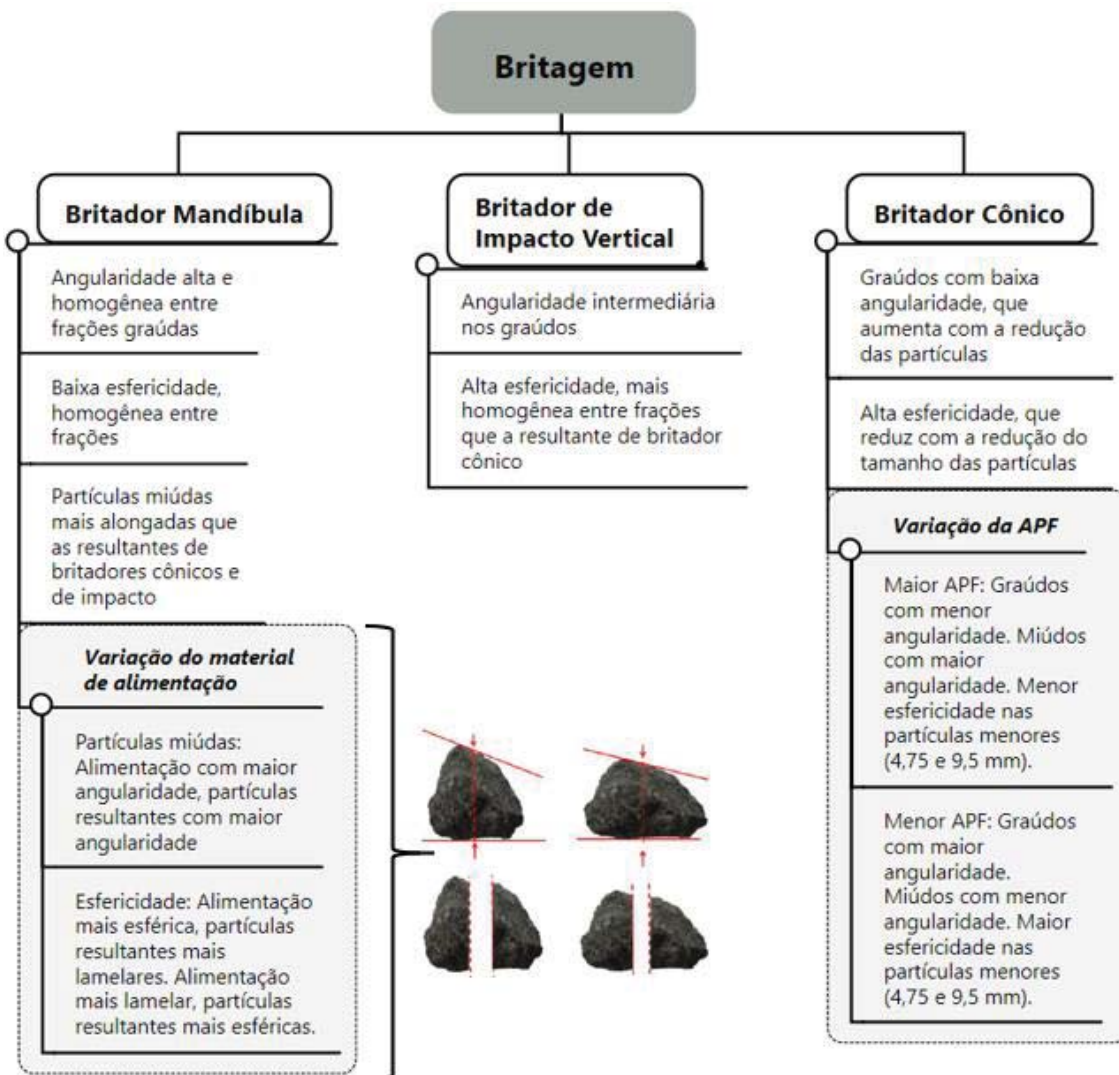


Figura 2.7 – Resumo de relações entre britagem e morfologia de agregados  
 Fonte: adaptado de Diógenes (2018)

A influência da APF na esfericidade também foi objetivo de estudo de Bengtsson e Evertsson (2006), que desenvolveram um modelo matemático para tentar prever o achatamento de partículas utilizando como parâmetros de entrada apenas a APF e o tamanho do material de alimentação. Apesar do modelo ser interessante por conseguir prever um parâmetro tão complexo, discrepâncias consideráveis foram observadas pelos autores, que atribuíram tais dispersões principalmente às características intrínsecas do material e do equipamento de britagem (britador cônico).

De fato, acredita-se que as propriedades intrínsecas do material tenham grande importância para as características que este apresenta após a sua britagem, de modo que dois materiais de diferentes rochas, britados em condições semelhantes, provavelmente apresentarão características morfológicas distintas e irão gerar uma distribuição de tamanhos de partículas também distinta. Na área de estudo dos processos de cominuição, dois parâmetros são os principais utilizados para descrever a resistência de um determinado material a ser britado, sendo denominados A e b (Napier-Munn *et al.*, 1996). Estes parâmetros citados, quando multiplicados um pelo outro, fornecem um parâmetro de resistência típico do material em questão e servem para descrever a quebra de suas partículas de acordo com a equação 2, desenvolvida por Napier-Munn *et al.* (1996).

$$t_{10} = A.[1 - e^{-b.E_{cs}}] \quad (2)$$

Onde  $t_{10}$  é a porcentagem passante em uma peneira com 10% do tamanho médio do material ensaiado e  $E_{cs}$  é a energia aplicada para a quebra do material.

Maiores detalhes sobre modelos de quebra serão apresentados na seção 2.12, por ora, toma-se a Eq. 2 como adequada para descrever a quebra de um determinado agregado mineral.

Napier-Munn *et al.* (1996) utilizaram a Eq. 2 para descrever a variação de um parâmetro granulométrico  $t_{10}$  com as características de resistência do material ( $A*b$ ) e a energia aplicada para a quebra, definida pela altura de queda de um peso padrão em um ensaio denominado *Drop Weight Test (DWT)*. Magalhães e Tavares (2014) estudaram posteriormente uma alternativa à realização do ensaio DWT, substituída determinação da relação  $A*b$  de um material em um britador cônico de laboratório devidamente calibrado. Os autores verificaram que a metodologia não substitui o uso do DWT na caracterização dos materiais, mas que pode ser utilizada como um procedimento extra.

### 2.5.3 Técnicas para obter parâmetros morfológicos de partículas

Os parâmetros morfológicos de uma partícula podem ser divididos em três: forma, angularidade e textura. A forma está relacionada às dimensões da partícula, quando tomadas três medidas (comprimento, largura e altura), que são relacionadas para classificação da partícula como cúbica, achatada, alongada, etc. A angularidade é uma medida relacionada às “arestas” do agregado, sendo considerada de alta angularidade partículas com arestas mais afiadas, e baixa angularidade para arestas arredondadas. Por fim, a textura está relacionada à rugosidade da superfície do agregado, sendo uma medida de irregularidade desta. Por serem parâmetros de difícil obtenção e subjetivos quando determinados pela sensibilidade de diferentes operadores, diversas técnicas têm sido desenvolvidas, utilizando Processamento Digital de Imagens (PDI), para caracterizar a morfologia das partículas de maneira menos subjetiva.

Um dos equipamentos utilizados para análise morfológica por PDI é *Aggregate Image Measurement System* (AIMS), desenvolvido por Masad (2005) e posteriormente melhorado por Mahmoud *et al.* (2010), resultando no AIMS2. O equipamento é capaz de caracterizar partículas com tamanho máximo de até 25,4 mm, ou seja, não abrange todas as faixas de tamanho das partículas utilizadas como lastro ferroviário. O sistema consiste em uma bandeja circular, sobre a qual são posicionadas partículas. A bandeja é rotacionada no interior do equipamento, passando por uma câmera que obtém imagens das partículas. As imagens são posteriormente analisadas por um *software*, que dá valores para cada uma das propriedades. Na Figura 2.8 é apresentado a parte interior do equipamento, mostrando uma das bandejas com os agregados arrumados e os focos de luz e câmera fotográfica.

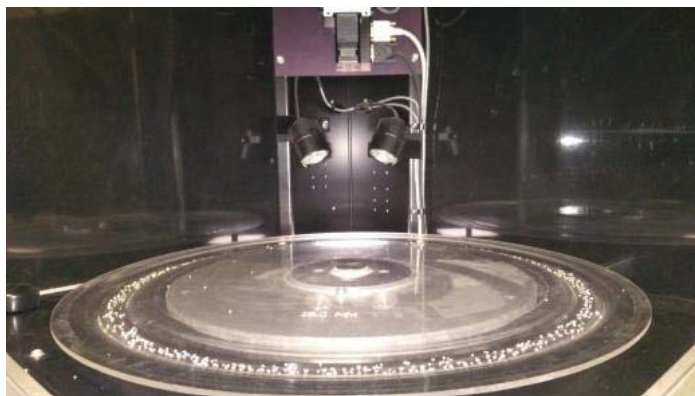


Figura 2.8 – Interior do equipamento AIMS2  
Fonte: Diógenes (2018)



No AIMS2, a forma da partícula é obtida com base em três medidas, considerando de maneira simplificada como se a partícula fosse inserida no interior de uma caixa e fossem medidas cada dimensão desta caixa. Com as medidas obtidas, são calculadas as relações entre elas, o achatamento, o alongamento e a esfericidade das partículas. O achatamento é calculado pela divisão da altura (menor dimensão) pela largura (dimensão intermediária) da caixa, o alongamento é calculado pela divisão da largura pelo comprimento (maior dimensão). Por fim, a esfericidade é definida pela seguinte equação:

$$Esfericidade = \sqrt[3]{\frac{Altura \times Largura}{Comprimento^2}} \quad (3)$$

A angularidade no AIMS2 é uma medida da variação de gradiente nas fronteiras de uma partícula. Em uma imagem obtida da vista superior da partícula, o *software* quantifica mudanças na inclinação de vetores gradientes, retornando um valor médio de angularidade para a partícula, que vai de 0 a 10.000. Exemplos da classificação realizada pelo *software* podem ser observados na Figura 2.9.

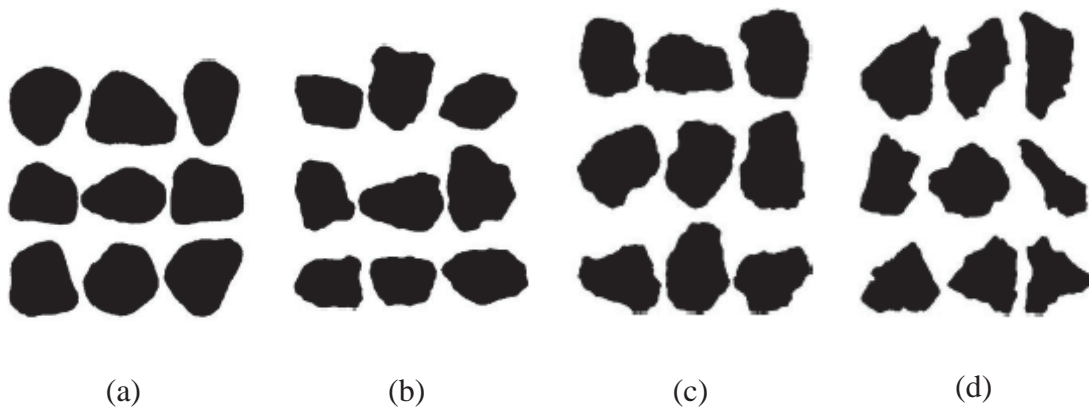


Figura 2.9 – Exemplos de separação por angularidade no AIMS2: (a) baixa angularidade; (b) moderada; (c) alta; (d) extrema  
 Fonte: adaptado de AIMS *Operation Manual* (2017)

A textura no AIMS2 é obtida para partículas com tamanho superior a 4,75 mm. A quantificação é realizada através do método *wavelet*, calculando a média dos quadrados dos valores obtidos de textura nas direções horizontal, vertical e diagonal da superfície do agregado. A separação da textura em categorias pelo *software* pode ser vista na Figura 2.10.

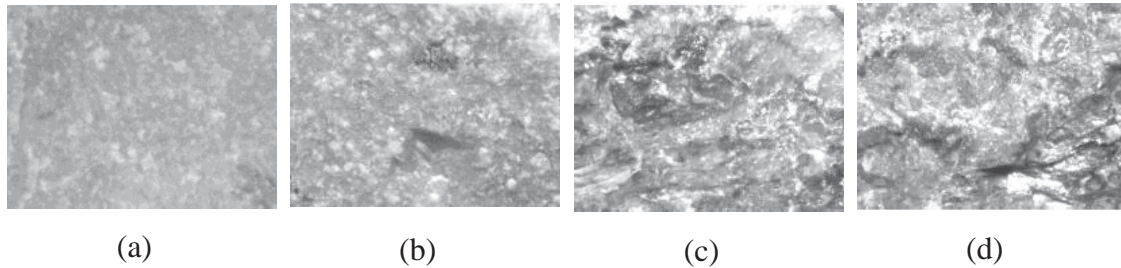


Figura 2.10 – Exemplos de separação por textura no AIMS2: (a) baixa textura; (b) moderada; (c) alta; (d) extrema

Fonte: adaptado de AIMS *Operation Manual* (2017)

Ibiapina *et al.* (2018) realizaram um estudo com base nos agregados brasileiros para propor a modificação dos limites de classificação utilizados no AIMS2, de origem norte-americana. Foram considerados na análise materiais de diversas regiões, abrangendo partículas entre 12,5 mm e 0,3 mm. Com base nos resultados, os autores obtiveram os limites apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Limites para propriedades obtidas no AIMS2

Fonte: adaptado de Ibiapina *et al.* (2018)

Propriedade	Valores limites				
Angularidade	< 1260	1260 – 4080	4080 - 7180	> 7180	-
	Arredondado	Subarredondado	Subangular	Angular	
Esfericidade	< 0,5	0,5 – 0,7	0,7 – 0,9	> 0,9	-
	Achatado/Alongado	Baixa	Esfericidad	Alta	
		Esfericidade	e Moderada	Esfericidade	
Textura	< 260	260 – 440	440 – 600	600 – 825	> 825
	Polido	Macio	Baixa	Rugosidade	Alta
			Rugosidade	Moderada	Rugosidade

Outro equipamento conhecido para determinação de propriedades morfológicas é o *University of Illinois Aggregate Image Analyser* (UIAIA) (TUTUMLUER *et al.* 2000). O equipamento consiste em uma esteira, sobre a qual as partículas são posicionadas e encaminhadas para um local onde estão posicionadas três câmeras. As câmeras são responsáveis por obter imagens do topo, e dos dois lados perpendiculares das partículas. Para que as imagens tenham qualidade adequada para tratamento posterior de interpretação, são posicionadas duas cortinas pretas, de modo que o fundo atrás das partículas fique preto nas imagens. Diferente do AIMS2, o equipamento não tem limitação para lastro ferroviário, permitindo partículas de todos os tamanhos encontrados nas faixas granulométricas típicas do material, já tendo sido utilizado inclusive para

obtenção de amostras virtuais a serem utilizadas em simulações em Elementos Discretos, como no trabalho de Huang (2010). O UIAIA pode ser observado na Figura 2.11.



Figura 2.11 – Equipamento UIAIA de medida de características físicas de agregados  
Fonte: Huang (2010)

Outro método utilizado com finalidade semelhante no contexto ferroviário é um *scanner* 3D a laser. O método foi utilizado por Sun (2017) para determinação da forma e tamanho de partículas de lastro, e o esquema utilizado é apresentado na Figura 2.12. O sistema foi considerado bastante confiável pelo autor, que avaliou diferentes parâmetros de classificação da forma do lastro utilizando a metodologia proposta.

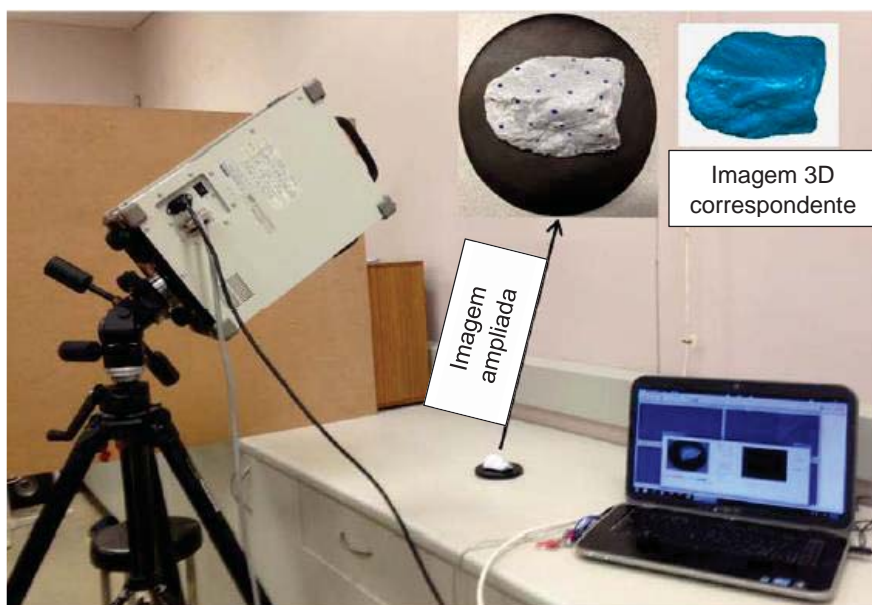


Figura 2.12 – Obtenção de parâmetros morfológicos de lastro com o uso de *scanner* 3D a laser  
Fonte: Sun (2017)

## 2.6 COMPORTAMENTO MECÂNICO DO LASTRO

Neste item é analisado o comportamento mecânico do lastro sob vários aspectos e suas particularidades.

### 2.6.1 Comportamento resiliente

Quando um ciclo de carga é aplicado em uma camada de pavimento e ele se deforma, parte da deformação é recuperada após o terminado o ciclo e parte permanece, sendo essas deformações denominadas resiliente e permanente (Figura 2.13), respectivamente.

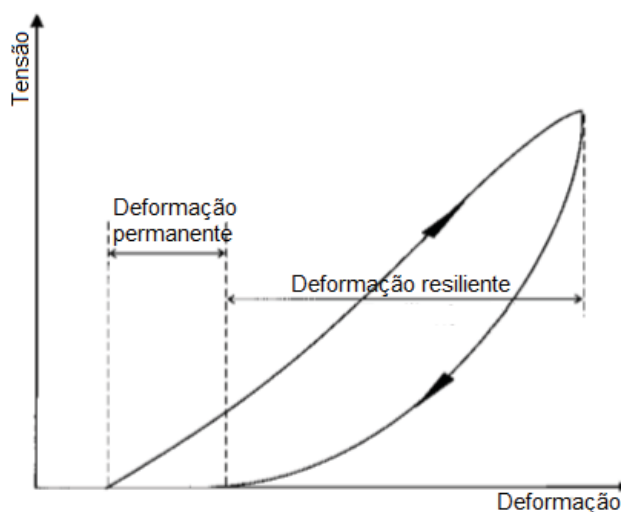


Figura 2.13 – Deformação resiliente e permanente em um ciclo de carga  
Fonte: adaptado de Lekarp *et al.* (2000.a)

O comportamento resiliente é utilizado para descrever a deformação elástica de uma camada ou material de pavimento quando sujeito a carga cíclica. O módulo que governa as relações entre tensão e deformação elástica é denominado módulo de resiliência ( $M_R$ ). Historicamente, surgiram diversos modelos de ajuste para o módulo de resiliência para os solos e britas, cada qual se ajustando melhor a um determinado tipo de material. O comportamento de solos coesivos é fortemente influenciado pela tensão desvio, já o  $M_R$  de materiais granulares é mais afetado pela tensão confinante. Assim, para materiais granulares os modelos que se destacaram pela sua simplicidade na utilização e boa capacidade de representar o comportamento elástico foram os modelos  $k-\theta$  (HICKS E MONISMITH, 1971) e  $k-\sigma_d-\sigma_3$  (MACÊDO, 1996), também chamado de modelo composto no Brasil. De maneira geral, na pavimentação rodoviária, o modelo mais utilizado atualmente é o  $k-\sigma_d-\sigma_3$  (MACÊDO, 1996), que também é usado em um programa de ferrovia brasileiro. Ferreira e Motta (2002) constataram que o modelo com

maior acurácia em comparação aos vários modelos mais utilizados até aquela data no Brasil, era o modelo composto.

O modelo k- $\theta$  considera a forte influência da tensão confinante no  $M_R$  para materiais granulares, sem deixar de considerar também a tensão axial, sendo dado pela equação a seguir:

$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad (4)$$

Onde  $\theta$  é o primeiro invariante da matriz de tensões, que em laboratório é  $\sigma_1 + 2\sigma_3$ ,  $k_1$  e  $k_2$  são parâmetros de regressão dos dados obtidos em laboratório e  $\sigma_3 = \sigma_2$ .

Apesar do modelo k- $\theta$  levar em conta as tensões principais atuantes no material, diversas críticas ao modelo foram feitas, uma destas por não levar em conta as tensões separadamente.

O modelo composto que se aplica a todos os tipos de solos e britas, é apresentado a seguir:

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_3^{k_3} \quad (5)$$

Onde  $\sigma_d$  é a tensão desviadora ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ),  $\sigma_3$  é a tensão confinante e  $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  são parâmetros de regressão que indicam o peso de cada variável na equação conforme a característica do material.

Embora os modelos para cálculo de módulo de resiliência sejam simplificados em números de variáveis, vários são os fatores que afetam o comportamento resiliente dos materiais. Lekarp *et al.* (2000, a e b) publicaram dois artigos com o estado da arte até aquela data sobre comportamento resiliente (artigo a) e deformação permanente (artigo b) de solos e britas. No artigo a, os autores citam os seguintes fatores que afetam o comportamento resiliente:

- a) **Níveis de tensão:** Hicks e Monismith (1971) reportaram para materiais granulares uma grande dependência do módulo de resiliência em relação à tensão confinante, e baixa dependência em relação à tensão axial.
- b) **Granulometria:** Barksdale e Itani (1989) observaram uma queda de cerca de 60% no módulo resiliente com o aumento da porcentagem de partículas finas de 0 para

10%. Jorenby e Hicks (1986) observaram um pico de módulo resiliente com a adição de finos de 6%, seguido de uma queda abrupta em 8%, sugerindo uma possível tolerância de finos em 6%. O pico de módulo resiliente é justificado possivelmente pelo aumento da rigidez proporcionado pelo preenchimento dos vazios com finos. Na Figura 2.14 pode ser observado o pico de módulo de resiliência para a adição de 6% de finos, observado por Jorenby e Hicks (1986) para um material submetido à diferentes estados de tensões.

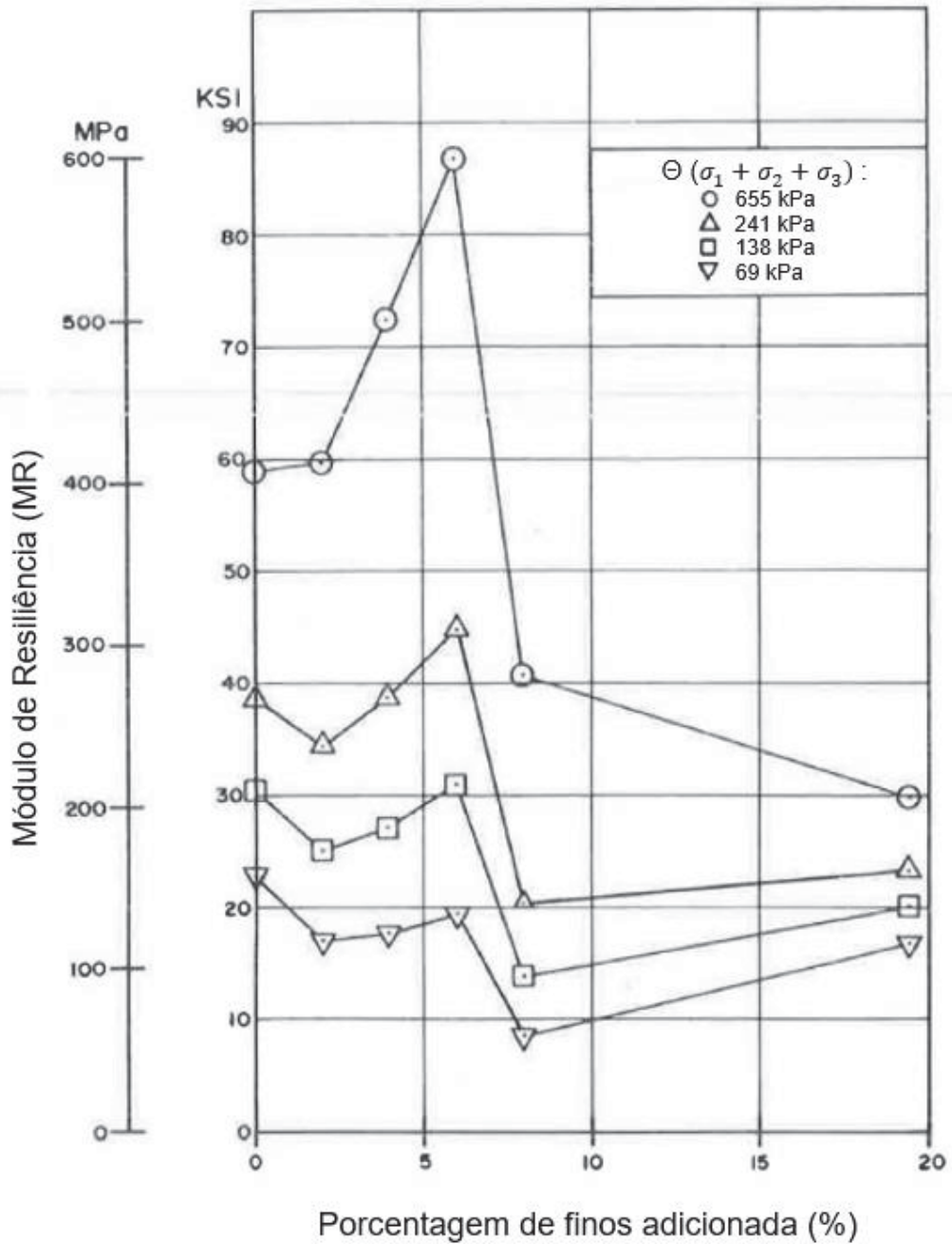


Figura 2.14 – Variação do MR com o percentual de finos  
 Fonte: adaptado de Jorenby e Hicks (1986)

- c) **Densidade:** Kolisoja (1997) relata o acréscimo do módulo resiliente com o aumento da densidade para diversas litologias encontradas em pedreiras na Finlândia. Uma das possíveis justificativas encontradas pelo autor é que, com a quebra das partículas grandes, diversas partículas pequenas são geradas e o número de contatos de cada partícula aumenta, fazendo com que diminuam as tensões nos contatos e que haja menos deformação elástica no arranjo granulométrico final.
- d) **Grau de saturação:** Realizando ensaios triaxiais de carga cíclica drenados, Barksdale e Itani (1989) observaram que há um decréscimo no módulo resiliente com o aumento do grau de saturação até a saturação completa do corpo de prova. Os autores relataram que, para uma tensão confinante de 103 kPa, a redução do módulo resiliente na saturação foi aproximadamente o dobro dos ensaios com tensão confinante de 690 kPa, mostrando a influência do fator tensão confinante sobre o fator grau de saturação. É importante citar que estes valores de tensão confinantes utilizados pelos autores são superiores aos normalmente encontrados no setor ferroviário (entre 7 e 70 kPa).
- e) **Forma da partícula:** Thom e Brown (1989) reportaram maiores valores de módulo resiliente, obtidos com partículas angulares ou subangulares em comparação com partículas arredondadas.
- f) **Duração e frequência de carregamento:** Hicks e Monismith (1971) realizaram ensaios para durações de carregamento de 0,1s, 0,15s e 0,25s, notando que não houve grande diferença nos resultados de módulo resiliente de solos.

Segundo Lekarp *et al.* (2000.a), ao se tratar da frequência do carregamento, é possível que a maior influência no módulo de resiliência ocorra para materiais próximos à saturação e com drenagem limitada, pela não dissipação de poropressões e consequente queda da tensão efetiva.

Especificamente sobre a frequência de carregamento e o estado de tensões, Thakur *et al.* (2013) observaram, ao ensaiar amostras de lastro, que houve um aumento no  $M_R$  com a diminuição da frequência e o aumento da tensão confinante, como apresentado na Figura 2.15.

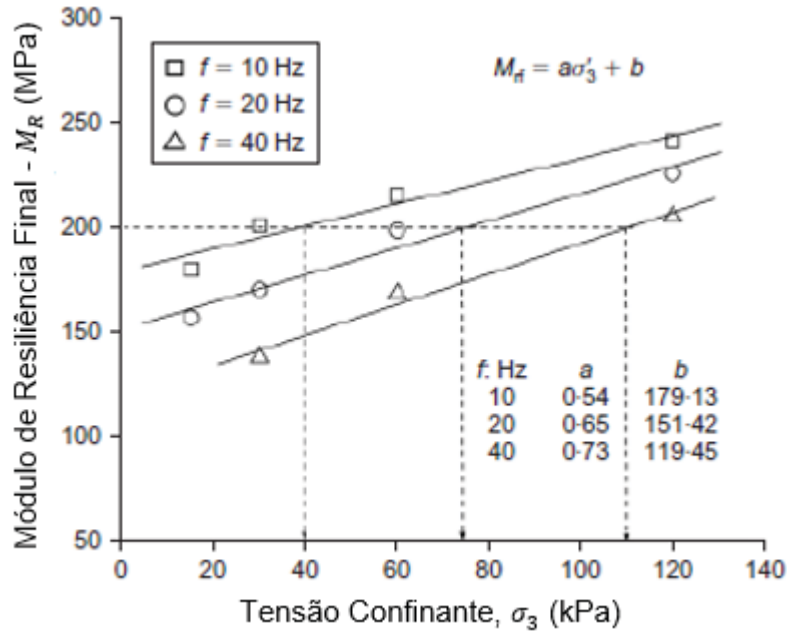


Figura 2.15 – Variação do  $M_R$  com a frequência e a tensão confinante  
 Fonte: adaptado de Thakur *et al.* (2013)

### 2.6.2 Deformação permanente

A deformação permanente é definida pela parcela não recuperável de deformação que se acumula no decorrer dos ciclos de carga, levando a estrutura a se rearranjar em uma mais resistente ou a se romper (UTHUS, 2007). A severidade das deformações permanentes em uma via permanente lastreada depende principalmente da qualidade do lastro, do sublastro e do subleito. Dahlberg (2001) divide a deformação permanente na via em duas fases. Na primeira fase, logo após a socaria, que é a forma corrente de construção e manutenção, por vibração, do lastro, no local, por equipamento próprio, a deformação permanente acontece de maneira mais acentuada até que os vazios entre as partículas de lastro sejam reduzidos e o lastro esteja consolidado. A segunda fase acontece mais lentamente, por uma contínua densificação que tem várias causas: rearranjo das partículas no lastro, penetração do sublastro ou subleito nos vazios do lastro, fratura de partículas do lastro, redução do tamanho e volume das partículas devido às cargas abrasivas e afastamento das partículas situadas de baixo dos dormentes, causando o afundamento destes e o surgimento de *gaps* entre o dormente e o lastro.

O comportamento de camadas granulares quanto à deformação permanente tem sido estudado pela teoria do *shakedown* ou acomodamento. Um dos trabalhos que deu bases para esta teoria é o de Melan (1936), que separou o comportamento de materiais em dois:



comportamento plástico ideal e comportamento plástico com enrijecimento. Uma das primeiras aplicações para dimensionamento de pavimentos foi apresentada por Sharp (1985) que propôs ábacos para dimensionamento de pavimentos asfálticos levando em conta o acúmulo de deformação plástica.

A aplicação da teoria do *shakedown* para materiais granulares não aglomerados foi detalhadamente estudada por Werkmeister e parceiros, na Inglaterra, numa linha de interpretação que vem sendo seguida aqui no Brasil. Werkmeister *et al.* (2001, 2003) analisaram resultados de ensaios triaxiais cíclicos separando em três grupos de comportamentos, A, B e C. O comportamento A (equação 6) se refere ao material que após alguns ciclos de carregamento entra em acomodamento plástico, com baixo acúmulo de deformações permanentes. O B (equação 7) se refere a um comportamento intermediário, no qual o material após uma acentuada deformação plástica inicial passa a ter níveis menores de deformações permanentes, aproximadamente constante. Por fim, o comportamento C (equação 8) representa o material que após o acomodamento inicial, pode diminuir as deformações plásticas, mas se as cargas cíclicas perdurarem, haverá colapso e altas deformações permanentes, sem estabilização. Werkmeister *et al.* (2003) propuseram, a partir de estudos de deformação permanente com material granular graúdo, os três critérios para definição do comportamento na deformação permanente, com base na deformação acumulada em 3.000 ciclos e 5.000 ciclos de carregamento:

$$\varepsilon_p^{5000} - \varepsilon_p^{3000} < 0.045 \times 10^{-3} \quad (6)$$

$$0.045 \times 10^{-3} < \varepsilon_p^{5000} - \varepsilon_p^{3000} < 0.4 \times 10^{-3} \quad (7)$$

$$\varepsilon_p^{5000} - \varepsilon_p^{3000} > 0.4 \times 10^{-3} \quad (8)$$

Onde  $\varepsilon_p^{5000}$  é a deformação permanente acumulada em 5.000 ciclos e  $\varepsilon_p^{3000}$  é a deformação permanente acumulada em 3.000 ciclos.

Adicionalmente, Guimarães (2009) observou, ao estudar solos tropicais laterizados, que alguns deles apresentavam deformações iniciais significativas, se acomodando após um determinado número de ciclos. Além disso, o autor propôs a utilização da taxa de deformação ( $\frac{\varepsilon_p}{N}$ ) de  $10^{-7}$  como indicativo de acomodamento de um material durante o ensaio triaxial de carga repetida de deformação permanente, como parâmetro mais

significativo para expressar o comportamento de um maior número de materiais. Este parâmetro também faz parte dos estudos de Werkmeister *et al.* (2003).

Em resumo, os comportamentos na deformação permanente podem ser descritos pelos gráficos da Figura 2.16.

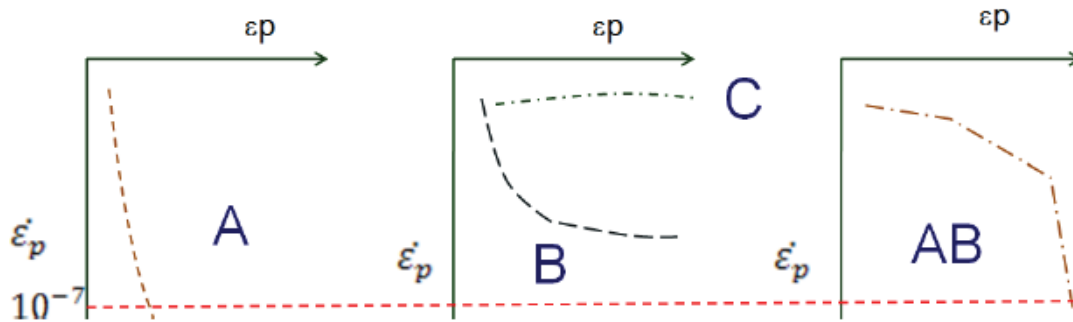


Figura 2.16 – Comportamento de diferentes materiais no acomodamento, segundo Werkmeister (2003) e Guimarães (2009)  
 Fonte: Lima (2016)

O artigo b de LEKARP *et al.* (2000.b) aborda os fatores que influenciam no comportamento de um material granular quanto à deformação permanente, que são:

- a) **Níveis de tensão:** Morgan (1966) realizou uma série de ensaios e observou que a deformação permanente diminui com o aumento da tensão confinante e aumenta com o aumento da tensão desviadora. Brown e Hyde (1975) observaram que a deformação permanente aumenta quanto maior for a relação da tensão desviadora dividida pela tensão confinante, e que, mesmo quando mantida constante essa relação, são observadas maiores deformações permanentes para maiores tensões desviadoras. Lackenby *et al.* (2007) observaram a influência da tensão confinante na deformação permanente axial e na taxa de deformação do lastro ferroviário, verificando que para maiores tensões confinantes, tanto a  $\epsilon_p$  quanto  $\frac{\epsilon_p}{N}$  são menores, além do material acomodar mais rapidamente.
- b) **Reorientação de tensões principais:** Segundo Lim (2004), ao analisar o estado de tensões em um elemento presente em uma camada de lastro, é possível observar que os elementos logo abaixo do dormente não sofrem tensões cisalhantes significativas, apenas componentes normais. No entanto, o mesmo não acontece se analisar elementos que não estão posicionados abaixo do dormente. Isso se

deve à rotação do eixo das tensões principais, como pode ser observado na Figura 2.17. Chan (1990) analisou a influência da reorientação de tensões e da componente cisalhante no estado de tensões e observou valores maiores de deformação permanente quando se considera a reorientação de tensões. De acordo com Lim (2004), o quanto a reorientação de tensões influencia na análise do estado de tensões de uma via permanente depende da rigidez do lastro. Para uma camada de lastro com alta rigidez, as partículas próximas ao dormente serão afetadas pela reorientação de tensões, enquanto para uma camada de lastro com baixa rigidez o subleito será mais afetado.

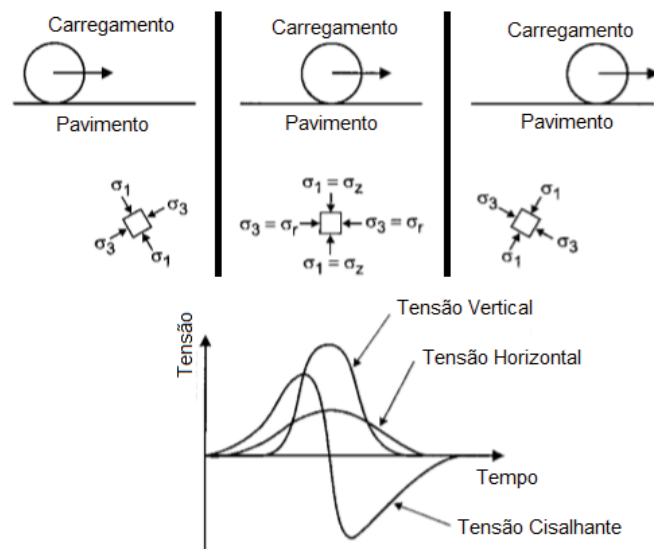


Figura 2.17 – Reorientação de tensões em um pavimento  
Fonte: adaptado de Chan (1990)

- c) **Número de aplicações de carregamento:** O comportamento de um material particulado quando solicitado por diversos ciclos de carga não é de simples compreensão. Não é possível garantir que um material estável quanto às deformações permanentes permanecerá estável indefinidamente, sendo que eventualmente a desestabilização pode ocorrer com a continuação de aplicação de cargas cíclicas (LEKARP e DAWSON, 1998). Uma possível tentativa de enquadrar o comportamento de materiais em diferentes tipos foi feita por Werkmeister *et al.* (2001), como mostrado na Figura 2.16 desta seção .
- d) **Grau de saturação:** Dois mecanismos envolvendo o grau de saturação são de grande influência nas deformações permanentes. O primeiro é o acúmulo de poropressão, gerada no carregamento cíclico e não dissipada em casos de drenagem limitada, visto que o acúmulo de poropressão reduz as tensões efetivas

e faz com que ocorram grandes deformações permanentes na camada. O segundo mecanismo é a lubrificação dos contatos, que não depende das condições de drenagem e influencia de maneira menos acentuada na deformação permanente, mas continua sendo significativa (LEKARP *et al.*, 2000.b).

- e) **Histórico de tensões:** Brown e Hyde (1975) fizeram ensaios comparando a aplicação de determinados níveis de tensão gradualmente ou de forma imediata pelo valor total, obtendo como resultado que a aplicação imediata resulta em maiores resultados de deformação permanente do que a aplicação gradual. No caso destes autores, a diferença chegou a aproximadamente o dobro de deformação permanente na aplicação imediata, logo nos primeiros ciclos.
- f) **Densidade e granulometria:** Ao realizar ensaios triaxiais cíclicos de 1.000 ciclos com um calcário dolomítico variando a granulometria e a densidade, Thom e Brown (1988) observaram que a densidade do material teve influência clara sobre as suas deformações permanentes. A forte compactação das amostras fez com que a deformação permanente reduzisse pela metade em comparação com as amostras não compactadas. Os autores variaram também a faixa granulométrica entre uma granulometria muito uniforme e uma contínua. As amostras fortemente compactadas foram as que se mostraram mais estáveis, com as menores deformações permanentes. As amostras não compactadas apresentaram menores deformações para uma granulometria uniforme do que para contínua.

### 2.6.3 Quebra e rearranjo de partículas

Para compreender e avaliar melhor o comportamento da camada de lastro, é necessário considerar a degradação das partículas que o compõe. Essa degradação faz com que algumas características da camada mudem durante o tempo de sua utilização, resultando em aumento da rigidez, perda de permeabilidade e acúmulo de deformações permanentes.

Quando uma carga é aplicada em um meio particulado, as partículas transferem umas para as outras tensões nos contatos. Caso as tensões excedam a tensão resistente da partícula, ela fratura e pode gerar deslocamentos do meio com movimentação de partículas. Essa movimentação também pode ser gerada devido a existência de espaços vazios no meio do esqueleto granular, que proporcionam o deslocamento de partículas. Na Figura 2.18 são apresentadas diferentes situações que desencadeiam movimentações de partículas.

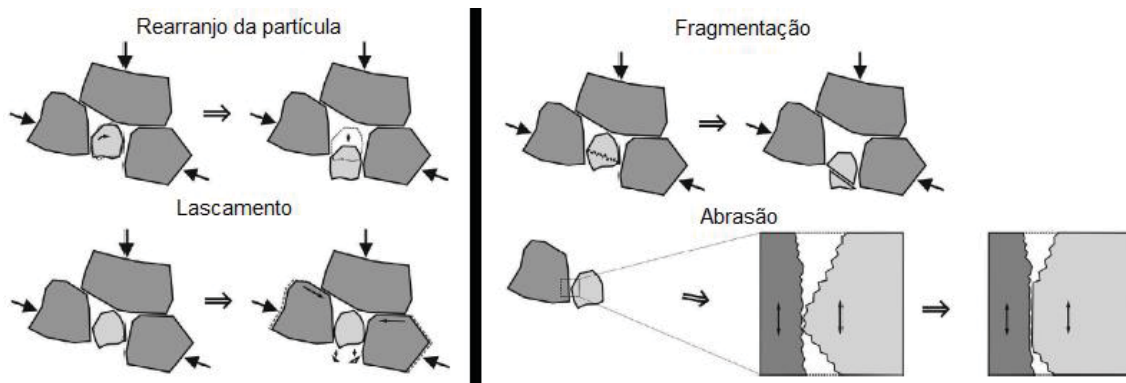


Figura 2.18 – Origem dos deslocamentos de partículas  
 Fonte: adaptado de HOFER e BACH (2015)

O rearranjo das partículas causado pelas movimentações é a principal causa das deformações permanentes na camada de lastro. As partículas angulares dificultam os movimentos e mantêm baixos níveis de deformação permanente, geralmente. Quando há quebra dos cantos, as partículas se tornam mais arredondadas e a resistência ao deslocamento entre elas diminui (HOFER e BACH, 2015). A intensidade da solicitação e o produto gerado de cada um dos mecanismos apresentados na Figura 2.18 é diferente. A fragmentação é proporcionada por eventos de alta energia, produzindo uma distribuição normal de partículas resultantes. O lascamento e a abrasão são considerados eventos de baixa energia, produzindo distribuições bimodais (MASURET, 2015).

Uma das formas de quantificar a quebra de materiais rochosos é através do índice  $B_g$ , conhecido como *Marsal's Breakage Ratio* (Marsal R. J. 1967, *apud* Sun, 2017). Para determinar este índice o material é inicialmente peneirado, determinando o percentual retido inicial em cada peneira. Após determinada solicitação, o material é novamente peneirado e é determinado o percentual retido final em cada uma das mesmas peneiras. Neste procedimento, peneiras de mesma abertura de malha devem ser utilizadas antes e depois da solicitação, de modo a obter uma variação de percentual retido em cada uma delas. O índice é dado pelo somatório das diferenças positivas entre os percentuais de material retido antes e após o ensaio, de acordo com a equação 9:

$$B_g = \sum_i \Delta_i^+ \quad (9)$$

Com  $i$  sendo o contador que vai da primeira até a última peneira na série utilizada e  $\Delta_i^+$  a diferença do percentual retido antes e após a solicitação, caso seja positiva.

Segundo Sun (2017), uma das limitações do Bg é que ele não considera nenhum limite superior para quebra, fornecendo um parâmetro que não está relacionado com o quanto pode ocorrer de quebra em determinada curva granulométrica.

Uma das formas de contornar a limitação encontrada no uso do Bg e quantificar a degradação foi desenvolvida por Indraratna *et al.* (2005), com a introdução do “Índice de Quebra do Lastro” (*Ballast Breakage Index*, BBI), que quantifica as variações na distribuição granulométrica após determinado ensaio, dada pela equação:

$$BBI = \frac{A}{A + B} \quad (10)$$

Onde A e B são determinados a partir da Figura 2.19, pela área do gráfico traçado com eixos em escala aritmética.

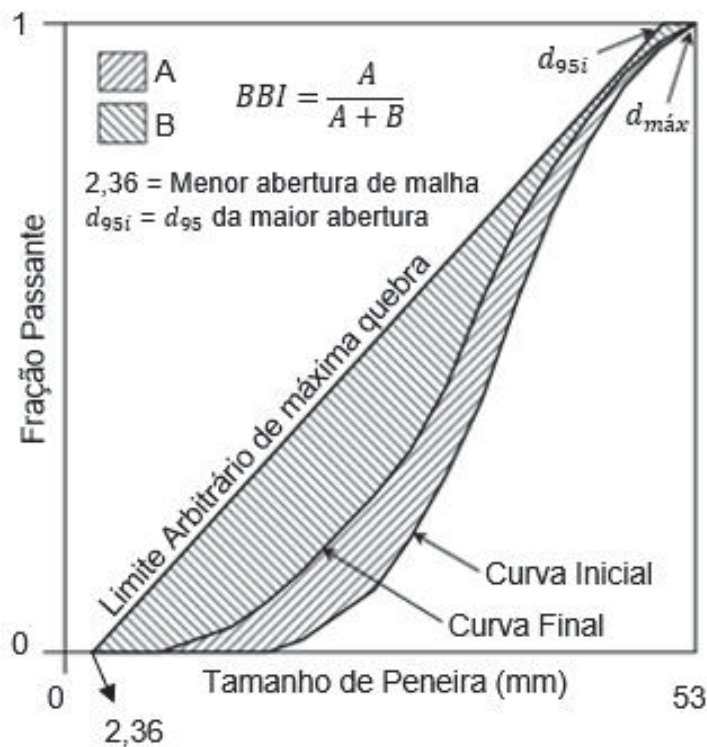


Figura 2.19 – Gráfico para determinação dos parâmetros A e B do BBI  
 Fonte: adaptado de Indraratna *et al.* (2005)

Lackenby *et al.* (2007) estudaram a influência da tensão confinante e da tensão desvio na quebra de lastro, em ensaios triaxiais de escala real. Os autores separaram a degradação do lastro em três zonas (Figura 2.20), cuja transição não depende apenas da tensão confinante, mas também da tensão desvio cíclica: DUDZ (Fase de dilatância e

instabilidade), ODZ (Fase ótima) e CSDZ (Fase compressiva e estável). As três zonas de degradação, variando com a tensão confinante e desvio, são ilustradas na Figura 2.20.

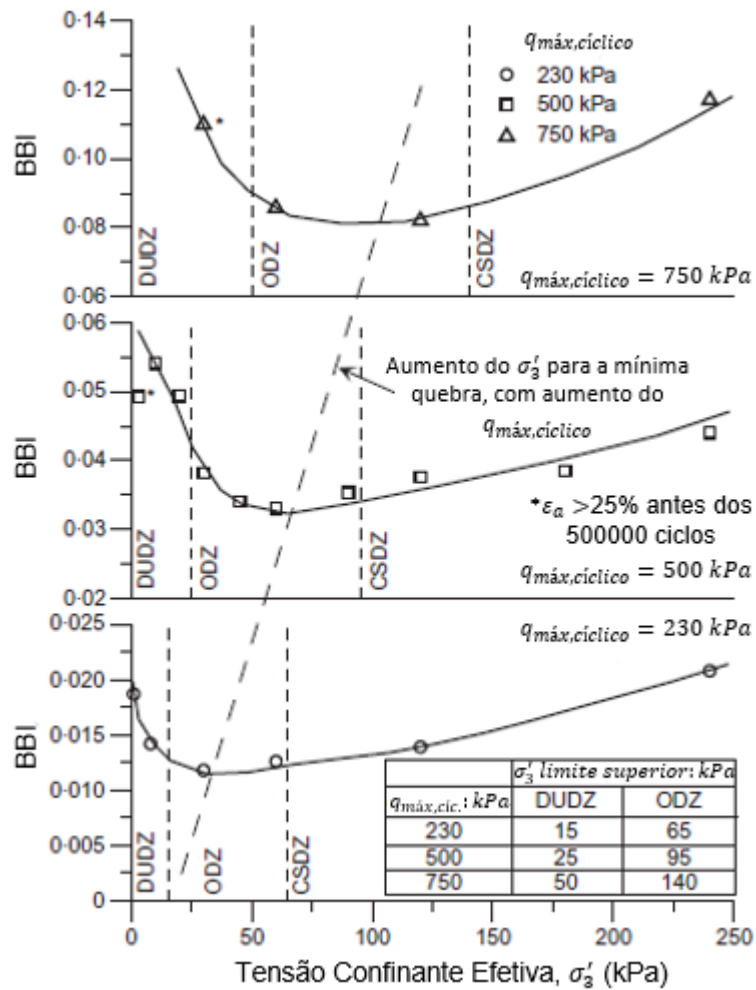


Figura 2.20 – Variação do BBI com a tensão confinante e desvio  
 Fonte: adaptado de Lackenby *et al.* (2007)

Segundo Lackenby *et al.* (2007), DUDZ é uma fase que ocorre para baixas tensões confinantes, na qual ocorre dilatação volumétrica e elevada quebra do material. Acredita-se que haja, durante esta fase, contatos pouco estáveis entre partículas, em áreas de contato pequenas e com alta probabilidade de quebra, fazendo com que o material se rearranje quando há o desencadeamento destas quebras.

A ODZ é considerada por Lackenby *et al.* (2007) uma fase com tensões confinantes intermediárias e de aumento de áreas de contato entre partículas, melhorando a distribuição de tensões internas feita por cadeias de contato mais estáveis. Nesta zona ocorre a menor quebra das partículas.

Por fim, a CSDZ é caracterizada por altas tensões confinantes, forçando as partículas umas contra as outras em um rearranjo mais denso. Nesta zona, a ausência de movimentos como rolamento e escorregamento entre partículas faz com que as partículas maiores fraturem em seus planos de fraqueza e nas microfissuras (Lackenby *et al.*, 2007).

#### 2.6.4 Energia e probabilidade de fratura

Nesta seção são apresentados alguns modelos desenvolvidos para estimar a quebra de partículas, com base em funções probabilísticas. Estes modelos atualmente têm aplicação direta na modelagem em elementos discretos, que é apresentada na seção 2.12.

Segundo Kapur *et al.* (1997), partículas de formas semelhantes podem apresentar resistência a fratura distintas, e a probabilidade de fraturarem aumenta com o aumento da energia aplicada. Os autores acrescentam que impactos de maior energia resultam em uma distribuição de fragmentos mais fina, e, partículas que não fragmentam em um primeiro impacto acumulam energia na propagação de fissuras.

Partindo da possibilidade de analisar e quantificar a quebra com distribuições de probabilidade, diversos autores propuseram a modelagem da quebra por meio de probabilidade de fratura.

Weibull (1951) desenvolveu uma função de distribuição estatística com diversas aplicabilidades, citando inicialmente, dentre os possíveis usos, a capacidade de descrever o comportamento do aço na fadiga. Alguns anos depois, Davidge (1979) descobriu que a distribuição de Weibull (1951) podia ser também aplicada para analisar a variação de resistência de cerâmicas, se baseando no modelo do “*link* mais fraco”, que considera que, se um elemento conectado a outros elementos em uma amostra romper, a amostra inteira irá romper. McDowell e Amon (2000), baseados nesses trabalhos anteriores, também encontraram aplicabilidade da distribuição estatística para partículas de solo<sup>1</sup>, testando sua formulação para partículas de até 16 mm. Para que isso fosse possível, foi necessário que os autores assumissem que todas as partículas apresentavam geometrias semelhantes quando da aplicação da carga. Cabe acrescentar, também, que o modelo foi desenvolvido com partículas individuais sendo comprimidas lentamente por placas planas paralelas. As

---

<sup>1</sup> Na definição dos autores, a palavra solo é utilizada para partículas de solo e de rocha.



características dos tipos de carregamento são apresentadas na próxima seção. O resultado foi a seguinte função de probabilidade de não ruptura:

$$P_s(d) = -exp\left[\frac{d^3}{d_0^3}\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^m\right] \quad (11)$$

Onde  $\sigma_0$  é a tensão característica para a qual 37% das partículas com diâmetro  $d_0$  não rompem;  $\sigma$  é a tensão (definida por  $\frac{F}{d^2}$ ) aplicada na partícula de diâmetro  $d$  e  $m$  é o módulo de Weibull, que decresce com o aumento da variabilidade da resistência das partículas.

Também utilizando como base a distribuição estatística de Weibull (1951), Vogel e Peukert (2003) desenvolveram um modelo de probabilidade de ruptura considerando a aleatoriedade na orientação das partículas e das falhas existentes no interior delas. Os parâmetros apresentados neste modelo são obtidos através de ensaios de impacto em partículas individuais, relacionando a energia de impacto com a probabilidade de fratura:

$$S = 1 - exp\{-f_{Mat}.xk(W_{m,kin} - W_{m,min})\} \quad (12)$$

Onde  $S$  (%) é a probabilidade de ruptura,  $f_{Mat.}(kg J^{-1} m^{-1})$  é um parâmetro do material,  $x(m)$  é o tamanho da partícula,  $k$  é o número de impactos,  $W_{m,min}(J kg^{-1})$  é a energia mínima para ocorrer alguma fratura, que depende do tamanho da partícula ( $x$ ) e  $W_{m,kin}(J kg^{-1})$  é a energia aplicada.

Apesar de derivar da distribuição de Weibull (1951), neste modelo (Eq. 12) o módulo de Weibull foi considerado igual a 1. Outro ponto importante é que, como já citado, a energia de fratura varia com o tamanho das partículas, mas a multiplicação da energia mínima pelo tamanho da partícula ( $xW_{m,min}$ ) deve ser constante, como observado pelos autores deste modelo, expresso pela Eq. 12.

Como o modelo de Vogel e Peukert (2003) havia sido desenvolvido para a área de engenharia de minerais, para previsão de quebra de partículas em circuitos de cominuição, posteriormente o modelo foi modificado para a utilização de parâmetros já incorporados na prática do *Julius Kruttschnitt Mineral Research Centre* (JKMRC), um dos centros de referência em pesquisas na área. Assim, Shi e Kojovic (2007) propuseram a seguinte forma de previsão:

$$t_{10} = M\{1 - \exp[-f_{Mat}.xk(E_{cs} - E_{mín})]\} \quad (13)$$

Onde  $t_{10}(\%)$  é a porcentagem de material passante na peneira com  $\frac{1}{10}$  do tamanho da partícula,  $M(\%)$  representa o máximo valor de  $t_{10}$ , e  $E_{cs}$  ( $J kg^{-1}$ ) e  $E_{mín}$  ( $J kg^{-1}$ ) são equivalentes a  $W_{m,kin}$  e  $W_{m,min}$  da Eq. 12, respectivamente.

Shi e Kojovic (2007) realizaram ensaios para validação do modelo modificado para partículas de até 90 mm de minérios de ouro, cobre e chumbo com zinco, comparando com o modelo anteriormente utilizado no JKMRC e obtiveram correlações muito próximas, mostrando boa aderência do modelo aos dados experimentais.

#### 2.6.5 Arranjos de partículas e tipos de carregamento

Os ensaios de quebra de partículas individuais são de grande utilidade para a compreensão dos fenômenos envolvidos na quebra de agregados. Segundo Tavares (2007), a partir desses ensaios foi possível compreender o fenômeno da fratura, as diferentes perdas no processo de cominuição, a relação entre energia e redução de tamanho, a deformação das partículas no carregamento e o efeito do tamanho, da forma, do tipo de material e tipo de carregamento na quebra.

Até o momento, nesta presente dissertação, foram apresentados modelos baseados na quebra de partículas individuais, com diferentes formas de carregamento. Os ensaios de quebra de partículas individuais podem ser classificados como de impacto simples, impacto duplo e compressão lenta, com diferenças na metodologia de cálculo para obter os parâmetros de cada ensaio.

Além dos ensaios com partículas individuais existem também ensaios com leito de partículas, de modelagem mais complexa, visto que dependem do tipo de confinamento, da distribuição de tamanhos de partículas e do número de camadas de partículas. De maneira resumida, a classificação para estes tipos de ensaios é apresentada na Figura 2.21, segundo Barrios (2015).

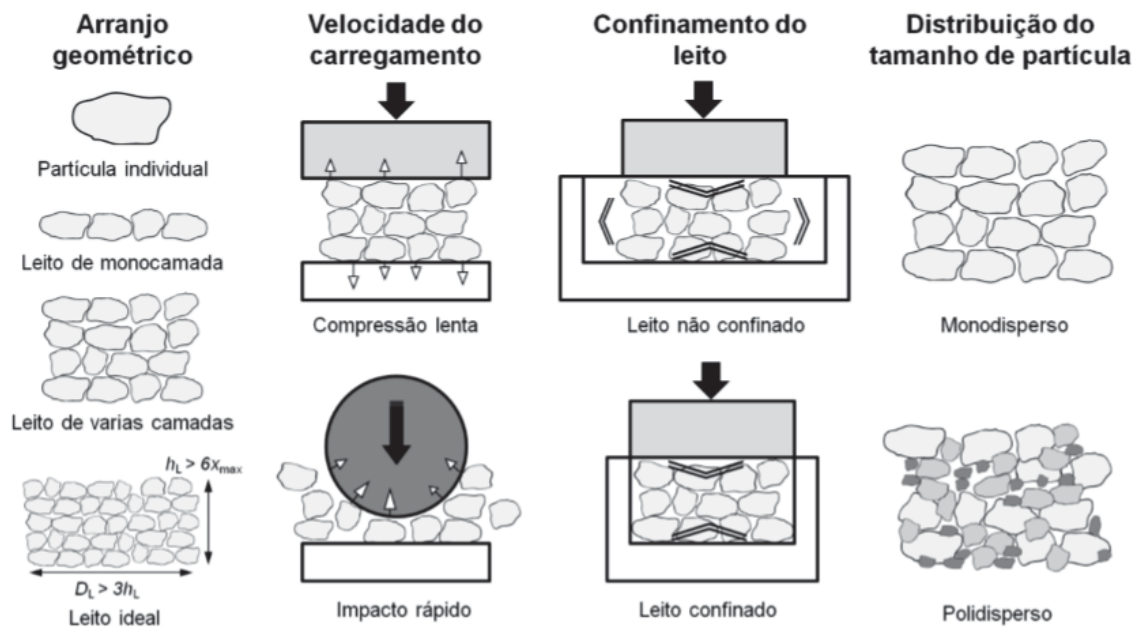


Figura 2.21 – Classificação de carregamentos em diferentes arranjos de partículas  
 Fonte: Barrios (2015)

## 2.7 A INFLUÊNCIA DA LITOLOGIA NO COMPORTAMENTO DO LASTRO

### 2.7.1 Fratura e a influência da microestrutura

Nesta seção é dado enfoque ao comportamento mecânico das partículas, abordando a influência da litologia e da microestrutura na fratura, de maneira teórica a partir dos estudos relacionados.

Na resistência dos materiais clássica, no comportamento elasto-plástico de um meio homogêneo, contínuo e isotrópico, a fratura é originada quando as tensões internas de um material excedem as necessárias para rompê-lo. No estado plano de tensões, as tensões preponderantes são as normais e a ruptura é definida pelos esforços de tração ou compressão. Partindo para um estado biaxial, a tensão cisalhante passa a ser considerada, podendo o material romper pela combinação de várias tensões internas existentes. Quanto ao tipo da ruptura, ela pode ocorrer de maneira frágil ou dúctil, dependendo das deformações plásticas que o material suporta antes de romper (BEER e JOHNSTON, 2008).

A fim de considerar as possíveis falhas no interior dos materiais, Griffith (1920) desenvolveu uma teoria validada por diversos ensaios de resistência à tração de amostras de vidro, material escolhido por ter um comportamento frágil. O princípio da teoria

considera que a fratura de um material se inicia com a concentração de tensões nas extremidades de microfissuras pré-existentes em seu interior, que, ao atingir a resistência à tração do material, faz com que este resista menos do que o esperado. Também é considerado que partículas maiores apresentam mais falhas ou fissuras prévias que partículas menores, e por isso apresentam também menor resistência. Essa teoria clássica serviu como base para a mecânica da fratura aplicada em materiais com falhas, com algumas modificações e avanços posteriores.

Para avaliar o comportamento de diferentes materiais na ruptura, Tavares e Carvalho (2009) realizaram ensaios com 30 materiais diferentes a fim de observar o dano acumulado por impactos de partículas individuais. Os autores observaram que materiais cristalinos e o vidro têm a capacidade de acumular dano muito rápido e fraturar, com a fratura controlada pelo seu início e com dispersão de fragmentos em uma grande área. Por outro lado, rochas que continham vários minerais, como o gnaisse, acumularam dano mais gradualmente, com a presença de deformações inelásticas antes de fraturar e a propagação de trincas após maior acúmulo de dano.

A mecânica da fratura aplicada a partículas ajuda na compreensão e consideração das falhas e descontinuidades, se baseando em um critério de evidências experimentais para determinar se as falhas irão propagar ou diminuir pela aplicação de determinada energia, e se a partícula suportará aquela energia sem fraturar (ATKINSON, 1987). No entanto, em partículas de rochas, devido à grande heterogeneidade que pode existir, com presença de minerais com planos preferenciais em diferentes orientações e presença de falhas em diversas direções, há carência de dados quantitativos, limitando a aplicação desta teoria, muitas vezes, apenas a auxiliar na compreensão da fratura destes tipos de partículas (SCHÖNERT, 1995).

Tapponnier e Brace (1976) analisaram falhas induzidas em lâminas de granito, com a utilização de microscópio eletrônico, e os tipos de falhas mais encontrados foram os apresentados na Figura 2.22. Nesta figura, “Larc” significa “*low aspect ratio cavities*”, que são cavidades com baixa relação entre largura e comprimento na imagem.

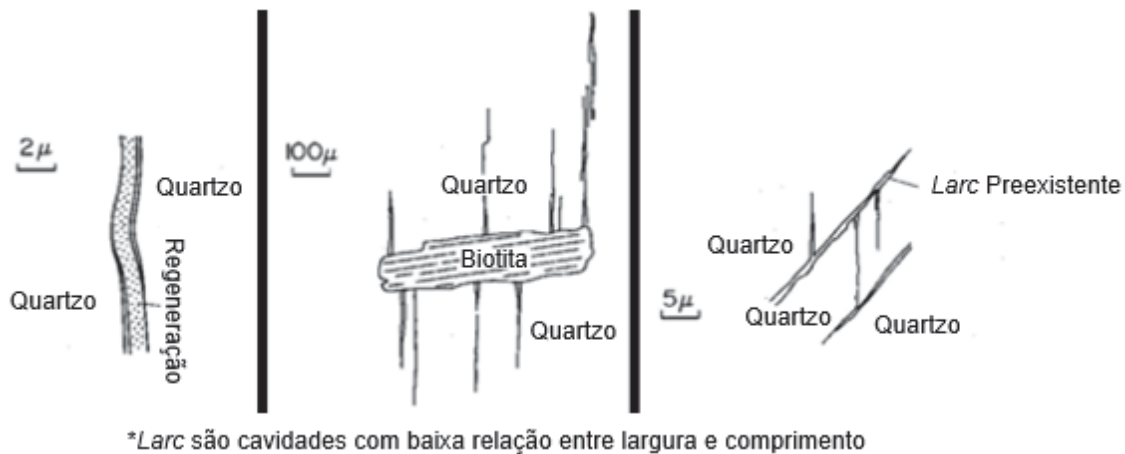


Figura 2.22 – Tipos mais comuns de falhas observadas em lâminas de granito  
 Fonte: adaptado de Tapponnier e Brace (1976)

### 2.7.2 Propriedades intrínsecas de agregados, sua descrição e influência

As propriedades microestruturais intrínsecas de um material rochoso governam tanto o seu comportamento mecânico quanto as suas características morfológicas. Para o entendimento dos termos utilizados para descrever estas propriedades, primeiro é necessária uma breve explicação, tendo em vista não serem de uso frequente na área ferroviária.

Na mineralogia óptica, um microscópio petrográfico é utilizado para observação dos minerais existentes em uma lâmina de rocha. Este microscópio difere dos microscópios convencionais por possibilitar a rotação da platina e possuir dois filtros polarizadores, chamados de nicóis. A platina rotativa possibilita a observação de características de como a luz atravessa os cristais petrográficos em diferentes direções. Os nicóis, por sua vez, quando inseridos simultaneamente (nicóis cruzados) no caminho entre a fonte de luz e o observador, fazem com que as ondas vibrem em um único plano, levando a observação dos minerais sob a chamada luz polarizada. Por outro lado, quando o filtro denominado “analisador” é retirado do caminho entre a fonte de luz e o observador, os minerais são observados em luz natural (nicóis descruzados).

Ao analisar uma amostra no microscópio, diversas características podem ser observadas, como a cor dos minerais, a existência de padrões ao girar a platina, o contato entre os minerais e a sua forma. Na classificação da forma dos cristais, por exemplo, são considerados como euédricos os minerais com faces bem formadas, subédricos os que apresentam faces imperfeitas e anédricos os minerais que não possuem faces definidas.

Tavares e Neves (2008) estudaram a quebra de quatro materiais distintos do ponto de vista da microestrutura, sendo um deles um granodiorito gnaisse, um granulito-gnaisse, um gnaisse e um traquito. Os autores identificaram uma grande influência do tamanho das partículas e das falhas preexistentes na forma das partículas geradas após a quebra, evidenciando também a interferência das falhas iniciais na energia necessária para início e para propagação de fraturas.

No trabalho de Lindqvist *et al.* (2007) foram listados parâmetros próprios do material que influenciam no comportamento da rocha como um todo, apresentados resumidamente a seguir:

- a) Mineralogia: As propriedades de cada mineral formador da rocha individualmente afetam as propriedades da rocha, tais como a dureza, a resistência e o módulo de elasticidade de cada mineral.
- b) Tamanho dos grãos: Há uma tendência de maior resistência para a rocha com grãos minerais menores. A distribuição de tamanhos também é fator importante, de modo que rochas com distribuição de tamanhos menos uniforme apresentam maior resistência.
- c) Forma dos grãos e contatos: Minerais com grãos euédricos podem atuar como descontinuidades na estrutura da rocha, onde podem ser iniciadas fissuras. Quanto mais disforme o contato entre os grãos, maior a resistência.
- d) Orientação e distribuição espacial: A orientação de minerais como micas em foliações pode servir como plano para fratura da rocha.
- e) Porosidade e falhas pré-existentes: Fraturas podem ser iniciadas a partir de poros ou de falhas, e a influência destes fatores está relacionada ao tamanho dos vazios existentes na estrutura.

Para quantificar minerais e falhas na microestrutura de uma rocha, normalmente são utilizadas técnicas visuais, aplicadas na observação de lâminas de petrografia utilizando microscópio petrográfico. Este tipo de quantificação é bastante trabalhoso, a depender da complexidade da estrutura analisada, e muitas vezes depende do operador, com uma variação de resultados significativa de pessoa para pessoa. Uma alternativa para quantificação em lâminas petrográficas é a demarcação de pixels utilizando algum software de tratamento de imagens. Zhang *et al.* (2015) apresentam uma metodologia com a utilização do software Adobe Photoshop que envolve a seleção de áreas nas

imagens obtidas de lâminas petrográficas, sendo que o software facilita a seleção de áreas e a contagem de pixels, mas não dispensa a necessidade de um geólogo para o reconhecimento correto dos minerais.

## **2.8 A INFLUÊNCIA DA GRANULOMETRIA NO COMPORTAMENTO DO LASTRO**

A granulometria do material do lastro está relacionada diretamente com a estabilidade dele, por ser muitas vezes o principal material que o compõe. Um lastro adequado deve apresentar índice de vazios suficiente para proporcionar a drenagem adequada sem comprometer o desempenho estrutural e o contato entre partículas.

Nesta seção são apresentados alguns estudos importantes relacionados à granulometria do lastro.

### **2.8.1 O uso da modelagem em DEM**

Historicamente, Fuller e Thompson, em 1907, introduziram uma equação para a composição granulométrica com previsão de densidade máxima, para a qual as peneiras são elevadas na potência 0,45 e a curva granulométrica de densidade máxima é definida por uma reta que vai da origem até o tamanho máximo considerado das partículas. Este critério tem servido de base, até hoje, para muitas aplicações na pavimentação asfáltica. Tal composição granulométrica, quando aplicada no lastro ferroviário, resulta em uma camada muito densa, comprometendo o funcionamento do lastro como camada drenante. Na Universidade de Illinois, em Urbana Champaign, diversas pesquisas para estudo da camada de lastro têm sido realizadas através da modelagem em elementos discretos (DEM), modificando a composição granulométrica de densidade máxima de Fuller e Thompson para as denominadas “curvas granulométricas características”.

Um dos trabalhos importantes nesta linha é o de Huang (2010), que desenvolveu e validou uma metodologia combinada de aquisição digital de imagens e modelagem em elementos discretos (DEM). A metodologia foi testada e utilizada na tese de doutorado do autor para avaliar o efeito da composição granulométrica e das propriedades de forma no comportamento do lastro quanto à resistência, estabilidade lateral e ao potencial de deformação permanente.

Huang (2010) utilizou em seu trabalho o UIAIA para capturar imagens e estabelecer as características morfológicas das partículas que desejava incluir dentro das simulações computacionais. O equipamento obtém três imagens 2D ortogonais de cada agregado, que são cruzadas para formar uma partícula 3D (Figura 2.23).

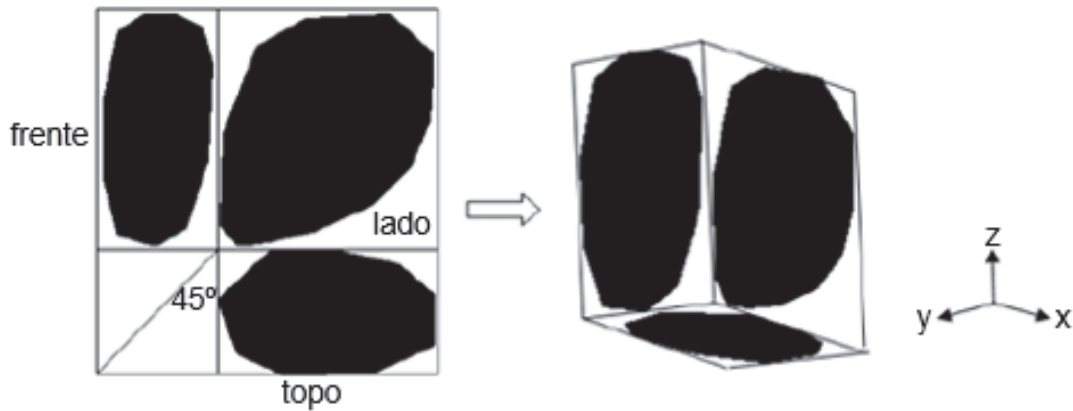


Figura 2.23 – Forma 3D gerada a partir de imagens 2D obtidos no equipamento UIAIA  
 Fonte: adaptado de Huang (2010)

Após adquirir as imagens de cada partícula, Huang (2010) inseriu as geometrias no software *BLOKS3D DEM*, resultando em formatos exemplificados na Figura 2.24.

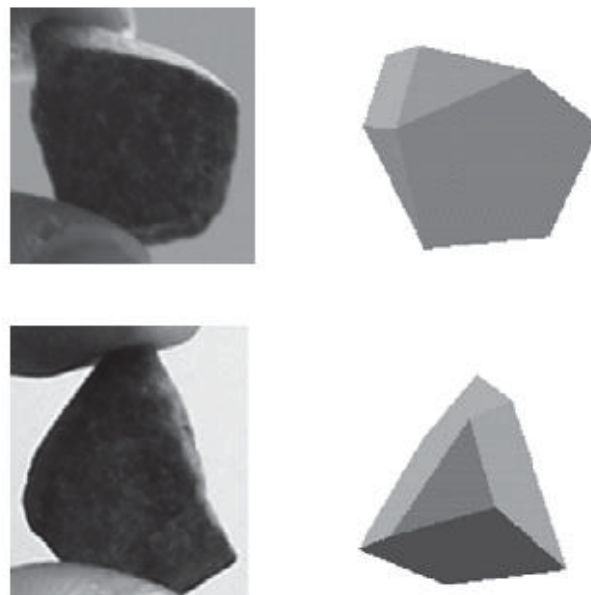


Figura 2.24 – Partículas de rochas reais e no software *BLOKS3D DEM*  
 Fonte: Huang (2010)

Repetindo o processo para várias partículas, Huang (2010) gerou um banco de partículas para inserção no software, podendo alterar o percentual de cada uma delas dependendo



das propriedades morfológicas desejadas. Foram criadas diversas geometrias: partículas muito lamelares até cúbicas, partículas muito e pouco angulares, etc.

A validação inicial da metodologia de Huang (2010) foi feita com ensaios de cisalhamento direto em escala real, com a análise de sensibilidade de parâmetros por modelagens computacionais. Foi verificado que as simulações utilizando DEM representaram bem as curvas individuais de esforço cisalhante por deslocamento cisalhante e a envoltória de Mohr-Coulomb definida pela aplicação de diferentes tensões.

Como sequência do trabalho de Huang (2010), Bian *et al.* (2016) realizaram diversos testes de curvas granulométricas baseadas na composição de densidade máxima de Fuller e Thompson. Os autores identificaram que, ao remover as partículas mais finas de uma composição de densidade máxima, a extremidade antes ligada na origem do gráfico passa a se deslocar no eixo do tamanho das partículas, com o deslocamento dependendo do tamanho mínimo das partículas retiradas. Enquanto isso, a outra extremidade da reta se mantém no tamanho máximo de partícula da composição granulométrica, fazendo com que o ângulo formado por essa reta e os eixos do gráfico sejam alterados. Às retas formadas a partir desses testes, os autores citados deram o nome de “curvas granulométricas características” (Figura 2.25). Em uma análise do índice de vazios gerado pelas diferentes “curvas granulométricas características” formatadas, os autores notaram que, de fato, as retas com o tamanho mínimo de partículas maior, entre os pesquisados, apresentaram os maiores índices de vazios (Figura 2.26 - 1), e que esse índice de vazios reduz à medida que o tamanho mínimo de partículas é reduzido (Figura 2.26 - 2), passando por um ponto no qual este volta a aumentar devido à interferência no contato das partículas grandes por parte das partículas médias (Figura 2.26 - 3) e por fim voltando a diminuir até chegar na linha de densidade máxima passando pela origem (Figura 2.26 - 4).

As especificações normalmente classificam as faixas granulométricas de acordo com limites definidos, devendo as partículas apresentar tamanhos entre os limites de alguma das faixas existentes para ser permitida e classificada dentro da norma. Essas faixas permitem a variação dos percentuais passantes nas peneiras de controle utilizadas, possibilitando muitas combinações granulométricas dentro de uma mesma classificação.

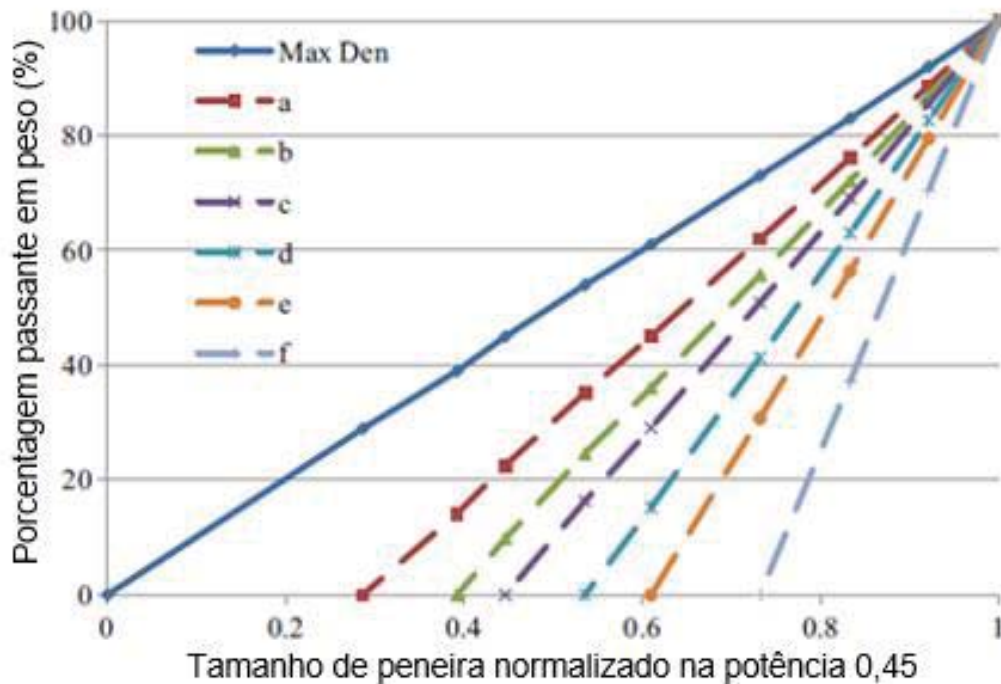


Figura 2.25 – Curvas granulométricas características  
 Fonte: adaptado de Bian *et al.* (2016)

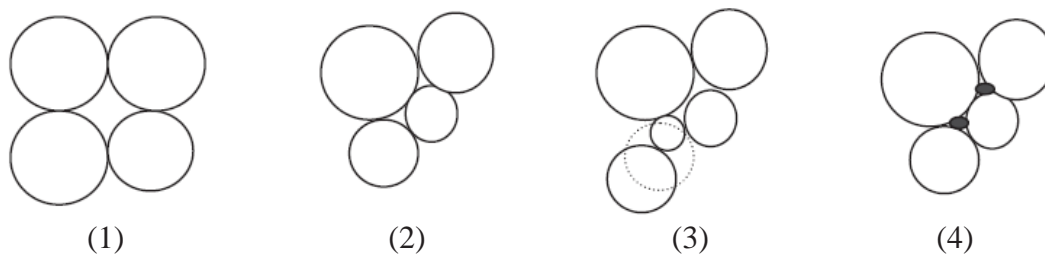


Figura 2.26 – Arranjo das curvas granulométricas (1) f, (2) e, d, c, (3) b, a, (4) “Max Densidade”  
 Fonte: Bian *et al.* (2016)

Bian *et al.* (2016) inseriram as granulometrias citadas em simulações em DEM, em uma configuração (Figura 2.27) validada em campo por Huang (2010), buscando identificar, com a aplicação de 300 ciclos de carregamento, a influência da granulometria na deformação permanente do lastro. Os autores observaram que as granulometrias no arranjo (2) da Figura 2.26 foram as que apresentaram menor deformação permanente, seguidas das granulometrias no arranjo (3). O arranjo que apresentou a deformação permanente mais alta foi o (1).

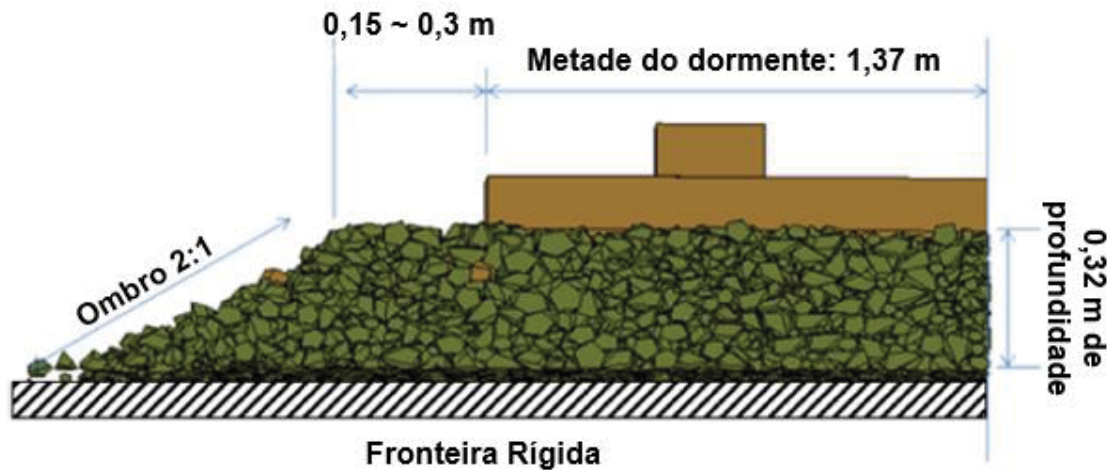


Figura 2.27 – Simulação em DEM para testar diferentes granulometrias  
 Fonte: adaptado de Bian *et al.* (2016)

Também utilizando modelagem em DEM, Boler *et al.* (2014) geraram diversas combinações de composições granulométricas enquadradas dentro da faixa AREMA 24 (Figura 2.28), com variação no percentual passante em três peneiras de controle (63,5 mm, 38 mm e 19 mm), identificando a influência de variações na fração graúda, intermediária e fina do material no número de contatos e número de coordenação lidos no ambiente de simulação. O número de coordenação é definido pela Equação 14. Utilizando o banco de dados gerado por Huang (2010), Boler *et al.* (2014) simularam também a variação de angularidade nas amostras, incluindo esta variável nas análises.

$$N. Coord. = \frac{N. Con.}{N. P.} \quad (14)$$

Onde N.Coord. é o número de coordenação, N.Con. é o número de contatos total em uma simulação e N.P. é o número de partículas no ambiente simulado.

As amostras testadas por Boler *et al.* (2014) foram preparadas em um ambiente cúbico com 0,46 m cada aresta, lançando o material no interior do cubo, deletando as partículas que estivessem fora do volume e aplicando uma tensão normal de 344,7 kPa para compactação virtual da amostra, feita através de uma superfície sólida, como apresentado na Figura 2.29. Ao final do processo, os autores fizeram leitura do número de contatos na simulação, determinando também o número de coordenação pela divisão do número de contatos pelo número total de partículas.

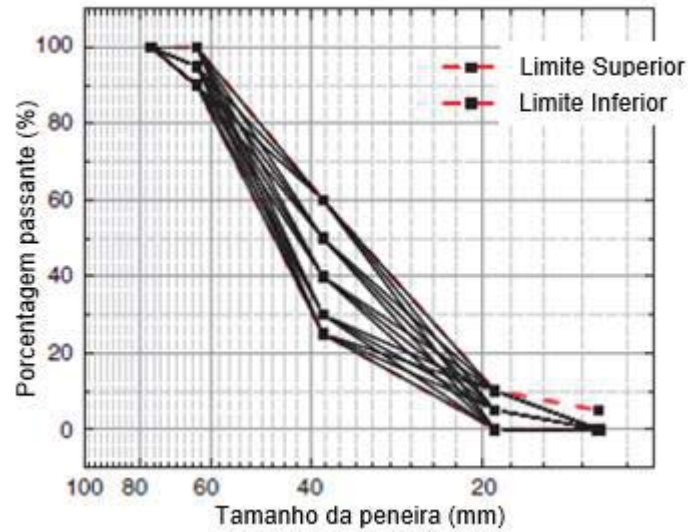


Figura 2.28 – Composições granulométricas testadas por Boler *et al.* (2014)  
 Fonte: adaptado de Boler *et al.* (2014)

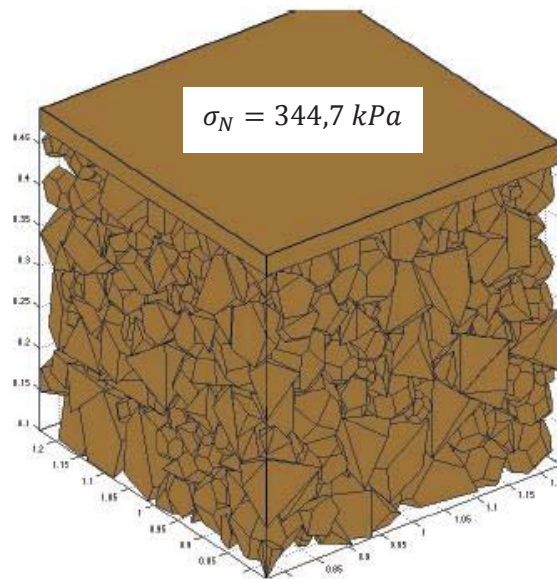


Figura 2.29 – Amostra sendo compactada virtualmente no ambiente DEM por Boler *et al.* (2014)  
 Fonte: Boler *et al.* (2014)

Boler *et al.* (2014) observaram que somente a modificação do percentual passante nas peneiras de 63,5 mm e de 38,1 mm causaram um aumento significativo no número de contatos e de coordenação das partículas, evidenciando que, para que haja um maior número de contatos entre as partículas do lastro, é necessária, para granulometrias da faixa AREMA 24, o aumento do percentual de partículas entre as peneiras de tamanho máximo e médio da amostra. Ao modificar o percentual passante na peneira de 19 mm,

não houve variações significativas no índice de vazios, indicando que provavelmente a fração não é pequena o suficiente para preencher os vazios gerados pelas partículas maiores. Por fim, partículas com maior angularidade resultaram em um maior número de contatos e maior número de coordenação, quando comparados aos agregados menos angulares.

### 2.8.2 Investigações de laboratório

Uma das linhas de pesquisa coordenadas pelo professor Buddhima Indraratna na Universidade de Wollongong, da Austrália, é o comportamento do lastro, quando submetido a diferentes condições de carregamento, de umidade, de reforços, etc. Dois equipamentos se destacam nas pesquisas realizadas pela equipe coordenada pelo professor citado. O primeiro é uma célula triaxial para corpos de prova cilíndricos com dimensões 300 x 600 cm, com sistema de drenagem e medições de variação de volume. O atuador utilizado para aplicar carregamento axial na célula triaxial é servo-hidráulico, com capacidade de aplicar até 150 kN com uma frequência máxima de 60 Hz em pulsos *haversine*. O segundo equipamento é um triaxial prismoidal, capaz de aplicar diferentes tensões na direção transversal e longitudinal, simulando diferentes condições de confinamento da via férrea. A capacidade do atuador vertical do triaxial prismoidal permite a aplicação de até 100 kN em pulsos com frequência máxima de 50 Hz. Os dois equipamentos podem ser observados na Figura 2.30.



Figura 2.30 – Equipamentos para ensaio do lastro na Universidade de Wollongong (Austrália): (a) Triaxial cilíndrico; (b) Triaxial Prismoidal.

Fonte: (a) Sun *et al.* (2015); (b) Vizcarra (2015)

Indraratna *et al.* (2004) testaram no triaxial cilíndrico quadro granulometrias para avaliar os limites da norma australiana AS 2758.7 (1996), submetendo cada uma delas à tensão vertical máxima de 300 kPa, tensão confinante de 45 kPa e frequência de carregamento de 20 Hz. A primeira composição granulométrica foi composta de um material muito uniforme, resultando em um Cnu de 1,4. A segunda curva, um pouco menos uniforme, com Cnu de 1,7. A terceira curva consistiu em uma do tipo “*gap-graded*”, com Cnu de 1,7. Por fim a última curva apresentou Cnu de aproximadamente 2,0, considerada moderadamente uniforme. Ao analisar a quebra do material, os autores sugeriram a adoção de uma nova faixa granulométrica, que proporcionasse a utilização de curvas granulométricas mais bem graduadas, uma vez que uma pequena alteração no Cnu das curvas testadas gerou uma quebra muito menor para o material moderadamente uniforme.

Utilizando o mesmo equipamento triaxial de molde cilíndrico, Sun (2017) estudou a influência do tamanho máximo de agregado, o coeficiente de não uniformidade e o tamanho mínimo no comportamento de um lastro de basalto. O autor analisou as curvas apresentadas na Figura 2.31. As características volumétricas das curvas granulométricas são apresentadas na Tabela 5. Para os ensaios, o autor utilizou  $\sigma_3$  de 30 kPa,  $\sigma_d$  máximo de 230 kPa e mínimo de 45 kPa e com frequências de carregamento de 20 Hz e 30 Hz, aplicadas em pulsos *haversine*.

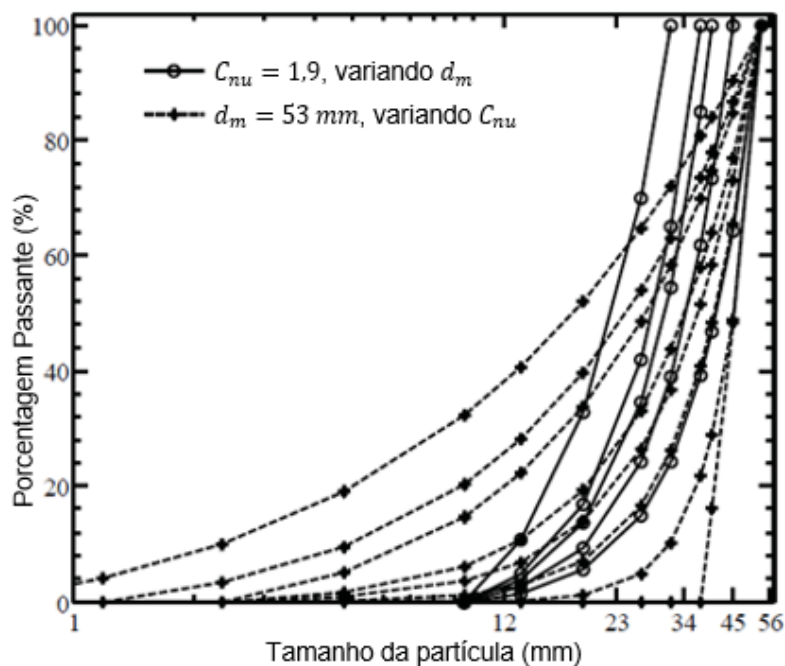


Figura 2.31 – Curvas granulométricas ensaiadas por Sun (2017).  
Fonte: adaptado de Sun (2017)

Tabela 5 – Parâmetros das curvas granulométricas ensaiadas por Sun (2017)  
 Fonte: adaptado de Sun (2017)

Curva nº	$e_0$	$e_{min.}$	$e_{máx.}$	$R_d$	$\gamma_b \left( \frac{kN}{m^3} \right)$	$d_M$	$d_{60}$	$d_{50}$	$d_{30}$	$d_{10}$	$d_m$	Cnu
1	0,75	0,58	0,92	0,50	15,2	53	52,3	40,8	40,7	22,3	9,5	1,9
2	0,75	0,61	0,93	0,56	15,2	45	43,7	34,6	33,7	19,5	9,5	1,9
3	0,75	0,62	0,93	0,58	15,2	40	37,1	30,5	28,6	17,2	9,5	1,9
4	0,75	0,62	0,93	0,58	15,2	37,5	32,7	28,4	25,1	16,1	9,5	1,9
5	0,75	0,63	0,94	0,61	15,2	31,5	30,5	22,7	23,4	13,0	9,5	1,9
6	0,78	0,71	1,03	0,77	15,0	53	50,3	49,4	46,9	41,9	2,36	1,2
7	0,78	0,67	0,97	0,63	15,2	53	47,2	45,3	40,3	31,4	2,36	1,5
8	0,75	0,60	0,91	0,52	15,2	53	43,4	40,4	33,1	21,6	2,36	2,0
9	0,75	0,55	0,86	0,35	15,2	53	40,7	37,1	28,5	16,3	2,36	2,5
10	0,75	0,51	0,82	0,23	15,2	53	38,4	34,2	24,9	12,8	2,36	3,0
11	0,72	0,45	0,77	0,16	15,5	53	34,4	29,6	19,5	8,6	2,36	4,0
12	0,70	0,43	0,72	0,07	15,6	53	32,4	27,2	17,1	7,2	2,36	4,5
13	0,63	0,36	0,68	0,16	16,3	53	29,8	25,3	14,1	5,0	1,18	6,0
14	0,61	0,29	0,64	0,09	16,5	53	23,6	17,9	8,6	2,4	1,0	10
15	0,82	0,71	1,02	0,63	14,5	53	50,3	49,4	46,9	41,9	2,36	1,2
16	0,71	0,60	0,91	0,63	15,5	53	43,4	40,4	33,1	21,6	2,36	2,0
17	0,66	0,55	0,86	0,63	15,9	53	40,7	37,1	28,5	16,3	2,36	2,5
18	0,62	0,51	0,82	0,63	16,3	53	38,4	34,2	24,9	12,8	2,36	3,0
19	0,57	0,45	0,77	0,63	16,9	53	34,4	29,6	19,5	8,6	2,36	4,0
20	0,53	0,43	0,72	0,63	17,3	53	32,4	27,2	17,1	7,2	2,36	4,5

Na Tabela 5,  $e_0$  é o índice de vazios antes do ensaio,  $R_d$  é a densidade relativa,  $\gamma_b$  é o peso específico do material e  $d_i$  são as peneiras nas quais passa i% do material, sendo M o maior tamanho de partícula e m o menor.

Na deformação permanente, Sun (2017) verificou que:

- Quanto maior o tamanho máximo das partículas de lastros com mesmo Cnu (1,9), menor a deformação permanente (Curvas 1, 2, 3, 4 e 5);
- A deformação permanente axial e a volumétrica reduziram inicialmente com o Cnu (entre 1,2 e 2,0) e depois voltaram a aumentar (de 2,0 até 10,0) (Curvas 6, 7, 8, 9, 10, 12, 13 e 14);
- As curvas com coeficiente de uniformidade inferior a 4,5 entraram em *shakedown* após um determinado número de ciclos, enquanto as curvas com maior Cnu (de 4,5 até 10) entraram em colapso;

- d) A deformação permanente reduziu consideravelmente com o aumento da densidade relativa (ao comparar ensaios da Curva 6, 8, 9, 10, 11 e 12 com os da 15, 16, 17, 18, 19 e 20);
- e) Para menores deformações permanentes, o Cnu ótimo ficou entre 1,8 e 2,0 para o material ensaiado.

Quanto ao módulo de resiliência, o autor obteve as seguintes conclusões:

- a) Para materiais com mesmo coeficiente de não uniformidade (Curvas 1, 2, 3, 4 e 5), o módulo de resiliência diminuiu com o aumento do tamanho máximo das partículas;
- b) O módulo de resiliência aumentou com a diminuição do coeficiente de não uniformidade (Curvas 6, 8, 9 e 10), tanto na frequência de 20 Hz quanto 30 Hz.
- c) O autor observou valores de  $M_R$  variando entre aproximadamente 200 e 600 MPa.

Por fim, ao analisar a quebra do material de lastro utilizando o índice Bg de Marsal, Sun (2017) observou que:

- a) Mantendo a densidade inicial, a quebra reduziu com o aumento do coeficiente de não uniformidade, a maior quebra foi observada para curvas granulométricas com coeficiente de não uniformidade igual a 1,2 (Curva 15, 16, 17, 18, 19 e 20);
- b) A composição granulométrica do lastro pode ser dividida em duas zonas, Zona A de alta quebra (Cnu abaixo de 1,8) e Zona B de baixa quebra (Cnu maior que 1,8).

Em relação aos índices de quebra, Sun (2017) comparou o resultado de diferentes índices, considerando o Bg, o BBI e outros índices não citados na presente dissertação. O autor observou que o aumento da quebra com a diminuição do Cnu foi melhor representado pelo índice Bg, enquanto os outros índices testados apresentaram maior quebra para Cnu maiores ou não variaram no intervalo de valores testados.

Os resultados obtidos através do uso de diferentes índices de quebra por Sun (2017) são apresentados na Figura 2.32, na qual pode-se notar que com o índice Bg é possível separar claramente dois comportamentos divididos por um coeficiente de não uniformidade próximo a 1,8. No entanto, alguns índices também fornecem resultados importantes, como o aumento da quebra para Cnu superior a 3.



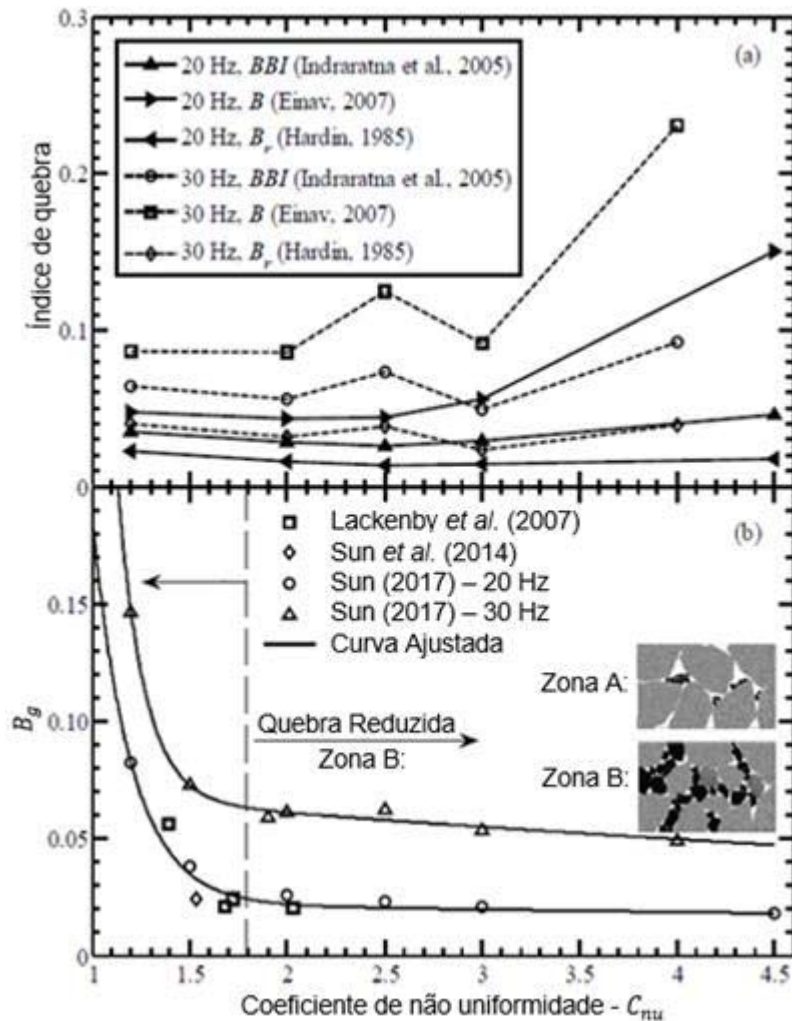


Figura 2.32 – Variação de diferentes índices de quebra com o  $C_{nu}$ , por Sun (2017)  
 Fonte: adaptado de Sun (2017)

Vizcarra (2015) observou, ao ensaiar duas granulometrias distintas no equipamento triaxial prismoidal da Universidade de Wollongong, que uma granulometria com maior coeficiente de não uniformidade, na faixa sugerida por Indraratna *et al.* (2004), resultou em uma menor deformação permanente e menor quebra quando comparada com uma granulometria mais uniforme enquadrada na NBR 5564 (2012).

Na Universidade de São Paulo (USP), Merheb (2014) estudou o comportamento do lastro em escala reduzida e real, com a construção de um triaxial com dimensões 400 x 800 mm, possibilitando a moldagem de corpos de prova com rochas de lastro em seu tamanho real. Quanto à influência da granulometria, o autor observou que uma granulometria enquadrada na faixa da AREMA 24 apresentou menor deformação permanente axial e maior módulo de resiliência do que uma enquadrada na faixa da AREMA 3, para os ensaios triaxiais cíclicos em grande e em pequena escala.

Fora do contexto ferroviário, em uma pesquisa de granulometrias para aplicação em diferentes camadas do pavimento rodoviário, Lima (2016) avaliou os métodos de Fuller e Thompson, Bailey e Alfred para composição de curvas granulométricas a serem ensaiadas no equipamento triaxial cíclico com dimensões máximas 150x300 mm da COPPE/UFRJ. Como a finalidade das curvas granulométricas era rodoviária, a autora testou curvas com Cnu de 15 até 80, com índice de vazios entre 0,10 e 0,16. Lima (2016) verificou que, ao realizar o ensaio de módulo de resiliência após o ensaio de deformação permanente, os resultados foram notavelmente superiores aos obtidos em corpos de provas moldados apenas com a finalidade de ensaio de MR. Tal verificação faz sentido, uma vez que após o ensaio de deformação permanente a amostra fica em um arranjo mais compacto e rígido. Além disso, ao ensaiar o mesmo material com a frequência de 1 Hz ou 2 Hz não foi observada grande variação nos resultados. Por fim, a granulometria influenciou diretamente nos resultados de deformação permanente e de módulo de resiliência, com o método de Alfred sendo o que apresentou melhores resultados. As curvas com maior presença de finos apresentaram também as maiores deformações permanentes para 150.000 ciclos de carregamento.

## **2.9 ENSAIOS TRIAXIAIS EM ESCALA REAL E REDUZIDA**

Os ensaios triaxiais de carga repetida são utilizados para determinar o comportamento à deformação resiliente e à permanente dos materiais que são utilizados nas camadas de pavimento. Usualmente são feitos com tensão confinante constante e tensão desvio pulsante. O módulo de resiliência é determinado para vários pares de tensões nos ensaios triaxiais de carga repetida, e, conhecendo a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) aplicada e fazendo leituras de deformação resiliente ( $\epsilon_R$ ) define-se:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_R} \quad (15)$$

Lima (2016) ressalta que, embora em ensaios de módulo de resiliência seja possível ler a parcela de deformação plástica, o comportamento na deformação permanente não é obtido com o mesmo procedimento de módulo de resiliência, por ser necessário um grande número de ciclos, normalmente superior a 100.000 ciclos, até ser possível definir bem o acomodamento ou não do material.

A grande dificuldade da análise do comportamento do lastro em laboratório ocorre devido ao tamanho das partículas de lastro, que podem ser até maiores que 63 mm. Skoglund (2002) comenta que os valores típicos da relação entre diâmetro do corpo de prova e diâmetro máximo da partícula ficam entre 5 e 7. Caso fosse adotada a relação igual a 5, se o tamanho máximo do agregado fosse 63 mm, seria necessário um equipamento que possibilitasse realizar ensaios com corpos de prova com mais de 315 mm de diâmetro.

No mundo, alguns pesquisadores desenvolveram equipamentos maiores para esses ensaios, e suas características foram resumidas por Merheb (2014), que foi, na presente dissertação, adaptada com a inserção do equipamento triaxial desenvolvido por este autor (Tabela 6). No entanto, a disponibilidade de equipamento para ensaios com agregados de lastro na dimensão real ainda é muito restrita a alguns poucos centros de pesquisa, dificultando o desenvolvimento de um maior número de pesquisas que o envolvam. Outro fator que dificulta a execução destes ensaios é a maior dificuldade na montagem dos corpos de prova, devido à grande quantidade de material necessária e ao seu peso, além do porte dos equipamentos necessários.

Tabela 6 – Equipamentos triaxiais de grande escala para ensaio de lastro ferroviário  
Fonte: adaptado de Merheb (2014)

Pesquisadores	Ano	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	$d_{máx}$ (mm)	Local
Raymond e Diyaljee	1979	230	460	38	Canadá
Alva-Hurtado <i>et al.</i>	1981	305	610	30	EUA
Suiker <i>et al.</i>	2005	254	645	38	EUA
Sekine <i>et al.</i>	2005	300	600	63,5	Japão
Lackenby <i>et al.</i>	2007	300	600	53	Austrália
Anderson e Fair	2008	236	455	50	Inglaterra
Sevi <i>et al.</i>	2009	419	864	63,5	EUA
Ausudkij <i>et al.</i>	2009	300	450	50	Inglaterra
Nalsund	2010	300	600	63	Noruega
Ebrahimi <i>et al.</i>	2010	305	610	60	EUA
Merheb	2014	400	800	63,5	Brasil

Uma alternativa para permitir o ensaio de britas de lastro é a britagem do material e a adoção de uma granulometria reduzida, construída com o escalonamento da curva granulométrica real, mantendo o seu formato original. Assim, a adoção desta metodologia permite que sejam feitos os ensaios em equipamentos triaxiais convencionais de um laboratório de pavimentação, levando em consideração que em geral são equipados para ensaios relacionados ao meio rodoviário. No entanto, diversos pontos devem ser levados

em conta ao realizar uma redução de tamanho de partículas, porque são simplificações que podem afetar os resultados que são obtidos.

Janardhanam e Desai (1983) utilizaram uma célula multiaxial para ensaiar lastro ferroviário e desenvolver modelos constitutivos para representar o comportamento do material. A célula utilizada pelos autores possuía dimensões 10x10x10 cm, fazendo com que fosse necessária a redução da granulometria do lastro para possibilitar o ensaio. A metodologia seguida pelos autores foi baseada no trabalho anterior de Lowe (1964), consistindo na composição de duas curvas granulométricas paralelas à de tamanho real do material. Foi investigada a influência da redução de granulometria na resistência e no comportamento do lastro submetido a carregamento. A curva granulométrica ensaiada pelos autores apresentava  $C_{nu}$  de 1,2, e a variação do módulo de resiliência com o tamanho médio das partículas é apresentada na Figura 2.33, para diferentes tensões confinantes. Janardhanam e Desai (1983) obtiveram que o módulo de resiliência do material granular é crescente com a tensão confinante, além de ser crescente com o tamanho médio das partículas.

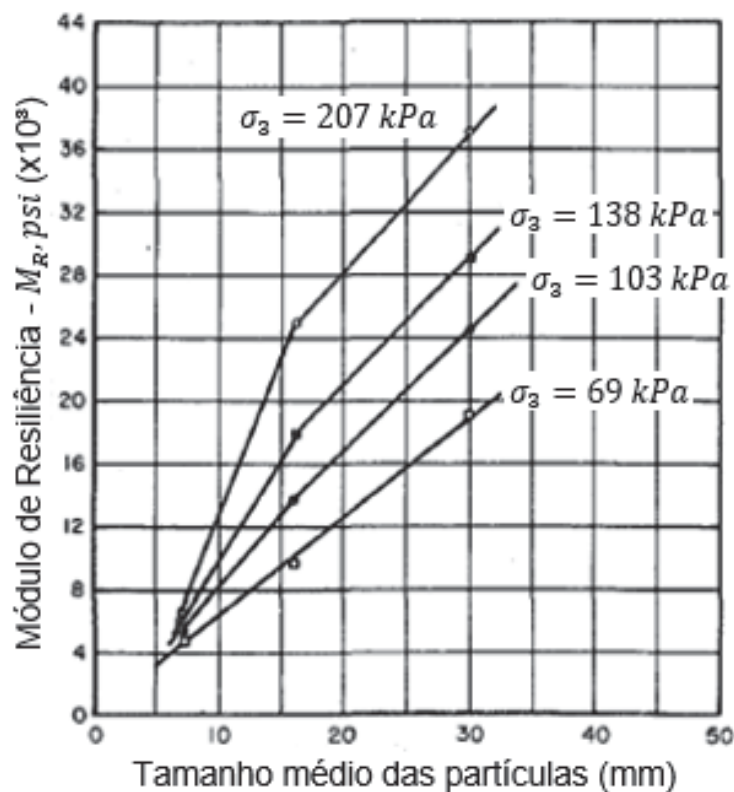


Figura 2.33 – Variação do Módulo de Resiliência com o tamanho médio das partículas e com a tensão confinante, obtido por Janardhanam e Desai (1983).

Fonte: adaptado de Janardhanam e Desai (1983)

Outro trabalho importante desenvolvido para avaliar o uso de granulometrias paralelas foi o de Sevi (2008), que submeteu três amostras com distribuições granulométricas paralelas ( $d_{máx}$  de 63,5 mm, 38 mm e 19 mm) a ensaios triaxiais estáticos e cíclicos. Sevi (2008) controlou a densidade inicial de suas amostras e observou que, para os materiais estudados, granulometrias compostas por partículas maiores apresentaram menor Densidade Relativa (Rd). A densidade relativa, ou compacidade relativa, está relacionada inversamente com índice de vazios do material, considerado pelo autor um fator determinante do comportamento do material, sendo responsável pelas granulometrias menores terem resistido a carregamentos superiores quando submetidas aos ensaios estáticos. O autor também verificou a modificação das características morfológicas do material durante os ensaios, observando acentuado arredondamento das partículas ensaiadas.

Nos ensaios cíclicos, Sevi (2008) observou que, quanto menor o tamanho máximo do material, maior a deformação permanente axial e volumétrica em relações elevadas de  $\frac{\sigma_d}{\sigma_3}$  como normalmente é observado no contexto rodoviário. Além disso, o autor observou que nestas curvas com tamanho máximo de partícula menor (granulometria paralela), o módulo de resiliência diminuiu, assim como observado por Janardhanam e Desai (1983). A possível justificativa encontrada pelo autor para esta relação está na de que partículas maiores apresentam um menor número de contatos em um corpo de prova, fazendo com que as deformações menores nos contatos resultem em um módulo de resiliência maior.

Merheb (2014) também verificou a viabilidade de aplicação da granulometria paralela para avaliação do lastro, realizando ensaios tanto em um equipamento triaxial de verdadeira grandeza quanto em escala reduzida. No trabalho do autor, o índice de vazios das granulometrias reduzidas foi superior ao das granulometrias reais, sendo também fator importante nos resultados obtidos. Merheb (2014) observou nos seus ensaios um módulo de resiliência maior para amostras realizadas com granulometria reduzida, com uma menor deformação permanente axial. Apesar das diferenças, o autor considera válida a utilização de granulometria paralela para avaliar o comportamento do lastro, podendo ser desenvolvida uma correlação entre ensaios de escala real e de escala reduzida, para as diferentes propriedades avaliadas nos dois ensaios.

A redução do módulo de resiliência com o aumento do tamanho máximo de partícula também foi observada por Sun (2017), apesar de ser uma relação diferente da observada

por Janardhanam e Desai (1983) e Sevi (2008). Tal conflito provavelmente se deve ao uso de diferentes metodologias e equipamentos para o ensaio das amostras, resultando em relações distintas. Alguns fatores como a variação morfológica das partículas e a variação de índice de vazios inicial da amostra podem ser considerados determinante nas análises envolvendo a variação do tamanho das partículas.

Em resumo, algumas observações podem ser agrupadas considerando os autores citados:

- a) Janardhanam e Desai (1983) e Sevi (2008) observaram o aumento do módulo de elasticidade com o aumento do tamanho máximo de partícula das granulometrias ensaiadas, enquanto Merheb (2014) e Sun (2017) observaram tendência contrária.
- b) Sevi (2008) observou a redução da deformação permanente com o aumento do tamanho máximo de partícula, Merheb (2014) observou o contrário.
- c) Sevi (2008) verificou a importância de observar o índice de vazios da amostra de granulometria paralela, ao ser comparada com a granulometria real. O autor também verificou a importância das características morfológicas do material nestas considerações.

Em uma aplicação de triaxiais com granulometria reduzida, Diógenes (2016) ensaiou granulometrias de lastro novo e após 5 anos de utilização, identificando comparativamente a redução da suscetibilidade à deformação permanente do material após anos de uso, provavelmente pelas partículas lamelares se quebrarem com o tempo e o material se tornar cada vez mais cúbico, mostrando, mais uma vez, a importância da morfologia no comportamento do material. A autora verificou que o lastro novo, com Cnu de 1,9 apresentou Cnu de 2,1 para o material abaixo do dormente coletado na via recém construída.

Na presente dissertação foi utilizado, além de um modelo físico em verdadeira grandeza, um equipamento triaxial capaz de ensaiar corpos de prova com dimensões 150 x 300 mm, do Laboratório de Pavimentação da COPPE/UFRJ. Por não existirem ainda normas para realizar tais ensaios triaxiais com material de lastro, os mesmos foram adaptações do que é realizado para materiais granulares de uso em rodovias, com maiores detalhes sendo apresentados no Capítulo 3.

## 2.10 MODELOS FÍSICOS

Os modelos físicos de pavimento ferroviário surgiram como uma alternativa para transpor as dificuldades da instrumentação e das análises periódicas de diferentes cenários em ferrovias reais, além das simplificações e limitações de ensaios laboratoriais convencionais. A estruturação e os equipamentos dos diversos modelos físicos não são padronizados, sendo normalmente construídos com características diversas visando analisar determinado comportamento pré-definido.

Historicamente, um dos primeiros registros da utilização de um modelo físico de pavimento ferroviário data de 1920, desenvolvido por Arthur Newell Talbot para a compreensão da distribuição de tensões em um pavimento ferroviário real.

Hay *et al.* (1977) também construíram um modelo físico em verdadeira grandeza para analisar a estabilidade lateral do lastro. O equipamento era composto por dois atuadores verticais e um horizontal, cada atuador vertical era aplicado sobre um trilho, que distribuía as tensões para três dormentes de madeira até o lastro, que se apoiava em placas de concreto com partículas de lastro concretadas na superfície delas. O atuador horizontal aplicava carregamento lateral no dormente central. O autor realizou ensaios com um carregamento de 87 kN por atuador vertical, em uma frequência de 5 Hz e foram aplicados 18.000 ciclos de carregamento.

Saussine *et al.* (2014) desenvolveram um modelo para analisar a deformação permanente do lastro, sobre uma placa de madeira com função de subleito. O equipamento consiste em um único atuador capaz de aplicar picos de carga de 194 kN, 239 kN e 272 kN, que distribui a carga em quatro pontos de contato com dois trilhos, transferindo para dois dormentes, e as frequências de carregamento entre 3,3 e 6 Hz.

Para analisar o desempenho de diferentes materiais de lastro e de dormente, Abadi (2015) realizou ensaios em um modelo físico com cargas de 5 a 98,1 kN, frequência de carregamento de 3 Hz e com até 5 milhões de ciclos de carregamento.

A fim de estudar o efeito do uso de geogrelha no movimento de partículas, Liu *et al.* (2016) construíram um modelo de meia seção transversal de uma ferrovia, realizando ensaios com até 130 kN de carga na frequência de 1 Hz, levando o ensaio até 500 ciclos.

Na COPPE/UFRJ foi construído no trabalho de Silva (2009) um modelo físico para simular o pavimento rodoviário, posteriormente utilizado também por Bastos (2010), Silva (2014) e Martins (2015). Silva (2018) adaptou este modelo físico para o estudo de um pavimento ferroviário em verdadeira grandeza, determinando uma nova configuração do pavimento e nova instrumentação. Os estudos de Silva (2018) visaram analisar o efeito do uso de geogrelha e o efeito da saturação do subleito no comportamento do pavimento, utilizando um atuador vertical com capacidade de 23 kN, com frequência de carregamento de 2 Hz e aplicando até 1,7 milhões de ciclos.

A apresentação do uso de modelos físicos para diferentes finalidades e as configurações de cada ensaio evidenciam a grande variedade de soluções e problemas possíveis com esta metodologia, que é utilizada cada vez mais intensamente nas pesquisas da área.

## **2.11 AQUISIÇÃO DE TENSÕES EM PAVIMENTOS FERROVIÁRIOS REAIS (INSTRUMENTAÇÃO)**

Um dos desafios do meio ferroviário é a instrumentação de diferentes camadas do pavimento, para estudar a distribuição de tensões e deformações ou deslocamentos. Para a melhor compreensão da mecânica do pavimento ferroviário é necessário conhecer a interação entre todos os seus elementos, o que é possível somente no campo. Para conhecer a interação entre estes elementos, é necessária uma instrumentação voltada para aquisição de tensões e um sistema para leitura de deformações, de modo a relacionar estas duas variáveis do comportamento do pavimento. No entanto, na presente dissertação será dada maior ênfase na instrumentação com finalidade aquisição de tensões, por ter feito parte de uma análise específica relacionando o campo com o ensaio no modelo físico.

Anderson e Rose (2008) relatam a experiência de utilização de células de pressão total entre uma camada de sublastro de mistura asfáltica e lastro e entre a camada de mistura asfáltica e o subleito, em uma passagem em nível com atuação de trens de carga e de automóveis, identificando a variação de tensões verticais dos diferentes modais. Os autores também utilizaram sensores compostos por filmes piezométricos para a aquisição de tensões entre trilhos e placas de apoio. As duas metodologias foram consideradas por Anderson e Rose (2008) válidas para a aquisição de tensões, com a segunda sendo considerada bastante promissora. Registros do uso das duas metodologias são apresentados na Figura 2.34.





Figura 2.34 – Aquisição de tensões no pavimento ferroviário: (a) Célula de pressão total entre o dormente e o lastro; (b) Sensor Tekscan entre trilho e placa de apoio  
Fonte: Anderson e Rose (2008)

Indraratna *et al.* (2010) realizaram uma campanha de instrumentação para verificar a influência do uso de geocomposto entre as camadas de lastro e sublastro no comportamento do pavimento ferroviário, além da variação do nível de tensões com a degradação do lastro no decorrer da vida útil da camada. Os autores utilizaram células com 12 mm de espessura e 230 mm de diâmetro, posicionadas entre o dormente e o lastro, entre o lastro e o sublastro e entre o sublastro e o subleito para registro de tensões verticais. Além das tensões verticais nas diferentes camadas do pavimento, foram registradas também tensões horizontais na camada de lastro.

Askarinejad *et al.* (2018) registraram a variação das tensões entre dormente e lastro em um período de cinco meses, indicando que a utilização de equipamentos feitos de materiais resistentes permite o monitoramento ao longo do tempo mantendo a instrumentação operacional no trecho.

No Brasil, Costa *et al.* (2018) analisaram a influência do uso de geogrelhas com malha triangular e quadrada nas tensões verticais com células instaladas entre o dormente e o lastro e entre lastro desguarnecido e não desguarnecido, considerando satisfatório o uso das células de maneira comparativa entre pavimentos em diferentes condições.

## 2.12 MODELAGEM EM ELEMENTOS DISCRETOS

Historicamente, o Método dos Elementos Discretos se originou na área geotécnica, a partir de estudos realizados por Cundall em 1971, inicialmente para analisar a falha progressiva em um sistema de blocos discretos. Após alguns anos, Cundall e Strack

(1979) desenvolveram um software para a análise para discos 2D e esferas 3D denominado “BALL”, permitindo expandir o método para um meio particulado. Atualmente, os avanços no método permitem a análise com partículas tridimensionais com formas irregulares e considerando a quebra delas.

O ciclo de cálculo no Método dos Elementos Discretos (DEM) é um algoritmo de passos de tempo, alternando cálculos utilizando a Segunda Lei de Newton e a Lei da Força-Deslocamento. A Segunda Lei de Newton é utilizada para calcular os movimentos e as posições das partículas submetidas a determinadas forças. Por sua vez, a Lei da Força-Deslocamento é utilizada para encontrar as forças de contato em cada movimento. O método não leva em consideração a deformação das partículas, a fim de tornar os cálculos mais leves, utilizando um artifício de sobreposição de partículas nos pontos de contato (CUNDALL e STRACK, 1979). A força total ( $F_{ij}$ ) transferida em um contato entre duas partículas (i e j) é composta por um vetor de força normal ( $F_{ij}^n$ ) e outro tangencial ( $F_{ij}^t$ ), também chamada de cortante, expresso por:

$$F_{ij} = F_{ij}^n + F_{ij}^t \quad (16)$$

Estas forças são inseridas nas equações de translação e rotação da partícula i, sendo quantificadas as forças transferidas em cada contato em determinado instante, considerando também a força da gravidade:

$$m_i \frac{d}{dt} v_i = \sum_j (F_{ij}^n + F_{ij}^t) + m_i g \quad (17)$$

$$I_i \frac{d}{dt} \omega_i = \sum_j (R_i F_{ij}^t - \mu_r R_i |F_{ij}^n| \omega_i) \quad (18)$$

Onde  $v_i$  é a velocidade translacional,  $m_i$  é a massa,  $I_i$  é o momento de inércia,  $\omega_i$  é a velocidade rotacional e  $R_i$  é o vetor que aponta do centro de massa da partícula até o ponto de contato da partícula i,  $g$  é a gravidade,  $\mu_r$  é o coeficiente de atrito ao rolamento (Figura 2.35), segundo Zhu *et al.* (2007).

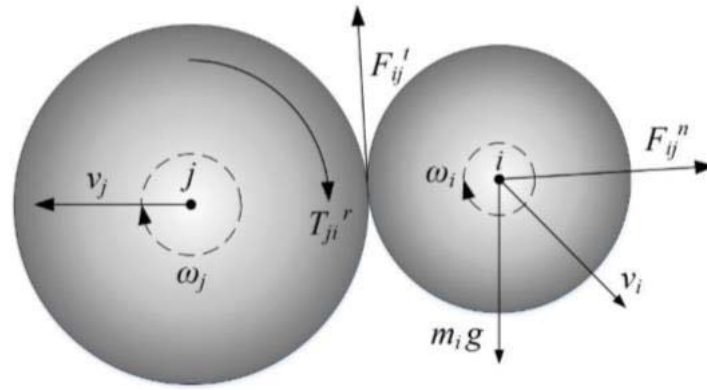


Figura 2.35 – Contato entre duas esferas no ambiente DEM  
 Fonte: Zhu *et al.* (2007)

### 2.12.1 Modelos de contato

Os modelos de contato definem como acontecerá o contato entre as partículas no ambiente de simulação. Dois modelos, dentre os mais utilizados, são o de Hertz-Mindlin, utilizado no *software* EDEM (DEM SOLUTIONS, 1997) e o de contato elasto-plástico, utilizado no *software* ROCKY (ROCKY DEM, 2014). Como nesta presente dissertação será utilizado o ROCKY, o modelo de contato elasto-plástico é apresentado a seguir.

No contato elasto-plástico, uma das opções para a componente normal é o modelo de Histerese Linear, que não considera amortecimento viscoso no contato, fazendo com que a dissipação de energia no contato não seja dependente da velocidade das partículas vizinhas, e assim a simulação demanda menor esforço computacional (ROCKY DEM, 2014). Neste modelo, a deformação das partículas é representada pela sobreposição delas, como já citado, considerando uma sobreposição residual ( $U_0$ ) para deformação plástica após o descarregamento. A Figura 2.36 descreve os ciclos de carregamento neste modelo, onde o carregamento de um novo ciclo segue o caminho do descarregamento do ciclo anterior, deixando após um novo carregamento uma deformação plástica residual, que se soma às deformações acumuladas anteriormente. As equações que descrevem este comportamento são apresentadas por Herrera (2017). Um dos parâmetros mais importantes para calcular as relações entre tensão e deformação é a rigidez no contato ( $k$ ), definida pela seguinte equação:

$$k = E.L \quad (19)$$

Onde  $E$  é o módulo de Young do material e  $L$  é a maior dimensão da partícula.

A rigidez no contato de partícula com partícula ou fronteira (i e j) para o carregamento é definida como segue:

$$k_1 = \frac{k_{1i}k_{1j}}{k_{1i} + k_{1j}} \quad (20)$$

E para o descarregamento é:

$$k_2 = \frac{k_1}{\varepsilon^2} \quad (21)$$

Onde  $k_1$  é a rigidez resultante no carregamento,  $k_{1i}$  é a rigidez da partícula i e  $k_{1j}$  a da partícula ou fronteira j,  $k_2$  é a rigidez normal no descarregamento e  $\varepsilon$  é o coeficiente de restituição definido entre os dois.

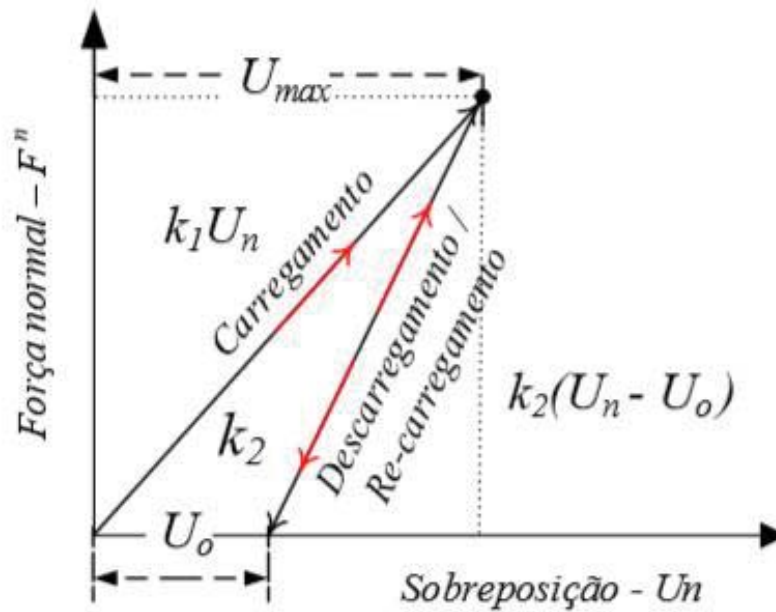


Figura 2.36 – Ciclos de carregamento e descarregamento no modelo de contato elasto-plástico

Fonte: Herrera (2017)

As forças normais no carregamento e no descarregamento são definidas pelas seguintes equações:

$$F_{ij}^n = \min(F_0^n + k_2 \cdot \Delta U_n, k_1 \cdot U_n) \text{ para } \Delta U_n \geq 0 \quad (22)$$

$$F_{ij}^n = \max(F_0^n + k_2 \cdot \Delta U_n, 0,001 \cdot k_1 \cdot U_n) \text{ para } \Delta U_n < 0 \quad (23)$$

As forças tangenciais são definidas por um modelo elástico com atrito, dependendo da ocorrência ou não de escorregamento no contato dado por:

$$F^t = \min(F_0^t + k_1 \cdot \Delta U_t, \mu \cdot F^n) \quad (24)$$

Onde  $\Delta U_t$  é o deslocamento tangencial relativo no contato e  $\mu$  pode ser o atrito estático ( $\mu_s$ ) ou dinâmico ( $\mu_d$ ). Caso  $F^t$  seja maior que  $\mu_s \cdot F^n$ , há escorregamento no contato e o atrito utilizado deve ser o dinâmico, caso contrário é utilizado o estático.

### 2.12.2 A quebra de partículas em simulações DEM

Para tornar as simulações mais realistas, foram desenvolvidas diversas técnicas para simular a quebra de partículas dentro de simulações em elementos discretos, utilizando modelos matemáticos como os apresentados na seção 2.6.4, para determinar se uma partícula quebra e como quebra.

Dentre as técnicas para simular quebra de partículas, Delaney *et al.* (2015) citam o modelo de esferas ligadas, o modelo de elementos tetraédricos e o modelo de substituição de partículas, apresentados na Figura 2.37, que tem como fonte Barrios (2015).

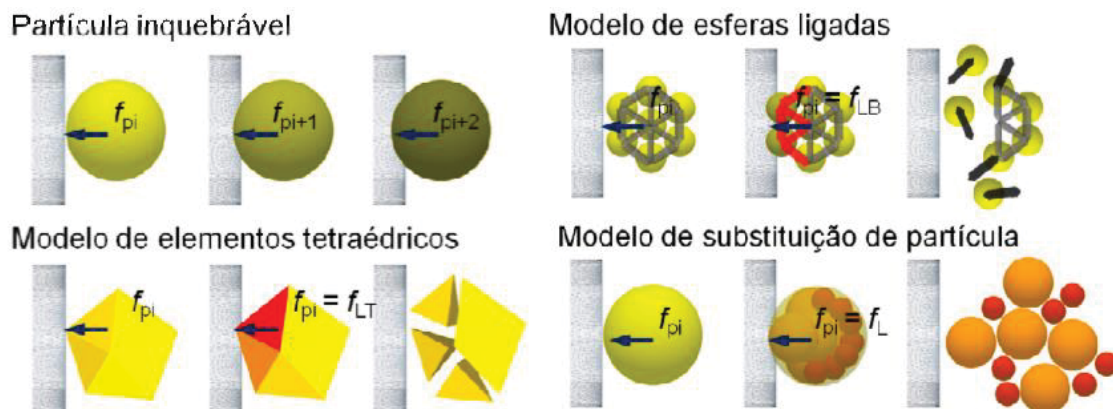


Figura 2.37 – Técnicas para representar a quebra em DEM  
Fonte: Barrios (2015)

O modelo de partícula inquebrável (CUNDALL e STRACK, 1979) não considera quebra e nem deformação da partícula dentro da simulação, mas as informações das colisões podem ser acessadas e pode ser feita uma previsão de quebra fora do ambiente de simulação. O modelo de elementos tetraédricos (POTAPOV e CAMPBELL, 1994) considera a união de vários elementos tetraédricos que não se deformam e nem se quebram, porém podem ser separados dependendo da energia das colisões e dos

parâmetros inseridos. O modelo de esferas ligadas de Cundall e Strack (1983) considera diversas esferas ligadas por elementos de ligação, que podem se romper e separá-las, simulando a quebra.

Por fim, o modelo de substituição de partícula (CLEARY, 2001) consiste em substituir uma determinada partícula por partículas menores, quando determinada energia é alcançada.

### 2.12.3 Aplicações no contexto ferroviário

No item 2.8 algumas aplicações da modelagem em Elementos Discretos foram apresentadas ao tratar das pesquisas na Universidade de Illinois (EUA). No entanto, é importante ressaltar outras aplicações importantes da modelagem DEM para analisar o pavimento ferroviário.

Huang (2010) utilizou dados de tráfego do *Transportation Technology Center, Inc.* (TTCI), em Colorado/EUA, para validar a modelagem de um pavimento ferroviário em Elementos Discretos no *software* BLOKS3D, sem quebra de partículas. Para a validação foi necessário a adoção de modelos matemáticos para descrever o comportamento de todos os elementos da via, e não apenas o do material granular utilizado.

Vizcarra (2015) simulou no *software* EDEM 2.6 (sem quebra de partículas) a aplicação de carregamento sobre lastro ferroviário através do deslocamento cíclico de um dormente, verificando os resultados para cinco composições granulométricas distintas. O autor relata as vantagens da metodologia, que permite o monitoramento das forças e deslocamentos entre partículas, dados importantes para a compreensão do comportamento da camada de lastro. As dificuldades encontradas pelo autor estiveram relacionadas ao custo computacional para as simulações e a falta de ensaios reais para comparação de resultados.

Silva (2018) simulou computacionalmente o modelo físico da COPPE/UFRJ utilizando o *software* ROCKY4 (versão 4.0.6), com o modelo de quebra de Shi e Kojovic (2007). O autor observou, com um número reduzido de ciclos de carregamento, a possibilidade de utilização do método para simular o comportamento do pavimento ferroviário, encontrando também como dificuldade o tempo computacional demandado.

Algumas características das simulações computacionais de Vizcarra (2015) e Silva (2018) podem ser observadas na Figura 2.38.

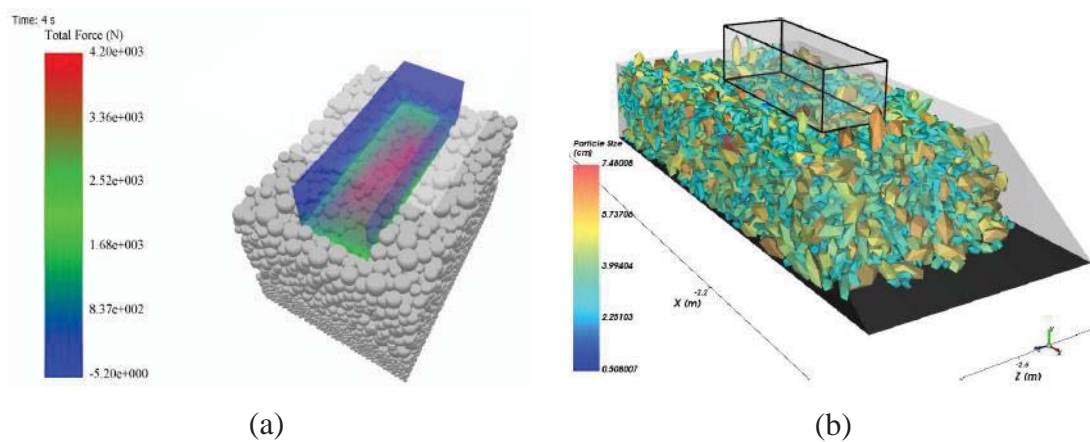


Figura 2.38 – Simulações do pavimento ferroviário em DEM com o *software*: (a) EDEM 2.6; (b) ROCKY4  
 Fonte: (a) Vizcarra (2015); (b) Silva (2018)

### 2.13 MODELAGEM DO PAVIMENTO FERROVIÁRIO EM ELEMENTOS FINITOS

Apesar de representar as camadas do pavimento como meios contínuos, o Método dos Elementos Finitos tem sido bastante utilizado na modelagem do pavimento ferroviário, utilizando modelos constitutivos que representem cada uma das camadas e elementos que o compõe. Dentre os softwares utilizados para tal finalidade destacam-se o KENTRACK 4.0 (LIU, 2013) e o FERROVIA 3.0 (RODRIGUES R. M. 1994, *apud* MUNIZ, 2002), que possibilitam o dimensionamento do pavimento ferroviário com base nas tensões e deformações geradas em sua estrutura. O FERROVIA 3.0 é uma evolução do FERROVIA 1.0, que é um programa brasileiro desenvolvido por Régis Martins Rodrigues, que tem sido utilizado em várias pesquisas e em projetos ferroviários.

No Brasil foi desenvolvido em 2016 o *software* Systrain (Figura 2.39), em uma parceria das empresas VALE e ELGAYER com o Instituto Militar de Engenharia (IME). O Systrain possibilita a simulação de várias camadas do pavimento ferroviário, definindo as dimensões de cada uma delas e também características dos trilhos e dormentes. Apesar de permitir apenas a utilização de dormentes contínuos, o *software* pode ser considerado bastante versátil e intuitivo, permitindo ao usuário personalizar o pavimento de acordo com o desejado. A aplicação de carga ocorre pela definição do carregamento, distância

entre eixos e local de aplicação. Ao gerar resultados, o Sysrain fornece um relatório com valores de tensões e deformações em diferentes posições do pavimento, com os valores máximos e mínimos valores encontrados. Para maiores detalhes das considerações e cálculos modelados neste programa podem ser consultados Silva Filho *et al.* (2017) e Silva Filho (2018).

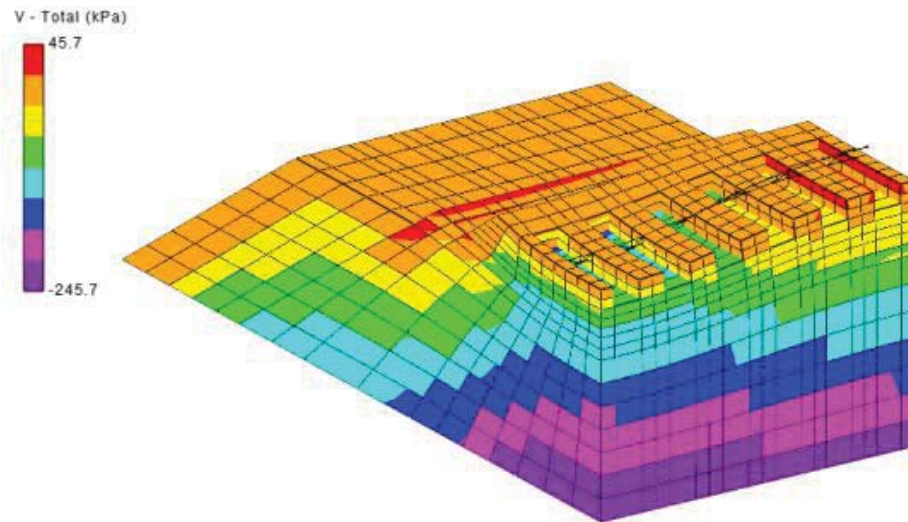


Figura 2.39 – Exemplo de visualização do pavimento ferroviário no Sysrain  
Fonte: Silva Filho *et al.* (2017)

Outros *softwares* de uso não exclusivo para ferrovias também têm sido utilizados para tal finalidade, como o PLAXIS e o Abaqus. Estes são mais utilizados no ambiente acadêmico e permitem personalizar o pavimento da maneira desejada e detalhar todos os elementos desejados. Por serem mais utilizados em pesquisas, os *softwares* possibilitam a utilização de diferentes modelos constitutivos, permitindo ao usuário definir os que melhor representam o comportamento dos materiais da sua análise.

Um dos trabalhos que se destaca neste tipo de modelagem é o de Salim (2004), que desenvolveu um modelo constitutivo para o comportamento do lastro considerando a quebra de partículas, fornecendo resultados mais próximos dos reais para a variação volumétrica do material submetido à carregamento estático e cíclico. As análises do autor foram realizadas com base no resultado de ensaios triaxiais e na modelagem de parte de um corpo de prova triaxial.

Rangel (2017) utilizou o Abaqus para obter expressões de estimativa de valores de deflexão do pavimento ferroviário em diferentes condições. O autor utilizou o modelo de



Drucker-Prager para o lastro, além do de Guimarães (2009) para as demais camadas geotécnicas. Uma das grandes contribuições de Rangel (2017) para a análise de deflexões está na verificação de que a discretização do sistema de fixação dos trilhos é de grande importância para a obtenção de deflexões mais próximas às medidas reais, com resultados diferentes dos obtidos ao utilizar apenas molas na simulação.

### 3 MATERIAIS E PROGRAMA EXPERIMENTAL

Um dos objetivos da presente dissertação é a avaliação de fatores relacionados à granulometria e à litologia do lastro que influenciam no comportamento da camada. Para isto, foram realizados ensaios em escala reduzida (triaxiais de carga repetida) e em um modelo físico de verdadeira grandeza. Estudos complementares se fizeram necessários para estudar como características específicas poderiam influenciar nas análises. Em especial, foram estudadas as características do modelo físico e como estas podem influenciar no presente estudo, em comparação com dados de campo e simulações computacionais.

Esta seção aborda todos os materiais e procedimentos metodológicos utilizados para alcançar os objetivos desta dissertação. Resumidamente, o trabalho foi estruturado de acordo com o diagrama apresentado na Figura 3.1, que será detalhado no decorrer desta seção.

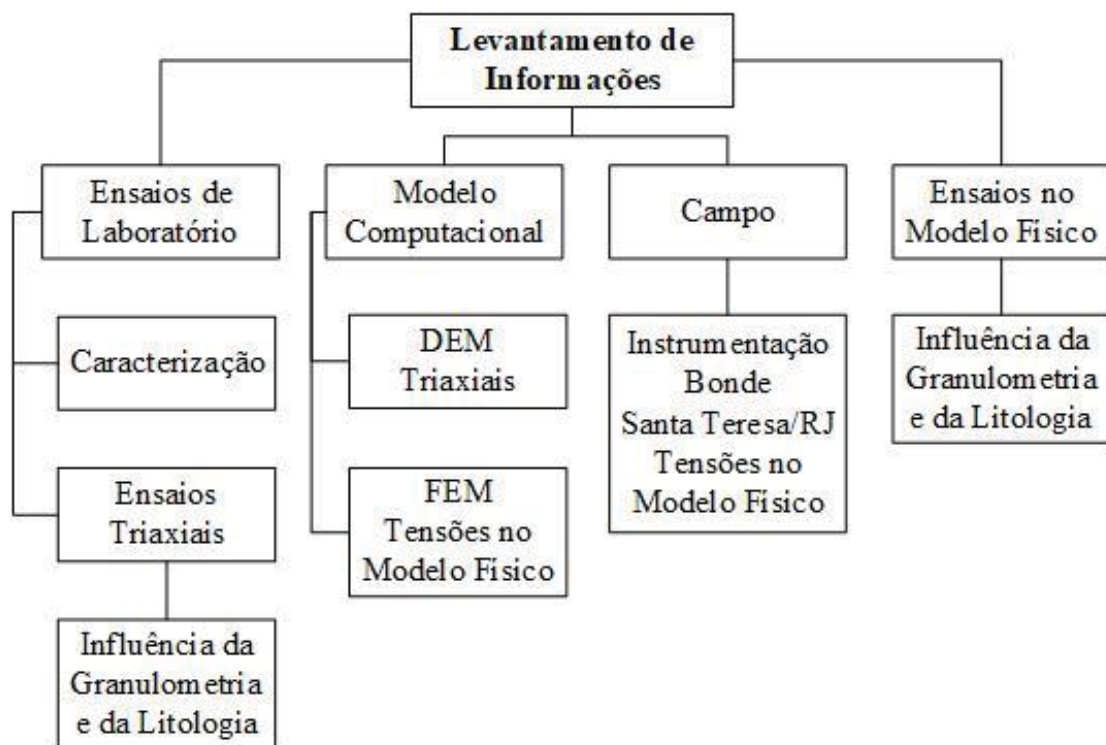


Figura 3.1 – Estrutura da pesquisa realizada nesta dissertação

#### 3.1 MATERIAIS ROCHOSOS ESTUDADOS

Os três materiais rochosos utilizados na presente pesquisa foram avaliados em ensaios triaxiais de escala reduzida, na análise da influência da APF de britadores e para compor

o modelo físico em verdadeira grandeza. Um dos materiais foi utilizado também para compor o sublastro do modelo físico. Todos os materiais utilizados, apesar de serem obtidos de diferentes regiões, podem ser classificados como gnaisse pelos processos de gênese e minerais constituintes, embora tal classificação não carregue todas as informações necessárias dos materiais. A utilização de cada material foi feita de acordo com a Figura 3.2.

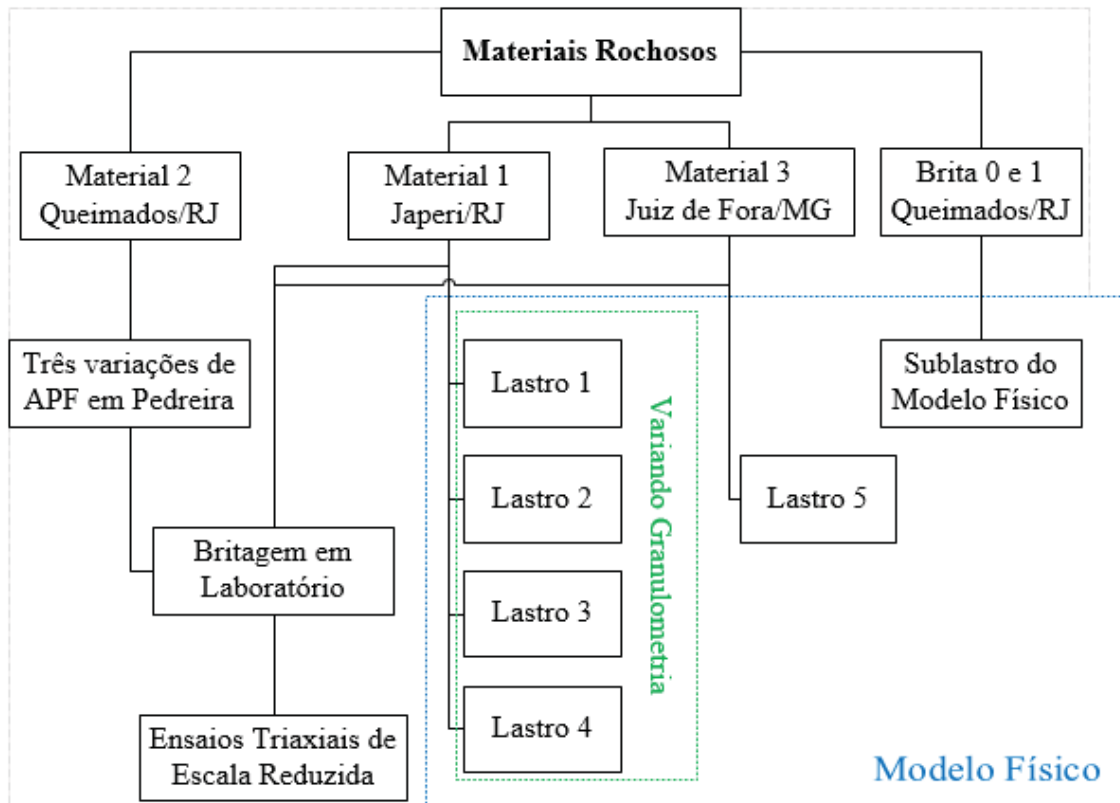


Figura 3.2 – Plano de utilização dos materiais rochosos desta pesquisa

### 3.1.1 Material 1 – Japeri/RJ

O Material 1 é um gnaisse migmatítico extraído e britado pela empresa de mineração J. Serrão, localizada nas coordenadas 22°38'19.4"S 43°38'32.8"W, na cidade de Japeri/RJ. Da pedreira foi coletada a fração de brita 3 para ser utilizado como camada de lastro no modelo físico de verdadeira grandeza. Também foi utilizado após britado novamente em laboratório, para compor corpos de prova de ensaios triaxiais cíclicos em escala reduzida. Este material já havia sido estudado por Silva (2018), além de ser um dos materiais estudados por Trotta (2019). O material em questão já foi utilizado por empresas como a MRS para lastro ferroviário. A região de coleta e o seu respectivo material podem ser observados na Figura 3.3.



(a)



(b)

Figura 3.3 – Material 1 desta pesquisa: (a) Localização geográfica; (b) Pilha do material lavado

Em campo, foi possível observar a alta heterogeneidade deste material, e, no laboratório foi possível a separação da brita 3 de lastro nas frações leucossoma (a), melanossoma (b), granitóides (c) e paleossoma (d) encontrados na atual frente de lavra, como pode ser observado na Figura 3.4.

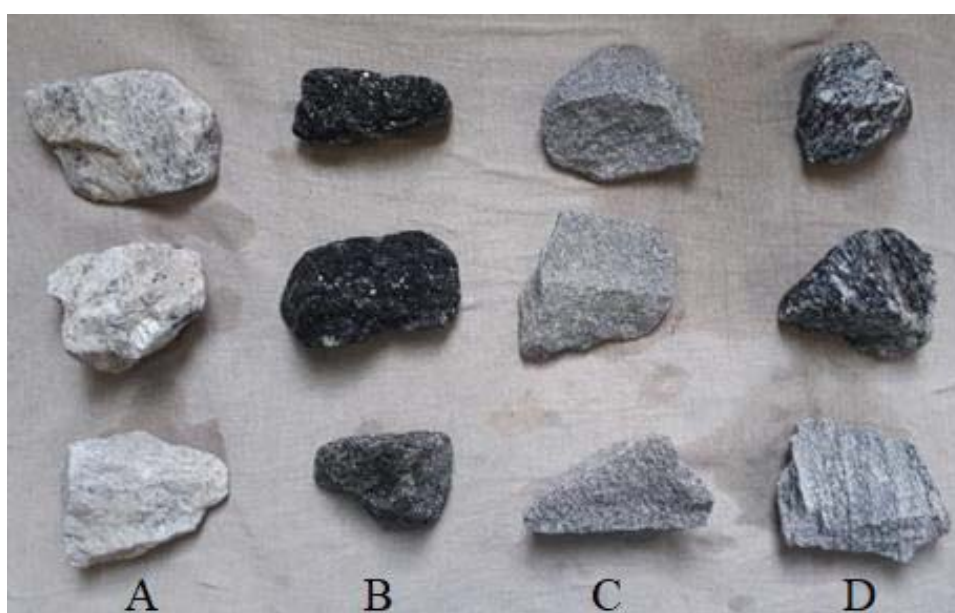


Figura 3.4 – Frações litológicas do Material 1 desta pesquisa: (a) Leucossoma; (b) Melanossoma; (c) Granitóide; (d) Paleossoma.

O leucossoma é a fração na qual predomina minerais félsicos, como o quartzo e o feldspato. No melanossoma, predominam os minerais máficos, como a biotita, mineral com comportamento elástico e com clivagem basal perfeita, que desagrega facilmente da rocha ao ser friccionada na mão. O paleossoma é a fração que representa bem a rocha

parental, sendo a parte mais antiga. Por fim, o granitóide é a fração mais jovem, sendo a porção ígnea do material.

A fim de observar a variação de resistência mecânica das diferentes frações do Material 1 foi realizado o ensaio de Abrasão Los Angeles com cada uma delas na faixa F da norma ABNT NM 51, representativa da fração de lastro ferroviário estudada. A separação do material para o ensaio foi realizada visualmente e teve o objetivo de investigar como a resistência do material poderia variar em função do percentual de cada fração, por estas apresentarem composição e propriedades distintas. Estudos mais aprofundados relacionando a influência de cada fração deste material em outros ensaios de resistência e com uma caracterização mais detalhada poderão ser encontrados em Trotta (2019).

### 3.1.2 Material 2 – Queimados/RJ

O Material 2 é um gnaiss extraído e britado pela empresa de mineração Petra Agregados, localizada nas coordenadas  $22^{\circ}44'03.6''S$   $43^{\circ}32'47.9''W$ , na região de Queimados/RJ. As frações de brita 0 e brita 1 (misturadas em 50% de cada) foram coletadas para compor a camada de sublastro do modelo físico. Além disso, também foi coletada a fração de brita 3, para ser britada em laboratório e utilizada em ensaios triaxiais de escala reduzida. Este material tem uso em ferrovias da região. A região da coleta é apresentada na Figura 3.5.



Figura 3.5 – Material 2 desta pesquisa: (a) Localização geográfica; (b) Pilha do material sem ter sido lavado

Em comparação ao Material 1, o Material 2 se mostrou mais homogêneo, sendo possível visualizar os diferentes minerais (biotita, quartzo, feldspatos) separados nas rochas da fração brita 3, mas não o suficiente para possibilitar a separação das partículas em frações

litológicas. Amostras de rochas do Material 2 lavadas podem ser observadas na Figura 3.6.



Figura 3.6 – Exemplos do Material 2 desta pesquisa

Por ser utilizado também em uma faixa mais fina (brita 0 e brita 1 para sublastro) do que brita 3, foram executados ensaios de abrasão Los Angeles nas faixas B e C, além da faixa F, possibilitando observar a influência do tamanho das partículas no resultado deste ensaio.

### 3.1.3 Material 3 – Juiz de Fora/MG

O Material 3 é um gnaíse extraído e britado pela empresa de mineração Pedra Sul, localizada nas coordenadas 21°50'13.9"S 43°22'49.2"W, próximo à Juiz de Fora/MG. A fração de brita 3 foi coletada para ser utilizada como camada de lastro no modelo físico e, após britado novamente em laboratório, ensaiado com granulometria reduzida no ensaio triaxial de cargas cíclicas. Este material também é utilizado por ferrovias na região. A região de coleta do material é apresentada na Figura 3.7.

Diferentemente dos Materiais 1 e 2, no Material 3 (Figura 3.8) a visualização e distinção dos minerais a olho desarmado foi mais complicada, visto que o material tem aparência mais homogênea que os dois anteriores e aspecto mais resistente, indicado pelas arestas mais afiadas das partículas em geral.



(a)

(b)

Figura 3.7 – Material 3 desta pesquisa: (a) Localização geográfica; (b) Pilha do material lavado



Figura 3.8 – Exemplos do Material 3 desta pesquisa

#### 3.1.4 Caracterização dos materiais

Todos os materiais citados foram transportados para o laboratório de Pavimentação da COPPE/UFRJ, onde foram realizados os ensaios iniciais de caracterização: Determinação da distribuição granulométrica por peneiramento (ABNT NM 248, 2001); Tenacidade Treton (NBR 5564 – Anexo E, 2014); Abrasão Los Angeles (NM 51, 2001); Massa Específica Aparente, porosidade e absorção (NBR 5564 - Anexo B, 2014).

Embora todos os materiais analisados fossem de origem metamórfica e classificados como gnaiss, a grande variação das propriedades obtidas na caracterização inicial apontou para a necessidade de se realizar uma investigação mais aprofundada,

abrangendo a estrutura mineralógica de cada um deles. A análise de lâminas petrográficas utilizando microscópio eletrônico foi a técnica escolhida para completar a caracterização, com a determinação de minerais primários e secundários, tamanho aproximado dos minerais, classificação de contatos e estimativa de proporção dos minerais.

As lâminas de petrografia foram executadas pelo Laboratório de Geologia da UFRJ, mediante o fornecimento de amostras suficientemente grandes e representativas da amostra total coletada nas pedreiras. A determinação dos planos de corte das amostras seguiu o mesmo princípio de representatividade, com cortes perpendiculares aos planos de foliação e seguindo orientações da norma DNER-IE 006/94 e da proposta de atualização desta norma que passa a DNIT-IE 006/2018.

Após as lâminas terem sido preparadas por um especialista do Laboratório de Geologia da UFRJ, utilizou-se um microscópio eletrônico para identificar os minerais presentes em cada amostra. Na mesma etapa foram obtidas imagens de alguns minerais de interesse específico e realizada a setorização das lâminas. O processo de setorização consistiu em obter imagens representativas de cada lâmina por completo, com a divisão da sua área em um número de imagens que variou entre 15 e 21 de acordo com as dimensões da seção de cada rocha.

Com as imagens obtidas da setorização foram levantados dados representativos de cada litotipo. O software utilizado para a análise de imagens foi o ImageJ (Schindelin, J. *et al.*, 2012), que permite dividir imagens em regiões e calcular as suas áreas, além de possibilitar o cálculo das dimensões dessas regiões e o arquivamento de informações obtidas a partir de cada imagem. A ferramenta *wand tool* do software permitiu uma separação grosseira de minerais máficos e félsicos em cada imagem, a partir da qual foi realizada uma separação mais detalhada com a delimitação manual de áreas. Um exemplo de demarcação de minerais máficos feita com o Material 1 pode ser observado na Figura 3.9. Ainda manualmente foi separada a biotita dos demais minerais máficos, por essa apresentar propriedades de dureza e elasticidade bastante distintas dos outros minerais máficos, tais como os piroxênios e anfibólios.



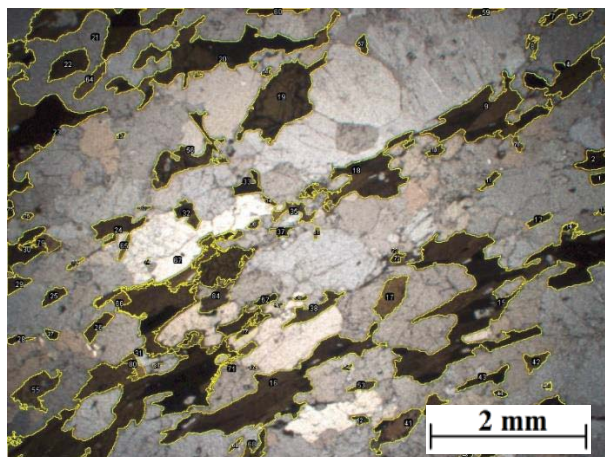


Figura 3.9 – Exemplo de demarcação de minerais máficos no Material 1 desta pesquisa

### **3.2 A INFLUÊNCIA DA LITOLOGIA E DA GRANULOMETRIA EM ENSAIOS TRIAXIAIS DE ESCALA REDUZIDA**

Para estudar o efeito da litologia e da composição granulométrica nos resultados de deformação permanente, módulo de resiliência e quebra de partículas, foram construídas 9 curvas granulométricas, que foram utilizadas como base para a moldagem de corpos de prova para ensaios triaxiais cíclicos em escala reduzida, para os três litotipos (Material 1, Material 2 e Material 3), no total de 27 corpos de prova ensaiados no triaxial. Não foi realizada a separação de cada material em litotipos, como apresentado para o Material 1 na Figura 3.4, sendo optado por ensaiar o material na sua composição recebida da pedreira. Aos resultados obtidos foram ajustadas equações considerando parâmetros físicos dos materiais. Posteriormente, estas equações foram testadas para 4 corpos de prova adicionais, com a granulometria decalada dos cenários realizados no modelo físico, verificando a capacidade dos modelos de prever o comportamento de curvas granulométricas fora do intervalo ajustado inicialmente.

As primeiras curvas granulométricas analisadas foram escolhidas com base em um escalonamento dos limites da faixa AREMA 24 (2003). O escalonamento foi realizado para atender a relação entre tamanho máximo do agregado e diâmetro do corpo de prova de 1/5, indicada por Skoglund (2002). Como o tamanho de cilindro disponível para os ensaios triaxiais comporta corpos de prova de diâmetro de 15 cm, a maior peneira limitante da faixa (76,2 mm) foi reduzida ao tamanho de 31,5 mm, fornecendo um fator

de escalonamento de  $\frac{31,5}{76,2}$ . A partir desse fator, foram utilizadas mais 13 peneiras com tamanhos de malha reduzidos gradualmente até chegar à menor peneira da faixa escalonada (5 mm), tornando possível o controle de cada curva granulométrica em 14 pontos.

Para avaliar o efeito da granulometria, foram propostas três curvas apenas com diferença de percentual passante nas peneiras menores (a), três nas de tamanho intermediário (b) e três nas maiores peneiras da série utilizada (c), totalizando 9 curvas granulométricas (Figura 3.10).

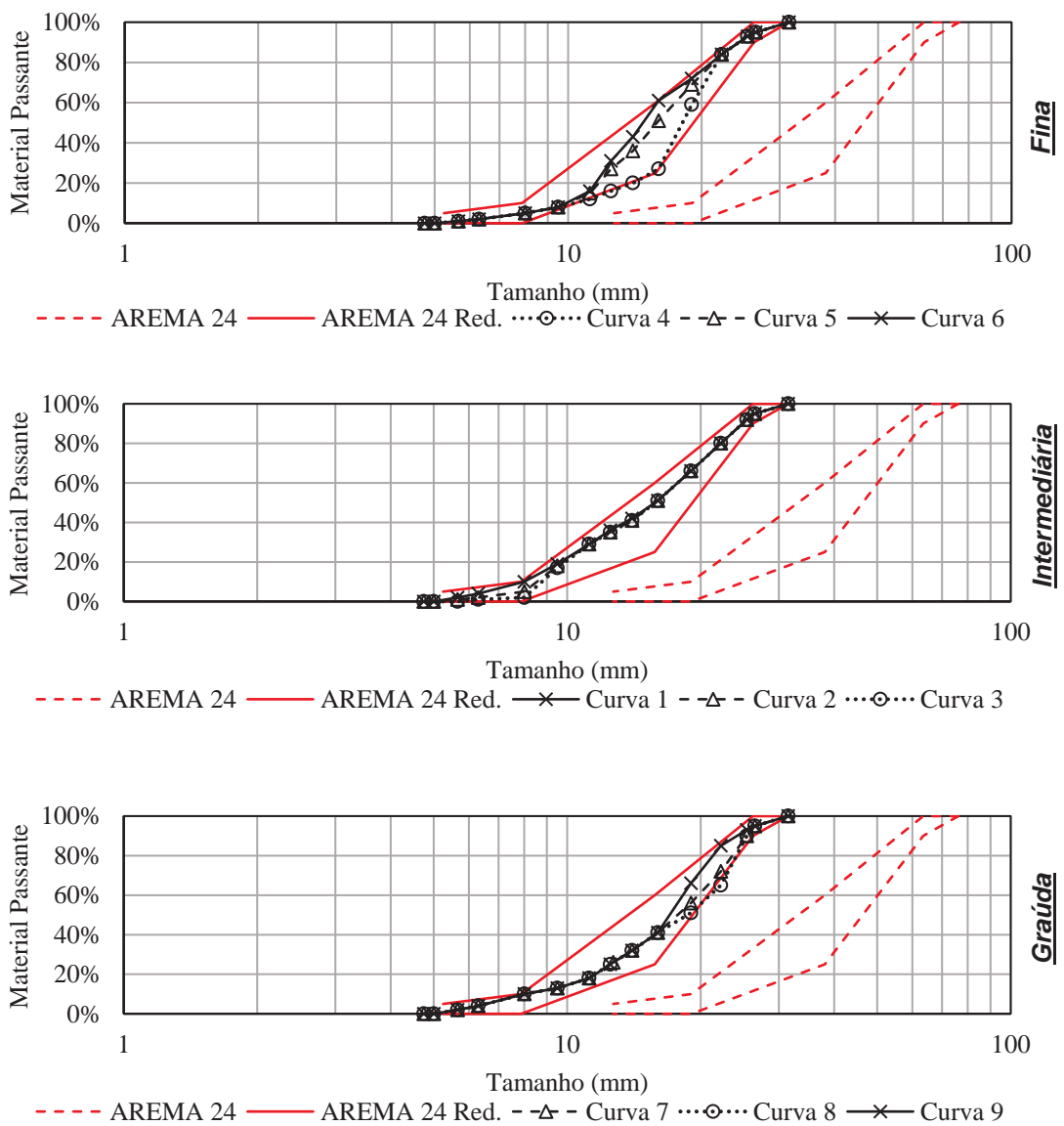


Figura 3.10 – Curvas granulométricas planejadas para os ensaios triaxiais de escala reduzida variando a fração: (a) Fina; (b) Intermediária; (c) Graúda.

As peneiras utilizadas, bem como o percentual passante em cada uma delas para cada uma das curvas, é apresentado no Anexo D da presente dissertação. O efeito da variação de litotipo foi considerado com a repetição de todas as curvas granulométricas para os três materiais de origens distintas.

O material utilizado para compor cada curva granulométrica escalonada foi obtido a partir da britagem em um britador de mandíbula de laboratório, com alimentação utilizando partículas passantes na peneira de 63,5 mm e retidas na de 38 mm, e APF controlada de acordo com a necessidade por partículas de determinado tamanho. A britagem em laboratório foi adotada pela necessidade de se utilizar um processo de britagem semelhante para os materiais de diferentes origens, com um controle maior da faixa de tamanhos.

Do material resultante desta britagem, foi separada e analisada no AIMS2, uma amostra com 150 partículas das frações retidas nas peneiras de 4,75 mm, 6,3 mm, 9,5 mm, 12,5 mm e 19 mm, e cerca de 100 partículas retidas na peneira de 25,4 mm, a fim de observar a variação das propriedades morfológicas de materiais distintos britados em um mesmo britador.

Na execução de cada corpo de prova foram separados inicialmente 9 kg de material seco em 4 frações com a granulometria desejada e controlada, cada qual sendo utilizada para uma das camadas do corpo de prova. No processo de moldagem, foi colocada uma membrana com 1,5 mm de espessura dentro de um molde tripartido cilíndrico com dimensões 15x30 cm (sem colarinho), que foi posicionado sobre uma base. No interior do molde, foi inserida a primeira fração de material, seguida de compactação utilizando 1 minuto de vibração em um peneirador de laboratório. Passado este tempo, a vibração foi cessada e uma nova fração foi colocada no interior do cilindro, repetindo o processo. No término da última camada, após a execução de 4 camadas com 1 minuto de compactação cada, foram posicionadas partículas no topo do corpo de prova e uma borracha com espessura de 4 mm e área equivalente à seção do molde ( $\varnothing$  15 cm) foi utilizada para evitar que as partículas saíssem do molde nas últimas etapas da compactação. Por fim, foram aplicados mais dois ciclos de compactação com duração de 1 minuto cada, totalizando 6 minutos. O topo de cada corpo de prova foi regularizado, posicionando as partículas de modo que não ultrapassassem a abertura superior do molde e executando uma camada de gesso no topo, alisando a superfície com o uso de uma

espátula e um vidro com vaselina. As etapas de moldagem podem ser vistas na Figura 3.11.

O material que sobrou de cada compactação foi peneirado novamente e descontado de cada peneira do material separado antes da compactação. Esta correção foi necessária para garantir que, ao analisar resultados utilizando parâmetros obtidos a partir de curvas granulométricas, estes parâmetros fossem do material realmente utilizado para moldar cada corpo de prova.

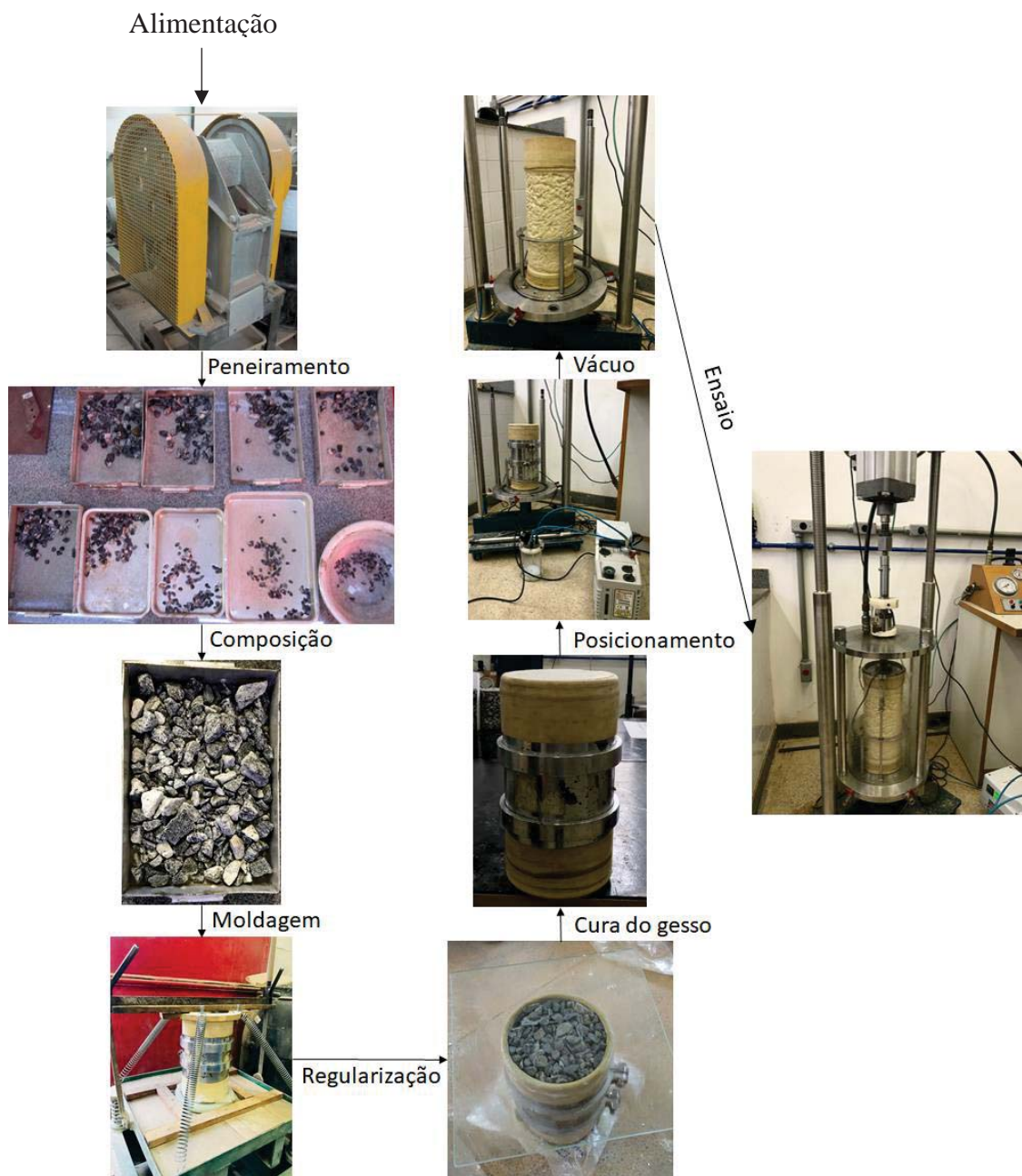


Figura 3.11 – Etapas do ensaio triaxial em escala reduzida desta pesquisa

Após a execução de cada corpo de prova, esperou-se aproximadamente 24 horas para a secagem do gesso antes de ser realizado o ensaio. Esperado o período de secagem do gesso, a amostra foi posicionada no equipamento triaxial, ainda com o molde tripartido. Com a utilização de uma bomba Edwards RV5, foi aplicada uma sucção no interior do corpo de prova de cerca de 100 kPa em todas as direções, possibilitando a remoção do molde sem que a amostra rompesse. Nos ensaios, a frequência de carregamento utilizada foi 2 Hz e o carregamento foi realizado por um atuador pneumático, com duração de 0,1 s e repouso de 0,4 s, por ser o padrão de ensaios triaxiais cíclicos realizados no Laboratório de Pavimentação da COPPE/UFRJ, especialmente para a avaliação no contexto rodoviário, conforme a norma DNIT 134/2018-ME (Módulo de resiliência) e DNIT 179/2018-IE (Deformação permanente).

Os ensaios foram realizados em duas etapas, a primeira consistindo em um ensaio de deformação permanente com tensão confinante mantida em 40 kPa e tensão desvio em 200 kPa, utilizando o padrão rodoviário de 150.000 ciclos de carregamento. Após a etapa de deformação permanente e densificação da amostra, foi realizado o ensaio de módulo de resiliência, variando os pares de tensões de acordo com a DNIT 134/2018, mas mantendo a frequência de 2 Hz. Com a variação do módulo de resiliência com os pares de tensões, foi feita uma regressão utilizando o modelo composto proposto por Macêdo (1996).

Para quantificar a eventual quebra de partículas foi utilizado o índice Bg (Marsal R. J. 1967, *apud* Sun, 2017) e BBI (Indraratna *et al.*, 2005), apresentados no capítulo 2, com dados obtidos do peneiramento após a execução do ensaio triaxial de cada granulometria. O índice Bg é calculado a partir da subtração do percentual de material retido em cada uma das peneiras antes e depois do ensaio, pela soma das diferenças positivas obtidas. O BBI é calculado subtraindo áreas abaixo da distribuição granulométrica depois e antes do ensaio e dividindo pela subtração de uma área teórica máxima de quebra e a área abaixo da curva granulométrica antes do ensaio. Detalhes podem ser vistos na revisão bibliográfica (seção 2.9).

Com os resultados de módulo de resiliência, quebra de partículas e deformação permanente após 150.000 golpes, foi analisada a influência do coeficiente de não uniformidade, índice de vazios e coeficiente de curvatura no comportamento de cada granulometria testada. Adicionalmente, os resultados foram comparados entre cada uma

das litologias, levando em consideração a morfologia inicial de cada fração e a resistência à quebra determinada pelos ensaios de abrasão Los Angeles e Tenacidade Treton. Também foram realizadas simulações da moldagem de corpos de prova do Material 1 em DEM, obtendo o número de contatos, número de partículas e número de coordenação de cada amostra ensaiada.

Para a quantidade de variáveis envolvidas, optou-se por utilizar tabelas de correlação e ajustes de regressão à modelos propostos para cada um dos parâmetros analisados.

### **3.3 O EFEITO DA BRITAGEM EM ESCALA REAL**

Como já apresentado, o tipo de britador, a abertura de saída (APF) e o material de alimentação podem influenciar as características morfológicas do material resultante do processo de britagem. Este material, que, após o peneiramento, é separado em frações comerciais, pode também ter a sua distribuição granulométrica modificada pela variação da APF, uma vez que a distribuição de fragmentos poderia ser transladada em relação às peneiras de corte.

Para compreender como a variação da APF pode influenciar na distribuição granulométrica da brita 3, foram realizados testes na pedreira PETRA Agregados. Na pedreira, o processamento da rocha se inicia com a britagem primária em dois britadores de mandíbulas modelo CJ613 da Sandvik, separando o material retido entre as peneiras de 100 mm e 32 mm. O material retido nessas peneiras segue para a britagem secundária, passando por um britador cônico modelo CS440 da Sandvik. Após a britagem secundária, o material passante na peneira de 60 mm e retido na peneira de 32 mm segue para uma pilha de alimentação do britador terciário. Desta pilha também é retirado o material comercializado como brita 3.

Os testes consistiram em variar a APF do britador secundário em 30, 35 e 40 mm, mantendo o material de alimentação. Para garantir maior homogeneidade da granulometria gerada, foi necessário produzir material por um tempo de 5 minutos após a variação da abertura sem que o material fosse coletado. Após passado este tempo, coletou-se da correia transportadora (Figura 3.12) 4 sacos de brita 3 para cada APF, que foram devidamente identificados e levados para o laboratório de Pavimentação da COPPE/UFRJ para determinação da distribuição granulométrica por peneiramento.



Figura 3.12 – Coleta do material britado para diferentes APF numa pedreira para esta pesquisa

### 3.4 ESTUDOS NO MODELO FÍSICO EM VERDADEIRA GRANDEZA

Silva (2009) construiu, no Laboratório de Pavimentos da COPPE, um ambiente para execução e ensaios de pavimentos rodoviários em escala real: modelo físico em verdadeira grandeza quanto às camadas geotécnicas. Nos anos seguintes da sua construção, diversas pesquisas foram realizadas nesse ambiente, que ficou conhecido no laboratório como “tanque teste”. A primeira utilização do ambiente para o contexto ferroviário se deu na dissertação de Silva (2018), com uma adaptação para uma estrutura com subleito e lastro e uso de um dormente bi-bloco para aplicação da carga, possibilitando o estudo das respostas mecânicas do pavimento ferroviário. Houve também a utilização de geocompostos e a variação do nível de saturação do subleito nesta primeira aplicação para ferrovia.

O tanque teste possui 2 metros de profundidade e 4 m<sup>2</sup> de área (2 m x 2 m). No seu fundo há um colchão de brita, que possibilita a ascensão de água pelo subleito, pelo mecanismo de capilaridade. Sobre o colchão de brita podem ser executadas outras camadas, de acordo com a estrutura a ser analisada, com o uso dos equipamentos de instrumentação ao longo da profundidade. Para a passagem dos cabos de instrumentação, o tanque dispõe de diversas saídas distribuídas ao longo de uma das paredes da estrutura, que possibilita a ligação a um computador que fica na parte externa do tanque.

Para a avaliação da influência da granulometria e da litologia, proposta na presente pesquisa, foram realizados 5 ensaios no modelo físico, simulando um pavimento ferroviário formado por uma camada de 50 cm em solo, considerada o subleito do pavimento, uma camada com 20 cm de sublastro, 30 cm de lastro e um dos blocos de um dormente bi-bloco centralizado em relação às paredes do tanque, sobre o qual é aplicado o carregamento cíclico. Para cada ensaio desta pesquisa, foram aplicados 4.000.000 de ciclos de carregamento/descarregamento, com uma frequência de 2 Hz. Todas as camadas, bem como o sistema pneumático de atuação de carga serão detalhados nos itens seguintes desta seção. O perfil do modelo físico com a estrutura ensaiada nesta pesquisa é apresentado na Figura 3.13.

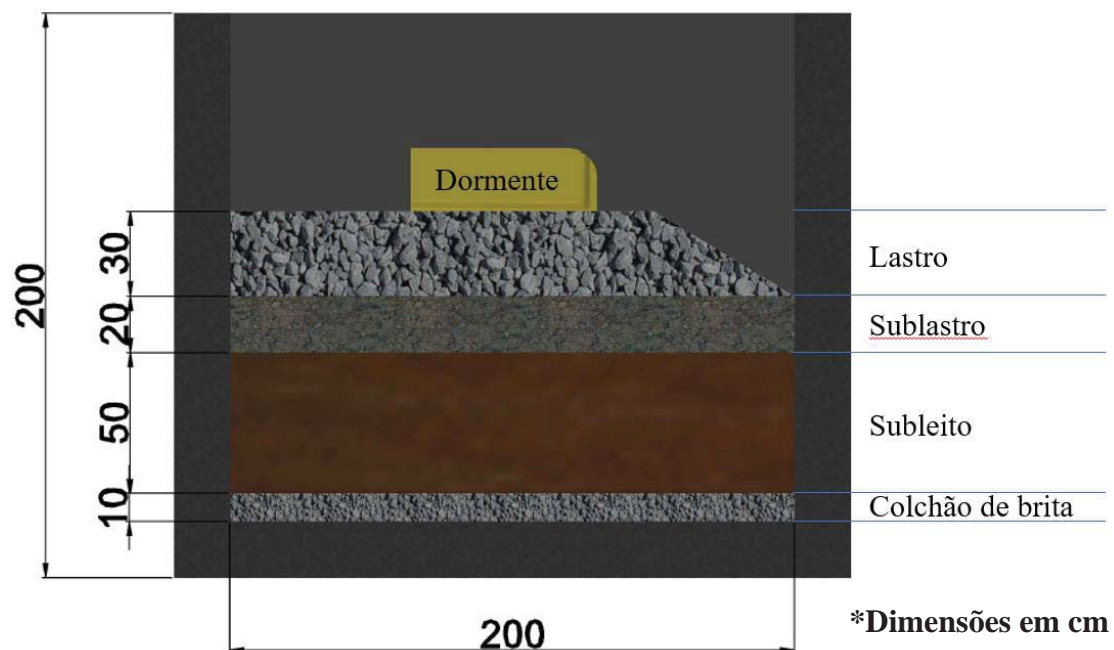


Figura 3.13 – Perfil transversal do modelo físico usado nesta pesquisa

Na análise da influência da granulometria no comportamento do lastro, três distribuições granulométricas foram avaliadas. Essas distribuições, por sua vez, foram obtidas a partir do peneiramento do material original recebido das pedreiras e separação de cada fração. Cada configuração de ensaio foi denominada “lastro x”, e foram feitas 5 diferentes composições no tanque.

A primeira distribuição granulométrica do lastro, que compôs duas configurações de ensaio (Lastro 1 e Lastro 4) foi a granulometria própria do Material 1, nas características originais após a sua produção, apenas removendo o material mais fino passante na peneira



de 12,5 mm. A segunda distribuição granulométrica (Lastro 2) foi construída com base na modificação das características originais do Material 1, aumentando a quantidade de material retido nas peneiras de 38,1 e 25,4 mm. A terceira distribuição granulométrica (Lastro 3), também obtida a partir da modificação da granulometria do Material 1, foi construída para que somada à segunda granulometria, resultasse na distribuição granulométrica da primeira. Este último arranjo foi utilizado para reduzir a quantidade necessária de material a ser peneirado e o desperdício de material. As três distribuições granulométricas são apresentadas na Figura 3.14. É possível observar que as distribuições granulométricas utilizadas como Lastro 1, 2, 4 e 5 se enquadraram na AREMA 24 na fração graúda, mas com quantidade insuficiente da fração fina para ficar completamente enquadrada. Ao comparar as distribuições com a faixa 60 da norma australiana AS 2758.7 (2015), o contrário foi observado, com as distribuições dentro dos limites da faixa apenas na fração fina.

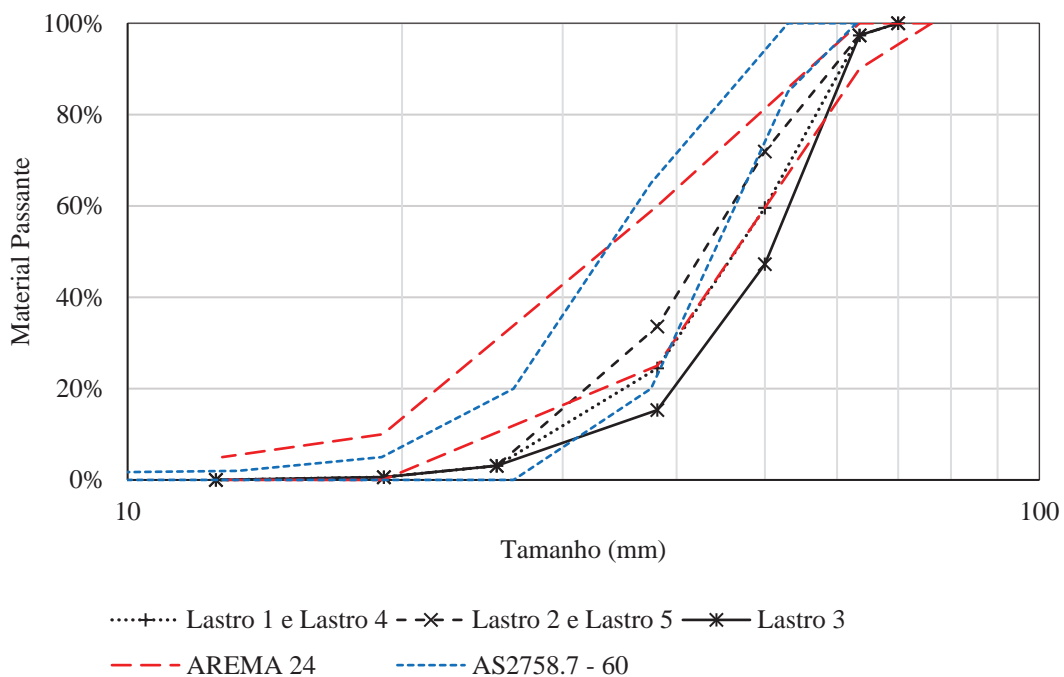


Figura 3.14 – Distribuição granulométrica dos diferentes lastros estudados nesta pesquisa

É importante acrescentar que foi ensaiada uma quinta configuração (Lastro 5), utilizando a mesma granulometria do Lastro 2, mas com o Material 3. Os resultados foram utilizados em análises envolvendo o efeito da litologia no comportamento da camada de lastro. Os procedimentos utilizados serão apresentados detalhadamente ainda nesta seção.

### 3.4.1 Subleito em solo NG' de Silva (2014)

Sobre o colchão de brita, foi executada por Silva (2014) uma camada de 70 cm de subleito, utilizando cerca de 4.000 kg de solo. Esta camada, utilizada também por Silva (2018), foi mantida para compor o subleito do modelo físico em verdadeira grandeza executado nesta atual pesquisa. Em uma análise inicial do material, verificou-se que a camada resultante do estudo de Silva (2018) apresentava 58 cm, redução de espessura resultante de algumas retiradas deste material ao longo das pesquisas anteriores.

O referido material é um solo que foi coletado no canteiro de obras do terminal do BRT na Cidade Universitária do Rio de Janeiro. A classificação do material no sistema de classificação unificada (USCS) indica ser uma argila de alta compressibilidade (CH), enquadrado como A-7-6 de acordo com o HRB e grupo NG' na classificação MCT (DNER-CLA 259, 1996).

Em laboratório, Silva (2014) obteve que, para a energia de compactação Proctor Normal, o solo do subleito apresentou umidade ótima de 22,8%, para a qual a massa específica aparente seca máxima foi de 1,515 g/cm<sup>3</sup>. Mais detalhes dos métodos utilizados na coleta, caracterização do material e execução da camada podem ser encontrados na dissertação de Silva (2014).

Com base nos dados da curva de compactação e da curva granulométrica apresentada por Silva (2014), foi verificado o grau de compactação da camada utilizando um densímetro não nuclear para solos, da marca *Solotest*. Ao verificar um grau de compactação superior à 100% para a energia especificada, provavelmente também devido aos ciclos de carregamento aplicados nos trabalhos anteriores, decidiu-se pela retirada de 8 cm do subleito, regularizando a camada e removendo o topo no local mais solicitado. Essa etapa resultou em uma camada com 50 cm de espessura. A aparência do topo da camada de subleito antes (a) e depois (b) da remoção e regularização pode ser observada na Figura 3.15. O grau de compactação medido com o densímetro após a remoção do material foi bastante próximo à 100%, indicando que o processo resultou em uma camada próxima das condições iniciais de compactação.



Figura 3.15 – Subleito do modelo físico: (a) antes; (b) depois da remoção de pequena parte do material superficial para a presente pesquisa

Silva (2014) realizou ensaios triaxiais cíclicos para determinação do módulo de resiliência do material deste subleito compactado na umidade ótima da energia normal. Os resultados, obtidos para três corpos de prova moldados nas mesmas condições, foram utilizados na determinação de parâmetros do modelo composto proposto por Macêdo (1996). Os valores determinados a partir da média dos resultados foram utilizados para descrever a variação do módulo de resiliência com as tensões desvio ( $\sigma_d$ ) e confinante ( $\sigma_3$ ), de acordo com a equação (25).

$$MR = 74,86 \cdot (\sigma_3)^{0,1637} \cdot (\sigma_d)^{-0,5844} \quad (25)$$

Onde:

MR é o módulo de resiliência, em MPa

$\sigma_3$  é a tensão confinante aplicada, em MPa

$\sigma_d$  é a tensão desvio aplicada, em MPa

#### 3.4.2 Sublastro

Para reduzir as altas deformações permanentes do subleito e o bombeamento de finos para o lastro quando do experimento com a saturação do subleito, observados por Silva (2018), foi executada uma camada de sublastro com uma mistura do material do subleito local com brita 0 e brita 1, provenientes da pedraira Petra Agregados. O solo utilizado na mistura foi proveniente da remoção dos 8 cm do subleito existente. A brita utilizada, com LA de 38% na faixa B e de 39% para a faixa C de acordo com a NM 51 (2001), teve curva granulométrica determinada de acordo com a NM 248 (2001).

Com a distribuição granulométrica de cada material, foi construída uma curva granulométrica para o sublastro com o objetivo de atender os critérios de drenagem considerados importantes por Indraratna (2011). Como o material do subleito local é um solo argiloso de média plasticidade, apenas um critério (equação 26) foi considerado para a curva granulométrica do sublastro. O critério em questão avalia o coeficiente de não uniformidade do sublastro e tem a função de evitar a segregação do material, fazendo com que o segmento mais fino da sua faixa granulométrica não vá para o fundo desta camada com o passar do tempo.

$$Cnu = \frac{D60}{D10} \leq 20 \quad (26)$$

Onde:

*Cnu* é o coeficiente de não uniformidade do sublastro

*D60* é a peneira pela qual passa 60% do sublastro em massa

*D10* é a peneira pela qual passa 10% do sublastro em massa

A composição do sublastro definida consistiu em utilizar 44% de brita 1, 44% de brita 0 e 12% de solo do subleito. A distribuição granulométrica do sublastro pode ser observada e comparada com as distribuições de um dos lastros ensaiados e do subleito na Figura 3.16.

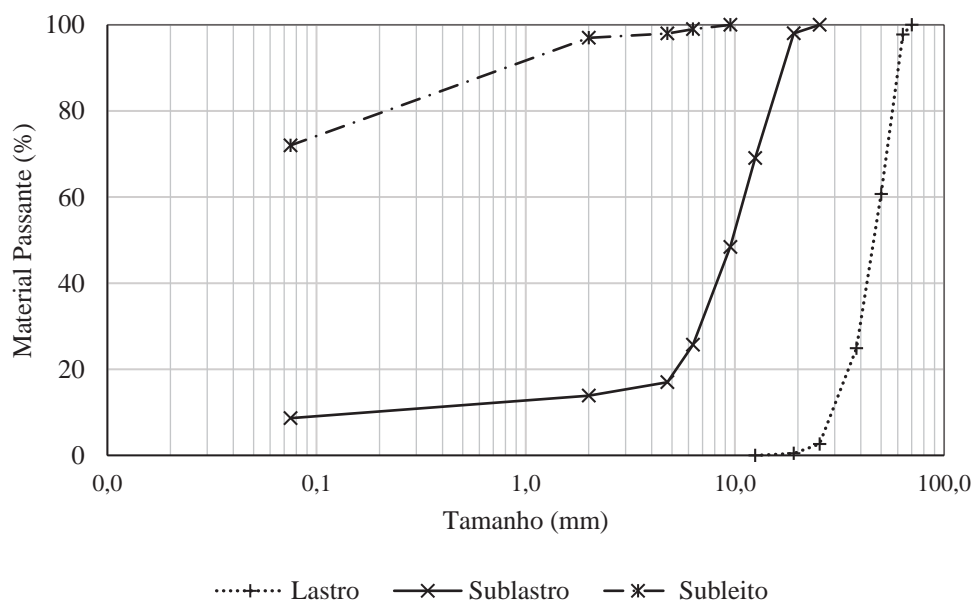


Figura 3.16 – Distribuição granulométrica do sublastro e demais camadas desta pesquisa

Após determinar a composição do sublastro, foi necessário determinar a curva de compactação do material, variando o teor de umidade e aplicando a energia de *Proctor Intermediário*. O valor de umidade ótima obtido a partir da curva de compactação foi de 5,8%, para a qual a MEAS esperada do material é 2,125 g/cm<sup>3</sup>, como pode ser observado na Figura 3.17.

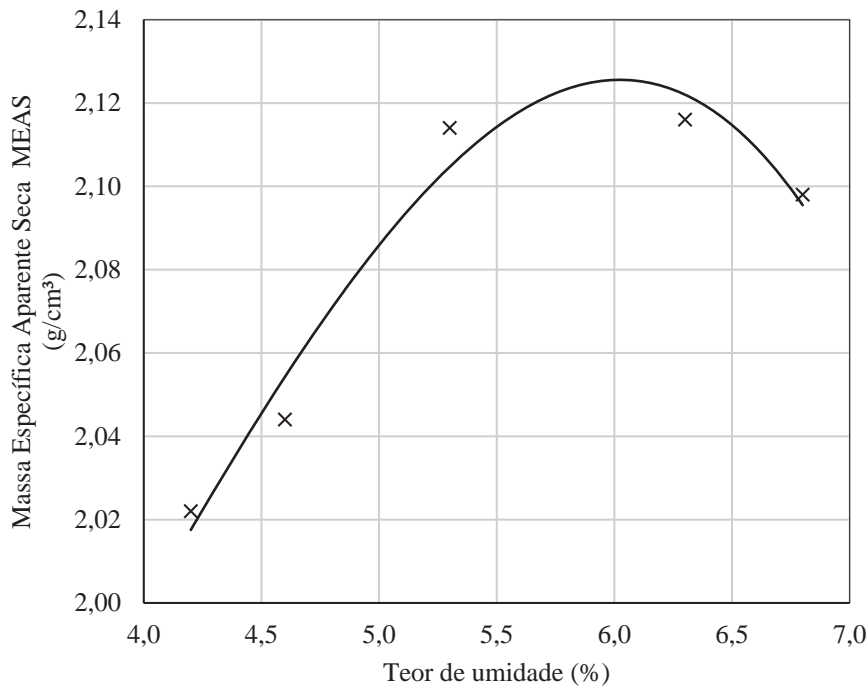
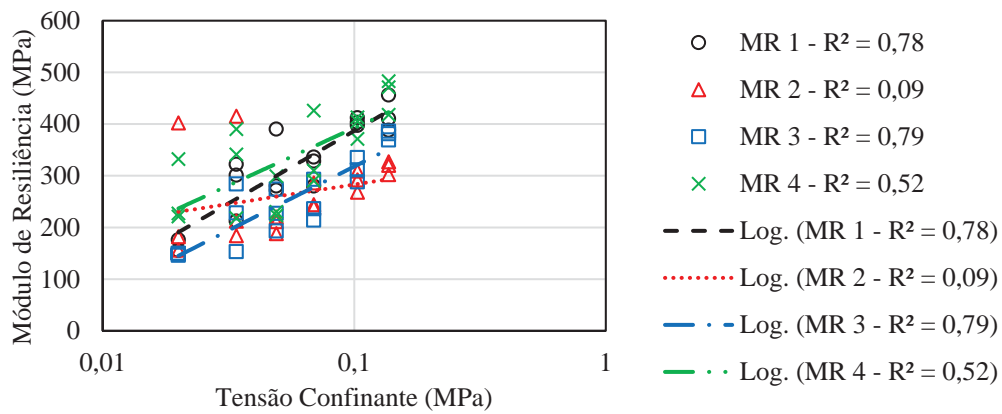


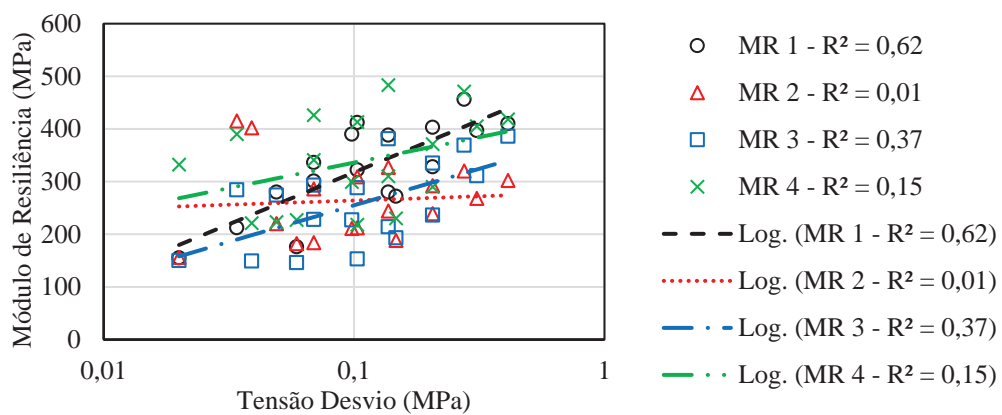
Figura 3.17 – Curva de compactação do sublastro desta pesquisa

Após ter sido determinada a umidade ótima, foram moldados corpos de prova para os ensaios de módulo de resiliência e de deformação permanente. Os ensaios tiveram como objetivo determinar as propriedades mecânicas do sublastro, para serem utilizadas na análise dos resultados do modelo físico em verdadeira grandeza.

Os pares de tensão utilizados para a determinação do módulo de resiliência do material são os mesmos propostos pela DNIT 134/2018/ME, considerados suficientes para descrever a variação do módulo do material com o estado de tensões aplicado. Os resultados do ensaio de 4 corpos de prova foram analisados quanto a influência da tensão desvio e da tensão confinante no módulo de resiliência. Os valores obtidos nos ensaios são relacionados com os pares de tensão na Figura 3.18.



(a)



(b)

Figura 3.18 – Variação do MR do sublastro com as tensões: (a) Confinante; (b) Desvio

Pelo baixo coeficiente de correlação, o ensaio denominado MR 2 foi desconsiderado, os demais valores foram inseridos no modelo composto (MACÊDO, 1996). Mesmo considerando apenas três ensaios, houve dificuldade em laboratório para obter corpos de prova com resultados semelhantes no ensaio de módulo de resiliência, o coeficiente de determinação ( $R^2$ ) obtido para o modelo foi de 0,56. Apesar das dificuldades, os valores indicam a maior influência da tensão confinante no módulo, resultado esperado para um material com comportamento granular como o sublastro em questão.

$$MR = 847,28. (\sigma_3)^{0,4228}. (\sigma_d)^{-0,0763} \quad (27)$$

Onde:

MR é o módulo de resiliência, em MPa

$\sigma_3$  é a tensão confinante aplicada, em MPa

$\sigma_d$  é a tensão desvio aplicada, em MPa

Para a deformação permanente, após observar os valores de tensões lidos no primeiro ensaio do modelo físico, decidiu-se por utilizar valores de menor magnitude em relação aos constantes na norma rodoviária (DNIT 179/2018-IE), começando com a tensão confinante de 20 kPa. Adicionalmente para a tensão confinante de 20 kPa, foi removido o par com relação  $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$  de 2 e inserido um novo par com relação igual a 5, simulando uma condição de menor confinamento e maior sollicitação. Os pares utilizados são listados na Tabela 7.

Tabela 7 – Pares de tensões utilizados na determinação da deformação permanente do sublastro na presente pesquisa

$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	Relação $\sigma_1/\sigma_3$
	40	3
	60	4
	80	5
	40	2
	80	3
	120	4
	60	2
	120	3
	180	4

Inserindo os resultados de deformação permanente obtidos para todos os pares no modelo proposto por Guimarães (2009), obteve-se a equação 28. Para a dada equação, o  $R^2$  foi de 0,97, indicando uma boa correlação.

$$\varepsilon_p^{esp} = 0,102 \cdot \sigma_3^{-0,522} \cdot \sigma_d^{1,427} \cdot N^{0,080} \quad (28)$$

Onde:

$\varepsilon_p^{esp}$  é a deformação específica permanente esperada, em %

$\sigma_3$  é a tensão confinante, em MPa

$\sigma_d$  é a tensão desvio, em MPa

N é o número de ciclos aplicados

As informações da curva de compactação também foram utilizadas para a execução da camada de sublastro no modelo físico. A técnica para misturar os materiais com a água e homogeneizar foi a mesma utilizada por Silva (2014) e é ilustrada na Figura 3.19. Primeiro foi separada a quantidade de cada material necessária para a execução da camada de sublastro, utilizando como base a massa específica seca máxima (2,125 g/cm<sup>3</sup>) e o

volume do tanque (2 m × 2 m × 0,2 m) que deveria ser preenchido. A mistura de brita 0 e brita 1 foi levada à estufa e seca. O solo removido do subleito foi seco, destorroado e passado na peneira de 4,75 mm. Os materiais secos foram levados junto à uma balança colocada do lado de fora do modelo físico, onde foram pesados e lançados no interior de uma betoneira, dentro da qual foi lançada a água também previamente pesada.



Figura 3.19 – Preparo do material para sublastro desta pesquisa

Após homogeneizar o material na betoneira, o mesmo foi retirado e lançado sobre o subleito do modelo físico até que a quantidade atingisse metade do total necessário para a camada de sublastro completa. A compactação foi então realizada utilizando um compactador tipo sapo mecânico, seguindo um caminho em espiral até atingir uma altura da camada compactada próxima a 10 cm. Sobre esta primeira metade da camada foi lançado no mesmo dia o resto do material homogeneizado, repetindo o processo de compactação até que a camada atingisse 20 cm. O processo de execução da camada pode ser observado na Figura 3.20. Este mesmo sublastro foi mantido durante todas as variações do lastro feitas na presente pesquisa.





Figura 3.20 – Execução da camada de sublastro no tanque teste nesta pesquisa

O controle da compactação do sublastro foi realizado utilizando o densímetro para solos, mas os resultados não foram muito coerentes mesmo com a entrada dos dados de curva granulométrica e curva de compactação. A incerteza nos resultados pode ser atribuída principalmente à granulometria do material, composto por brita 1, brita 0 e solo, dificultando a leitura do equipamento. Decidiu-se então por utilizar outra verificação para o grau de compactação, calculando a massa inserida no volume previsto preenchido. Para isso, foram realizadas várias medidas da variação de altura da camada em diferentes pontos do pavimento, utilizando nível de mangueira com água para definir o referencial.

#### 3.4.3 Lastro 1 – Material 1

A primeira estrutura geotécnica ensaiada no tanque foi composta pelas camadas de subleito e sublastro e uma camada de 30 cm de lastro ferroviário. O material utilizado para este primeiro ensaio foi o Material 1, nas características granulométricas fornecidas pela pedreira J. Serrão (Lastro 1).

Para a instrumentação do primeiro ensaio, as células de pressão total acima da camada de subleito foram preparadas e protegidas entre camadas de geotêxtil e de uma membrana de borracha com 3 mm de espessura. A medida teve como objetivo proteger as células do contato com partículas maiores, como as de lastro e sublastro, levando em consideração que elas não são as mais adequadas para utilização em contato com partículas com mais de 12 mm de diâmetro, embora tenham sido utilizadas, inclusive em pesquisas anteriores. No capítulo 4 será apresentada uma análise da influência que o sistema de proteção teve nos resultados. Todas as análises prévias que levaram à utilização deste sistema de proteção são apresentadas no Anexo A desta dissertação.

Além dos testes relacionados à proteção das células de pressão total, o primeiro ensaio teve como objetivo testar o sistema pneumático de aplicação de carga, uma vez que havia sido alterado o atuador pneumático em relação ao utilizado por Silva (2018) para um com maior capacidade. Os testes foram necessários já que cada ensaio completo exige cerca de 3 semanas e meia de funcionamento para a aplicação de 4 milhões de ciclos de carregamento, exigindo do sistema certa uniformidade de aplicação de carregamento no tempo.

A metodologia para construção da camada de lastro também foi testada nesta etapa. O Material 1 recebido da pedreira foi lavado sobre uma lona em três porções com cerca de 630 kg cada. A água foi lançada sobre a brita com uma mangueira direcionando os finos para fora da lona, para que fossem removidos antes do ensaio. Após ter sido lavada e seca ao sol, cada porção do material foi levada para o interior do tanque, onde foi lançada sobre o sublastro e compactada. Para atingir os 30 cm de altura da camada, foram necessárias três porções de material, sendo cada uma sempre compactada por vibração, com um compactador de placa, antes do lançamento da outra. Neste processo, a prioridade foi lançar mais material do centro para a parede contrária à do ombro, de modo que, quando houvesse a compactação, a execução do ombro fosse facilitada. A estrutura completa para o primeiro ensaio pode ser observada na Figura 3.21.



Figura 3.21 – Primeira composição de lastro ensaiada no modelo físico desta pesquisa. Após finalizado o ensaio, foi removida parte do lastro para determinação da possível quebra do material. A área delimitada para peneiramento foi padronizada para todos os ensaios no modelo físico, de modo que a área de análise da eventual quebra não fosse muito diferente entre eles. A remoção do material ocorreu em 3 etapas, com 10 cm de

profundidade cada uma, sendo para cada uma utilizada uma caixa identificada de acordo com a profundidade da qual o material foi removido. A área na qual foi analisada a quebra de material é ilustrada na Figura 3.22.

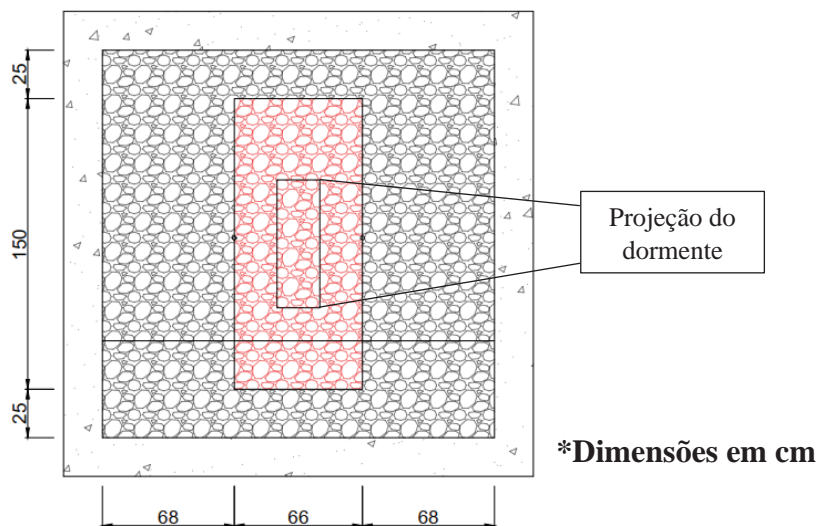


Figura 3.22 – Área definida para remoção do material do lastro para peneiramento, após o ensaio, na presente pesquisa

#### 3.4.4 Lastro 2 e Lastro 3 – Material 1

O preparo do material para o segundo e terceiro ensaio no modelo físico consistiu na construção de duas curvas granulométricas que somadas resultassem na distribuição granulométrica do Lastro 1, fornecido pela pedreira. Para tal, foi necessário peneirar aproximadamente 4.000 kg de material, separando o material peneirado em sacos identificados pelo tamanho da peneira no qual foi retido, removendo todo o material passante na peneira de 12,5 mm. Cada saco foi devidamente pesado e ao completar os 4.000 kg construiu-se uma curva granulométrica utilizando a quantidade total de material. Após isso, modificou-se em uma planilha a quantidade de material passante nas peneiras 50, 38,1 e 25,4 mm, utilizando um raciocínio semelhante ao observado e detalhado anteriormente com a variação de APF em um britador de escala real, simulando a curva granulométrica com a qual a curva modificada deveria ser somada para resultar na distribuição do material completo fornecido pela pedreira para uso em ferrovias. As duas curvas resultantes foram denominadas de Lastro 2 e Lastro 3, correspondentes ao segundo e terceiro ensaio.

Tendo separado o material por tamanho e simulado a modificação das curvas graficamente, para preparar o material fisicamente foi necessário misturar os materiais de

tamanhos diferentes, na quantidade desejada, da maneira mais homogênea possível. Para isso, decidiu-se por encher sacos de rafia em camadas, começando pelas partículas retidas nas peneiras de 12 mm e 19 mm, por estarem em menor quantidade, continuando com o preenchimento com 1/3 das partículas de 25 mm, 1/3 das partículas de 38 mm e 1/3 das de 50 mm, recomeçando com mais 1/3 de 25 mm, 1/3 de 38 mm e 1/3 de 50 mm e finalizando com 1/3 de 25 mm, 1/3 de 38 mm, 1/3 de 50 mm e o total das partículas de 63 mm para um saco. Cada saco chegou ao peso total de 40 kg, totalizando cerca de 45 sacos para a construção da camada de lastro para cada composição do tanque com os Lastros 2 e 3. A homogeneidade da amostra foi verificada visualmente no lançamento do material: observou-se que as partículas de 12 mm e 19 mm se espalharam facilmente por serem mais finas, e a divisão das partículas que estavam em maior quantidade (25 mm, 38 mm e 50 mm) em três camadas, fez com que o ato de lançar o saco no interior do tanque e manipular para regularizar antes da compactação fosse o suficiente para homogeneizar o material. O esquema inteiro utilizado para o preparo do material pode ser observado no diagrama da Figura 3.23. No diagrama a numeração de cada etapa está relacionada com a ordem seguida no preenchimento do saco de material (de 1 até 12).

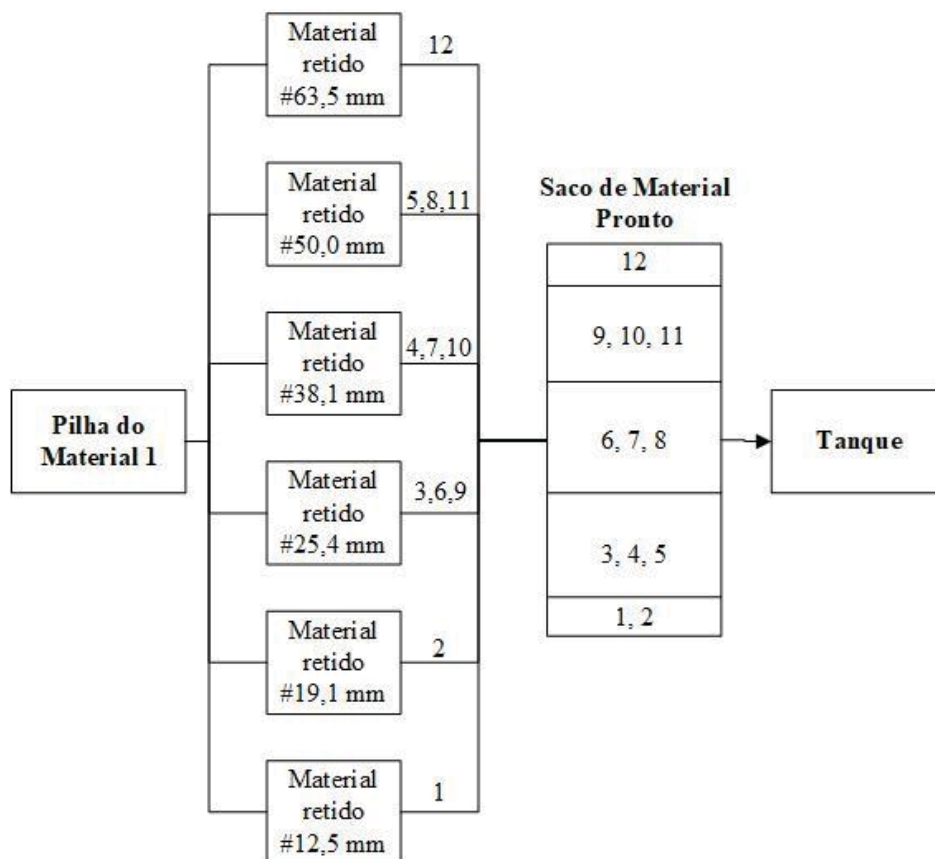


Figura 3.23 – Esquema de montagem de sacos para o Lastro 2 e Lastro 3 desta pesquisa

A execução da camada de Lastro 2, assim como a de Lastro 3, consistiu no lançamento de 45 sacos, em 3 camadas de 15 sacos cada (aproximadamente 10 cm), sobre o sublastro do modelo físico. Assim como na execução do Lastro 1, cuidou-se para deixar mais material do lado contrário da parede do ombro, facilitando a formação do seu caimento no momento da compactação.

Após finalizado o ensaio com o Lastro 2, removeu-se parte do material para a análise de quebra de partículas, na mesma área removida no primeiro ensaio, seguida da remoção total do material de lastro para a colocação do Lastro 3 na nova granulometria.

Ao término do ensaio com o Lastro 3, novamente parte do material foi removido para peneiramento e análise da quebra de partículas. Porém, ao invés de descartar o restante do material por completo, decidiu-se por manter a parte mais próxima às paredes, para que fosse possível executar o Lastro 4, devido à falta de material necessário para a execução de mais uma composição da camada no modelo físico. A área removida para análise da quebra e para a montagem do quarto ensaio pode ser visualizada na Figura 3.24, correspondendo a uma largura de aproximadamente 1 m no sentido longitudinal do pavimento. Como será visto posteriormente nos modelos computacionais, não remover o material mais próximo das paredes aparentemente não influenciou no comportamento da camada durante o quarto ensaio.

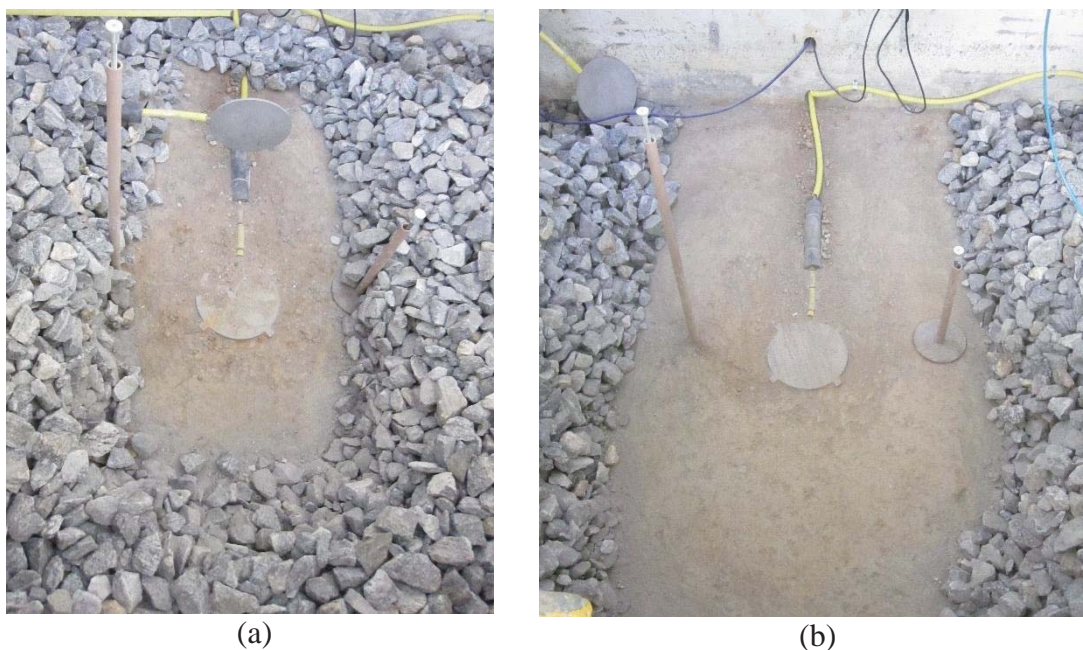


Figura 3.24 – Material removido do Lastro 3: (a) para peneiramento; (b) para montagem do Lastro 4 nesta pesquisa

#### 3.4.5 Lastro 4 – Material 1

Para o quarto ensaio, decidiu-se por utilizar o Material 1 com granulometria semelhante à do primeiro ensaio. O objetivo seria analisar uma estrutura semelhante sem a utilização das membranas envolvendo as células de pressão total, tendo em vista que foi notada a influência da presença destas nas tensões lidas no experimento 1.

Para o preparo do material foi realizado o peneiramento prévio de aproximadamente 1,5 toneladas através da peneira de 12,5 mm, com o descarte do material passante e a separação em sacos do material retido. Para preencher o tanque, dividiu-se a massa total necessária para preencher o espaço vazio resultante do Lastro 3 em 3 frações, lançando o material dos sacos em 3 etapas intercaladas pela compactação com placa vibratória.

Ao final do quarto ensaio, toda a camada de lastro foi removida, tomando o cuidado de remover primeiramente o material necessário para verificação da quebra, seguindo o procedimento utilizado nos três ensaios anteriores.

#### 3.4.6 Lastro 5 – Material 3

No preparo do Lastro 5 foi seguido um roteiro semelhante ao do Lastro 2 e Lastro 3, mas desta vez utilizando o Material 3, buscando compor uma granulometria semelhante à do Lastro 2 feita com o Material 1.

Inicialmente foi observado que o Material 3 apresentava muitas rochas que não se enquadravam na faixa de brita 3, com algumas de diâmetro até superior à 100 mm, característica da fração de rachão. A remoção deste material foi realizada de maneira manual, antes do peneiramento mecânico, passando todo o material existente na peneira de 63,5 mm e separando em 2 montes: um de material retido e um para passante. Após a separação completa, o material passante foi levado ao peneiramento mecânico e separado em sacos identificados para cada fração das peneiras utilizadas.

Após o peneiramento de uma quantidade de material calculada para compor a granulometria do Lastro 2 (equivalente ao Lastro 1), foram preenchidos sacos seguindo o procedimento já detalhado anteriormente. Ao fim do preparo dos sacos com granulometria definida, os mesmos foram levados ao tanque, onde foram lançados e compactados em três camadas, seguindo o procedimento padrão utilizado nos demais ensaios desta pesquisa.

A estrutura final de todos os arranjos (Lastro 1, 2, 3, 4 e 5), foi acrescida do dormente com os LVDTs e o atuador pneumático, posicionados como está apresentado na Figura 3.25, de forma genérica. O dormente utilizado foi um bloco constituente de um dormente bi-bloco, resultando em um modelo físico representativo de meia seção transversal da via permanente.



Figura 3.25 – Estrutura montada do quinto ensaio desta pesquisa – Lastro 5 representativa de todos os cenários desta pesquisa no tanque teste

## **4 ANÁLISES INICIAIS E COMPLEMENTARES**

Durante a presente pesquisa, diversas análises foram realizadas inicialmente para verificar o quanto o ensaio no modelo físico de verdadeira grandeza se aproximava de uma situação real de carregamento de uma via férrea equivalente. Algumas definições foram necessárias antes do início do primeiro ensaio e não foram mais alteradas para manter o padrão para as análises permitindo a comparação dos diferentes cenários.

No decorrer da pesquisa, novas questões surgiram e a oportunidade de fazer outros enfoques que se tornaram objetos de análises complementares, com o objetivo de auxiliar pesquisas futuras e apontar possíveis melhorias no uso do tanque para ferrovias

Neste capítulo são apresentadas as características iniciais de operação e medições no tanque teste, e as análises complementares realizadas para validação dos procedimentos utilizados na presente dissertação. São tratadas as tensões lidas no modelo físico utilizado para simulação do pavimento ferroviário, na condição estática e dinâmica. Os resultados são comparados com simulações numéricas e leituras de campo, identificando alguns pontos de semelhança e de divergência entre o laboratório e uma situação real de carregamento de um pavimento ferroviário. Também são analisadas características particulares do ambiente de simulação em verdadeira grandeza, identificando limitações e como estas podem influenciar nas análises.

### **4.1 CARACTERÍSTICAS DO MODELO FÍSICO DE VERDADEIRA GRANDEZA**

#### **4.1.1 Sistema de aplicação de carregamento e calibração**

Todo o sistema de aplicação de carregamento e calibração foram idealizados e acompanhados pelos engenheiros Álvaro Augusto Dellê Vianna e Ricardo Gil Domingues, do Laboratório de Pavimentos da COPPE/UFRJ.

Para a aplicação do carregamento foi utilizado um atuador pneumático da marca NORGREN, modelo RA/8250/M/50, com diâmetro interno de 250 mm e capacidade de até 10 bar de pressão interna, resultando em uma força teórica do pistão de aproximadamente 5 toneladas na compressão. O atuador é ligado a um sistema com duas válvulas solenoides, uma normalmente aberta e outra normalmente fechada. A primeira permanece fechada até o sistema atingir a pressão necessária e a segunda pulsa para a



aplicação do carregamento cíclico. O sistema ainda conta com um reservatório de ar comprimido, próximo ao atuador, para reduzir as perdas de pressão e possibilitar a rápida vazão do ar para o interior do cilindro pneumático, necessária para o carregamento cíclico no tempo desejado. Para resistir aos carregamentos, também foi necessário fazer um reforço na estrutura de reação do tanque, repetindo o reforço construído para a pesquisa de Silva (2018) de um dos lados para o outro, como é apresentado na Figura 4.1.



Figura 4.1 – Reforço do sistema de reação para o modelo físico, usado nesta pesquisa

A primeira etapa após a montagem da estrutura do primeiro ensaio, foi a de configurar o sistema para a aplicação da carga desejada, em intervalos de aplicação e repouso definidos. A calibração do atuador pneumático foi realizada posicionando uma célula de carga entre a base do atuador e o dormente, inicialmente utilizando uma frequência de carregamento de 2 Hz (0,1 s de aplicação e 0,4 s de repouso), aplicando pressões de 1 até 9 bar. Durante esta calibração inicial foi observada a dificuldade do sistema de atingir a força teórica de 44 kN na pressão de 9 bar, pelo sistema pneumático apresentar dificuldades no enchimento e esvaziamento cíclico de curta duração. Considerando que o pretendido era chegar à uma pressão teórica na base do dormente acima de 240 kPa desconsiderando o peso da estrutura, foi necessário aumentar o tempo de aplicação do carregamento para 0,14 s, com o repouso ficando de 0,36 s. Esta consideração de tempo de aplicação e tempo de repouso são representativas da passagem de trens com velocidade próxima à 100 km/h, de acordo com a hipótese simplificada utilizada por Rangel (2017), que considerada os 4 eixos mais próximos (região de engate entre vagões) como um pulso de carga. A consideração levou a um sistema com aplicação de aproximadamente 36 kN, resultando em uma pressão teórica abaixo do dormente de 254 kPa, semelhante a um carregamento metroviário.

O carregamento de 36 kN sobre um dormente representa um eixo ferroviário de aproximadamente 18 tf. Para tal consideração, deve-se levar em conta que está sendo utilizado metade de um dormente bibloco, que recebe metade do carregamento do eixo. Além disso, Profillidis (2014) sugere a utilização de um coeficiente de 40% da carga para o dormente logo abaixo a aplicação da carga, por esta ser distribuída para outros dormentes através dos trilhos e sistemas de fixação. Em prática esta distribuição de tensões depende de vários fatores, como a distância entre dormentes, a rigidez de cada um dos elementos, etc.

É importante enfatizar que a calibração do sistema na configuração para a qual ele seria utilizado foi primordial para garantir o carregamento que estaria sendo aplicado sobre a estrutura dos pavimentos simulados.

#### 4.1.2 Medidores de tensão e deslocamentos

Para adquirir informações das tensões no pavimento em diferentes profundidades foram utilizadas células de pressão *Geokon 3500*. Essas células são formadas por duas placas soldadas em suas extremidades, com o espaço entre elas preenchido por um fluido incompressível que reage à pressão externa da célula, que tenta aproximar uma placa da outra. A pressão no fluido é convertida em diferença de potencial por um transdutor de pressão, que retorna valores entre 0 e 10 V, que por sua vez são convertidos para valores de pressão utilizando um coeficiente de calibração denominado *G Factor*, de acordo com a equação 29 (GEOKON, 2017).

$$P = G(R_1 - R_0) \frac{10}{V_1} \quad (29)$$

Onde P é a pressão lida em kPa, G é o fator de calibração (kPa/mV),  $R_1$  é a leitura (mV) após a pressão ser aplicada,  $R_0$  é a leitura de referência (mV) e  $V_1$  é a tensão de alimentação da célula.

Fabricadas pela *Geokon*, as células de pressão total da série 3500 são à prova de água e projetadas para mais de 100 milhões de ciclos de carregamento, com capacidade máxima para tensões de 1 MPa. Possuem espessura de 6 mm e diâmetro de 230 mm, resultando em uma relação entre espessura e diâmetro de 0,026. As células foram adquiridas em 2014 com dados da calibração realizada pelo fabricante e um certificado de qualidade do

transdutor. Estas células foram previamente utilizadas nas pesquisas de Silva (2014) e Silva (2018).

No modelo físico foram posicionadas três células de pressão total no interior da camada do subleito, “deitadas” horizontalmente, uma célula centralizada entre o subleito e o sublastro, uma célula também centralizada entre o sublastro e o lastro, uma célula em pé (verticalmente) para adquirir informações de tensão confinante para o lado do ombro do lastro, uma célula também em pé fixada em uma das paredes do tanque na camada de lastro para medir se chegariam tensões na parede do tanque e uma célula reserva eventualmente utilizada entre o dormente e o lastro. Esta última célula foi utilizada durante todo o primeiro ensaio, onde verificou-se que poderia afetar a distribuição de tensões, após isso ela foi utilizada apenas após o fim de cada ensaio, para alguns testes. Na Figura 4.2 pode ser observada a posição de cada célula de pressão total e dos LVDTs utilizados, com a numeração de identificação que será utilizada neste trabalho.

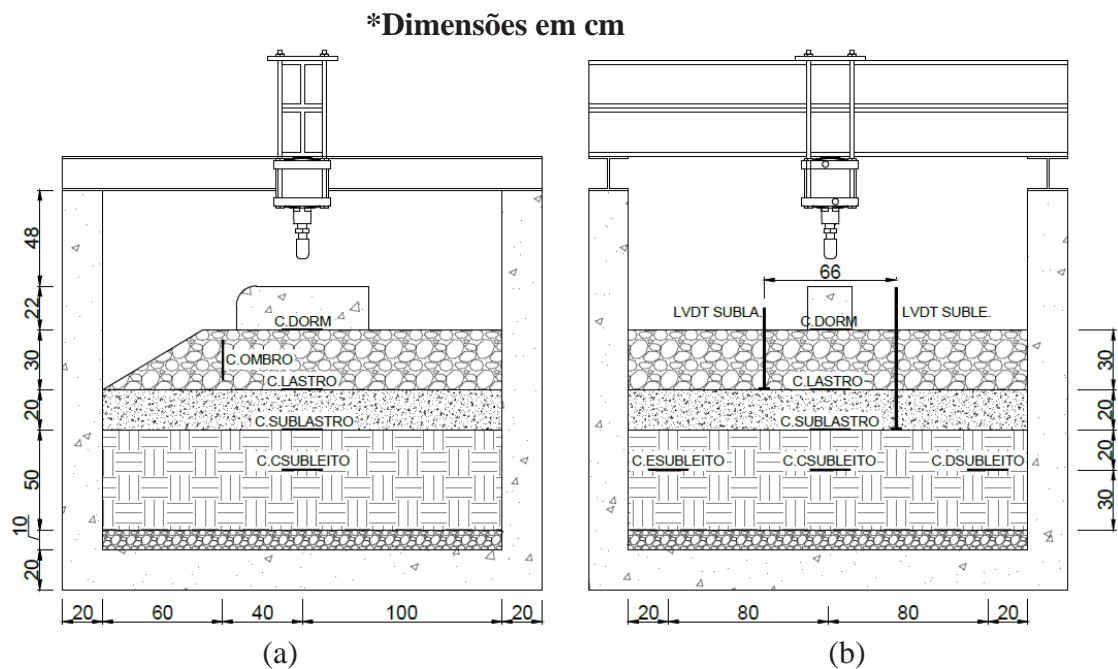


Figura 4.2 – Localização das células de pressão total e LVDTs no modelo físico:  
(a) Seção Transversal; (b) Seção Longitudinal.

As células de pressão foram conectadas a um módulo multiplexador 34902A em uma unidade de aquisição da marca *Keysight*. Como foram utilizadas no total 8 células de pressão total, foram necessários testes para ver o intervalo de tempo necessário entre cada leitura, quando variado o número de células lidas ao mesmo tempo. Esses testes já haviam sido realizados por Silva (2018) e foram repetidos, para verificar a influência

considerando os novos intervalos de aplicação e repouso do atuador pneumático. Observou-se que no carregamento cíclico só seria possível obter boa precisão para a leitura de até 4 células de pressão ao mesmo tempo, o que levou à divisão do número total de células em dois grupos, entre os quais as leituras eram alternadas.

As deformações elásticas e plásticas das camadas foram obtidas com a utilização de LVDTs. Dois deles foram instalados nos dois extremos do dormente, um próximo ao ombro do lastro e um próximo ao lado totalmente confinado. Placas de recalque foram posicionadas entre o subleito e o sublastro e entre o sublastro e o lastro. Para garantir que o sistema de aplicação de carga não interferisse nas leituras de deformação, todos os LVDTs foram fixados em estruturas metálicas ligadas à elementos que não fizessem parte do sistema de reação do tanque. Na Figura 4.3 é possível observar como foi fixado cada LVDT.

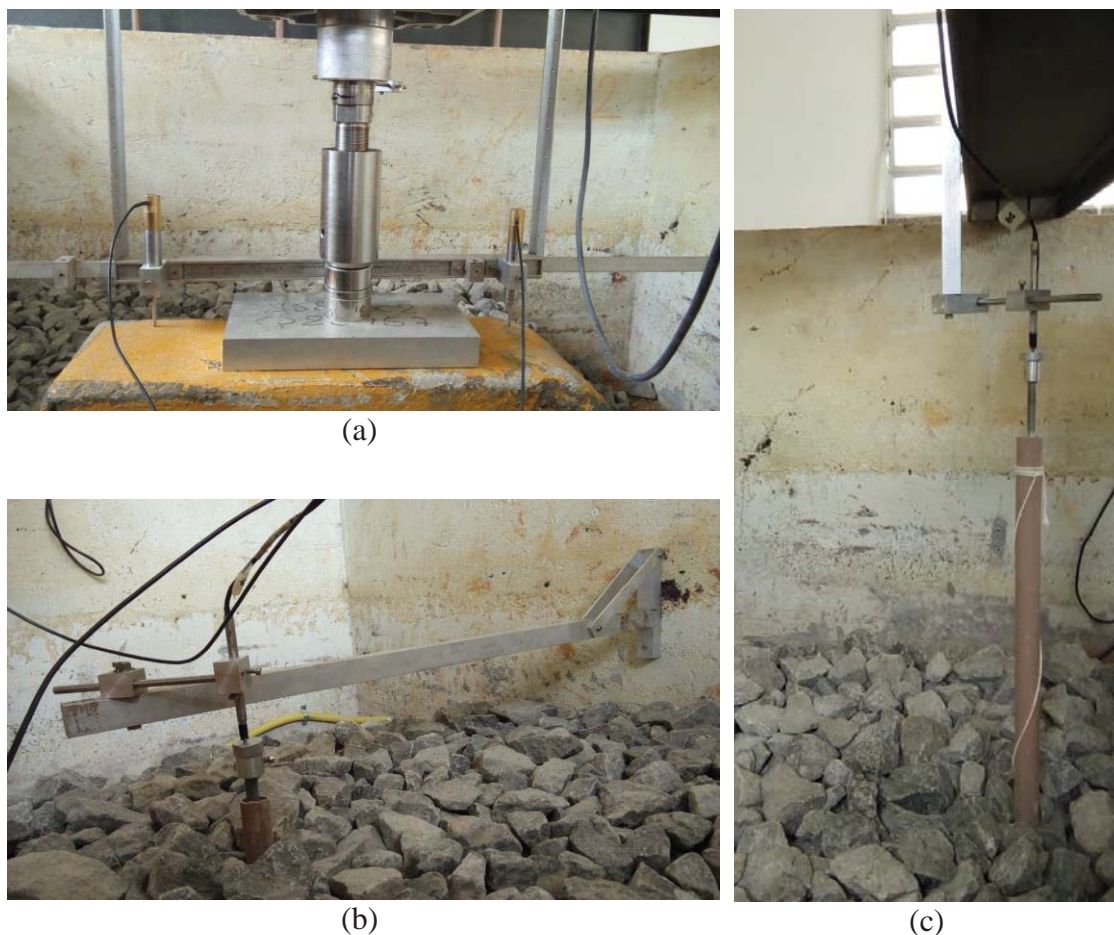


Figura 4.3 – Fixação dos LVDTs no modelo físico: (a) Sobre o dormente; (b) Placa de recalque no sublastro; (c) Placa de recalque no subleito

#### 4.1.3 Influência da geometria do modelo físico na distribuição de tensões

Ao adaptar um modelo físico à solução de determinado problema real, deve-se avaliar os pontos de simplificação e limitação do modelo, tais como a influência que as fronteiras podem exercer na distribuição de tensões. A variação dos níveis de tensões nos pavimentos, gerada pela influência das paredes, pode alterar o comportamento dos diferentes materiais que o compõe, alterando os parâmetros de deformabilidade e de quebra do material britado, eventualmente.

Para avaliar a influência das paredes, a estrutura do modelo físico real foi modelada utilizando o *software Abaqus*, em duas configurações 3D. O *software* foi desenvolvido pela empresa Dassault Systèmes Simulia em 1978. A primeira estrutura modelada foi composta exatamente pela geometria existente no modelo físico da COPPE/UFRJ, enquanto na segunda foi considerada uma espessura do subleito de 2 metros de profundidade, com comprimento e largura de 6 metros em cada direção. Ambos modelos foram elaborados com elementos hexaédricos trilineares e discretizados com testes prévios de convergência de malha, otimizando o tempo de simulação computacional e possibilitando a análise desejada para esta etapa. Os dois modelos discretizados são apresentados na Figura 4.4.

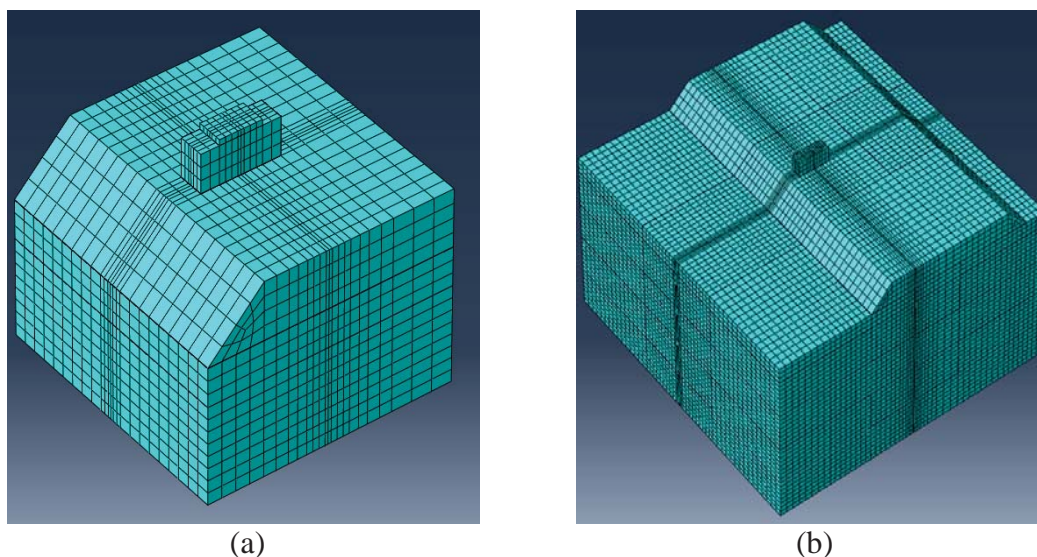


Figura 4.4 – Modelos computacionais em FEM discretizados: (a) Modelo Real; (b) Modelo Aumentado, usados nesta pesquisa

As propriedades mecânicas de todos os componentes do pavimento utilizadas nas simulações são listadas na Tabela 8.

Tabela 8 – Propriedades mecânicas dos elementos usados na simulação do tanque feita com o programa Abaqus

Elemento	Módulo de Elasticidade (MPa)	Coefficiente de Poisson
Placa metálica	200.000	-
Dormente	30.000	0,15
Lastro	300	0,40
Sublastro	250	0,40
Subleito	200	0,40

Para levar em consideração as paredes do tanque, no modelo computacional foi impedido o deslocamento das faces laterais na direção perpendicular a cada uma delas, assim como foi considerado o impedimento de deslocamento dos nós do “fundo” do tanque na direção vertical. Na face do ombro do lastro não foi impedido o deslocamento. O contato entre cada uma das camadas foi definido de acordo com a Tabela 9.

Tabela 9 – Condições de contato definidas entre superfícies usados na simulação do tanque teste feita com o programa Abaqus

Interface	Comportamento Normal	Comportamento Tangencial	Método de Discretização
Placa - Dormente	<i>“Hard” Contact</i>	<i>Frictionless</i>	<i>Surface to Surface</i>
Dormente - Lastro	<i>“Hard” Contact</i>	<i>Frictionless</i>	<i>Surface to Surface</i>
Lastro – Sublastro	<i>“Hard” Contact</i>	<i>Frictionless</i>	<i>Surface to Surface</i>
Sublastro - Subleito	<i>Constraints - Tie</i>	<i>Constraints - Tie</i>	Padrão

O carregamento estático aplicado durante as simulações foi de 36 kN, valor similar ao aplicado em ciclos no tanque. A aplicação foi realizada sobre uma placa metálica, em uma pequena área (semelhante ao contato do atuador pneumático real).

Inicialmente, verificou-se que o modelo computacional não convergiu para um resultado, provavelmente devido ao contato tangencial sem atrito entre algumas superfícies. Decidiu-se inserir um núcleo com nós impedidos de deslocar nas direções horizontais e permitindo apenas o deslocamento no eixo vertical. Esses nós foram implementados nos dois modelos, entre as superfícies com contato *frictionless*. Os nós escolhidos podem ser observados na Figura 4.5.

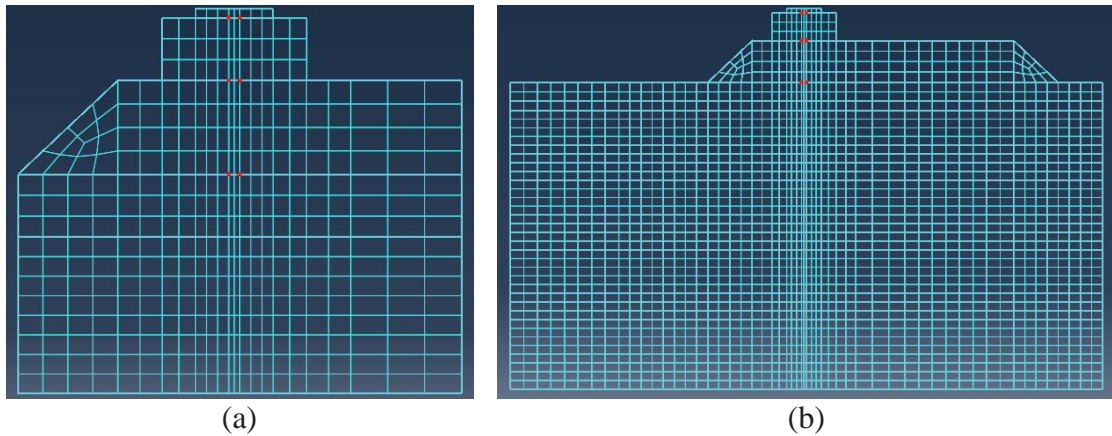


Figura 4.5 – Travamento de nós centrais: (a) Modelo Real; (b) Modelo Aumentado

A partir dos resultados obtidos foi analisada a distribuição de tensões ao longo da profundidade nas diferentes camadas do pavimento em duas seções, correspondentes aos eixos transversal e longitudinal de uma via férrea. O resultado visual da distribuição de tensões na seção transversal do pavimento é mostrado na Figura 4.6. A comparação dos resultados de tensões no eixo vertical centralizado ao dormente é apresentada na Figura 4.7.

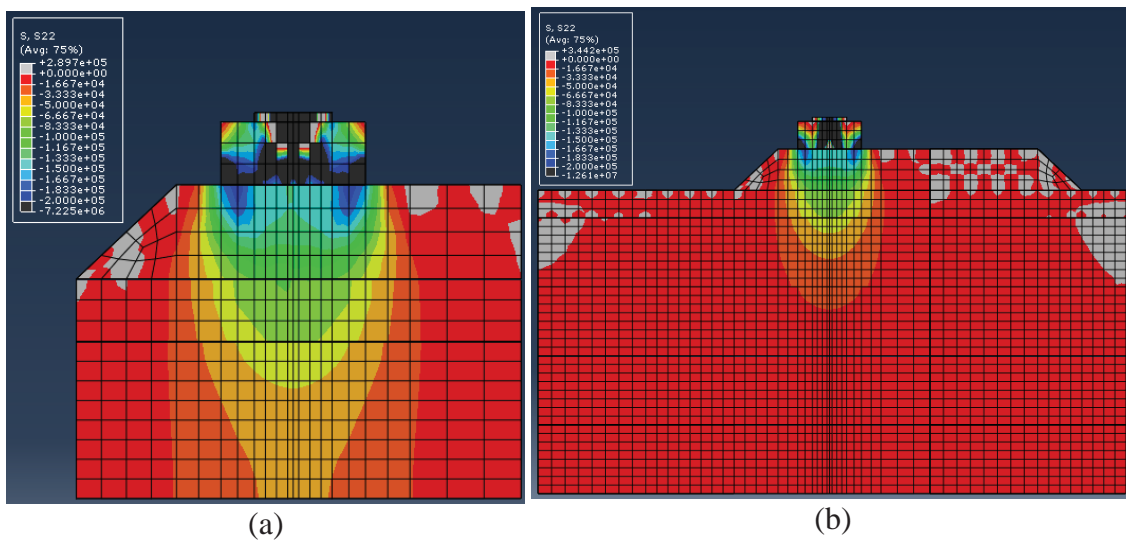


Figura 4.6 – Distribuição de tensões nos modelos computacionais: (a) Modelo Real; (b) Modelo Aumentado

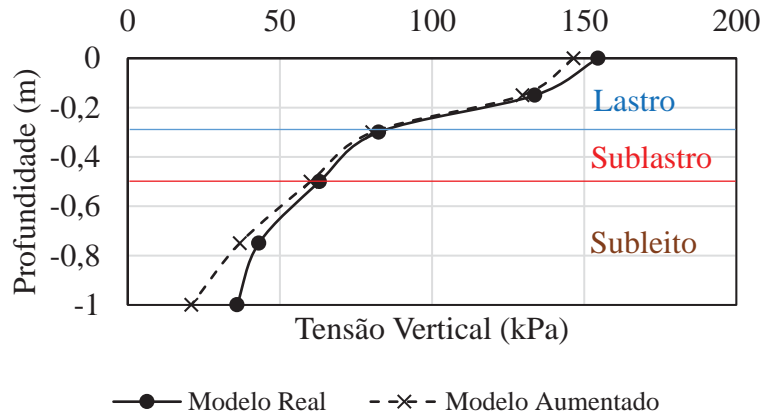


Figura 4.7 – Variação da tensão vertical com a profundidade

Por fim, na Figura 4.8 estão os resultados comparativos dos dois modelos computacionais no eixo transversal (a, b, c) e longitudinal (d, e, f) à via, ordenados de acordo com a profundidade das camadas do pavimento, com medidas entre o lastro e o sublastro, entre o sublastro e subleito e na profundidade de 50 cm do subleito.

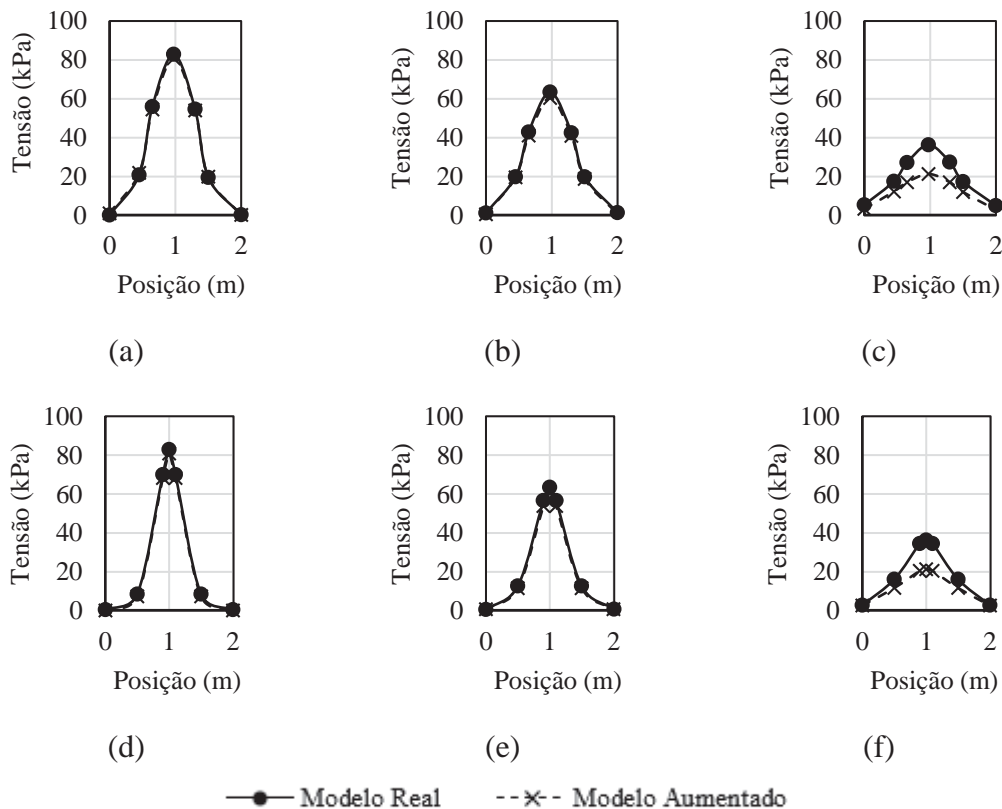


Figura 4.8 – Variação das tensões: (a) Entre o lastro e o sublastro na direção transversal; (b) entre o sublastro e o subleito; (c) 50 cm de profundidade no subleito; (d) entre o lastro e o sublastro na direção longitudinal; (e) entre o sublastro e o subleito; (f) 50 cm de profundidade no subleito



Diante dos resultados indicados na Figura 4.7 é possível concluir que os valores de tensão nas duas configurações estão próximos do topo até a interface entre a camada de sublastro e subleito. A diferença de tensão obtida no topo do lastro representou apenas cerca de 5% do valor total, diferença pouco representativa. A maior diferença nos resultados foi observada na camada de subleito, com valores máximos quase dobrados para as tensões próximas ao fundo do tanque.

Ao analisar os eixos horizontais (Figura 4.8), verifica-se que, de fato, as tensões se mantiveram muito próximas na interface entre o lastro e o sublastro e entre o sublastro e o subleito, com uma grande variação observada na profundidade de 1 metro, onde se encontra o fundo do tanque no modelo físico real. É notável que, como esperado, o fundo do tanque exerça tal influência sobre o estado de tensões da camada de subleito simulada, de modo que o fundo do tanque “estica” o bulbo de tensões para valores maiores do que os esperados em um ambiente amplo. Tal efeito é característico de situações nas quais há um elemento bem mais rígido que o meio posicionado no interior do bulbo de tensões.

Outro ponto interessante observado é a baixa influência das paredes, com o bulbo de tensões não sofrendo alterações significativas nas distâncias de 0 e 2 m para todos os gráficos da Figura 4.8. Esta constatação provavelmente está relacionada ao módulo das camadas utilizadas, que faz com que o bulbo de tensões tenha um espraiamento menor e carregue tensões consideráveis até camadas mais profundas. Os resultados de tensões na seção transversal e longitudinal do pavimento auxiliaram na determinação da configuração utilizada para o Lastro 4 (Figura 3.24, da seção 3.4.4), composição para a qual foi necessária a remoção de uma faixa central com aproximadamente 1 m de largura no sentido longitudinal do pavimento

## **4.2 TESTES INICIAIS NO MODELO FÍSICO**

Nesta seção serão apresentados resultados do primeiro ensaio no modelo físico, considerado um teste de todo o sistema, antes de prosseguir com as modificações da granulometria da camada de lastro.

No primeiro ensaio foi testada a capacidade de o sistema manter o carregamento durante aproximadamente 23 dias, além do uso das borrachas para proteção das células de pressão em contato com os materiais granulares e a inserção de uma célula entre o lastro e o dormente.

Após o primeiro ensaio, foram realizados testes de carregamento estático, com e sem as borrachas de proteção. Os dados foram utilizados neste trabalho para a análise de tensões estáticas nos diferentes níveis do pavimento.

#### 4.2.1 Primeiro ensaio no modelo físico desta pesquisa

O primeiro ensaio no modelo físico foi construído com parte do Material 1 recebido da pedreira J. Serrão, lavado e compactado com placa vibratória em três camadas sobre a camada de sublastro.

Neste ensaio, a célula de pressão total entre o sublastro e o subleito, assim como as células entre o lastro e o sublastro e as demais inseridas na camada de lastro foram revestidas com geotêxtil e palmilhas elásticas com 4 mm de espessura e aproximadamente 10 MPa de módulo de elasticidade. As células de pressão total com e sem as camadas de proteção haviam sido anteriormente testadas em prensas de laboratório, verificando a linearidade do carregamento com as respostas lidas por elas (Anexo A). Também havia sido descartada inicialmente a hipótese de amortecimento do carregamento ao avaliar as células revestidas sob carregamento cíclico em prensa de laboratório. Uma célula de pressão total e os materiais utilizados no revestimento dela podem ser observados na Figura 4.9. Excepcionalmente neste primeiro ensaio também foi inserida uma célula de pressão entre o dormente e o lastro, com o objetivo de medir a tensão transferida no contato.



Figura 4.9 – Instrumentação para aquisição de tensões no modelo físico desta pesquisa: (a) Célula de pressão total; (b) Materiais utilizados para proteção da célula

Ao carregar o dormente ciclicamente com pulsos de 36 kN, foi observado que o mesmo apresentava maior deslocamento do lado voltado ao ombro do lastro. Este deslocamento irregular se deve provavelmente à dificuldade de centralizar perfeitamente a aplicação da carga no dormente e a presença da célula de pressão abaixo dele, de modo que a aplicação da carga excêntrica acaba por gerar um binário que tende a rotacionar o dormente. Esta dificuldade pode alterar a distribuição de tensões nas demais camadas e altera também as leituras de deslocamento no topo do dormente.

Durante todo o ensaio, foi realizada pelo menos uma leitura das células de pressão por dia, registrando a variação das leituras. Dos dados obtidos, foram extraídos os picos e vales, para os quais foram observados deslocamentos no tempo. O deslocamento dos valores causou inicialmente um estranhamento, uma vez que era esperado a sua constância e igualdade com a tensão geostática. Com mais alguns testes e com a observação dos demais ensaios chegou-se à conclusão que na verdade a alteração das leituras dos vales provavelmente se deve à própria alteração da leitura de referência da célula de pressão total. Como o ensaio permanece durante muito tempo com ciclos de carregamento sendo aplicados, é natural que alterações na célula alterem também a sua leitura de referência. Dentre as possíveis causas estão: variação da seção do tubo que liga a célula de pressão ao transdutor, ocasionada pela pressão do pavimento e variações de temperatura na célula de pressão, apesar da baixa intensidade desta variação observada para um ambiente controlado como o modelo físico. Exemplos destas variações observadas no primeiro ensaio para as células e pressão posicionadas abaixo do centro do dormente são apresentados na Figura 4.10.

Tendo sido observada a mesma tendência na trajetória dos picos e vales para todos os ensaios no modelo físico da presente dissertação, optou-se por analisar as tensões fazendo a subtração de pico e vale para cada um dos ciclos de carregamento.

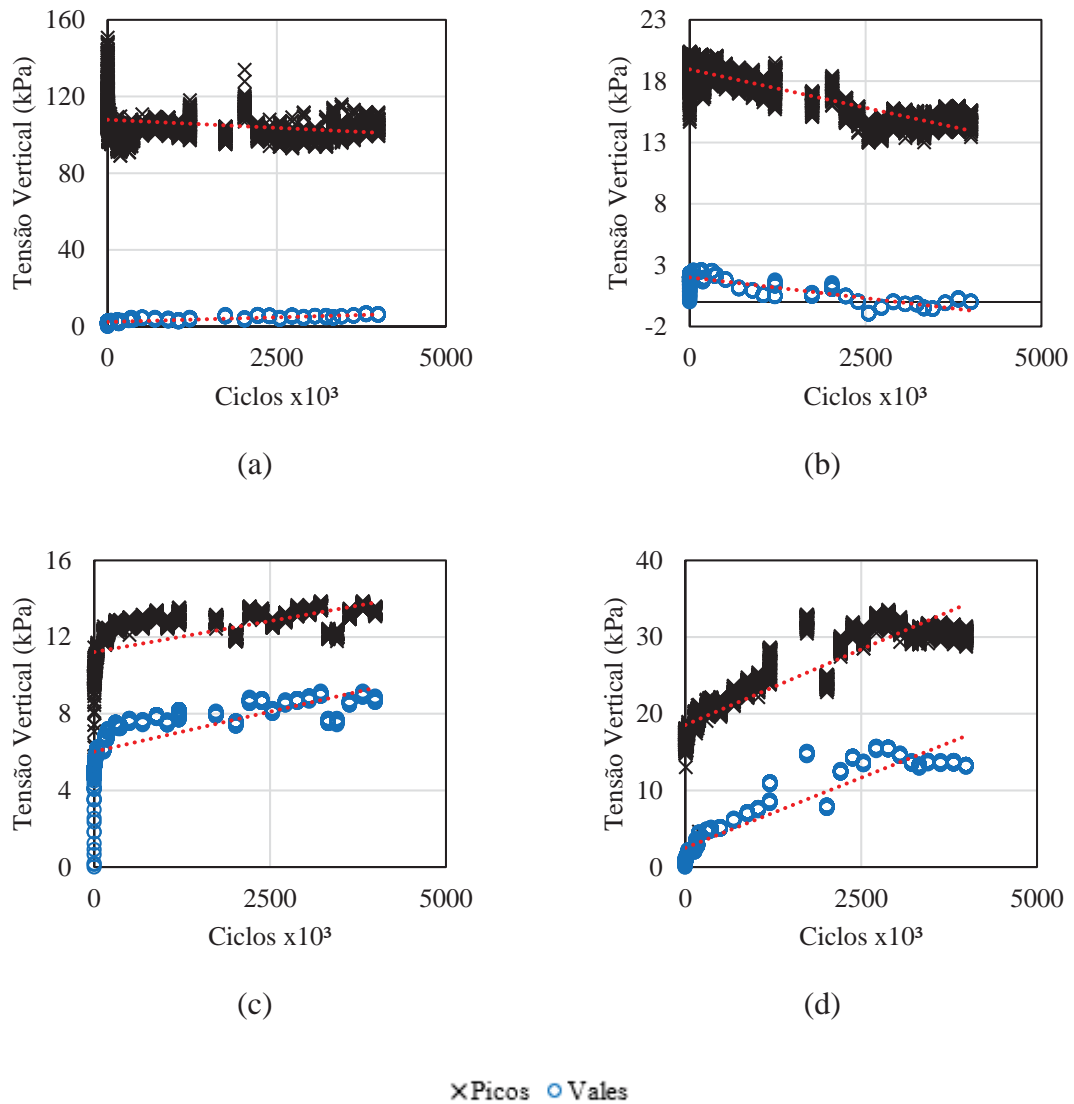


Figura 4.10 – Picos e vales de tensão lidos no primeiro ensaio (a) entre dormente e lastro; (b) entre lastro e sublastro; (c) entre sublastro e subleito; (d) 20 cm de profundidade no subleito

Os resultados obtidos na subtração de picos e vales para o primeiro ensaio indicaram leituras não muito confiáveis. No final do ensaio, a tensão lida no centro de carregamento entre o dormente e o lastro foi de aproximadamente 120 kPa, entre o lastro e sublastro foi de 15 kPa, entre o sublastro e subleito foi de 7 kPa e a 20 cm de profundidade do subleito foi de 17 kPa, como apresentado na Figura 4.11. A dúvida surgiu pela tensão a 20 cm de profundidade do subleito ser muito próximo da tensão entre o lastro e sublastro, além de superar a tensão lida entre o sublastro e o subleito.

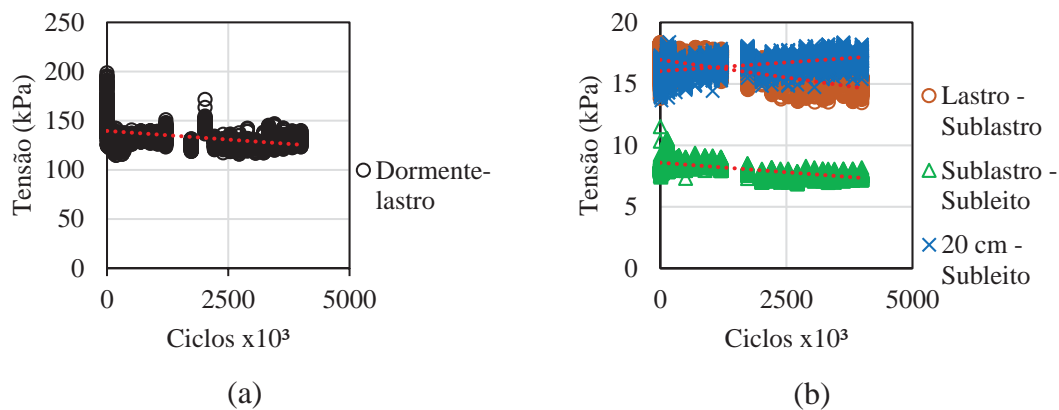


Figura 4.11 – Tensões lidas no primeiro ensaio: (a) entre o dormente e o lastro; (b) nas camadas abaixo

Para tentar compreender melhor como a tensão estava sendo distribuída e lida no pavimento foram propostas diferentes abordagens no decorrer deste trabalho. A primeira abordagem foi a de aplicar, após o término do primeiro ensaio, carregamentos estáticos de diferentes intensidades e ler as respostas nas células de pressão total. A análise seguiu para o ambiente computacional, simulando o pavimento em elementos finitos e avaliando a distribuição de tensões. Apesar de não ser o mais adequado para simular camadas de material granular, nas simulações computacionais optou-se por utilizar o *Abaqus*, com elementos finitos e simplificando o problema para meios contínuos, sem considerar os vazios.

Outra abordagem consistiu em avaliar as células de pressão total, uma vez que o modelo 3500 da *Geokon* é indicado para leituras de carregamento dinâmico em solo, enquanto o mais indicado para leituras em meios granulares seria a de modelo 3515. O manual da empresa indica que as células 3500 podem ser utilizadas em meios particulados compostos por partículas com até 12 mm de tamanho máximo, sendo esta uma das justificativas que levou inicialmente à adoção de palmilhas para proteção das células.

Além das tensões verticais no centro de carregamento, foram lidas também as tensões nas demais células de pressão total, sendo duas na profundidade de 20 cm do subleito afastadas 80 cm do eixo da aplicação da carga (como mostrado na Figura 4.2 da seção 4.1.2) posicionadas horizontalmente para ler tensões verticais. Também foram lidas duas células posicionadas verticalmente para ler as tensões confinantes ( $\sigma_{3d}$ ), uma no ombro do lastro e uma na parede do eixo longitudinal do pavimento. Os resultados são apresentados na Figura 4.12. Foi observado, para o primeiro ensaio, que as células tanto

à esquerda quanto à direita na profundidade de 20 cm do subleito apresentaram tensões próximas, com valor de aproximadamente 8 kPa, quase metade do valor encontrado no centro (17kPa). No ombro do lastro, a tensão confinante extra lida foi em torno de 4 kPa, resultando no valor de cerca de 6 kPa de  $\sigma_3$ , quando somada à tensão geostática. A tensão é considerada baixa quando comparada com os valores da literatura para tensão de confinamento, provavelmente por estar situada no ombro do pavimento e por não estar sendo aplicadas tensões horizontais, que normalmente são geradas pelos movimentos de lacê e balanço do trem nos trilhos em condições reais. Por fim, a tensão lida na parede do modelo físico foi de aproximadamente 0,7 kPa, baixa, o que mostra que a parede na altura do lastro não tem grande influência na distribuição de tensões, confirmando o observado na seção 4.1.3 com os modelos computacionais.

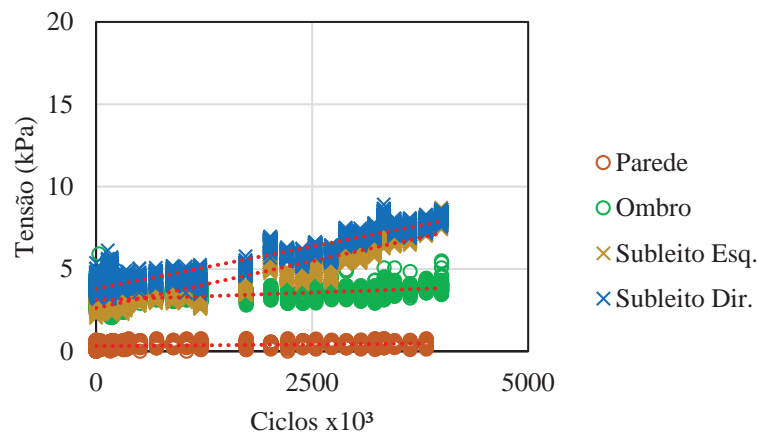


Figura 4.12 – Tensões confinantes ( $\sigma_{3d}$ ) e deslocadas do eixo central de carregamento lidas no primeiro ensaio desta pesquisa

Além dos dados de tensão, também foram medidas as deformações, com os 4 LVDTs fixados como indicado na Figura 4.3 da seção 4.1.2. Dois LVDTs foram responsáveis pelas leituras de deslocamento do dormente, um mais próximo ao ombro e o outro mais próximo do lado confinado com parede. Os outros dois LVDTs foram instalados para ler as camadas inferiores ao lastro, cada um deles posicionado na haste de uma placa de recalque, colocadas uma sobre o sublastro e uma sobre o subleito.

As leituras dos LVDTs para deformação permanente são apresentadas na Figura 4.13, sem ser descontada a contribuição de cada camada. Por ser o primeiro ensaio, considerado teste do sistema como um todo, durante o seu decorrer foram necessárias 10 paradas por diversas causas, que influenciaram nas leituras de deformação. As paradas são marcadas

por linhas verticais traçadas nos gráficos de deformação permanente. É possível notar na Figura 4.13 que o subleito e o sublastro (b) apresentaram deformação permanente mais constante ao longo dos ciclos de carregamento, mas ao longo do tempo acumulando um deslocamento considerável, especialmente no subleito. Ao subtrair a deformação final no topo do sublastro daquela lida no topo do subleito vê-se que o sublastro deformou no total aproximadamente 0,2 mm, enquanto o subleito deformou 0,4 mm após 4.000.000 de ciclos. O lastro, por sua vez, teve deformação média de aproximadamente 7 mm, medidos no topo do dormente.

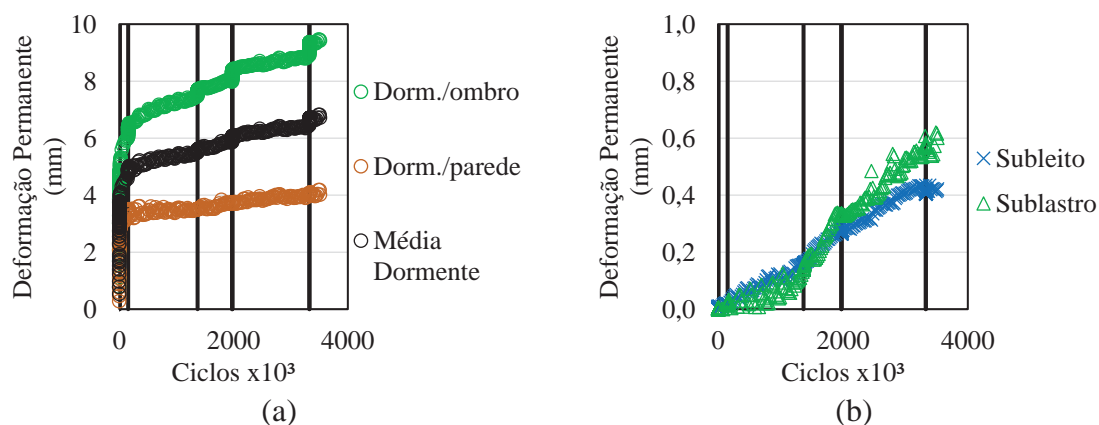


Figura 4.13 – Deformação permanente no primeiro ensaio lida: (a) sobre o dormente; (b) em placas de recalque no subleito e sublastro

As camadas também foram analisadas quanto à sua taxa de deformação permanente ( $E_p/N$ ) ao longo do ensaio, buscando identificar se e quando ocorreu o acomodamento de cada uma delas. Os resultados podem ser observados, junto às linhas que representaram as paradas durante o ensaio, na Figura 4.14. Nota-se que as camadas de sublastro e subleito entraram rapidamente em acomodamento, logo nos primeiros ciclos, enquanto o lastro acumulou deslocamentos durante um tempo maior antes de acomodar. Nos gráficos do lastro é possível ver claramente os momentos nos quais houve as paradas do ensaio, com o material voltando a deformar em uma taxa mais alta ao retornar o carregamento, mas voltando a se estabilizar rapidamente. Nestas paradas o material se recupera um pouco, mas logo ao voltar o carregamento esta recuperação é compensada em poucos ciclos de carga.

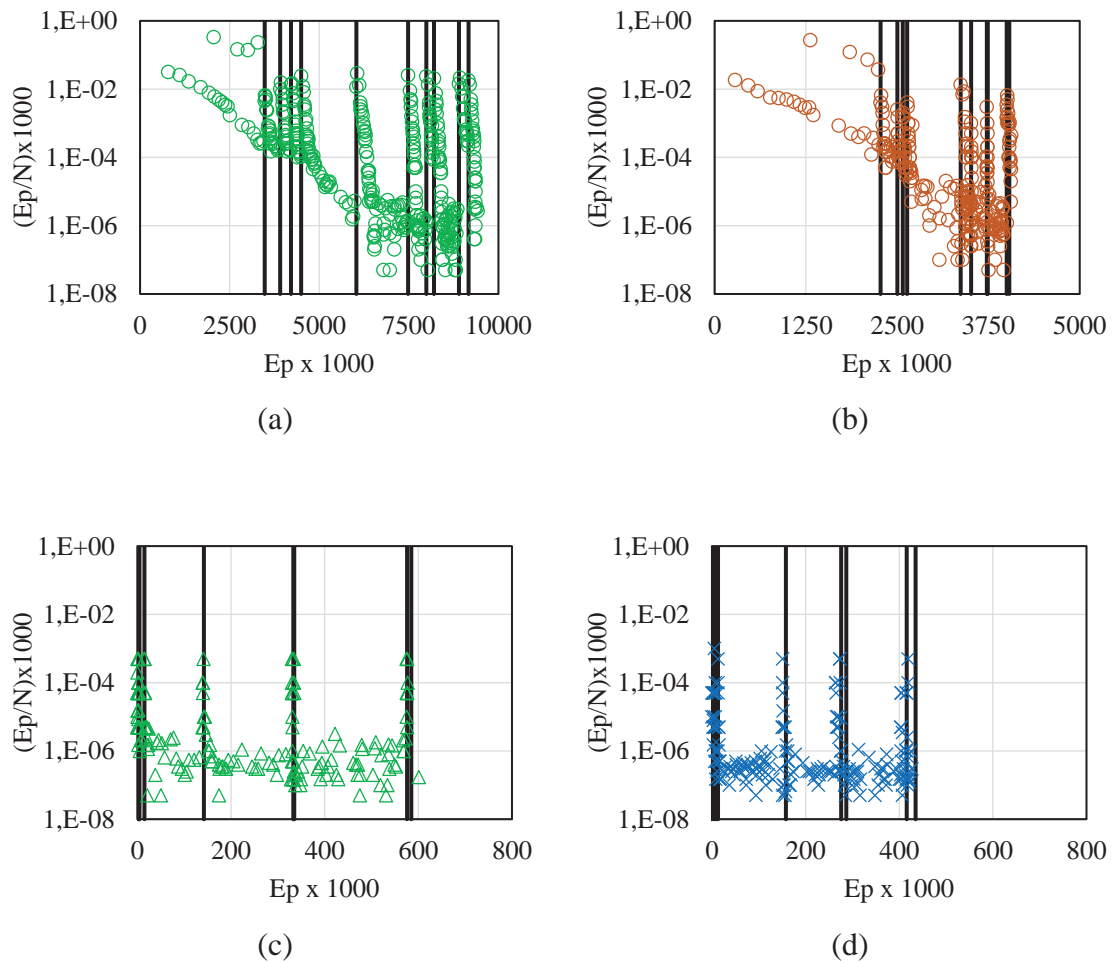


Figura 4.14 – Taxa de variação da deformação permanente: (a) dormente, lado do ombro; (b) dormente, lado confinado; (c) sublastro; (d) subleito

#### 4.2.2 Análise de tensões na condição estática com e sem palmilha elástica

Após a análise das tensões do primeiro ensaio no modelo físico, decidiu-se por investigar detalhadamente como a tensão estava sendo lida no pavimento. A primeira etapa desta investigação consistiu na aplicação de carregamentos estáticos crescentes, aumentando linearmente a pressão no êmbolo do atuador pneumático. O carregamento começou com 1 bar de pressão, equivalente à aproximadamente 5 kN, aumentando gradualmente até 45 kN (9 bar).

Ao manter as células de pressão total com as palmilhas, posicionadas exatamente como estavam no primeiro ensaio, os resultados obtidos do carregamento foram os da Figura 4.15. No gráfico, a célula de pressão no subleito foi a que apresentou maior linearidade, seguida da célula entre o subleito e o sublastro. É importante considerar que a célula no



interior do subleito não estava revestida pelo sistema de proteção, por já estar instalada antes da presente pesquisa. A célula de pressão entre o sublastro e o lastro apresentou, até o carregamento de 10 kN, leituras superiores às posicionadas entre o sublastro e o subleito e no interior do subleito, como era esperado que acontecesse nos demais pontos do gráfico. No entanto, o que foi observado é que as células em contato com materiais granulares graúdos e revestidas por borrachas apresentaram taxa de crescimento decrescente, estabilizando para valores de carregamento superiores a 15 kN. A relação não-linear entre força aplicada e tensão lida pela célula de pressão não está de acordo com o uso de uma constante de calibração única, indicando que as células de pressão nesta configuração não apresentam resultados confiáveis.

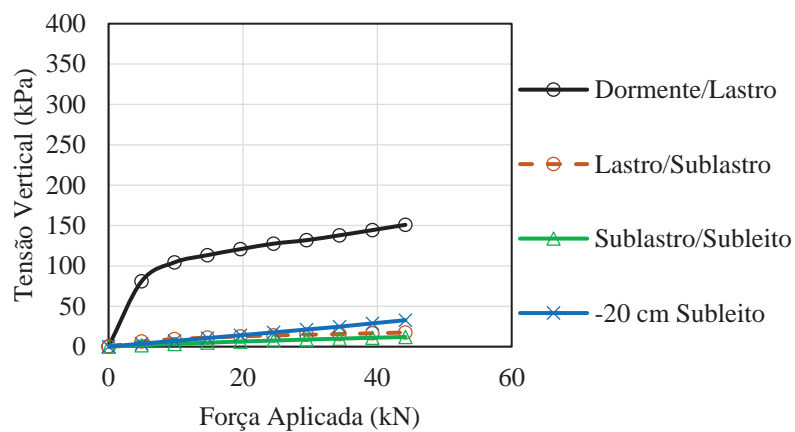


Figura 4.15 – Tensão estática lida pelas células de pressão com palmilha no eixo central

Tendo em vista os resultados obtidos com o uso de palmilhas, decidiu-se por removê-las de todas as células. A remoção da proteção das células no lastro ocorreu facilmente com a remoção do lastro. Para a célula entre o sublastro e o subleito, foi necessário remover parte do material do sublastro no centro do modelo físico, compactando novamente após a retirada da palmilha e o reposicionamento da célula. O retorno de cada uma das células para a sua posição original foi realizado com cuidado, nivelando novamente cada uma delas com nível bolha.

Após a remoção de todas as palmilhas das células de pressão total, realizaram-se novamente os testes estáticos, porém desta vez indo apenas até 40 kN, tentando evitar a possibilidade de danificar a célula de pressão entre o dormente e o lastro. As leituras podem ser observadas na Figura 4.16. No novo teste, as leituras entre o dormente e o

lastro e entre o lastro e o sublastro apresentaram maior linearidade, além de terem seguido a ordem de tensões mais elevadas serem lidas em cotas mais altas. Enquanto as tensões lidas entre o dormente e o lastro para baixos carregamentos ficou superior ao não utilizar palmilhas, para altas tensões foram obtidos valores bem superiores, com tendência de crescimento hiperbólico para carregamentos mais altos. As tensões entre o sublastro e o subleito não mostraram alterações significativas, mesmo após remover as palmilhas, com valores abaixo dos esperados, provavelmente indicando que a célula possa estar com algum problema nas leituras.

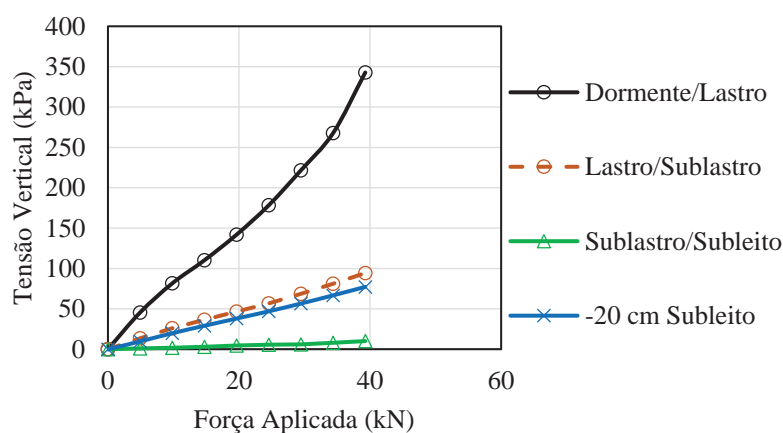


Figura 4.16 – Tensão estática lida pelas células de pressão sem palmilha no eixo central

Além das leituras de tensão vertical no eixo de carregamento, também foram lidas e comparadas as tensões verticais no interior do subleito (80 cm fora do eixo do carregamento, célula da esquerda), no ombro do lastro (confinante  $\sigma_{3d}$ ) e na parede do modelo físico (altura do lastro), com valores apresentados na Figura 4.17. Foi possível observar que ao utilizar palmilhas, a tensão confinante ( $\sigma_{3d}$ ) no ombro ficou menor, enquanto a tensão no interior do subleito à 80 cm do eixo de carregamento aumentou. As leituras na parede do modelo físico passaram a dar valores negativos sem o uso de palmilha, considerando que os valores anteriormente eram nulos. É interessante observar que a tensão no subleito à 80 cm do eixo de carregamento foi cerca de metade da lida no eixo central nos casos usando palmilhas e cinco vezes menor sem a utilização das mesmas.

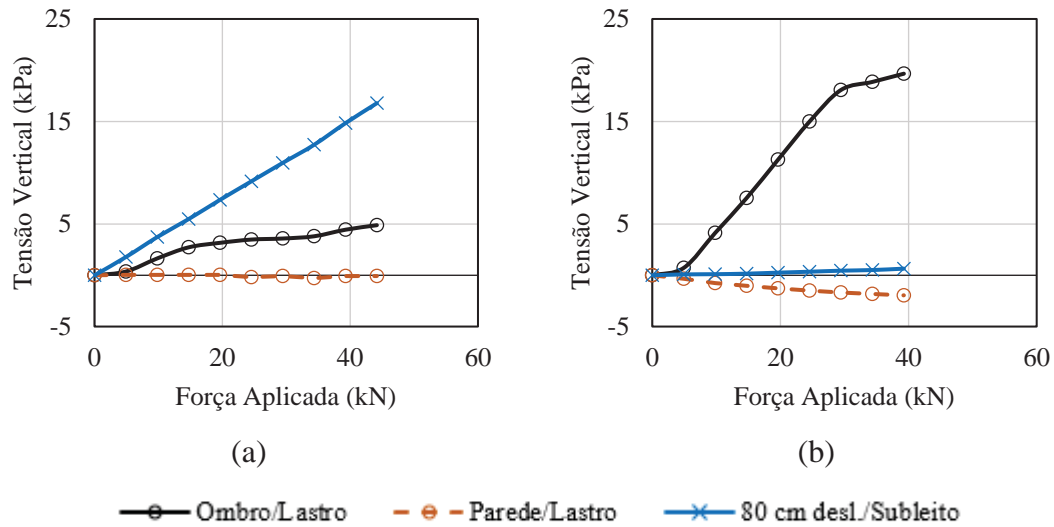


Figura 4.17 – Tensões confinantes ( $\sigma_{3d}$ ) e fora do eixo de carregamento: (a) com palmilhas; (b) sem palmilhas.

Ao solicitar estaticamente o lastro, os resultados de tensão confinante ( $\sigma_{3d}$ ) gerados pelo carregamento com e sem o uso de palmilhas nas células de pressão foram de no máximo 5 e 20 kPa, respectivamente. Estes valores estão próximos, quando comparados com os utilizados por Salim (2004) em um triaxial prismoidal para simular o confinamento de campo, de aproximadamente 7 kPa no sentido transversal da via. Vale lembrar que a tensão confinante geostática lida foi de 2 kPa, devendo ser somada ao  $\sigma_{3d}$  para obtenção do  $\sigma_3$  real.

Os dados de tensões lidos nos dois cenários citados foram comparados com os resultados da simulação computacional apresentada em 3.5.3, para um carregamento de 36 kN e com as características de confinamento semelhantes às do modelo físico real. Os resultados são apresentados na Figura 4.18. É possível notar, de fato, que na profundidade de -0,5 m, entre a camada de sublastro e subleito, as tensões lidas no modelo físico ficaram muito abaixo da esperada para ambos os cenários, mais uma vez indicando problemas na célula de pressão localizada nesta cota. Nas demais leituras, enquanto o uso das palmilhas levou a leituras abaixo das obtidas na simulação computacional, o não uso das mesmas resultou em leituras acima das esperadas.

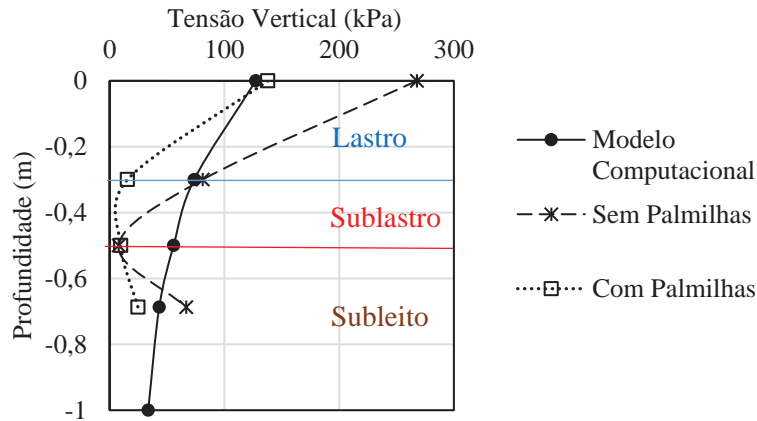


Figura 4.18 – Tensões verticais no eixo de carregamento – Comparação com modelo computacional

Tratando especificamente do contato entre o dormente e o lastro, onde foi encontrada a maior discrepância para os valores lidos sem as palmilhas, o contato entre uma superfície rígida de concreto e um meio granular menos rígido deve ser compreendido. Segundo Ullidtz (1987, *apud* Huang, 2004, p. 51), quando há a transferência de tensões entre uma superfície muito rígida para um pavimento menos rígido, a tensão não é constante na área de transferência, com valores mais baixos no centro do elemento rígido e mais altos nos extremos. A explicação do autor considera meios contínuos, diferente da camada de lastro que está sendo avaliada, mas semelhante ao modelo computacional no qual foi utilizado o método dos elementos finitos. As tensões no contato entre o dormente e o lastro obtidas computacionalmente, ao longo dos 66 cm de contato no eixo transversal da via, são apresentadas na Figura 4.19.

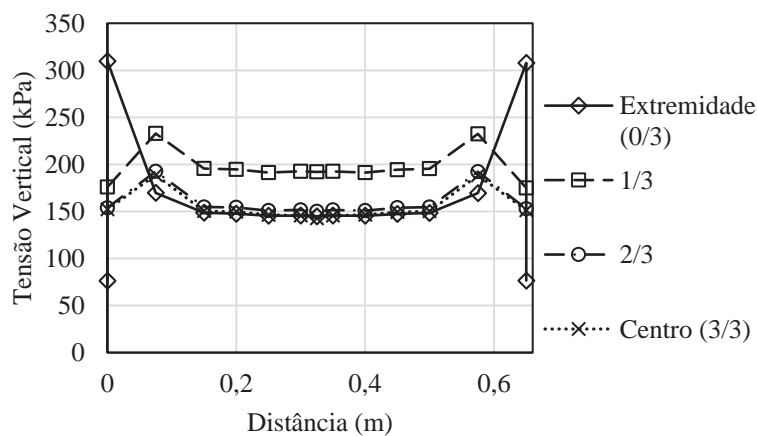


Figura 4.19 – Tensões ao longo do contato dormente/lastro no modelo computacional

Outro fator importante na leitura das tensões é o próprio instrumento utilizado na leitura. As células de pressão total 3500 da *Geokon* são, como apresentado, duas chapas de metal com óleo em seu interior. Ao serem inseridas em um meio com rigidez superior à da célula, as tensões lidas são menores do que as reais. Por outro lado, ao serem inseridas em um meio menos rígido do que elas, a célula concentra tensões e retorna valores superiores aos reais. Adicionalmente, ao estar em contato com agregados de rochas maiores, as células de pressão recebem altas tensões em contatos pontuais, podendo inclusive em alguns casos fazer com que as duas chapas eliminem totalmente o óleo entre elas e se encostem, resultando em leituras também alteradas. Testes levando em consideração a área de contato do meio com as células de pressão são apresentados no Anexo A da presente dissertação.

Levando em consideração todos os pontos levantados aqui, decidiu-se por remover definitivamente todas as palmilhas de proteção das células de pressão, não as utilizando mais nos ensaios que se sucederam. A célula de pressão entre o sublastro e o subleito foi desconsiderada e os valores de tensão lidos pela célula de pressão entre o lastro e o sublastro e no subleito foram considerados, com base nos estudos prévios da distribuição de tensões no pavimento, próximos aos reais.

#### 4.2.3 Comparação com dados de instrumentação de campo

Quando se analisa o comportamento mecânico de uma camada granular como o lastro, o estado de tensões é determinante nos resultados que serão obtidos, principalmente devido à tensão confinante. Para verificar se a relação entre a tensão vertical e a confinante do lastro se assemelha à relação encontrada em situações de campo, o ideal é comparar com instrumentações em ferrovias reais.

No presente trabalho foi realizada a instrumentação de uma linha de bonde urbano (bondinho) no bairro de Santa Teresa/RJ. O bondinho em questão é uma via histórica, mantida como patrimônio histórico de um meio de transporte que já fora mais utilizado na cidade do Rio de Janeiro. Os bondinhos atuais que passam na via têm o projeto baseado nos utilizados antigamente, pesando 10860 kg. Eles possuem apenas um truque (Figura 4.20), com dois eixos distanciados de 2,5 m para distribuir o carregamento. A via é construída com dormentes de madeira, cada um com 2 m de comprimento e 0,2 m de largura, totalizando uma área de 0,4 m<sup>2</sup> para distribuição das tensões.



Figura 4.20 – Truque do bonde de Santa Teresa usado para medir tensões no lastro nesta pesquisa

Por pesarem muito menos que um vagão metro-ferroviário, o objetivo da instrumentação foi verificar a relação entre tensão vertical e confinante na via em um trecho de reta, utilizando as mesmas células de pressão total, posicionadas de acordo com a Figura 4.21. A instrumentação foi realizada sem utilizar proteção para as células de pressão, apenas inserindo-as na camada de lastro. O número de pessoas no interior de cada bondinho foi contado, para ser considerado no cálculo teórico de tensões verticais esperadas nas leituras. As medidas em questão foram feitas na parte da tarde do dia 17/12/2018, com tempo bom e sol.

Foi identificado durante a passagem dos bondinhos que aqueles que apresentavam o inversor de direção na parte frontal resultavam em uma magnitude maior de tensão no primeiro pulso, enquanto que quando o inversor estava na parte traseira, o maior pulso era o segundo. A leitura das células tomada como referência para os estudos é apresentada com os seus resultados na Figura 4.22, realizada após a passagem de alguns bondinhos para consolidação da camada após a inserção da instrumentação. Nota-se que a velocidade do bondinho é baixa, uma vez que levou em torno de 4 s para a solicitação da célula de pressão cessar.

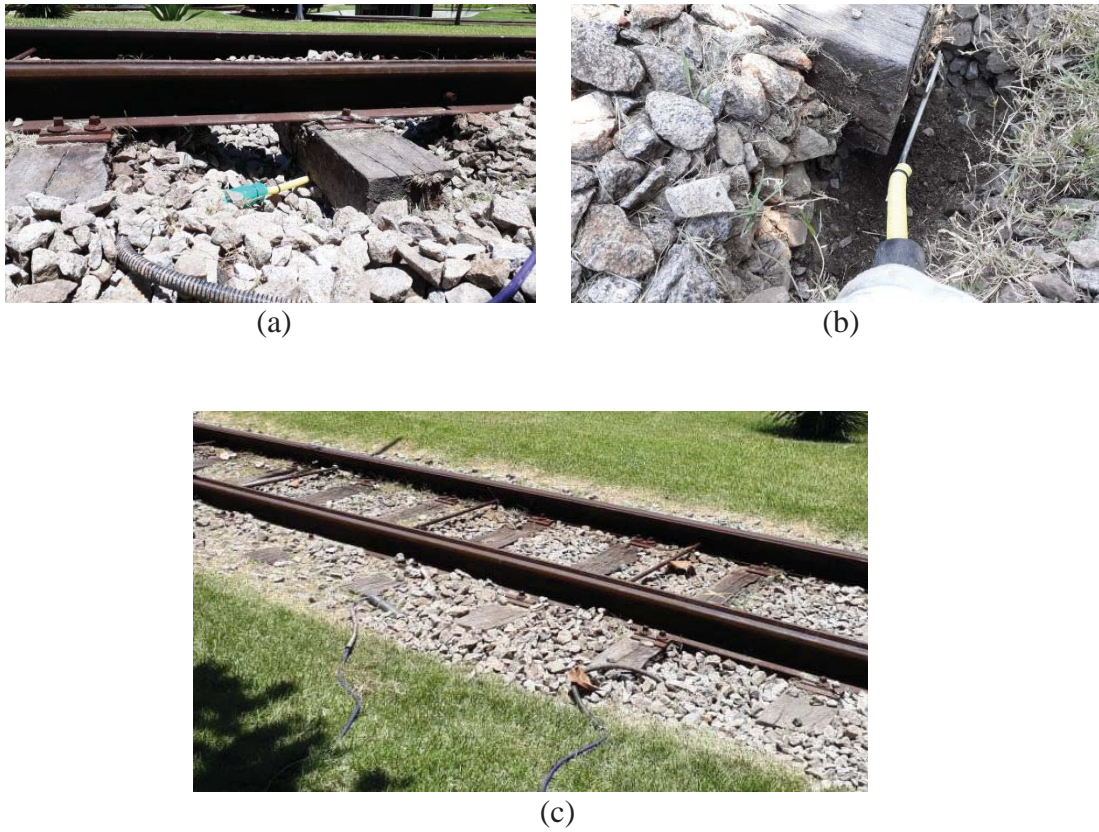


Figura 4.21 – Instrumentação para aquisição de tensões do pavimento do bondinho: (a) Tensão vertical; (b) Tensão confinante; (c) Após instalação.

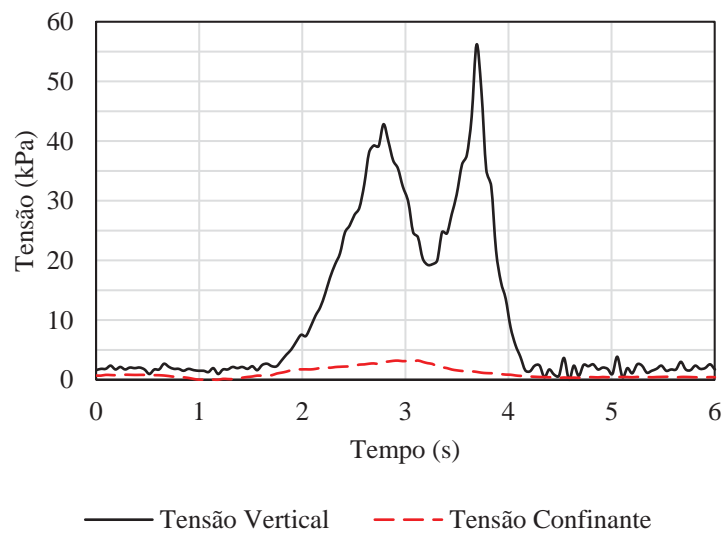


Figura 4.22 – Tensões verticais e confinantes geradas na passagem do bondinho lidas na presente pesquisa

No momento da leitura, 7 pessoas estavam no interior do bondinho. Somando a massa do bondinho de 10860 kg e estimando 70 kg por pessoa, utilizando como base para o cálculo a distribuição de tensões proporcionada pelos trilhos, sistema de fixação e dormentes, estimou-se uma tensão vertical teórica de aproximadamente 55 kPa ao longo da base do dormente  $\left(\frac{(10860+7 \times 70) \times 9,81}{1000 \times 2 \text{ eixos}} \times \frac{(0,4) \text{ distribuição entre dormentes}}{(0,2 \times 2) \text{ área da base do dormente}}\right)$ . Esta tensão calculada se aproximou da lida no pavimento, que foi de aproximadamente 56 kPa na passagem do primeiro eixo e 43 kPa ao passar o segundo eixo. É interessante observar que as leituras de tensão no trecho com dormentes de madeira (em campo) resultou em valores mais próximos aos teóricos do que a instrumentação no modelo físico entre o dormente de concreto e o lastro, provavelmente pela rigidez do dormente influenciar na distribuição de tensões para a célula.

A tensão confinante extra ( $\sigma_{3d}$ ), gerada pelo carregamento dinâmico, apresentou valor próximo à 3 kPa. Esta tensão deve ser somada à tensão geostática, que teve valor de 1,4 kPa, resultando no valor de  $\sigma_3$  de 4,4 kPa, e na relação  $\frac{\sigma_d}{\sigma_3}$  de aproximadamente 11. A relação  $\frac{\sigma_d}{\sigma_{3d}}$ , por sua vez, ficou no valor de aproximadamente 17.

A comparação dos dados lidos em campo com os obtidos no modelo físico foi feita para cenários sem a utilização de células de pressão. Na condição estática (seção 4.2.2), para 40 kN aplicados sobre o dormente, obteve-se a relação  $\frac{\sigma_d}{\sigma_{3d}}$  de  $\frac{343}{20}$ , próxima à 17. Esta observação ocorreu para um valor alto de tensão desvio. Ao reduzir a tensão desvio para 81 kPa, a tensão confinante extra gerada pela aplicação da carga foi de 4,13 kPa, resultando em uma relação  $\frac{\sigma_d}{\sigma_{3d}}$  de cerca de 20.

Em resumo, em campo a tensão confinante geostática foi de 1,4 kPa, enquanto em laboratório foi cerca de 2 kPa, próximas para esta ordem de grandeza. Ao relacionar a tensão desvio com a confinante total, em campo obteve-se uma relação próxima à 17, enquanto em laboratório ficou entre 17 e 20. Assim, a relação de tensões do modelo físico pode ser considerada próxima a uma condição real de solicitação.



## 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos, junto às análises realizadas para alcançar os objetivos da presente dissertação. Inicialmente são descritas as características de cada um dos materiais estudados, relacionando os resultados de ensaios de caracterização com a sua microestrutura, observada em lâminas de petrografia. Em seguida, é discutida a influência do beneficiamento do material britado em sua granulometria. A análise segue mostrando, a partir dos ensaios triaxiais em escala reduzida, a influência da litologia e da granulometria nos resultados de deformação permanente, módulo de resiliência e quebra de partículas. Por fim, a análise progride para a camada de lastro em escala real, com a variação da litologia e granulometria no modelo físico.

### 5.1 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS ROCHOSOS

Para ilustrar comparativamente os resultados obtidos na caracterização dos materiais rochosos investigados na presente dissertação, na Tabela 10 pode ser encontrado o resumo dos valores obtidos nos diferentes ensaios de caracterização convencionais realizados. Mais detalhes são apresentados nos subitens desta seção. É importante enfatizar que os ensaios de abrasão L.A e Tenacidade Treton foram realizados para 2 e 3 amostras respectivamente, não encontrando grande variação dos resultados para nenhum dos materiais, os resultados apresentados são a média dos valores obtidos.

Tabela 10 – Características dos materiais estudados na presente pesquisa

Ensaio	Material 1	Material 2	Material 3
Tenacidade Treton (%)	19	13	9
Abrasão L.A (%)	42	26	16
Massa Específica Aparente (g/cm <sup>3</sup> )	2,741	2,669	2,793
Porosidade (%)	1,08	0,81	0,71
Absorção (%)	0,39	0,30	0,25

A análise comparativa dos resultados obtidos nos ensaios de Tenacidade Treton e Abrasão L.A para as três litologias mostra que as duas cresceram linearmente, diferente do padrão observado por Rangel *et al.* (2016). Uma das possíveis causas para tal divergência é que os autores em questão não realizaram um controle do material por petrografia, com os resultados podendo ter sido influenciados por alterações presentes no maciço.

Além destes ensaios convencionais, também foram analisadas lâminas petrográficas de algumas amostras de cada material, caracterizando a estrutura microscópica de acordo com a forma dos grãos, tamanho, textura e contatos. Destas lâminas também foi quantificado, com o software ImageJ (Schindelin, J. *et al.*, 2012), o percentual de minerais máficos (dividindo entre biotita e demais minerais) e félsicos. Um resumo dos resultados obtidos na análise petrográfica de todas as lâminas é apresentado em tabelas dispostas no início de cada seção que seguirá, com descrição do observado.

No Anexo B da presente dissertação podem ser encontradas algumas imagens mostrando detalhes específicos das lâminas petrográficas em questão.

#### 5.1.1 Descrição do Material 1 – Japeri/RJ

O Material 1 consiste em um gnaiss migmatítico de alta heterogeneidade. Para registrar a influência da presença de diferentes litotipos no material, foi realizado o ensaio de abrasão Los Angeles separando as frações de paleossoma, melanossoma, leucossoma e granitóide. Os resultados foram de 42%, 43%, 33% e 12%, respectivamente, indicando a alta variação de resistência destas frações. Maiores detalhes da separação de litologias desta pedreira, em análises mais completas e aprofundadas, podem ser encontrados na dissertação de Trotta (2019). Na presente dissertação foram realizados os demais ensaios sem a separação dos litotipos, de maneira convencional.

Para a análise petrográfica representativa do Material 1, foram escolhidas duas amostras de rocha, sendo de cada uma extraída uma lâmina petrográfica para análise. As duas amostras podem ser observadas na Figura 5.1, com um resumo das suas características na Tabela 11.



Figura 5.1 – Amostras do Material 1 selecionadas para lâminas petrográficas

Tabela 11 – Resumo de características microestruturais do Material 1

Característica	Material 1	
	Rocha 1-1	Rocha 1-2
Forma de cristais	Anédrica/Subédrica	Anédrica
Granulação	Média/Fina	Média/Fina
Textura	Inequigranular	Inequigranular
Contatos	Côncavo/Convexos	Côncavo/Convexos
Máficos (%)	24,4	3,8
Félsicos (%)	75,6	96,2
Biotita (%)	20,6	3,5

Imagens típicas obtidas a partir de fotomicrografia das duas lâminas são apresentadas na Figura 5.2, com os nicóis descruzados e cruzados.

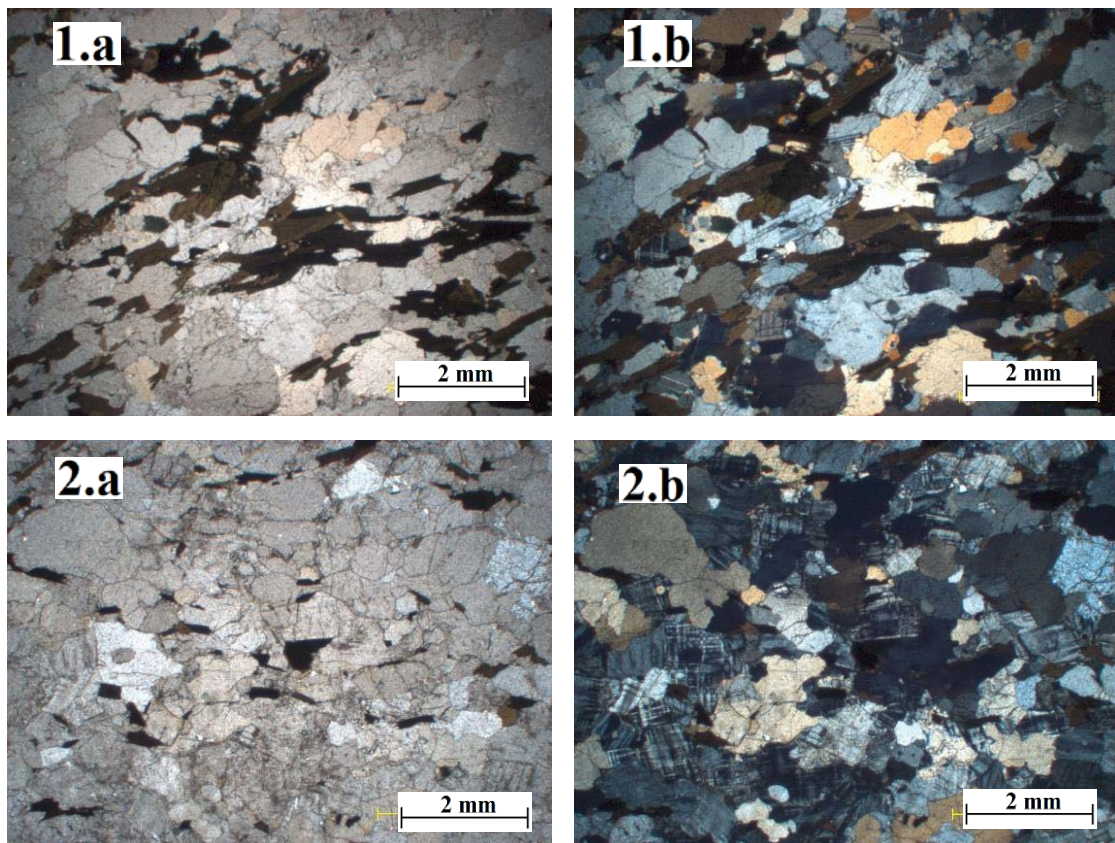


Figura 5.2 – Imagens representativas das lâminas petrográficas do Material 1: (1.a) Rocha 1-1, nicóis descruzados; (1.b) Nicóis cruzados; (2.a) Rocha 1-2, nicóis descruzados; (2.b) Nicóis Cruzados

Na primeira (1-1), escolhida por ser a mais representativa da amostra total do material, foi identificada dentre os minerais máficos a presença de biotita, anfibólios, piroxênios e titanita, ordenados da maior para a menor quantidade observada. As biotitas orientadas são típicas de rochas metamórficas. A forma dos grãos observados nesta primeira lâmina pode ser classificada como subédrica por causa da biotita, mas anédrica quando são considerados os demais cristais. A textura é inequigranular e os contatos são irregulares. Dos minerais félsicos, observados com o cruzamento dos nicóis, é destacada a presença de plagioclásio (geminção polissintética), quartzo e microclina (geminção tartan).

A segunda fração de rocha (1-2) tem aspecto mais alterado. Na lâmina petrográfica é possível observar uma maior quantidade de feldspato, principalmente microclina, responsável pela cor mais amarelada. A quantidade de biotita é visivelmente inferior à da primeira lâmina. Os minerais têm forma predominantemente anédrica. A textura é inequigranular e os contatos são irregulares.

#### 5.1.2 Descrição do Material 2 – Queimados/RJ

Do Material 2 foram escolhidas três amostras dos agregados, identificadas de acordo com a Figura 5.3. Na Tabela 12 são apresentadas as características identificadas nas lâminas petrográficas de cada uma destas amostras.



Figura 5.3 – Amostras do Material 2 selecionadas para lâminas petrográficas

Tabela 12 – Resumo de características microestruturais do Material 2

Característica	Material 2		
	Rocha 2-1	Rocha 2-2	Rocha 2-3
Forma de cristais	Anédrica/Subédrica	Subédrica/Euédrica	Subédrica/Euédrica
Granulação	Média-Fina	Média Fina	Média Fina
Textura	Inequigranular	Equigranular	Equigranular
Contatos	Retos	Côncavo-Convexos	Côncavo-Convexos
Máficos (%)	27,1	3,0	13,8
Félsicos (%)	82,9	97,0	86,2
Biotita (%)	20,4	1,1	9,4

A primeira lâmina da fração 2-1 apresentou percentual de minerais máficos e de biotita semelhante à primeira lâmina do Material 1, com quantidade significativa também de anfibólios. Por outro lado, dentre os minerais félsicos foi possível constatar visualmente o maior percentual de quartzo em comparação com o primeiro material (1-1), seguido em predominância por plagioclásios.

Na segunda lâmina (fração 2-2) foi observada baixa quantidade de minerais máficos (cerca de 3%), da qual a minoria é biotita. Com os nicóis descruzados foi observada a alta presença de quartzo, os minerais apresentam granulação maior do que a observada na primeira lâmina (2-1). Também há presença tanto de plagioclásios quanto de microclinas. Os minerais da segunda lâmina apresentaram faces bem formadas, com classificação de subédricos e euédricos e contatos regulares.

A estrutura observada na terceira lâmina do Material 2 (2-3) apresenta contatos regulares, semelhantes aos da segunda lâmina (2-2), com faces bem formadas dos minerais, podendo ser classificados como subédricos e euédricos. Já o percentual de minerais máficos está entre a primeira e a segunda lâmina, com aproximadamente 13,8%. Na lâmina também foi possível observar a alteração do plagioclásio por sericita, em fissuras presentes na estrutura mineral. A sericita é característica de rochas que sofreram alteração hidrotermal.

Imagens típicas obtidas por fotomicrografia são apresentadas na Figura 5.4. É possível observar nas imagens que as três amostras escolhidas do Material 2 são visualmente distintas, em diversas características. Como já citado, assim como o Material 1, o Material 2 é bastante heterogêneo e sua separação em litotipos não é simples.

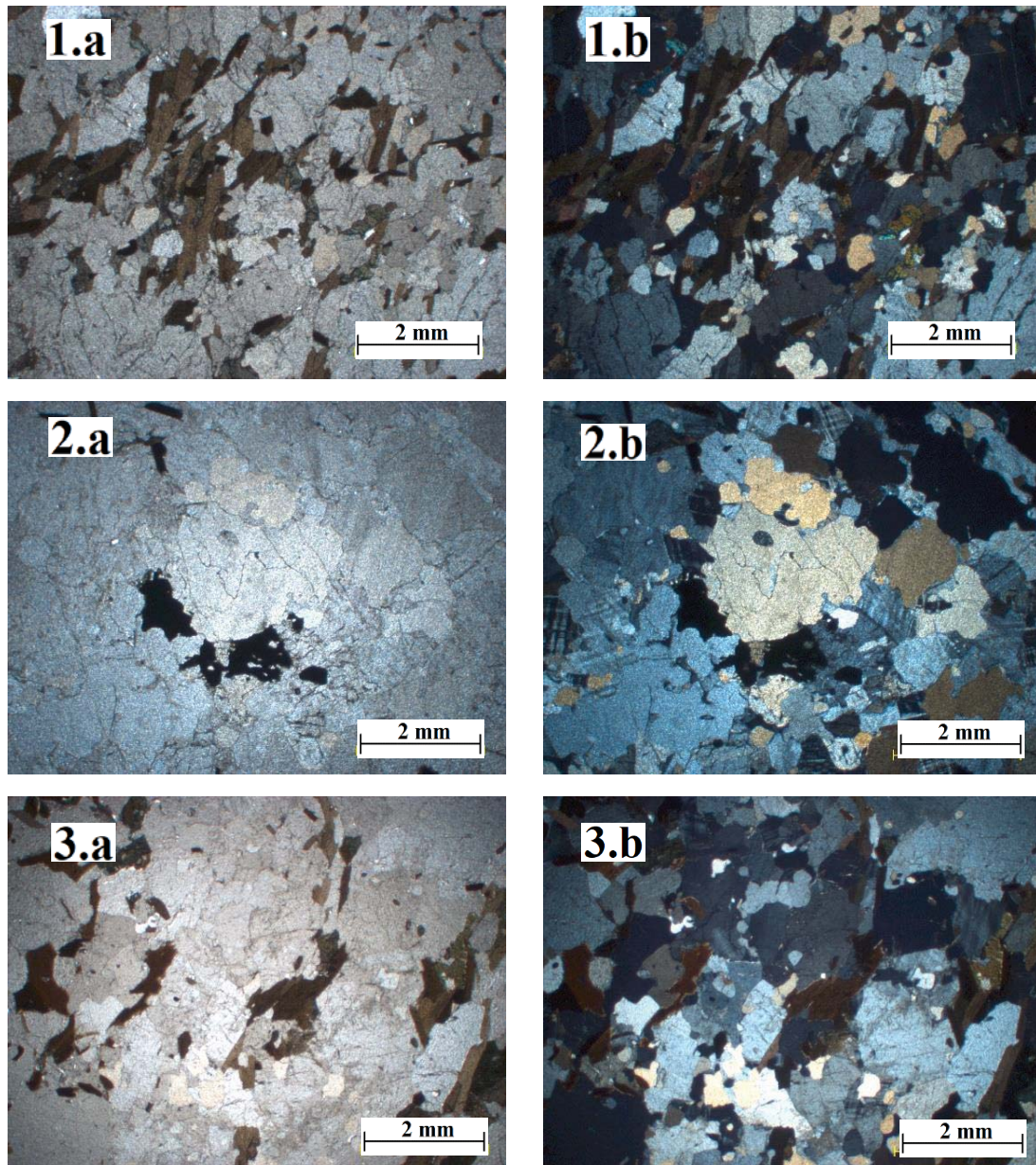


Figura 5.4 – Imagens representativas das lâminas petrográficas do Material 2: (1.a) Rocha 2-1, nicóis descruzados; (1.b) Nicóis cruzados; (2.a) Rocha 2-2, nicóis descruzados; (2.b) Nicóis cruzados; (3.a) Rocha 2-3, nicóis descruzados; (3.b) Nicóis cruzados

É notado pelas lâminas das rochas 2-2 e 2-3 que o material apresenta cristais grandes e bem formados, sendo estes os materiais que mais se aproximam de uma estrutura de rocha ígnea, com baixo grau de metamorfismo quando comparado aos demais materiais. Os cristais bem formados indicam que os minerais tiveram espaço para sua formação na gênese da rocha. As biotitas se encontram em sua maioria direcionadas, apesar da baixa quantidade observada principalmente na rocha 2-2. Na mesma rocha, alguns minerais

opacos são observados, associado às biotitas, mas não foi possível identificar ao certo quais seriam estes minerais.

Na segunda lâmina (2-2) foi identificado um alto percentual de quartzo. Os cristais do mineral foram em sua maioria grandes quando comparados aos outros cristais.

### 5.1.3 Descrição do Material 3 – Juiz de Fora/MG

Do Material 3 foram separadas para a análise 2 amostras distintas (Figura 5.5), sendo executada também uma lâmina para cada amostra (3-1 e 3-2). Um resumo das características observadas em cada lâmina é apresentado na Tabela 13.



Figura 5.5 – Amostras do Material 3 selecionadas para lâminas petrográficas

Tabela 13 – Resumo de características microestruturais do Material 3

Característica	Material 3	
	Rocha 3-1	Rocha 3-2
Forma de cristais	Anédrica	Anédrica
Granulação	Média/Fina	Fina
Textura	Inequigranular	Equigranular
Contatos	Serrilhado	Serrilhado
Máficos (%)	9,8	40,0*
Félsicos (%)	90,2	60,0*
Biotita (%)	5,5	5,0*

\* Valores estimados pela dificuldade de quantificação

Na primeira lâmina (Figura 5.6-1), da amostra considerada predominante na pilha do material 3, a quantidade de minerais máficos foi visivelmente baixa, com a maior presença de anfibólios, piroxênios e epidotos do que de biotita. Os minerais são notavelmente menores do que nos outros dois materiais, com contatos irregulares e forma

predominantemente anédrica. Com os nicóis cruzados é possível observar o quartzo recristalizado entre os minerais, além da ondulação nos cristais maiores de quartzo ao girar a platina. O material apresentou estrutura mais complexa do que os demais, com a maior quantidade dos minerais félsicos sendo quartzo, mas também com a presença de feldspatos.

Na segunda lâmina (Figura 5.6-2) a quantificação de minerais máficos foi mais difícil, por muitos deles estarem em contato uns com os outros, fazendo com que a função *wand tool* do software utilizado por vezes não conseguisse distinguir os minerais félsicos dos máficos. Com dificuldade, estimou-se a quantidade de máficos para algumas poucas seções da lâmina, chegando no valor médio aproximado de 40%. Essa porcentagem, apesar de alta, não se reflete em um alto teor de biotita. No caso desta lâmina, estima-se que a quantidade de biotita esteja em torno de 5%, bastante abaixo da encontrada para as primeiras lâminas do Material 1 e do Material 2, que também apresentavam percentual máfico elevado.

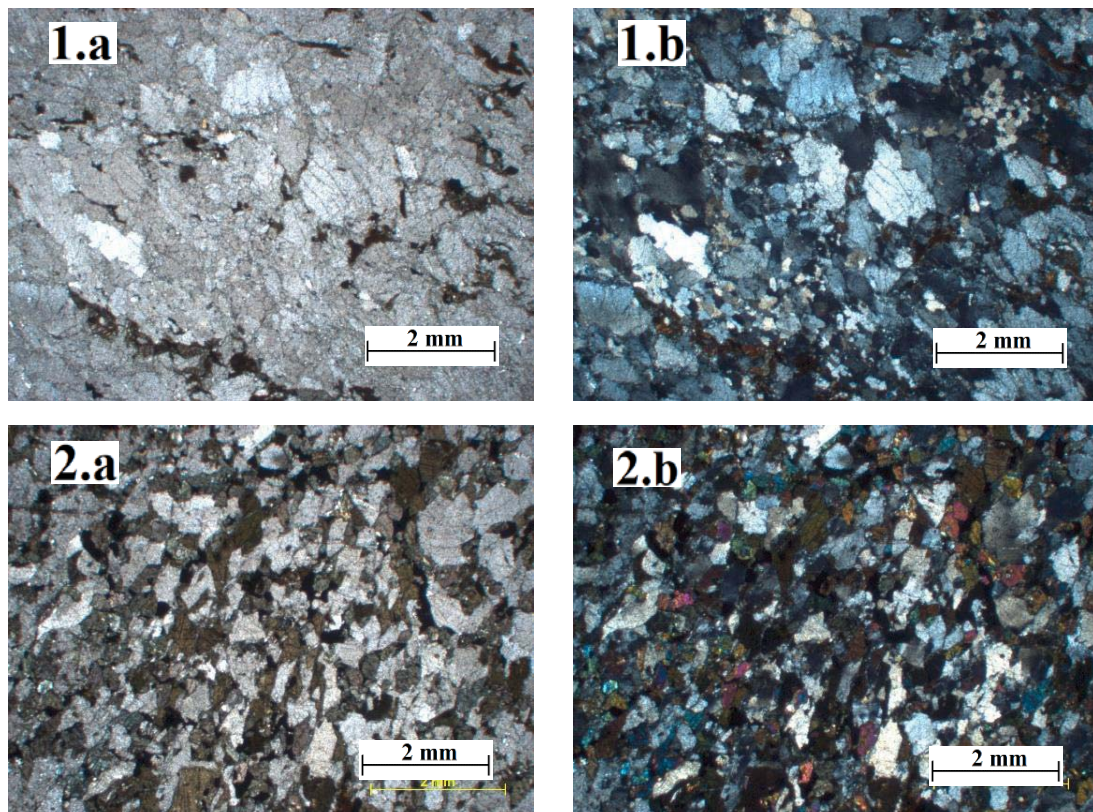


Figura 5.6 – Imagens representativas das lâminas petrográficas do Material 3: (1.a) Rocha 3-1, nicóis descruzados; (1.b) Nicóis cruzados; (2.a) Rocha 3-2, nicóis descruzados; (2.b) Nicóis cruzados



#### 5.1.4 Influência da microestrutura nas características físicas das rochas

No preparo das amostras a serem utilizadas nos ensaios triaxiais de escala reduzida, os três materiais estudados foram britados em um mesmo britador de mandíbulas de laboratório. A fração utilizada nas britagens foi a do material passante na peneira de 63,5 mm e retida na peneira de 38 mm, com a APF variando para tamanhos fixos (iguais para os três materiais), dependendo do material que se desejava obter. Acredita-se que a adoção destes padrões possibilitou uma análise com dados comparáveis entre as diferentes litologias. As propriedades morfológicas das diferentes frações são analisadas nesta seção, considerando um intervalo de significância de 5%.

A primeira análise realizada teve como objetivo comparar os valores médios de angularidade dos diferentes tamanhos de partícula, dos três materiais. Para a obtenção dos valores médios, foi realizada a média das características das 150 partículas de cada fração examinadas no AIMS2. Os resultados do AIMS2 são apresentados mais detalhadamente no Anexo C da presente dissertação.

Os resultados de angularidade (Figura 5.7) dos três materiais britados em condições semelhantes ficaram muito próximos, tanto considerando cada fração uma a uma quanto para a média dos valores. Em todos os materiais houve a tendência de aumento da angularidade com a diminuição do tamanho da partícula, provavelmente relacionada ao material de alimentação e tipo de britador utilizado. Ao descartar para os materiais analisados a influência da litologia na angularidade, pode-se levantar a hipótese de que a propriedade talvez dependa muito mais do tipo de britador utilizado, granulometria do material de alimentação ou etapas posteriores de peneiramento e transporte, que podem vir a desgastar agregados provenientes de rochas menos resistentes. Quando comparada a influência da variação de tamanho em um mesmo material, a tendência foi do aumento da angularidade com a redução do tamanho das partículas, para os três materiais analisados.

Por outro lado, ao analisar a textura dos agregados britados (Figura 5.8), foi possível observar diferenças de resultado quando comparadas as diferentes litologias. A maior textura do Material 3 provavelmente está relacionada à presença de minerais com granulação mais fina, indicando que a textura do agregado está relacionada em grande parte à estrutura mineralógica da rocha. Esta hipótese persiste válida ao comparar o Material 1 ao Material 2, o primeiro foi o que apresentou maior textura em comparação

ao segundo, uma vez que apresenta grãos menores do que esse. Quando comparadas frações de diferentes tamanhos, o padrão foi a redução da textura com a redução do tamanho das partículas.

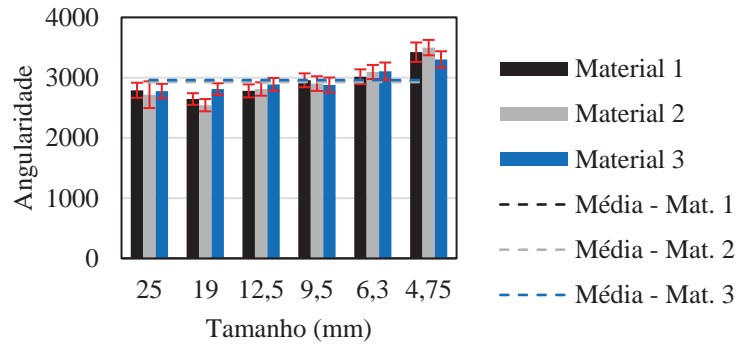


Figura 5.7 – Angularidade dos materiais estudados após britagem em laboratório

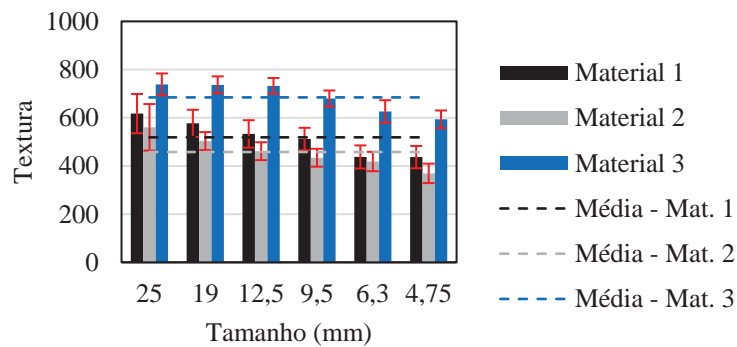


Figura 5.8 – Textura dos materiais estudados após britagem em laboratório

Para analisar a forma dos agregados obtidos a partir da britagem, foram utilizados três índices (Figura 5.9): a relação entre a espessura e a largura da partícula (índice de achatamento), a relação entre largura e comprimento (índice de lamelaridade) e a esfericidade (índice 3D). O Material 3 foi o que apresentou partículas mais lamelares e alongadas (menores índices), com o Material 1 e o Material 2 apresentando índices muito próximos. Por consequência, o Material 3 também foi o menos esférico. Esta constatação foi realizada com base na média dos valores para diferentes tamanhos. Os resultados de forma pela variação de tamanho não foram muito conclusivos, apenas indicando leve tendência de partículas menores serem mais alongadas e menos esféricas.

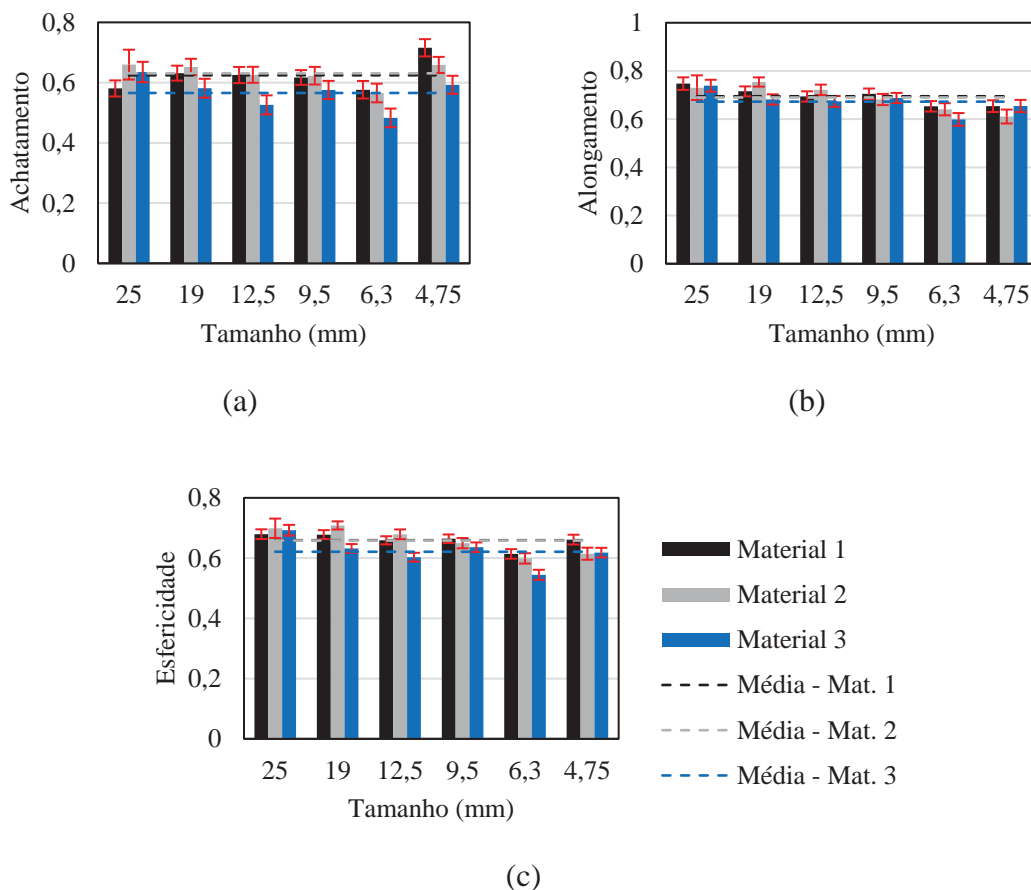


Figura 5.9 – Forma dos materiais estudados após britagem em laboratório: (a) Achatamento; (b) Alongamento; (c) Esfericidade.

## 5.2 O EFEITO DA VARIAÇÃO DE APF NA GRANULOMETRIA DO LASTRO – ESCALA REAL

O material britado em uma das pedreiras variando a APF foi levado para o laboratório, onde foi peneirado e teve a sua composição granulométrica determinada. Para cada uma das APFs foram coletados três sacos de material, com aproximadamente 30 kg cada um deles.

A redução da APF em pedreira, mantendo as peneiras de corte, ocasionou o aumento da fração de 25 mm na amostra, reduzindo o percentual retido na peneira de 38 mm. Esta tendência foi observada nas três APFs testadas e os valores médios são apresentados na Figura 5.10, na qual são apresentados o percentual retido em cada peneira, que somados resultam em 100% do material.

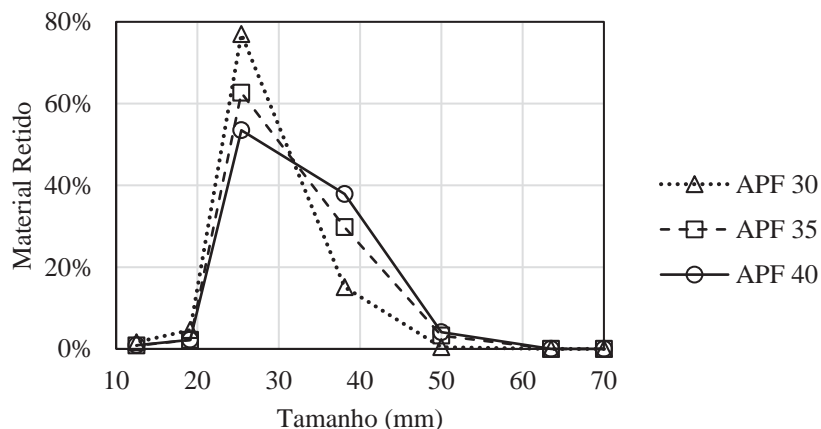


Figura 5.10 – Percentual retido em cada peneira, com a variação de APF do britador

Para as peneiras de corte do material em questão, é possível notar que a composição granulométrica é praticamente definida por partículas passantes na peneira de 50 mm e retidas na de 25 mm, com uma faixa bastante uniforme. Quando se comparam as distribuições geradas com os limites da AREMA 24 (Figura 5.11), nota-se que apenas o material britado com APF 30 não se enquadra nesta faixa.

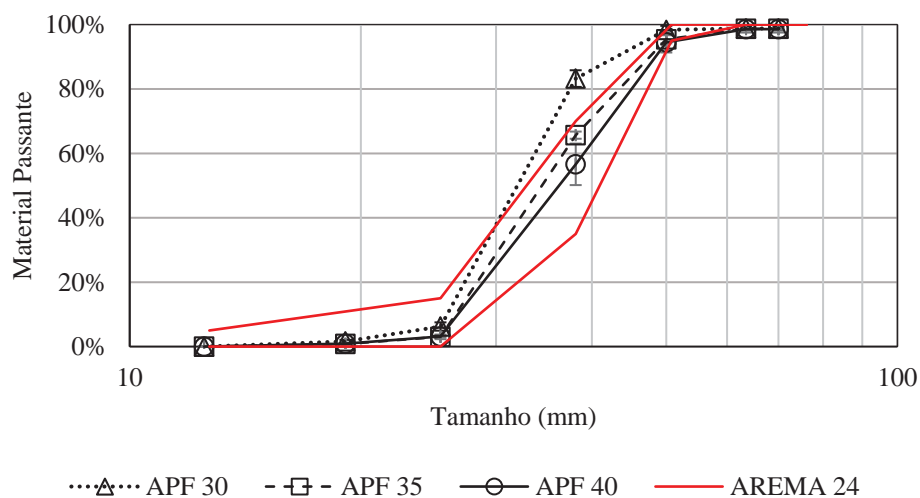


Figura 5.11 – Distribuições granulométricas geradas com a variação de APF na pedra agregados

A variação granulométrica observada foi adaptada para o Material 1 e Material 3, para que pudesse ser aplicada no modelo físico (Figura 5.12). O Material 1, que compõe a maioria dos cenários do tanque teste, apresentou granulometria próxima ao limite inferior da AREMA 24, sendo composto por partículas predominantemente passantes na peneira

de 63 mm e retidas na peneira de 25 mm. Por apresentar material em um maior número de peneiras, a variação granulométrica foi adaptada, modificando o percentual retido principalmente nas peneiras de 50 mm e 25 mm, mas não deixando de alterar o percentual da peneira de 38 mm. A curva granulométrica original, recebida da pedreira, foi a curva utilizada para compor o Lastro 1 e Lastro 4. Como comentado, o Lastro 2 foi montado com uma granulometria diferente que representaria uma diminuição de APF, enquanto o Lastro 3 seria o produto resultante do seu aumento.

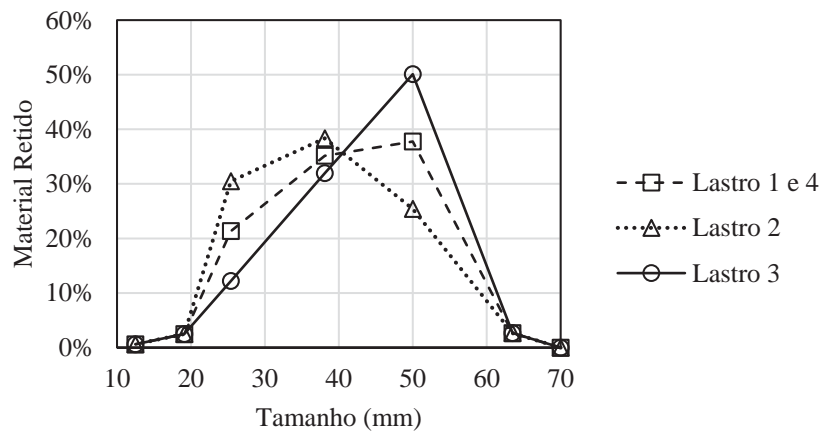


Figura 5.12 – Percentual Retido em cada peneira das curvas utilizadas no modelo físico

### 5.3 A INFLUÊNCIA DA LITOLOGIA E DA GRANULOMETRIA EM ENSAIOS TRIAXIAIS DE ESCALA REDUZIDA

A presente seção é composta por análises relacionadas ao efeito da litologia e da granulometria no comportamento de um meio rochoso, avaliando resultados de módulo de resiliência, deformação permanente e quebra de partículas submetidas a ensaios triaxiais de carga repetida de escala granulométrica reduzida. A composição detalhada de cada corpo de prova em percentuais de material por peneira pode ser obtida no Anexo D. A seguir são descritas as etapas que foram seguidas na análise destes resultados.

Na elaboração das análises diversos parâmetros foram utilizados, abrangendo características microestruturais, morfológicas e de composição dos corpos de prova ensaiados. Devido ao número de parâmetros considerados, inicialmente realizou-se uma análise de correlação, envolvendo cada litologia, individualmente, em conjunto com os outros parâmetros. Todos os resultados analisados neste item e as respectivas correlações

podem ser encontrados no Anexo E da presente dissertação, bastando elevar ao quadrado os coeficientes de correlação para a obtenção dos coeficientes de determinação ( $R^2$ ).

Em resumo foram correlacionados os seguintes parâmetros: índice de vazios –  $e$ ; angularidade média antes do ensaio; textura média antes do ensaio; achatamento médio antes do ensaio; alongamento médio antes do ensaio; relação entre achatamento e alongamento antes do ensaio; esfericidade média antes do ensaio; coeficiente de não uniformidade antes do ensaio; coeficiente de curvatura antes do ensaio; passante na peneira de 8 mm antes do ensaio –  $p_{\#8}$ ; retido acumulado na peneira de 16 mm antes do ensaio –  $r_{\#16}$ ; retido acumulado na peneira de 22,2 mm antes do ensaio –  $r_{\#22}$ ; módulo de resiliência – MR; deformação permanente específica –  $\epsilon_p$ ; quebra de partículas Bg; quebra de partículas BBI; índice de abrasão Los Angeles – L.A; tenacidade Treton; número de coordenação antes do ensaio – N.Coord.; número de contatos antes do ensaio – N.Con..

Com as análises de correlação, foram identificados os parâmetros de maior influência no comportamento dos materiais, possibilitando o avanço para a segunda etapa das análises.

A segunda etapa consistiu em gerar gráficos com algumas variáveis de interesse, possibilitando observar a tendência de comportamento e ajustar equações que melhor se correlacionassem com os dados obtidos, uma vez que a análise de correlação inicial considerou apenas o ajuste linear entre cada dois parâmetros.

Na última etapa desta seção, foram escolhidos os parâmetros de melhor ajuste nas etapas anteriores para compor uma equação de maior correlação com as variáveis dependentes (parâmetros de comportamento). Foram então elaboradas equações para cada litologia isoladamente e em conjunto, buscando identificar os parâmetros que, associados, melhor se correlacionam com comportamento dos materiais estudados.

### 5.3.1 A relação entre granulometria, morfologia e compactação de amostras

A influência da distribuição de tamanhos dos grãos nos vazios gerados num determinado arranjo já foi amplamente estudada no meio rodoviário, como por Vavrik *et al.* (2002) e Lima (2016). O que se sabe dos estudos destes autores é que em um meio granular de grãos de rocha, a maior resistência é atingida para a situação em que os vazios estão preenchidos totalmente por material rochoso de menor dimensão. Além disso, nestes

meios particulados as partículas maiores acabam por criar os vazios, que são preenchidos pelas menores. Ao variar a porcentagem de partículas maiores e menores, pode-se reduzir ou aumentar o índice de vazios, de modo que a amostra se comporta mecanicamente influenciada por estas relações.

Ao avaliar o índice de vazios com os parâmetros convencionais das curvas granulométricas (Figura 5.13), foi observado que a influência do coeficiente de curvatura ( $C_c$ ) no índice de vazios não foi significativa, indicando que variar este parâmetro não resulta em variações no empacotamento das amostras. Por outro lado, houve uma redução dos vazios com o aumento do coeficiente de não uniformidade ( $C_{nu}$ ) para os três materiais. Estes resultados estiveram de acordo com o observado por Spada (2003), que relata ser esperado um índice de vazios em torno de 0,60 para lastros com  $C_{nu}$  abaixo de 3,0 no estado compactado de partículas e de 0,90 na condição fofa. Merheb (2014) ensaiou em escala real um lastro enquadrado na faixa AREMA 24 com índice de vazios de 0,64, realizando o escalonamento da granulometria e ensaiando a amostra em escala reduzida com índice de vazios de 0,74.

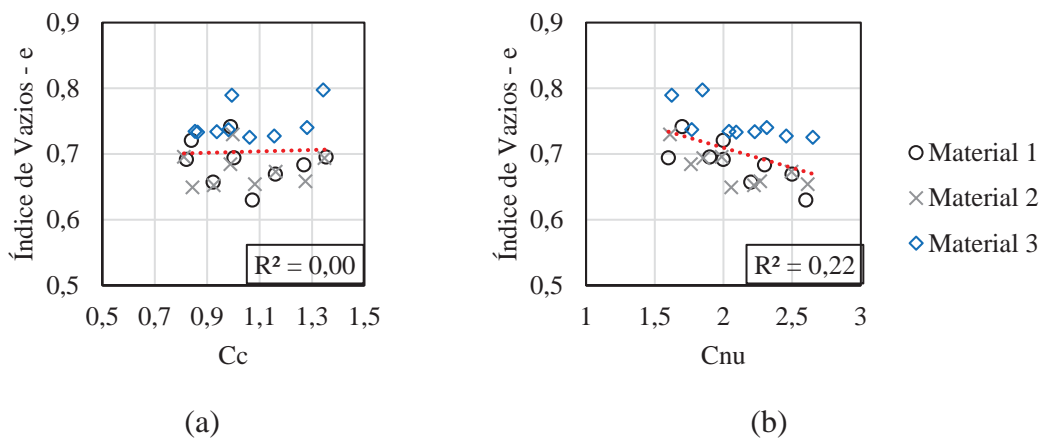


Figura 5.13 – Variação do índice de vazios com: (a) Coeficiente de curvatura; (b) Coeficiente de não uniformidade.

É possível notar na Figura 5.13 que apesar dos três materiais apresentarem tendências semelhantes, os pontos correspondentes a cada um são apresentados em intervalos de índice de vazios distintos. O Material 3 apresenta maior volume de vazios do que o Material 1, que por sua vez apresenta mais vazios que o Material 2.

Como observado na seção 5.2.2, as propriedades morfológicas de materiais britados dependem da sua litologia, mas também do tamanho das partículas. A variação morfológica relacionada ao tamanho de partículas está relacionada ao processo de britagem. Ao alimentar um britador com uma rocha, ela resulta em uma distribuição de fragmentos. Estes fragmentos, por sua vez, são gerados por mecanismos de quebra distintos e alguns são originados da quebra da partícula em uma seção maior do que outros. Ao romper em uma seção central, a ruptura é chamada de fragmentação. À ruptura dos cantos da rocha, dá-se o nome de lascamento. Por fim, para o desgaste da superfície, usa-se o termo abrasão (Hofer e Bach, 2015). Neste critério de classificação, lascas removidas da rocha, que são fragmentos menores, tendem a apresentar forma mais achatada, além de serem mais angulares do que a rocha da qual as lascas foram retiradas.

Ao utilizar granulometrias diferentes para compor os corpos de prova triaxiais, a angularidade média das partículas é alterada de acordo com a porcentagem de cada fração de tamanho. Estas alterações acabam por influenciar na compactação ou empacotamento da amostra, dificultando ou facilitando o imbricamento entre partículas ao aplicar a mesma condição de compactação por vibração. Embora as três litologias analisadas apresentassem angularidade média muito próxima, as suas frações individualmente tiveram diferenças consideráveis. Para levar em consideração essa variação de angularidade, foi calculada a média ponderada por amostra, utilizando os percentuais de cada fração e a sua respectiva angularidade inicial. Com estes dados foi possível observar a relação entre o índice de vazios da amostra compactada e a sua angularidade média (Figura 5.14). Um exemplo do cálculo de angularidade média em um corpo de prova é apresentado junto aos resultados do AIMS2, no Anexo C. É possível observar que houve o aumento do índice de vazios com a angularidade média das amostras, relacionado também à litologia. A variação de angularidade pode ser considerada sutil, uma vez que a classificação como partícula subarredondada abrange grãos com angularidade entre 1260 e 4080 na proposição de Ibiapina *et al.* (2018). Mesmo com a pequena variação de angularidade, já é possível observar a grande influência que ela tem no índice de vazios, fazendo o parâmetro variar em até 0,1.



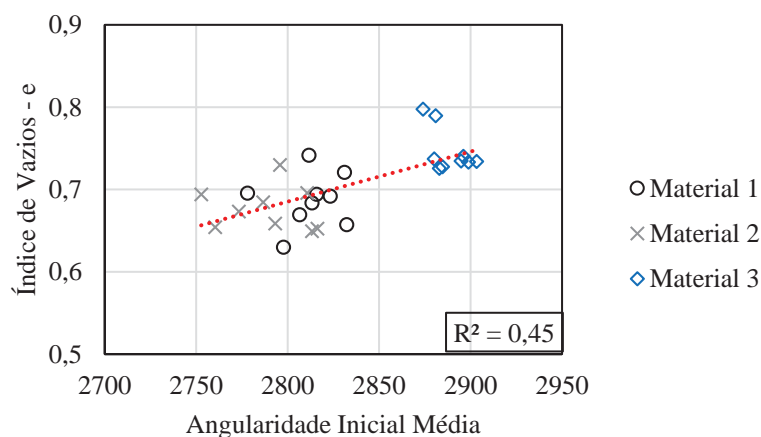


Figura 5.14 – Variação do índice de vazios com a angularidade inicial média das amostras de lastro usadas nos corpos de prova

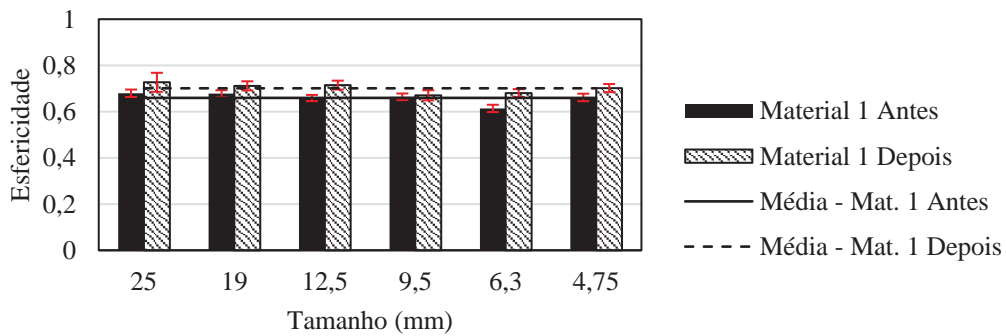
### 5.3.2 A modificação da morfologia durante os ensaios triaxiais cíclicos

Uma das maneiras de inferir os mecanismos de quebra (apresentados na Figura 2.18 da seção 2.6.3) que predominaram durante um determinado ensaio é avaliar as características morfológicas das partículas utilizadas nele antes e após a sua sollicitação.

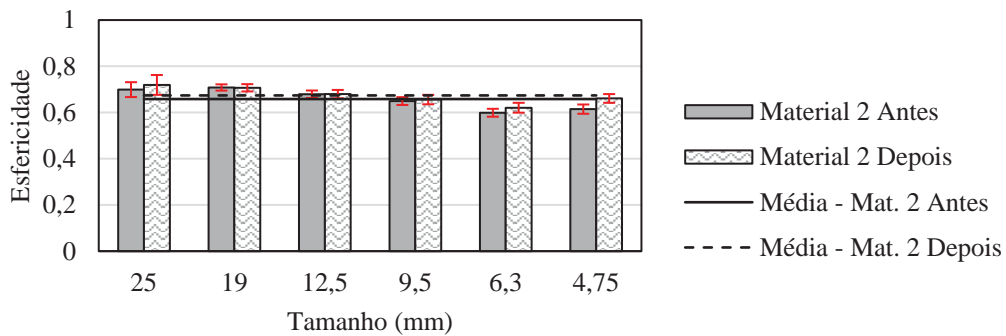
As partículas de três corpos de prova respectivos às curvas 3, 6 e 8 de cada material foram analisados no AIMS2 após os ensaios triaxiais em escala reduzida. As três curvas foram escolhidas por representarem bem a faixa de coeficientes de não uniformidade avaliada dentro da AREMA 24. Os resultados das três distribuições granulométricas foram misturados para cada material, com a finalidade de observar a tendência de cada propriedade morfológica relacionada aos litotipos. Com os resultados foram construídos gráficos mostrando a variação média de cada uma das propriedades para os diferentes tamanhos de partículas. O intervalo de significância utilizado para o cálculo do erro foi novamente de 5%.

A variação da esfericidade (Figura 5.15) de antes para após a realização do ensaio foi maior para o Material 1, que mudou de classificação média de acordo com as faixas de Ibiapina *et al.* (2018), passando a apresentar esfericidade moderada ao invés de baixa esfericidade. O segundo material com maior variação foi o Material 3, seguido do Material 2. Apesar da mudança de categoria do Material 1, a diferença nos valores provavelmente não está relacionada com a fragmentação das partículas, uma vez que pode

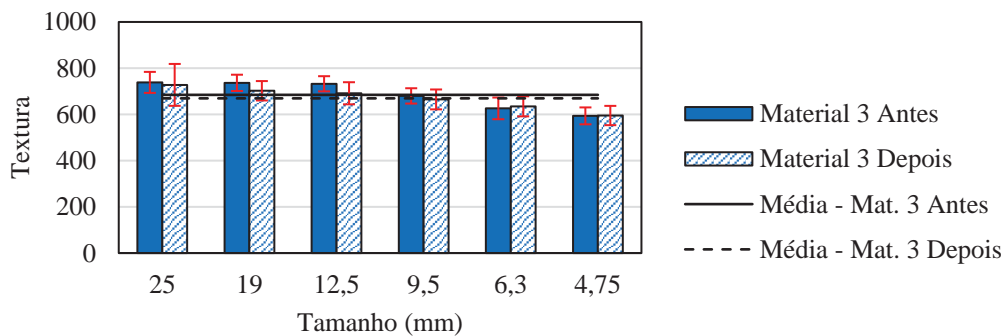
ser considerada sutil. Os mecanismos de lascamento e abrasão podem ter modificado a forma da partícula, tornando-as mais cúbicas.



(a)



(b)

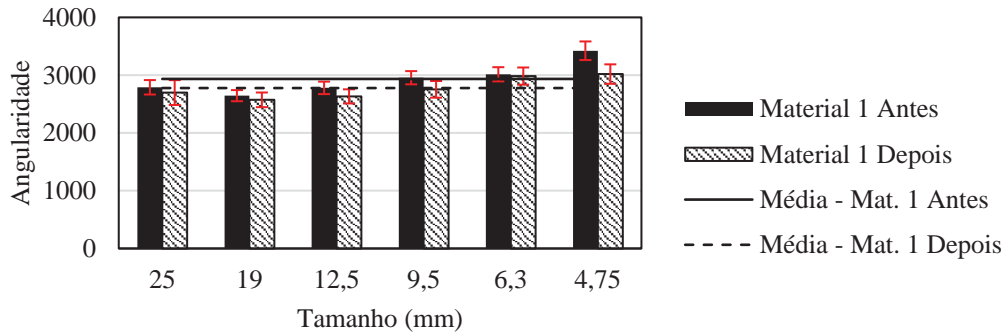


(c)

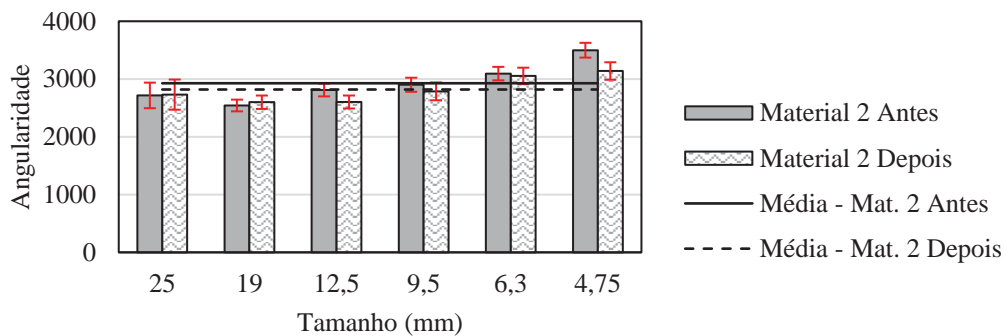
Figura 5.15 – Esfericidade média por fração antes e depois dos ensaios: (a) Material 1; (b) Material 2; (c) Material 3

Ao analisar a angularidade (Figura 5.16), o mesmo padrão se observou: o Material 1 apresentou a maior variação, seguido do Material 3 e do Material 2. Caso a fragmentação fosse o mecanismo de quebra predominante durante o ensaio, a angularidade poderia não ter sido modificada ou ter aumentado, uma vez que a quebra a renovaria. No entanto, a tendência de redução da angularidade foi observada para todos os materiais e todas as

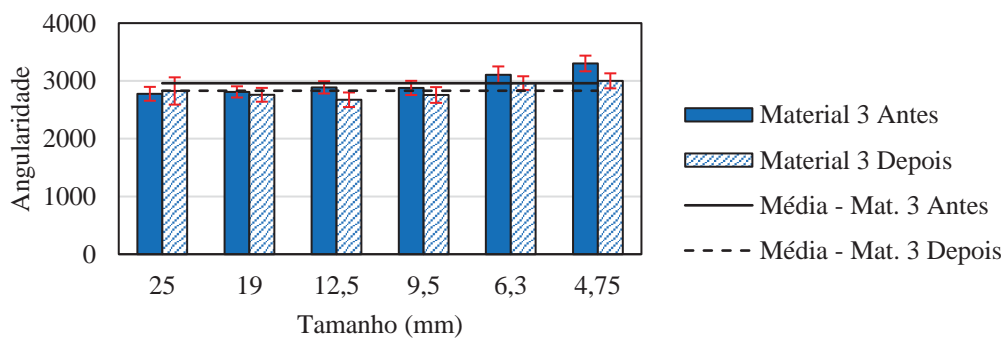
frações, indicando mais uma vez que provavelmente houve pouca fragmentação. A média dos valores se manteve na faixa de partículas subarredondadas pelo padrão proposto por Ibiapina *et al.* (2018).



(a)



(b)

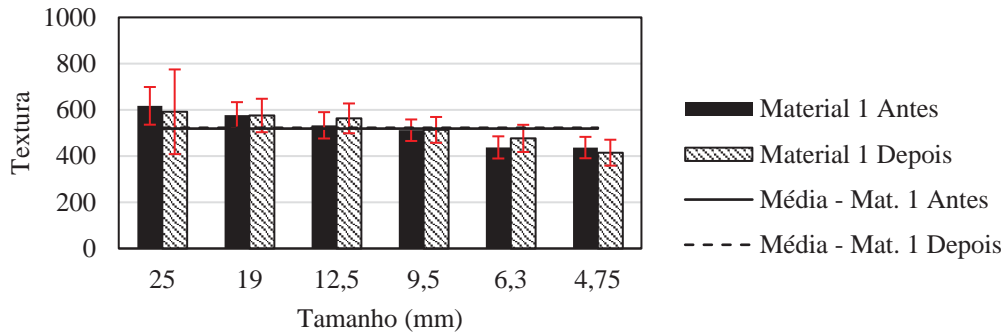


(c)

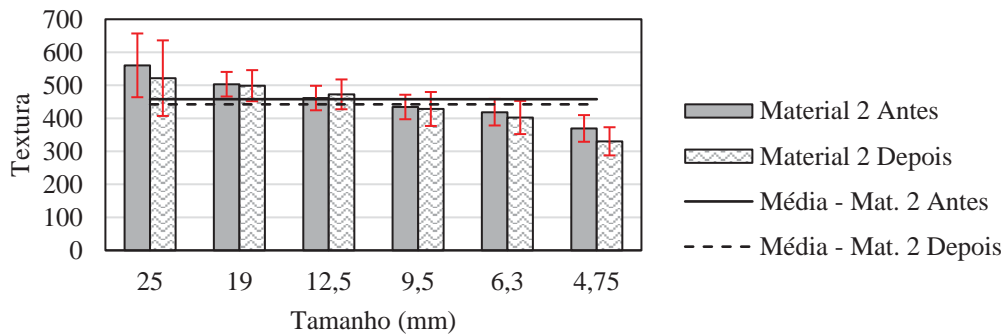
Figura 5.16 – Angularidade média por fração antes e depois dos ensaios: (a) Material 1; (b) Material 2; (c) Material 3

Quanto à variação da textura média (Figura 5.17), o Material 2 apresentou a maior diferença, seguido do Material 3. O Material 1 praticamente não teve sua textura modificada pelo ensaio triaxial cíclico, indicando que o material tem a capacidade de renovar sua textura e é difícil de ser polido, provavelmente devido à alta presença de

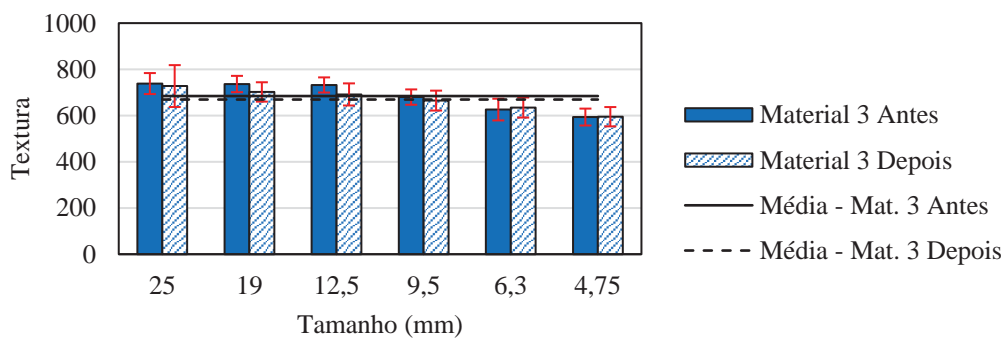
biotita, com cristais que se soltam da superfície submetida à abrasão. Por ter um tamanho médio de cristais superior ao dos outros materiais, o Material 2 é polido com maior facilidade ao sofrer abrasão.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.17 – Textura média por fração antes e depois dos ensaios: (a) Material 1; (b) Material 2; (c) Material 3

### 5.3.3 A influência da litologia, da granulometria e da morfologia no MR

Os ensaios triaxiais para determinação do módulo de resiliência consistiram em variar os pares de tensões aplicados, de modo a equacionar a influência da tensão confinante e

desvio. Estas variações ocorreram após o término do ensaio de deformação permanente, quando as amostras já estavam suficientemente “consolidadas” ou acomodadas. Os valores de resiliência utilizados nas regressões e correlações foram obtidos a partir da inserção da tensão confinante de 40 kPa e tensão desvio de 200 kPa no modelo composto ajustado para cada uma das curvas granulométricas, para cada material. Os parâmetros encontrados para os modelos compostos ajustados, junto com os coeficientes de determinação são apresentados na Tabela 14. Embora algumas equações não tenham apresentado coeficiente de determinação elevado, os parâmetros do modelo foram considerados representativos das amostras em questão, uma vez que os valores mais dispersos foram removidos da regressão quando verificada sua inconsistência. O intervalo de valores de MR obtidos para este par de tensões citado foi de 360 a 170 MPa, com exceção de dois corpos de prova, com módulos próximos à 500 MPa.

Tabela 14 – Parâmetros de regressão do modelo composto para as amostras ensaiadas nos ensaios triaxiais em escala reduzida

Curva	Material 1				Material 2				Material 3			
	k1	k2	k3	<i>R</i> <sup>2</sup>	k1	k2	k3	<i>R</i> <sup>2</sup>	k1	k2	k3	<i>R</i> <sup>2</sup>
1	1.138	0,450	0,082	<b>0,96</b>	1.656	0,518	0,047	<b>0,94</b>	1.465	0,489	-0,027	<b>0,95</b>
2	1.041	0,501	-0,011	<b>0,90</b>	1.109	0,360	-0,020	<b>0,90</b>	1.282	0,443	-0,017	<b>0,95</b>
3	1.053	0,485	-0,022	<b>0,79</b>	1.595	0,512	-0,016	<b>0,94</b>	1.277	0,447	-0,031	<b>0,85</b>
4	1.265	0,463	0,049	<b>0,83</b>	1.756	0,530	0,054	<b>0,95</b>	1.961	0,582	0,034	<b>0,98</b>
5	911	0,354	0,093	<b>0,92</b>	1.198	0,406	0,013	<b>0,95</b>	1.681	0,450	0,027	<b>0,78</b>
6	1.762	0,724	0,006	<b>0,79</b>	1.246	0,416	-0,015	<b>0,96</b>	1.037	0,571	0,012	<b>0,57</b>
7	1.115	0,439	0,052	<b>0,82</b>	2.533	0,533	-0,079	<b>0,91</b>	1.452	0,457	0,012	<b>0,94</b>
8	2.075	0,703	0,179	<b>0,79</b>	1.847	0,532	0,048	<b>0,95</b>	1.641	0,618	-0,175	<b>0,75</b>
9	990	0,438	0,006	<b>0,80</b>	1.359	0,440	-0,059	<b>0,93</b>	1.049	0,246	-0,043	<b>0,69</b>

Quando é considerada a litologia para a análise do módulo de resiliência, deve-se levar em conta que o resultado depende dos minerais formadores das rochas e da estrutura morfológica através da qual são distribuídas as tensões. Anteriormente, na seção 5.1 do presente trabalho, foram identificadas relações entre o teor de biotita na rocha e a sua resistência ao desgaste avaliada nos ensaios convencionais L.A e Tenacidade Treton. Além destes ensaios, a microestrutura também tem influência na quebra de partículas durante um ensaio triaxial cíclico, como será apresentado na seção 5.3.4 deste capítulo. Por ora, ao tratar do módulo de resiliência, nota-se que este depende do índice de quebra BBI (Figura 5.18), que por sua vez depende do teor de biotita nos agregados. Isto se deve

provavelmente ao módulo de elasticidade da biotita, que pode ser até 1/4 do módulo do quartzo e 1/3 do feldspato. As lâminas de biotita têm a capacidade de absorver a energia e recuperar em seguida, atuando como uma espécie de mola na estrutura da rocha.

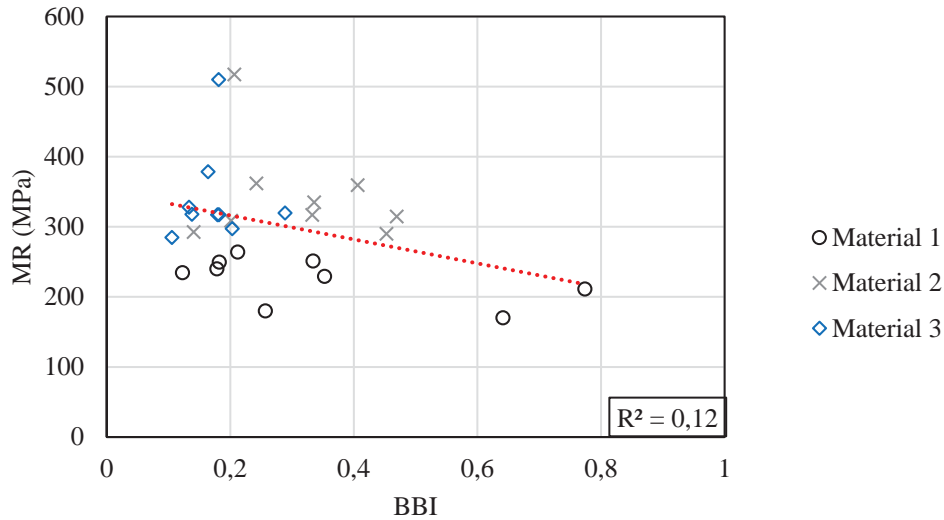


Figura 5.18 – Influência da resistência BBI no módulo de resiliência

Ao avaliar a influência dos parâmetros da curva granulométrica  $C_c$  e  $C_{nu}$  no módulo de resiliência (Figura 5.19), foi observado que há um leve crescimento do resultado com o aumento dos dois parâmetros. A maioria dos valores encontrados ficaram entre 150 MPa e 400 MPa, com dois valores ficando acima desta faixa, um do Material 2 e outro pelo Material 3. No entanto, não foi identificada nos parâmetros das curvas granulométricas uma justificativa para estes dois valores superiores.

Como uma hipótese para a sutil variação dos valores de módulo de resiliência, inicialmente foi suposto que a mesma estava relacionada com a faixa controlada de valores de  $C_{nu}$  e  $C_c$  testados (enquadrados na faixa AREMA 24). No entanto, ao utilizar parâmetros do modelo composto obtidos por Lima (2016) com  $C_{nu}$  variando entre aproximadamente 15,00 e 80,00 e  $C_c$  variando entre 1,01 e 2,38, verificou-se que os modelos retornaram valores de MR muito próximos aos obtidos na presente dissertação (entre 200 e 300 MPa). Utilizando os parâmetros dos modelos compostos ajustados por Diógenes (2016) para um lastro limpo ( $C_{nu}$  de 1,9) e coletado embaixo do dormente em uma via recém construída ( $C_{nu}$  de 2,1), os resultados para os pares de tensão utilizados na presente dissertação ficaram entre 100 e 150 MPa.

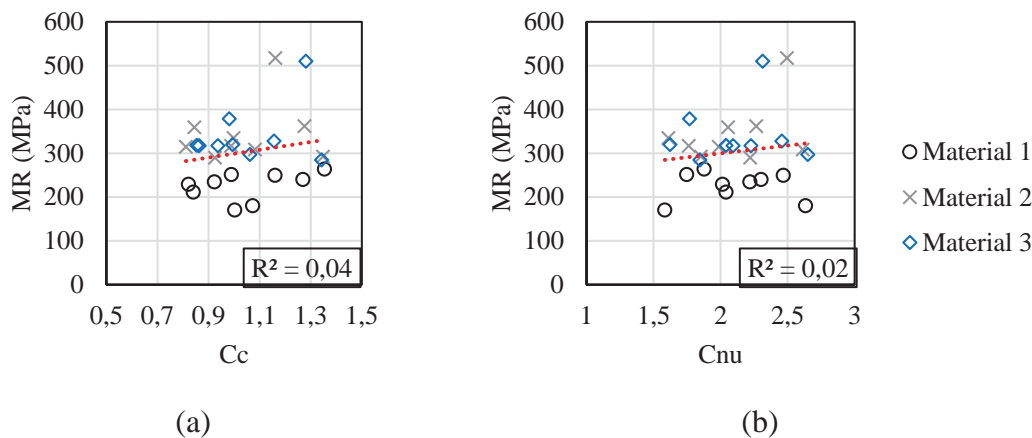


Figura 5.19 – Módulo de resiliência dos materiais estudados com: (a) Variação do Cc; (b) Variação do Cnu.

Além da litologia e da distribuição granulométrica, acredita-se que a morfologia das partículas esteja relacionada com o MR das amostras. Como visto na seção 5.2.2, a morfologia é influenciada diretamente pela granulometria, e partículas de tamanhos diferentes apresentam características morfológicas distintas originadas no processo de britagem. Utilizando o cálculo exemplificado no Anexo C para a determinação de propriedades morfológicas médias de cada amostra, vê-se que há claramente a variação das propriedades com a variação do percentual retido em cada peneira. No entanto, o ensaio para determinação do módulo de resiliência foi realizado após o ensaio de deformação permanente, e provavelmente grande parte das quebras de partículas e da variação morfológica já havia acontecido durante os 150.000 ciclos de carregamento aplicados no ensaio de deformação permanente.

Tendo em vista que os parâmetros morfológicos iniciais das amostras não apresentaram boa correlação com o módulo de resiliência, os mesmos foram calculados considerando as propriedades médias de cada fração após o ensaio. Estas propriedades foram determinadas e apresentadas na seção 5.3.2, mas o cálculo da média de cada uma delas por amostra foi realizado utilizando como base a distribuição granulométrica de partículas após o ensaio triaxial cíclico. Como não foi avaliada a morfologia das partículas menores que 4,75 mm geradas após o ensaio, a fração passante na citada peneira foi desconsiderada da amostra total para fins de cálculo. Dos resultados, a angularidade foi uma das propriedades que apresentou tendência mais clara na nuvem de pontos, como pode ser observado na Figura 5.20.

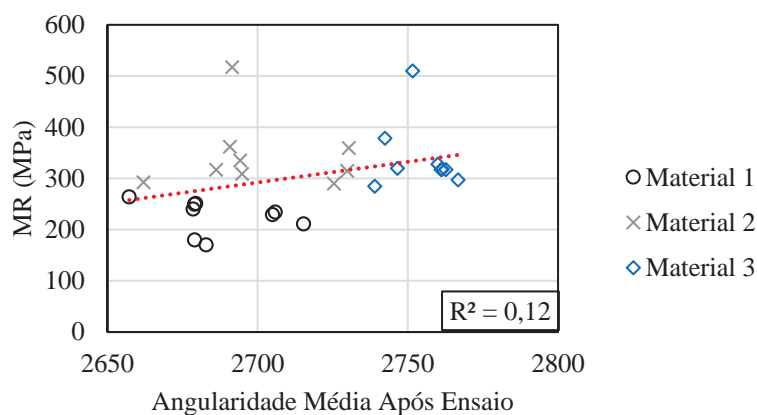


Figura 5.20 – MR dos materiais estudados variando a angularidade média após ensaio

É difícil dizer qual parte do efeito no MR pode ser atribuída à angularidade e qual está relacionada à resistência do material, uma vez que as variáveis estão correlacionadas intrinsecamente. Para os materiais estudados, o MR aparentemente aumenta com a angularidade média das partículas após o ensaio. No entanto, pode-se considerar que a ordem de grandeza dos MR é parecida de forma geral, considerando os valores mais frequentes observados. Provavelmente há uma relação entre parâmetros da morfologia, granulometria, empacotamento e o módulo de resiliência, mas esta relação é complexa por envolver um grande número de variáveis.

#### 5.3.4 A influência da litologia e da granulometria na deformação permanente

Para avaliar a deformação permanente dos materiais britados em laboratório em diferentes composições granulométricas, foram aplicados 150.000 ciclos de carregamento. A frequência de carregamento utilizada foi de 2 Hz, com pulso de 0,1 s de duração e 0,4 s de repouso. A etapa de deformação permanente foi realizada após a compactação e regularização do topo dos corpos de prova e antes da avaliação do módulo de resiliência, sem qualquer condicionamento prévio. As tensões utilizadas durante o ensaio de deformação permanente foram  $\sigma_d = 200$  kPa e  $\sigma_3 = 40$  kPa, resultando em uma relação  $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = 6$ , igual à máxima utilizada por Merheb (2014), que variou a relação de 3 até 6 e um pouco inferior à utilizada por Indraratna *et al.* (2004), de 6,7.

Com os valores finais de deformação permanente, obtidos após a aplicação total dos ciclos, foram realizadas análises envolvendo os parâmetros relacionados à litologia e granulometria do material.



Na comparação dos resultados de deformação permanente de cada um dos materiais analisados, foi possível observar que a média dos valores cresceram do material com menor abrasão L.A para o maior (Figura 5.21). Resultado muito semelhante foi observado ao utilizar os resultados de tenacidade Treton ao invés do L.A, indicando que os dois ensaios mostraram resultados correlacionáveis no caso dos materiais estudados, apesar de já terem sido observadas relações não lineares para outros materiais, como o estudado por Rangel et al. (2016). As maiores deformações permanentes para materiais com maior índice de abrasão L.A eram esperadas, por acreditar-se que estes materiais sejam mais suscetíveis à quebra, por diferentes mecanismos que desencadeiam o movimento de partículas em arranjos não recuperáveis durante o ensaio. No entanto, foi possível notar também que para algumas granulometrias (identificadas de acordo com a Figura 3.10 na seção 3.2), os materiais com maior índice de abrasão L.A deformaram menos do que os com menor L.A. No Material 1, as curvas granulométricas 3, 6 e 8 apresentaram menor deformação do que o Material 3, enquanto no Material 2 foram as curvas 2, 3 e 8, com as curvas 3 e 8 apresentando melhores resultados para ambos materiais menos resistentes. Com o aumento da resistência das partículas, os valores de deformação permanente passaram a ficar menos dispersos. Esta constatação não era esperada e é muito importante, indicando provavelmente que a granulometria influencia mais no comportamento de materiais menos resistentes, podendo em alguns casos fazer com que o material apresente menor deformação permanente do que a observada para materiais mais resistentes. Por fim, estes resultados também podem estar relacionados à heterogeneidade do material, com a dispersão dos valores crescendo com a heterogeneidade mineral das rochas que compõe cada amostra.

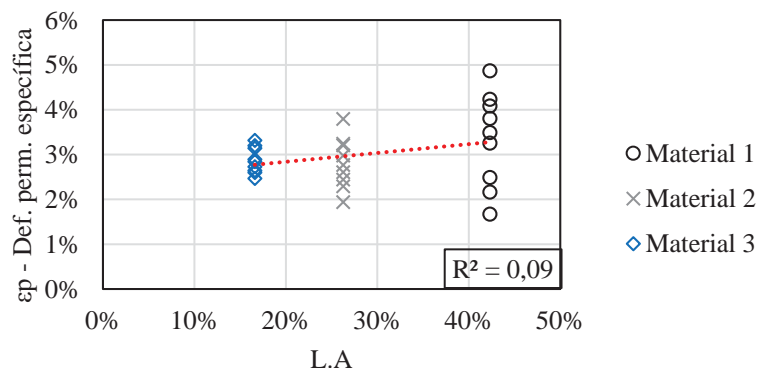


Figura 5.21 – Deformação permanente específica obtida para materiais com diferentes índices L.A

Ao relacionar a deformação permanente específica com os parâmetros das curvas granulométricas, foi observado que no geral há o aumento do deslocamento total com o aumento do coeficiente de curvatura ( $C_c$ ) e a redução com o aumento do coeficiente de não uniformidade ( $C_{nu}$ ) (Figura 5.22). Nestas análises, os valores estiveram mais dispersos quanto menos resistente o material, levando à baixos coeficientes de determinação ( $R^2$ ). Ao relacionar a deformação permanente com o índice de vazios, a tendência observada é serem diretamente proporcionais (Figura 5.23). Quanto mais resistente o material, menor foi a inclinação da reta do aumento da deformação com o aumento do índice de vazios e menos dispersos foram os valores. Como as amostras estudadas apresentam índice de vazios dependente da litologia e da resistência do material, na Figura 5.23 é apresentada a linha de tendência individual de cada material, com os respectivos coeficientes de determinação.

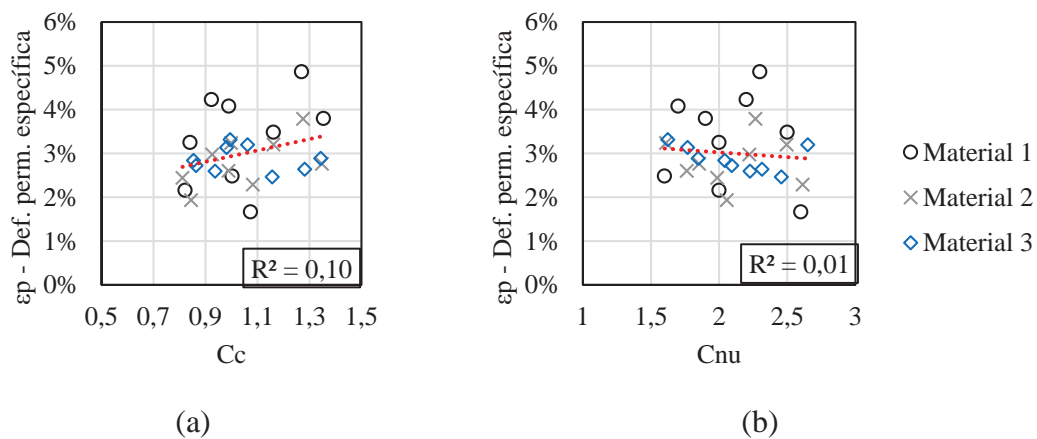


Figura 5.22 – Variação da deformação permanente específica com: (a)  $C_c$ ; (b)  $C_{nu}$ .

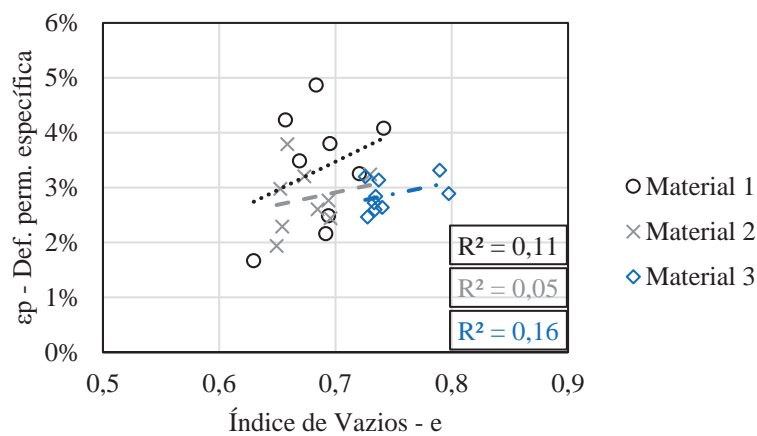


Figura 5.23 – Influência do índice de vazios na deformação permanente específica

Após avaliar a deformação permanente específica das amostras utilizando parâmetros convencionais de granulometria, foram testados os três parâmetros adicionais (passante na peneira de 8 mm, retido acumulado na peneira de 16 mm e retido acumulado na peneira de 22 mm), utilizados para descrever a distribuição de tamanhos das partículas. A correlação de cada um destes parâmetros com a deformação permanente foi primeiro avaliada. Então foi realizada uma análise multivariada, para cada uma das litologias individualmente, e para todas elas em uma equação única.

Apesar de inicialmente não terem apresentado boa correlação com a deformação permanente, os três parâmetros propostos foram os que apresentaram melhor aproximação na análise multivariada, junto com o coeficiente de curvatura ( $C_c$ ). A equação 30 foi a obtida para o melhor ajuste de cada uma das litologias individualmente, com os coeficientes sendo diferentes para cada um dos materiais. Durante o ajuste, foi testada primeiro uma equação linear, depois foram realizadas combinações inserindo expoente em cada uma das variáveis independentes. Por fim, observou-se que o expoente da variável “ret.ac. #22mm” seria dependente da litologia, apresentando relação clara com o resultado de L.A. Os resultados dos valores previstos, com os coeficientes obtidos (Tabela 15) para cada uma das litologias são apresentados na Figura 5.24.

Em uma última análise, todas as litologias foram inseridas em um mesmo ajuste (Figura 5.25), buscando assim identificar os parâmetros que juntos representassem melhor os ensaios realizados. Os parâmetros propostos para a descrição da distribuição granulométrica, junto ao resultado de abrasão L.A apresentaram o melhor resultado, com coeficiente de determinação de 0,73 utilizando os 27 ensaios de deformação permanente, inseridos na equação 31.

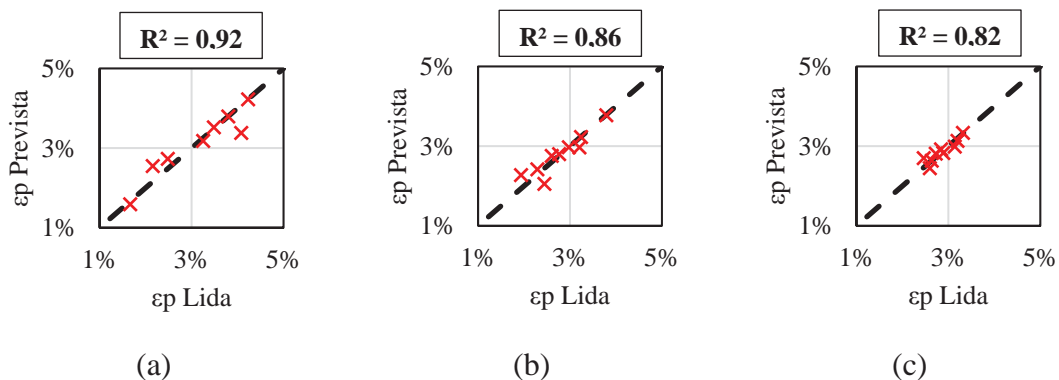


Figura 5.24 – Ajustes da DP: (a) Material 1; (b) Material 2; (c) Material 3 (eq. 30)

$$\varepsilon_p = a + b \times (p. \#8)^2 + c \times r. \#16 + d \times (r. \#22)^{\frac{1}{L.A}} + e \times Cc \quad (30)$$

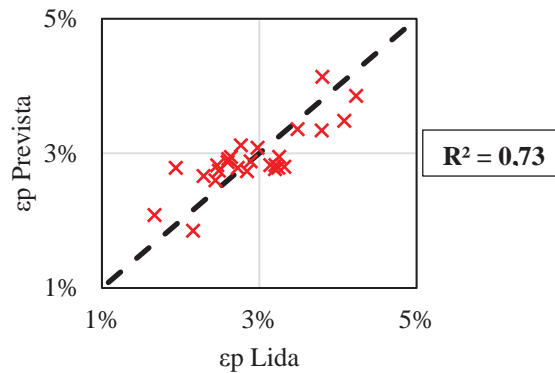


Figura 5.25 – Ajuste conjunto da  $\varepsilon_p$  para todos os materiais (eq. 31)

$$\varepsilon_p = a + (b \times p. \#8 + c \times r. \#16 + d \times r. \#22) \times L. A^e \quad (31)$$

Tabela 15 – Coeficientes das equações de ajuste da DP

Coeficiente	Material 1 (eq. 30)	Material 2 (eq. 30)	Material 3 (eq. 30)	Análise Conjunta (eq. 31)
a	0,027	0,017	0,031	0,028
b	2,202	0,753	-0,695	3,868
c	0,038	-0,052	-0,034	0,436
d	-0,521	-0,491	5,081	-2,135
e	-0,012	0,035	0,018	3,038
<b>R<sup>2</sup></b>	<b>0,92</b>	<b>0,86</b>	<b>0,82</b>	<b>0,73</b>

### 5.3.5 A influência da litologia e da granulometria na quebra de partículas

A quebra das partículas após as duas etapas do ensaio triaxial (deformação permanente e módulo de resiliência) foi avaliada a partir de parâmetros obtidos da comparação entre as curvas granulométricas antes e depois dos ensaios. O primeiro parâmetro de quantificação de quebra utilizado foi o  $B_g$ , que apresentou tendência contrária à encontrada em Sun (2017) e Indraratna *et al.* (2011): o índice  $B_g$  cresce quando o índice de vazios decresce. Essa tendência contrária a lógica de que partículas com maior número de contatos recebem tensões menores e por isso quebram menos. Possíveis erros associados à utilização do  $B_g$  estão no fato do índice considerar individualmente cada peneira, sofrendo maior influência do peneiramento. Deve ser considerado que o peneiramento não é perfeito, e que o aumento do número de peneiras aumenta o número de pontos de controle,

mas pode aumentar o erro quando comparada porcentagem retida peneira por peneira antes e depois do ensaio, comprometendo a confiança nos valores de  $B_g$  obtidos.

Uma alternativa para quantificar a quebra foi a utilização do BBI, que considera a diferença de áreas das curvas granulométricas, além de ter um limite de quebra de material definido, fazendo com que seja impossível a existência de um valor maior que 1.

A relação obtida entre a litologia e a quebra de partículas indicou que materiais menos resistentes tendem a apresentar valores mais variados de índice de quebra, quando variada a sua granulometria (Figura 5.26). Diferente do observado para a deformação permanente, nenhuma granulometria dos Materiais 1 e 2 apresentou resultado inferior ao Material 3, mas foi possível chegar próximo aos valores de quebra deste, apenas modificando a distribuição granulométrica da amostra.

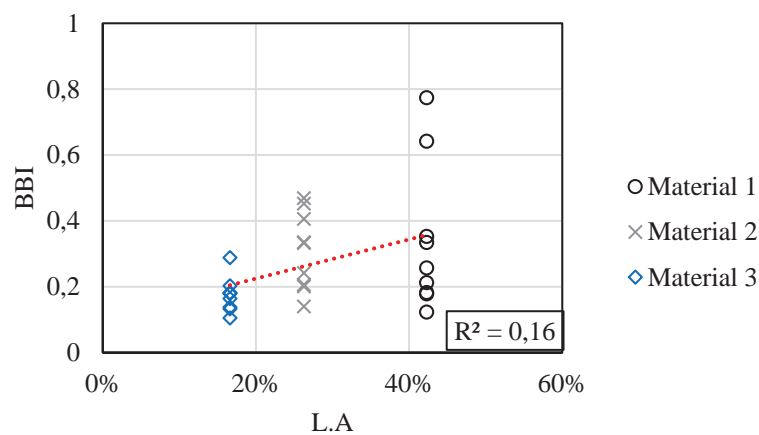


Figura 5.26 – Relação entre o BBI e o L.A dos materiais desta pesquisa

Analisando o BBI, foi possível verificar de fato que as granulometrias com maior coeficiente de curvatura e não uniformidade apresentaram índices menores de quebra, mas que o efeito dos dois parâmetros foi mais significativo quanto menos resistente a rocha (Figura 5.27).

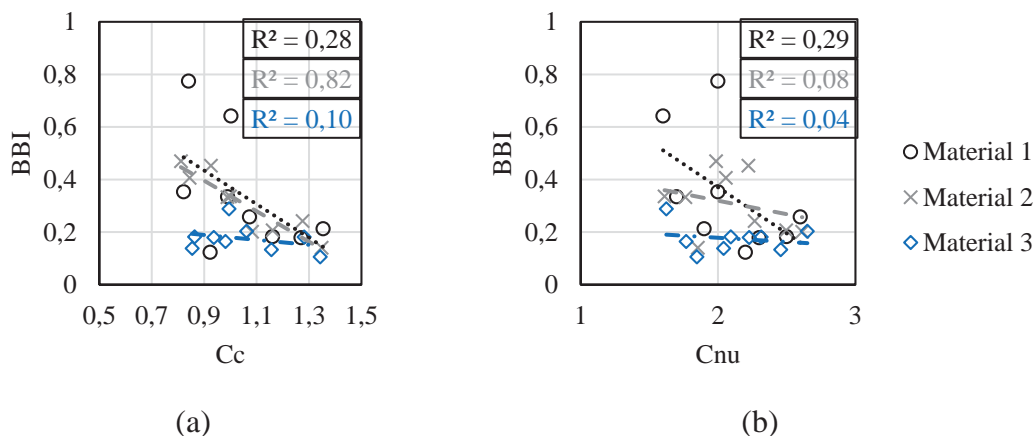


Figura 5.27 – Relação do índice BBI com: (a) Cc; (b) Cnu

De maneira semelhante, mas inversa ao ocorrido para o Cnu, o aumento do índice de vazios resultou em um aumento do BBI, mas apenas para o Material 1, por ser o menos resistente (Figura 5.28). Os demais materiais não apresentaram boa correlação entre o índice de vazios e o BBI.

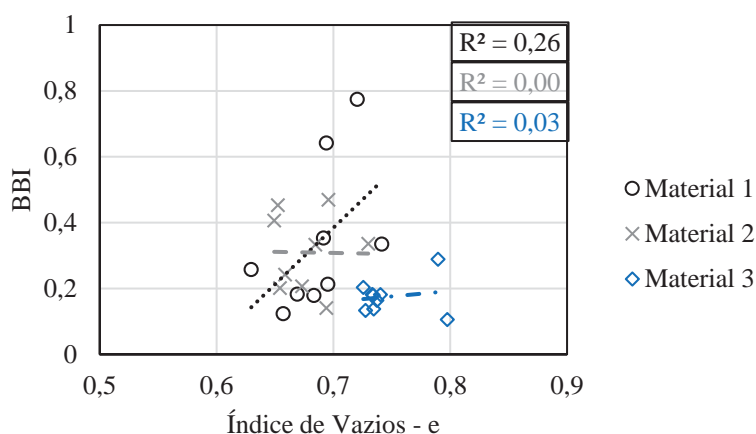


Figura 5.28 – Relação entre o BBI e o índice de vazios

Assim como o resultado de MR e DP, o BBI também foi correlacionado com os três parâmetros propostos na presente dissertação (passante na peneira de 8 mm, retido acumulado na peneira de 16 mm e retido acumulado na peneira de 22 mm). Os resultados chamaram a atenção especialmente pela correlação da peneira 16 mm (Figura 5.29), com tendência exponencial para os três materiais estudados. Nesta correlação, o Material 1 foi o que apresentou maior dispersão de valores, coerente com a heterogeneidade do material e menor resistência, mas ainda assim foi possível identificar uma clara tendência da nuvem de pontos.

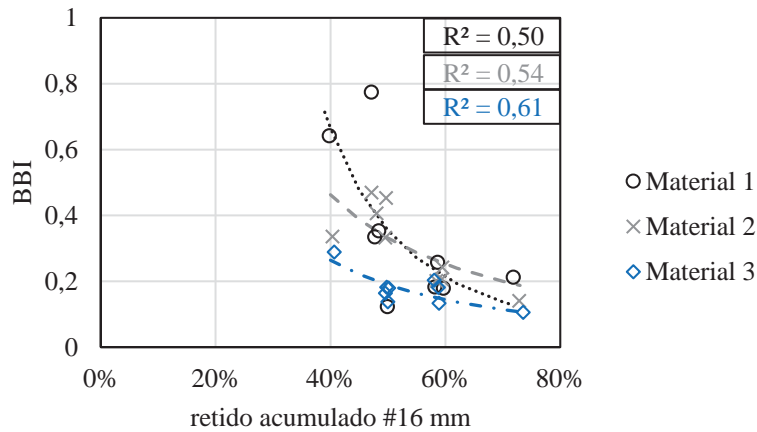


Figura 5.29 – Relação entre o BBI e percentual retido na peneira de 16 mm

A identificação do comportamento dos diferentes materiais quanto à quebra, a partir da análise do material retido acumulado na peneira de 16 mm, levou à tentativa de ajuste da equação 32 para cada material isoladamente, em um modelo exponencial considerando unicamente este citado parâmetro da granulometria (Figura 5.30). Adicionalmente, a equação 33 foi ajustada para tentar obter melhores coeficientes de determinação, considerando os parâmetros p.#8, Cc e Cnu (Figura 5.31). Por fim, um último ajuste de todos os materiais à equação 34 foi realizado, acrescentando o índice L.A como parâmetro para considerar a diferença entre a resistência de cada litologia (Figura 5.32). Os parâmetros e coeficientes de determinação são apresentados na Tabela 16.

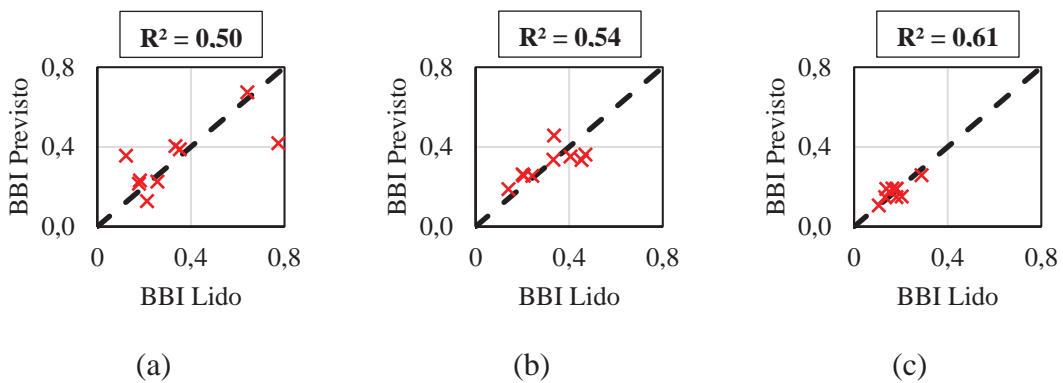


Figura 5.30 – Ajustes do BBI: (a) Material 1; (b) Material 2; (c) Material 3 (eq. 32)

$$BBI = \frac{a}{(r.\#16)^b} \quad (32)$$

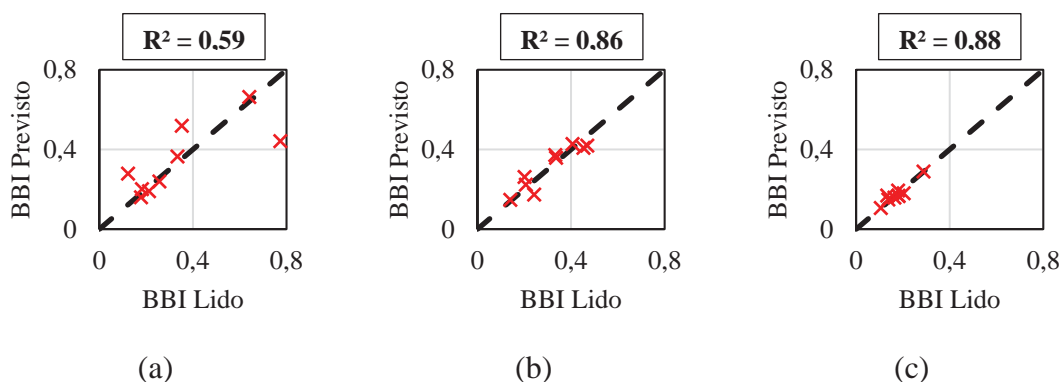


Figura 5.31 – Ajustes do BBI: (a) Material 1; (b) Material 2; (c) Material 3 (eq. 33)

$$BBI = \frac{a}{(r. \#16)^b} + c \times p. \#8 + d \times Cc + e \times Cnu \quad (33)$$

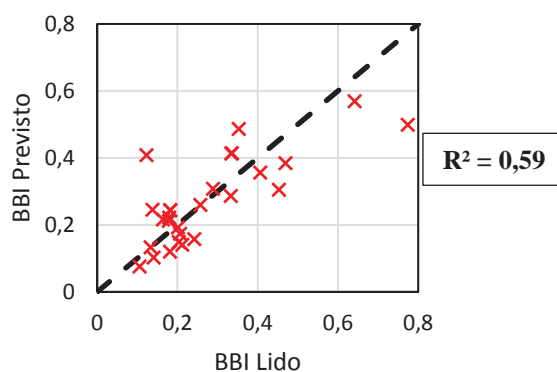


Figura 5.32 – Ajuste do BBI para todos os materiais (eq. 34)

$$BBI = a \times L.A^b \times r. \#16^c \times Cc^d \quad (34)$$

Tabela 16 – Coeficientes das equações de ajuste do BBI para os materiais desta pesquisa

Coeficiente	Mat. 1 (eq. 32)	Mat. 2 (eq. 32)	Mat. 3 (eq. 32)	Mat. 1 (eq. 33)	Mat. 2 (eq. 33)	Mat. 3 (eq. 33)	Análise Conjunta (eq. 34)
a	0,050	0,117	0,067	0,006	1,365	0,001	0,179
b	2,815	1,500	1,499	4,853	-0,096	5,833	0,626
c	-	-	-	-3,386	1,294	0,487	-1,843
d	-	-	-	-0,031	-0,718	0,005	-1,021
e	-	-	-	0,203	-0,149	0,037	-
<b>R<sup>2</sup></b>	<b>0,50</b>	<b>0,54</b>	<b>0,61</b>	<b>0,59</b>	<b>0,86</b>	<b>0,88</b>	<b>0,59</b>

Na Tabela 16 é observado que os coeficientes de determinação para os modelos de ajuste do BBI não foram tão altos quanto os de ajuste da DP mostrado na Tabela 15. Isto se deve principalmente à heterogeneidade do Material 1. No entanto, os modelos ajustados e



principalmente a variável  $r_{\#16}$ , relacionada à peneira com tamanho aproximadamente 50% do tamanho máximo das partículas, fornecem indicações do que é desejado para uma curva granulométrica apresentar menos quebra. É importante lembrar que a análise até o momento vale para a faixa granulométrica AREMA 24, para o material quebrado após 150.000 ciclos de carregamento, para a aplicação de  $\sigma_d = 200 \text{ kPa}$  e  $\sigma_3 = 40 \text{ kPa}$ .

### 5.3.6 Ensaios triaxiais cíclicos utilizados para validação

Todas as curvas granulométricas ensaiadas até o momento estiveram enquadradas ou próximas de ser enquadradas na faixa da AREMA 24. De certa forma, apesar de esta ser uma das faixas granulométricas mais utilizadas no Brasil, o estudo fica limitado e não possibilita generalizar os ajustes realizados. Como uma maneira de testar os modelos de previsão de cada um dos parâmetros mecânicos dos ensaios triaxiais de escala reduzida, para o Material 1 e Material 3 estudados nesta dissertação, foram reproduzidas curvas granulométricas escalonadas dos ensaios realizados no modelo físico e que serão apresentados na próxima seção. Adicionalmente, foram ensaiadas também duas curvas granulométricas com Cnu em valores extremos (1,2 e 3,9), utilizando o Material 1. Este material foi utilizado, após ter passado pela mesma britagem dos ensaios triaxiais anteriores, na composição de corpos de prova com a distribuição granulométrica das Curvas 10, 11 e 12, 13 e 14. Já com o Material 3, obtido nas mesmas condições, foi composto um corpo de prova com a distribuição granulométrica da Curva 10.

As curvas granulométricas escalonadas das ensaiadas no modelo físico diferem das anteriores por quase não apresentar material passante na peneira de 8 mm. Além disso, as três curvas apresentam coeficientes de não uniformidade (Cnu) muito próximos (cerca de 1,7). Na fração média, a curva denominada Curva 10 é a única dentro da faixa citada, a Curva 11 fica próxima ao limite inferior e a Curva 12 fica fora da delimitação granulométrica da AREMA 24. Para a fração graúda, as três Curvas se enquadram, com o seu escalonamento tendo sido realizado de maneira semelhante aos ensaios anteriores, utilizando como base a maior peneira da escala reduzida e da escala real. As curvas consideradas pontos extremos de análise, denominadas Curva 13 e Curva 14, foram construídas para adicionar na análise uma curva muito uniforme e uma pouco. Ambas curvas não se inserem dentro dos limites da AREMA 24.

Todas as curvas que fizeram parte desta análise adicional podem ser observadas na Figura 5.33.

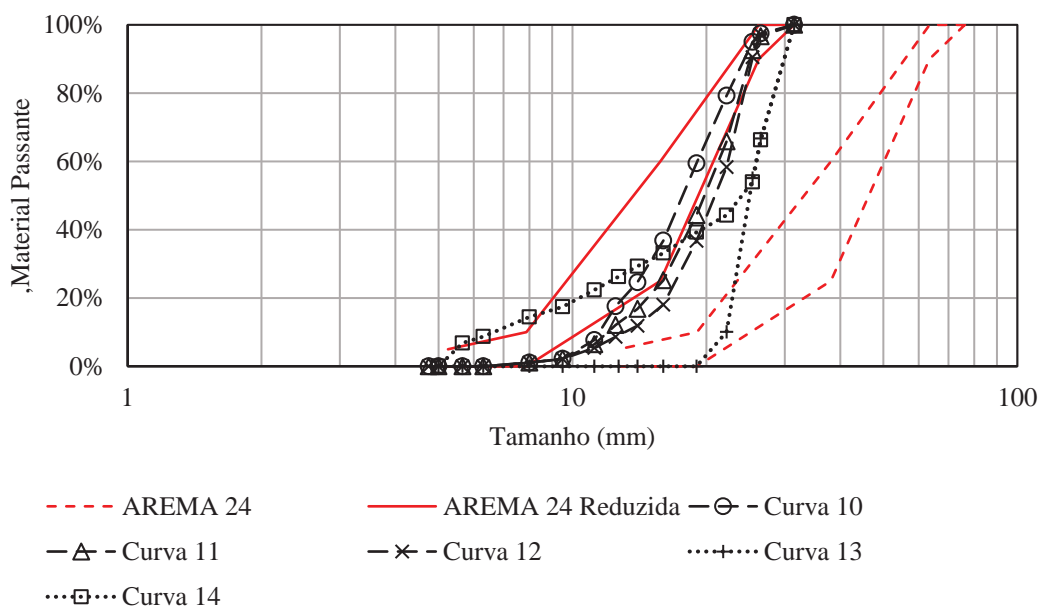
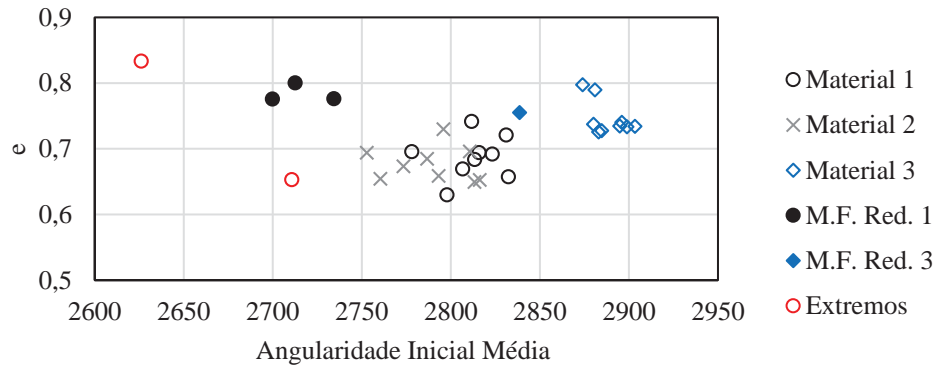


Figura 5.33 – Curvas 10, 11, 12, 13 e 14 escalonadas para ensaios triaxiais desta pesquisa

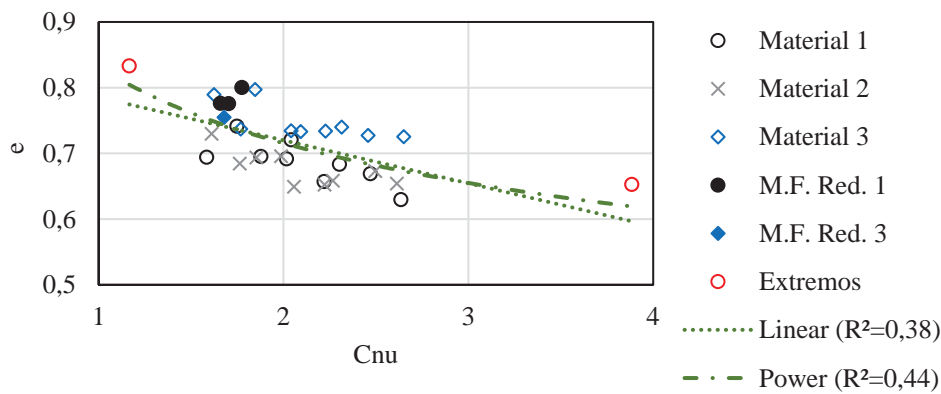
No total para esta etapa foram ensaiados seis corpos de prova, três respectivos às curvas granulométricas escalonadas do modelo físico com o Material 1 (M.F. Red. 1), um da curva escalonada do modelo físico com o Material 3 (M.F. Red. 3) e dois respectivos aos pontos extremos de uniformidade (Extremos). Os resultados obtidos para módulo de resiliência, deformação permanente e BBI foram então inseridos nos gráficos dos ensaios triaxiais apresentados anteriormente. As equações ajustadas com os dados do triaxiais iniciais também foram utilizadas, comparando o resultado previsto com elas para as novas amostras ensaiadas com os resultados reais.

Apesar das curvas granulométricas mais uniformes terem apresentado angularidade média abaixo das demais amostras utilizadas nos ajustes, por terem sido utilizadas mais partículas da fração graúda (menor angularidade), os índices de vazios destas novas amostras ficaram acima do esperado. O maior volume de vazios está provavelmente relacionado aos vazios gerados no meio rochoso, que não foram tão preenchidos quanto nas amostras anteriores pela baixa quantidade de material passante na peneira de 8 mm. Já para o material com granulometria mais densa ( $C_{nu} = 3,9$ ), a angularidade média se manteve próxima à tendência obtida a partir das amostras inicialmente ensaiadas, uma vez que o material apresentava quantidade significativa de material passante na peneira de 8 mm. Outro indicativo da causa do maior índice de vazios ter sido função da granulometria é a relação dele com o coeficiente de não uniformidade ( $C_{nu}$ ), que ficou

dentro do esperado, mantendo a tendência de redução do índice de vazios com aumento do Cnu. Os dois gráficos relacionando o índice de vazios com a angularidade inicial média e o Cnu são apresentados na Figura 5.34.



(a)



(b)

Figura 5.34 – Índice de vazios das novas amostras com a angularidade inicial média (a) e o Cnu (b)

Em resumo os valores comparativos obtidos para a  $\epsilon_p$ , a partir das equações ajustadas anteriormente, são apresentados na Tabela 17. As deformações permanentes estimadas pelas equações propostas anteriormente ficaram próximas às deformações reais apenas para a curva granulométrica 10. Este resultado é justificado pelas equações levarem em consideração o material retido acumulado na peneira de 22 mm, retido acumulado na peneira de 16 mm e passante na peneira de 8 mm. Como estes percentuais na Curva 11, 12, 13 e 14 foram muito diferentes dos ajustados inicialmente, verificou-se que os ajustes realizados dentro da faixa AREMA 24 não foram capazes de prever a deformação permanente de curvas não enquadradas na faixa. Além de ter sido obtido melhor resultado para a Curva 10, por ser a curva mais próxima de estar enquadrada na AREMA 24, o

ajuste mostrou melhor capacidade de prever a  $\epsilon_p$  do Material 3, com resultados muito próximos tanto para a Eq. 30 quanto para a Eq. 31. Ao tentar realizar novos ajustes considerando os seis novos ensaios, foi observada grande dificuldade de ajustar equações para abranger a previsão da deformação permanente para materiais com composições granulométricas tão distintas, resultando em coeficientes de determinação baixos e em modelos pouco precisos, por isso não sendo apresentados neste trabalho.

Tabela 17 – Valores de  $\epsilon_p$  lidos e previstos para curvas granulométricas fora da faixa AREMA 24

Curva	Lidos		Eq. 30		Eq. 31	
	Mat. 1	Mat. 3	Mat. 1	Mat. 3	Mat. 1	Mat. 3
10	3,23%	2,80%	2,68%	2,73%	1,89%	2,73%
11	2,99%	-	0,18%	-	0,16%	-
12	2,43%	-	-2,02%	-	-0,79%	-
13	4,13%	-	-35,19%	-	-8,07%	-
14	3,07%	-	-4,66%	-	0,31%	-

Os valores de BBI previstos e obtidos nos ensaios com as seis amostras adicionais podem ser observados na Tabela 18. Dentre todas, a Eq. 34 foi a que melhor conseguiu prever os valores de BBI, mesmo sendo um modelo ajustado para os três materiais juntos. Este resultado indica que a consideração do L.A como parâmetro para englobar os diferentes materiais em uma equação foi positiva para o ajuste.

Tabela 18 – Valores de BBI lidos e previstos para curvas granulométricas fora da faixa AREMA 24

Curva	Lidos		Eq. 32		Eq. 33		Eq. 34	
	Mat. 1	Mat. 3	Mat. 1	Mat. 3	Mat. 1	Mat. 3	Mat. 1	Mat. 3
10	0,31	0,16	0,18	0,13	0,32	0,09	0,24	0,13
11	0,17	-	0,11	-	0,31	-	0,16	-
12	0,17	-	0,09	-	0,29	-	0,14	-
13	0,05	-	0,05	-	0,21	-	0,11	-
14	0,11	-	0,16	-	0,30	-	0,18	-

Os valores previstos pela Eq. 32 ficaram bem distribuídos em torno da linha de igualdade, mostrando que a equação é capaz de prever valores de BBI para curvas granulométricas com formato distinto e fora da faixa AREMA 24. A Eq. 33, por sua vez, superestimou valores para o Material 1 e subestimou o valor do Material 3, indicando tendências

distintas para diferentes litologias. É importante lembrar que as equações 32 e 33 foram ajustadas especificamente para cada material, ou seja, foram utilizados coeficientes de regressão distintos para cada litologia. Uma comparação dos valores lidos e previstos de BBI, com as equações 32 e 33 e para o Material 1 e Material 3, pode ser observada na Figura 5.35.

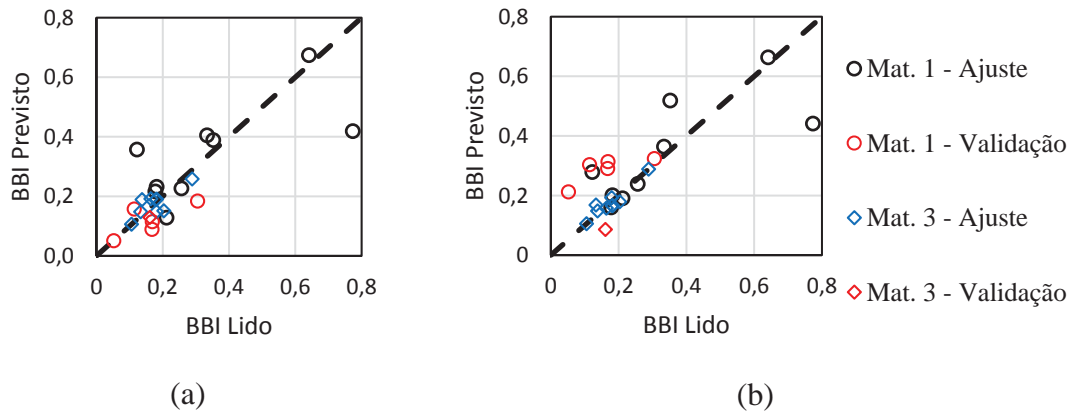


Figura 5.35 – Valores lidos e previstos de BBI do Material 1 e Material 3: (a) Eq. 32; (b) Eq. 33.

Além das equações ajustadas individualmente para cada litologia (Eq. 32 e Eq. 33) a Eq. 34, com ajuste do BBI englobando todas as litologias testadas também apresentou bons resultados, até melhores do que os previstos pelas equações anteriores. A equação em questão considera o índice L.A na consideração da litologia. Os resultados lidos e previstos pela Eq. 34 são comparados com o uso de uma linha de igualdade na Figura 5.36.

Ao inserir os novos dados de BBI no gráfico relacionado com o material retido acumulado na peneira de 16 mm, foi possível observar a mesma tendência observada anteriormente, mesmo para curvas com Cnu de uniformidade extremos (1,1 e 3,9). Os novos pontos podem ser observados na Figura 5.37, inseridos no gráfico apresentado anteriormente na seção 5.3.4.

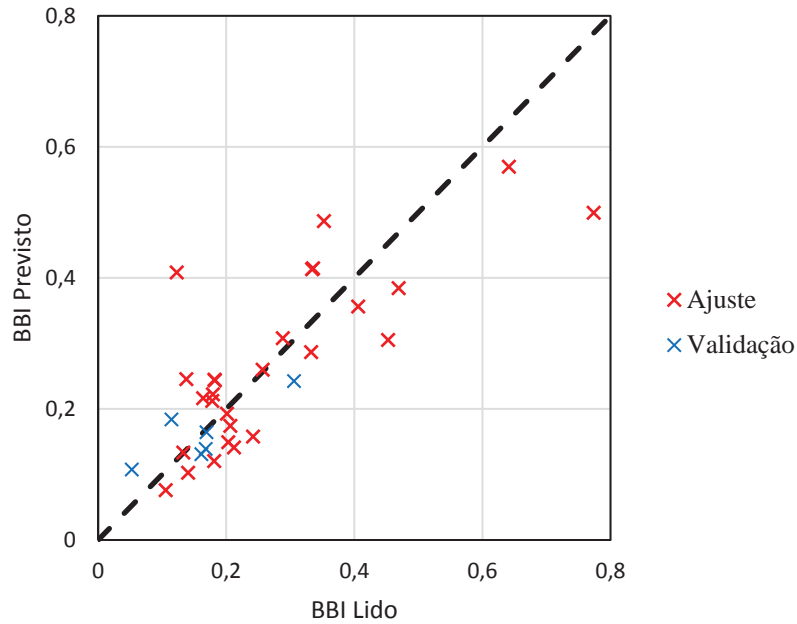


Figura 5.36 – Valores lidos e previstos de BBI no ajuste e na validação da Eq. 34

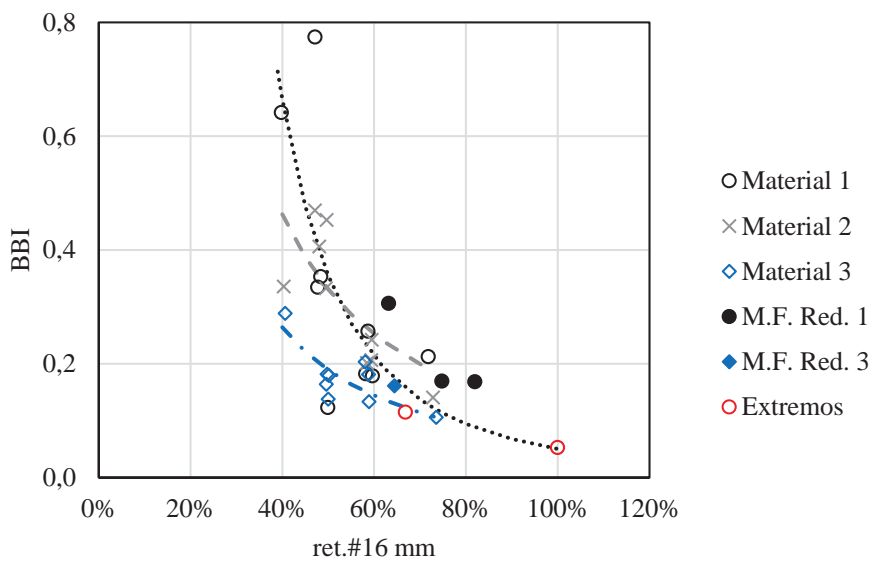


Figura 5.37 – Novas amostras inseridas no gráfico relacionando BBI e o r.#16

É interessante observar que o aumento do percentual retido acumulado na peneira de 16 mm significa o aumento da fração média e graúda na amostra. Estes resultados indicam que, para as tensões e as curvas testadas, é preferível ter um material delimitado por uma faixa muito estreita de partículas, ou seja, muito uniforme. Esta observação é importante, uma vez que na literatura normalmente são sugeridas faixas que limitam o Cnu do lastro, não permitindo valores muito próximos à 1.

Tomando como base para análise a curva mais uniforme ensaiada (Curva 13 -  $C_{nu} = 1,1$ ), foi observado então o produto da quebra após o ensaio triaxial de escala reduzida. Inicialmente, a amostra não apresentava partículas passantes na peneira de 19 mm. Considerando que partículas após o ensaio retidas nas peneiras acima da 16 mm podem ter mudado de tamanho por degradação na abrasão e no lascamento, é analisado então apenas o material passante na peneira de 16 mm, sendo considerado este de fato produto das quebras que se sucederam, que totalizou 1,04% do material. Ao analisar a distribuição deste material (Figura 5.38), observamos que a maior parte dele está acumulado nas peneiras mais finas (abaixo de 2 mm) o que de fato é um indicativo de ter sido originado na abrasão. O lascamento, por sua vez, pode ter gerado partículas maiores que 2 mm, sendo também representativo.

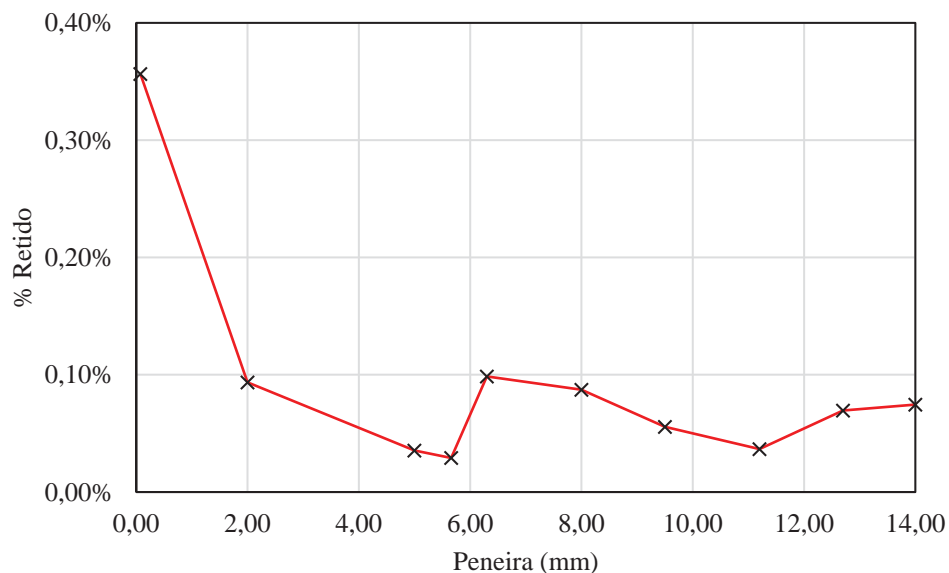


Figura 5.38 – Distribuição de partículas abaixo de 16 mm geradas após o ensaio da Curva 13

### 5.3.7 Modelagem das composições granulométricas em DEM

Como visto na seção 2.8.1 do Capítulo 2 desta dissertação, Boler *et al.* (2014) utilizaram modelagens em elementos discretos para estimar o número de contatos e o número de coordenação em um arranjo de partículas. Acredita-se que estes parâmetros têm influência na quebra de partículas e no módulo de resiliência do material, uma vez que as tensões que são transferidas nos contatos são maiores quanto menor o número de pontos de distribuição (contatos). Por consequência, as tensões geram deformações em cada um

dos contatos, sendo estas responsáveis, em parte, pelo módulo de resiliência do material como um todo.

Para analisar estas relações, nesta dissertação foram simulados quatorze corpos de prova com granulometria semelhante às utilizadas nos ensaios triaxiais de laboratório com o Material 1, sendo estas as curvas numeradas de 1 a 14 (Curva 1 até Curva 14, como identificado na Figura 3.10 da seção 3.2 e Figura 5.33 da seção 5.3.6 da presente dissertação).

A inserção da distribuição granulométrica desejada para cada corpo de prova e a massa específica aparente do material ( $2,741 \text{ g/cm}^3$  para o Material 1) definem o volume que as partículas ocuparão no ambiente de simulação. Adicionalmente foram inseridos o *Vertical Aspect Ratio (VAR)* e o *Horizontal Aspect Ratio (HAR)*, que estão relacionados ao alongamento e achatamento das partículas. É importante observar que o HAR é definido da mesma maneira que o achatamento (*flatness*) no AIMS2, enquanto o VAR é o inverso do alongamento ( $\frac{1}{\text{Elongation}}$ ). Os valores destes parâmetros foram obtidos a partir da média das leituras de todos os tamanhos de partícula analisados no AIMS2, mas poderiam ter sido utilizados valores de forma respectivos de cada fração, caso fosse desejado um maior refinamento do modelo computacional. Um exemplo de partícula com a forma representativa do Material 1 usado nos ensaios triaxiais é apresentado na Figura 5.39. Por não ter sido determinado o módulo de elasticidade dos agregados em questão, foi inserido no ambiente de simulação um módulo de 5 GPa, considerado dentro da faixa de valores esperados para um gnaisse.

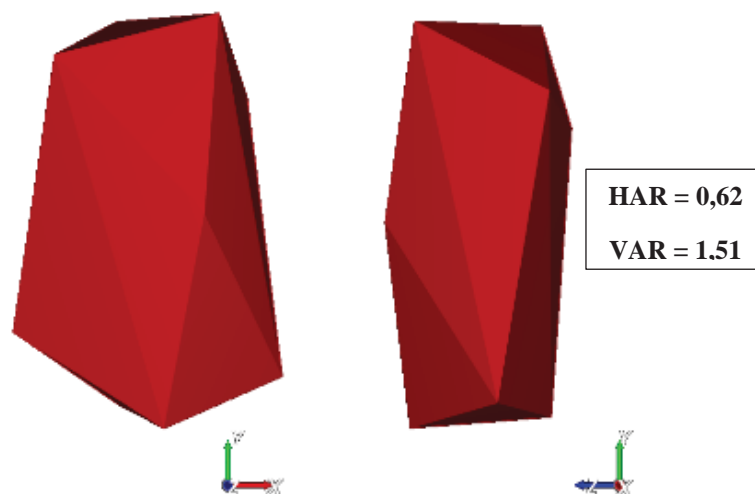


Figura 5.39 – Exemplo de partícula inserida nas simulações em DEM



A preparação dos corpos de prova no ambiente de simulação ocorreu em três etapas, com 1/3 do material sendo inserido no interior de um molde em cada etapa. Tomou-se cuidado para que o total de material colocado no interior do molde coincidissem com o total utilizado no experimento real para cada curva granulométrica. Ao fim da inserção do material, as paredes do molde foram vibradas com frequência de 15 Hz e amplitude de 0,05 m nas direções horizontais, para colocar as partículas em um arranjo mais imbricado. Durante a vibração, uma placa comprimiu as partículas no topo do corpo de prova, até que a amostra atingisse a altura total de 300 mm (equivalente ao tamanho real dos corpos de prova ensaiados), e durante todo o processo não foi utilizado nenhum modelo de quebra, com todas as partículas mantendo a sua forma original. O molde utilizado na simulação possui 150 mm de diâmetro e 600 mm de altura, sendo duas vezes mais alto que o molde real, para fazer com que o material não vazasse pelo topo do corpo de prova ao ser lançado e durante a compactação.

Ao final do processo de inserção do material e da compactação, foi verificado o número de contatos entre partículas e entre partículas e outros elementos. Ambos contatos foram considerados na contabilização, com o número total deles (N.Con.) sendo dividido pelo número total (N.P.) de partículas em cada simulação para obtenção do número de coordenação (N.Coord.)

Os resultados obtidos das curvas granulométricas 1 a 9 são apresentados junto à amostra visual dos corpos de prova na Figura 5.40. Adicionalmente também foram modelados os corpos de prova respectivos às curvas 10 a 14. Estas amostras, como anteriormente citado, não se enquadram na AREMA 24. Os resultados obtidos na modelagem destas curvas são apresentados junto às amostras visuais na Figura 5.41.

Após a obtenção dos valores de N.Con., N.P e N.Coord., os mesmos foram inseridos nas tabelas de correlação apresentadas anteriormente, para verificar a sua relação com as outras variáveis analisadas. No Anexo E podem ser encontradas todas as correlações realizadas. Com os parâmetros que apresentaram a maior interdependência, foram colocados os pontos nos gráficos relacionando apenas duas variáveis, tornando mais uma vez visual as tendências encontradas. Maior ênfase é dada às análises utilizando o parâmetro N.Coord., pelo mesmo ter sido discutido em Boler *et al.* (2014).

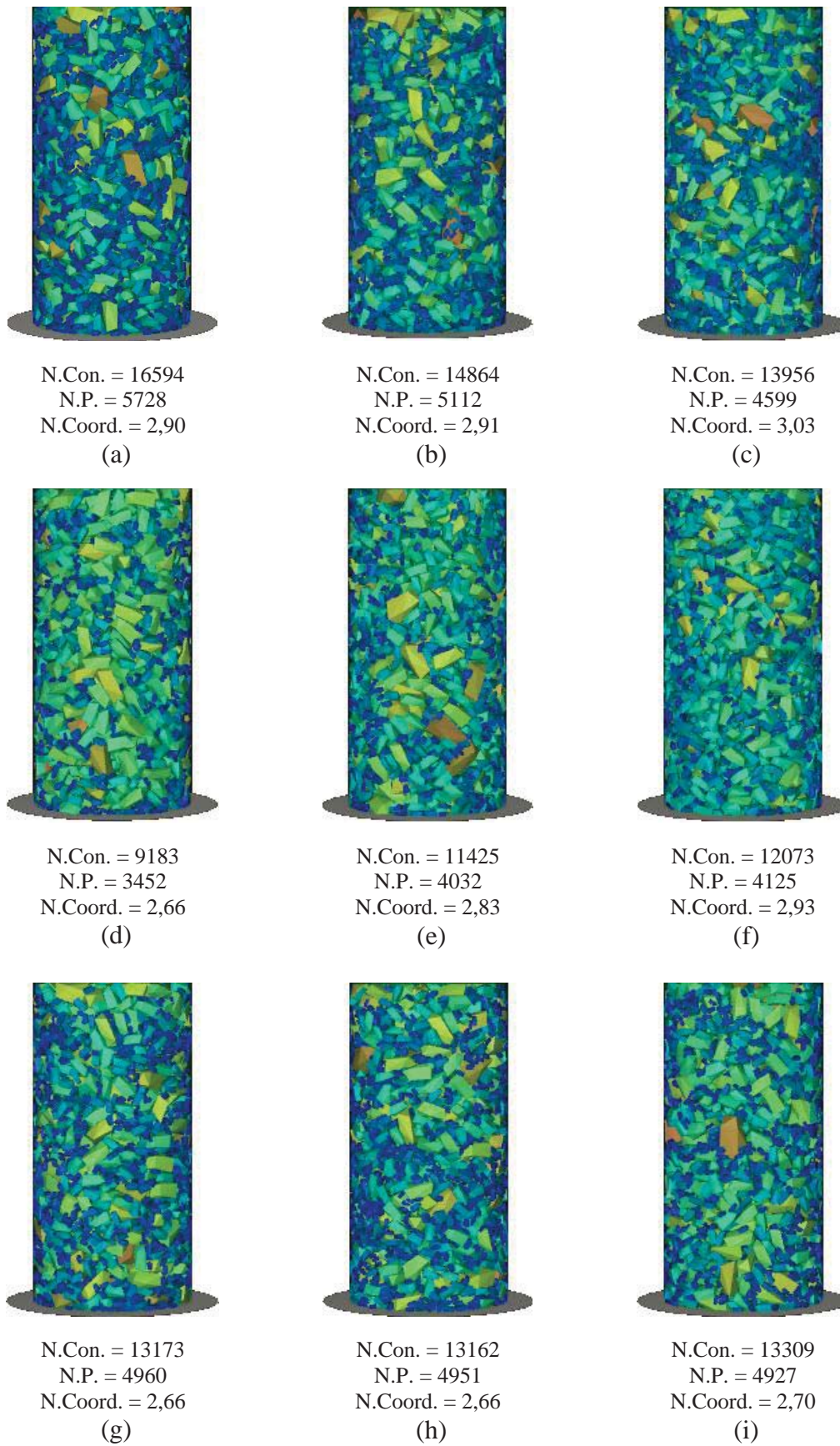


Figura 5.40 – Amostras moldadas em DEM: (a) Curva 1; (b) Curva 2; (c) Curva 3; (d) Curva 4; (e) Curva 5; (f) Curva 6; (g) Curva 7; (h) Curva 8; (i) Curva 9

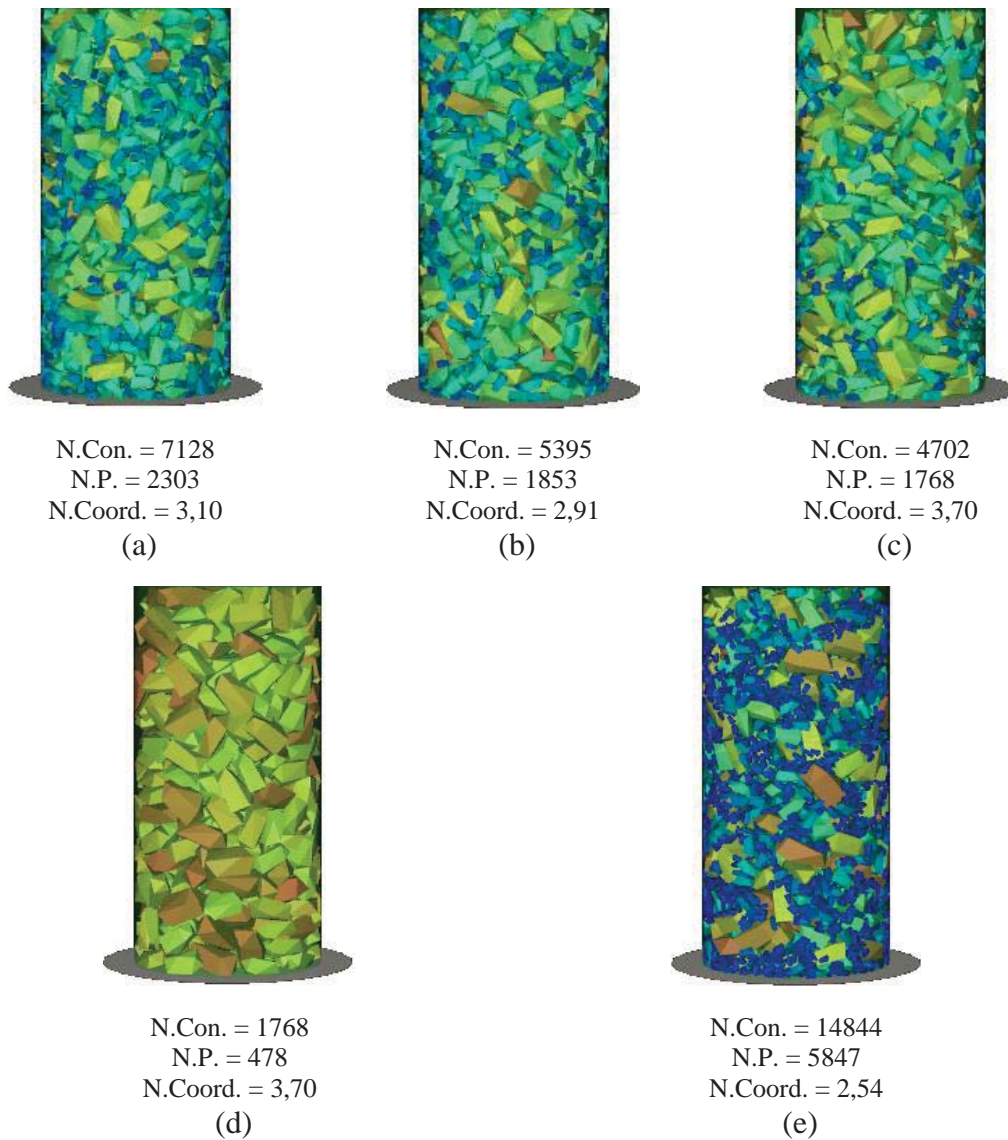


Figura 5.41 – Amostras moldadas em DEM: (a) Curva 10; (b) Curva 11; (c) Curva 12; (d) Curva 13; (e) Curva 14

A partir da análise dos corpos de prova com curvas granulométricas nos extremos de Cnu analisados (1,1 e 3,8), é possível observar que os corpos de prova com um maior número de contatos total (N.Con.) apresentaram um menor número de coordenação (N.Coord.). Isto acontece, pois, ao fixar o volume da amostra, o aumento do tamanho das partículas leva à um menor número de partículas total (N.P.) na simulação, como a redução do número de partículas é maior em comparação à redução do número de contatos, o número de coordenação aumenta. A relação tanto do N.P. quanto do N.Con. com o Cnu pode ser observada na Figura 5.42.

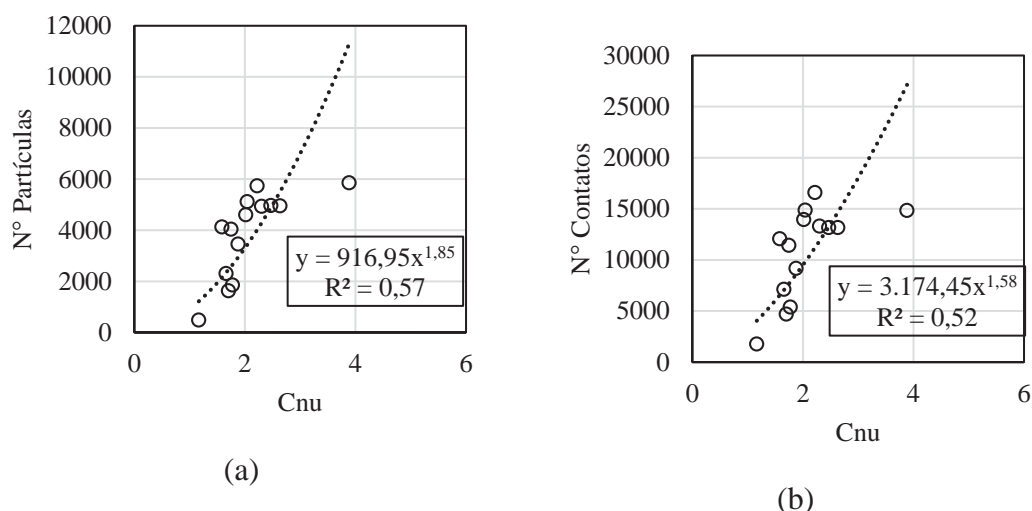


Figura 5.42 – Relação entre o Cnu de uma amostra em um volume definido e: (a) N.P.; (b) N.Con.

Mesmo com o aumento tanto do número de partículas quanto do número de contatos com o coeficiente de não uniformidade, o N.Coord. pode ser considerado um parâmetro bastante influenciado pela granulometria. O parâmetro apresentou mais alta relação com o Cc, mas também foram observadas tendências relacionadas ao Cnu, p.#8, r.#16 e r.#22, mostrando que o mesmo pode ser relacionado com diferentes parâmetros da distribuição granulométrica.

A relação do número de coordenação com Cc e Cnu pode ser observada na Figura 5.43. Tanto o aumento do coeficiente de curvatura quanto o do coeficiente de não uniformidade gerou uma diminuição no número de coordenação. Ambos parâmetros da curva granulométrica dependem da variável  $D_{10}$ , sendo esta a peneira na qual passa 10% da amostra total de cada granulometria. Mantendo as outras variáveis fixas, quanto menor o  $D_{10}$ , mais fino o material que compõe a fração fina da amostra, e maiores o Cnu e o Cc. Uma possível explicação física para o número de coordenação reduzir com este aumento é o de que ao utilizar um material muito fino ( $D_{10}$  baixo), este passa a ficar “solto” no interior dos vazios formados pelas partículas maiores, não mais fazendo parte de uma cadeia de contatos e transferência de cargas. Outra possível justificativa é a de que o material mais fino pode ficar entre o contato de partículas maiores, sendo mantido em sua posição apenas pela força transferida entre as duas, em dois pontos de contatos.

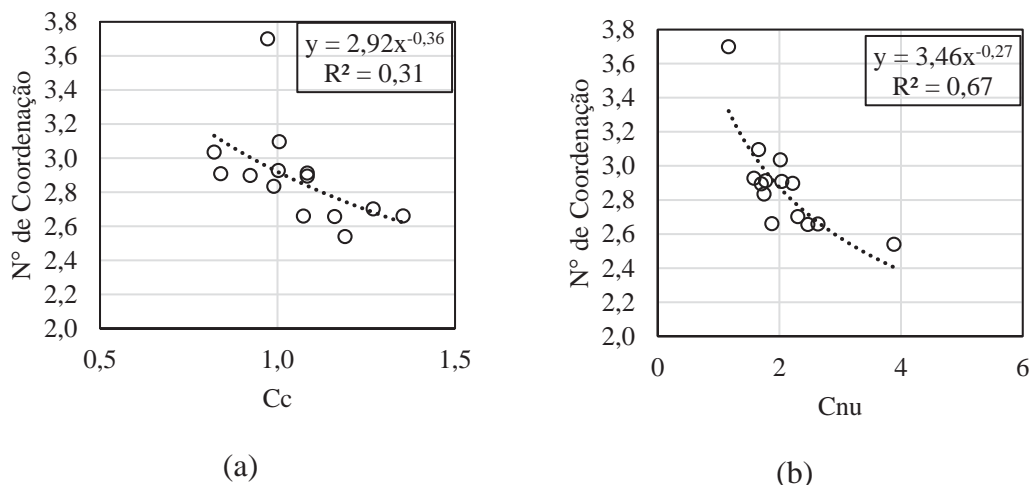


Figura 5.43 – Relação entre o N.Coord. do Material 1 e as variáveis: (a) Cc; (b) Cnu

Assim como realizado por Boler *et al.* (2014), as amostras das curvas 1 a 9 da presente dissertação também tiveram sua granulometria alterada com o uso de três peneiras de controle. Estas peneiras representam a fração fina, média e graúda de cada amostra e as suas variações têm influência no número de coordenação. A relação entre cada um destes parâmetros, com ajuste linear considerando apenas as curvas enquadradas na AREMA 24, é apresentada na Figura 5.44.

As mesmas observações de Boler *et al.* (2014) se repetiram para as amostras da presente dissertação modeladas em DEM, embora tenha sido utilizada uma metodologia distinta para simular a forma das partículas e posiciona-las em um arranjo mais compacto. Houve redução no N.Coord. com o aumento da fração fina (passante na peneira de 8 mm), assim como com o aumento da fração média (retido na peneira de 16 mm) e graúda (retido na peneira de 22,2 mm). Esta observação indica que provavelmente há uma relação de equilíbrio entre as frações para um maior número de coordenação nesta faixa. Ao adicionar os dados das curvas granulométricas 10 a 14, no entanto, a única tendência que se manteve foi a relacionada ao material passante na peneira de 8 mm, com as demais ficando dispersas, principalmente devido à curva com Cnu de 1,1 e N.Coord. de 3,7, que fugiu bastante da tendência esperada.

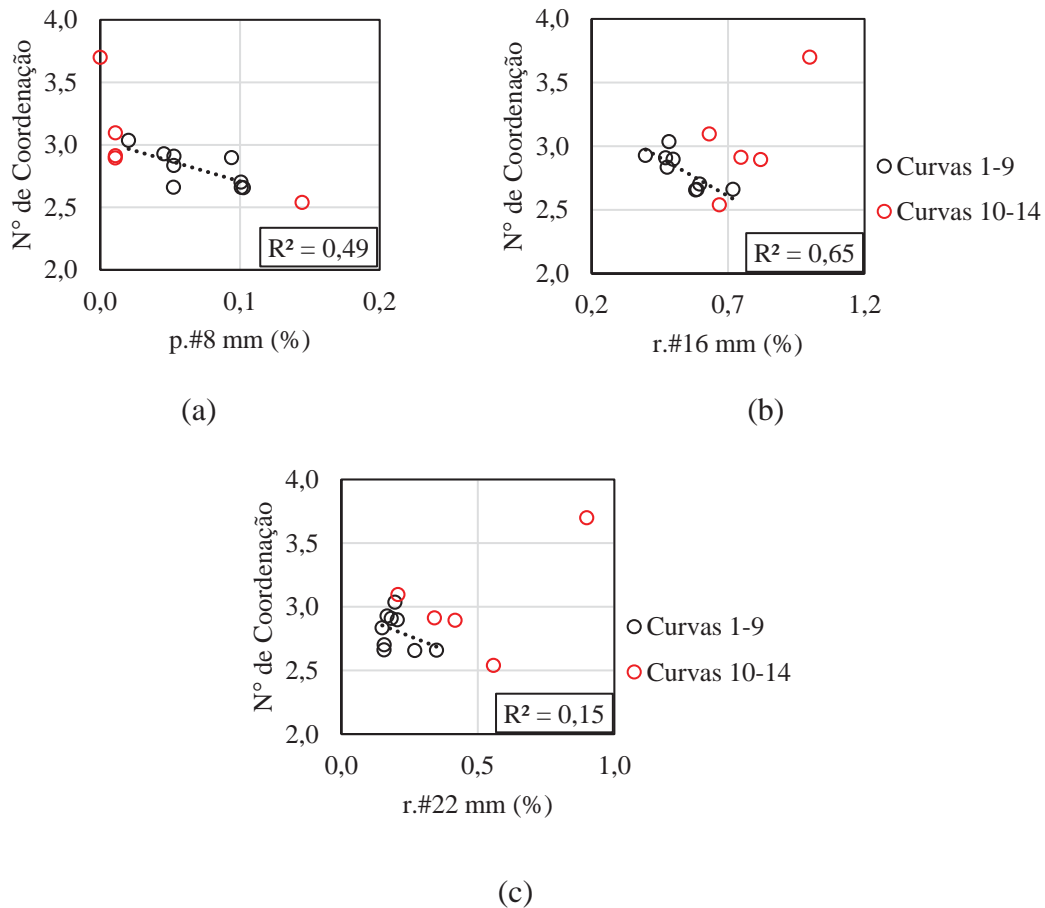


Figura 5.44 – Relação entre o N.Coord. do Material 1 e as variáveis: (a) Cc; (b) Cnu

Observadas as relações da granulometria com número de coordenação e o número de contatos em cada amostra, buscou-se entender também a influência que de fato o número de coordenação tem no comportamento do material. Nesta etapa foram comparados os N.Coord. e N.Con. com os resultados obtidos dos três materiais nos ensaios triaxiais, embora não tenham sido realizadas simulações considerando a forma, a massa específica aparente e o índice de vazios do Material 2 e Material 3.

Como citado anteriormente nesta seção, esperava-se uma alta correlação do módulo de resiliência com o N.Coord. e N.Con.. No entanto, os contatos entre as partículas são responsáveis apenas por parte da deformação resiliente, uma vez que outros movimentos internos da estrutura e rearranjos também geram deformações recuperáveis em cada ciclo. Foi constatado, ao analisar a relação entre o módulo de resiliência dos três materiais com o N.Coord., que os valores de MR ficaram dispersos, não apresentando tendência clara. Deve-se considerar também que na seção 5.3.3 foram apresentados os valores de MR, que ficaram em uma faixa relativamente estreita para cada material, não variando muito para as granulometrias testadas.

Por outro lado, foi possível identificar uma relação entre o BBI e o N.Con., com uma tendência importante na análise, por ser diferente da esperada inicialmente. A degradação das partículas aumentou com o aumento do N.Con. para as curvas testadas (Figura 5.45). Para entender este resultado, que está de acordo com as observações da seção 5.3.6, é importante resgatar a análise morfológica comparada de antes e depois dos ensaios na seção 5.3.2. Nesta análise é necessário partir do pressuposto que o contato entre as partículas já é um contato estável, ou seja, o início do carregamento já se passou e o arranjo já formou uma cadeia de contatos mais estável. No caso do arranjo de partículas com baixo N.Con., altas tensões são transferidas em poucos contatos, aumentando a probabilidade de fragmentação da partícula por propagação de falhas internas ou ruptura em planos de menor resistência. Quando a tensão nestes contatos não é suficiente para fragmentar a partícula, a abrasão é o mecanismo que segue acontecendo durante a solitação, nos poucos contatos existentes. Se considerado um arranjo com alto N.Con., as tensões transferidas nos contatos são menores, no entanto o número de contatos a serem desgastados na abrasão é maior, resultando em mais quebra quando comparadas as curvas granulométricas antes e depois da solitação. Esta lógica ainda precisa ser melhor estudada, uma vez que a área de contato entre partículas é mais complexa do que o número de contatos obtido em simulações DEM, devido à angularidade, textura e deformações locais que tornam a área de contato real diferente da aparente.

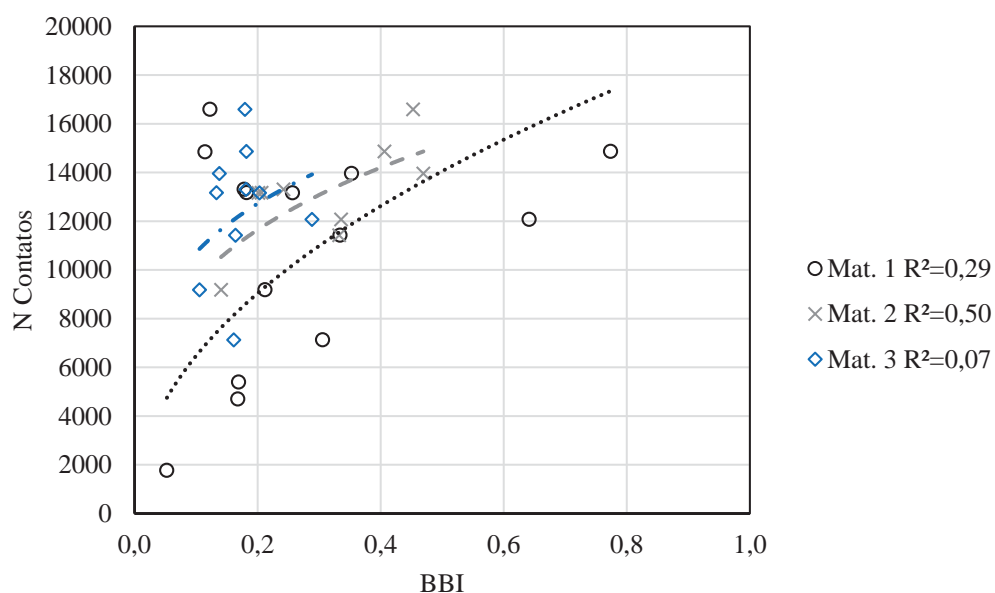


Figura 5.45 – Relação entre o N.Con. e BBI para os materiais desta pesquisa

## **5.4 ESTUDOS NO MODELO FÍSICO EM VERDADEIRA GRANDEZA**

O comportamento do lastro em escala real da parte geotécnica, foi estudado na presente pesquisa com a montagem de um modelo físico em verdadeira grandeza. O objetivo com o modelo físico foi o de modificar a granulometria do lastro e analisar as variações no módulo de resiliência, deformação permanente e quebra de partículas desta camada submetida a carregamento cíclico aplicado sobre uma parte de um dormente bibloco. Por esta parte da dissertação ser um dos resultados mais importantes nas análises, foram aplicados em cada um dos ensaios 4 milhões de ciclos de 36 kN, de modo que a carga total aplicada fosse a mesma para todos.

A disposição das informações deste capítulo seguirá a ordem apresentada resumidamente a seguir. A composição granulométrica detalhada de cada cenário ensaiado, com os percentuais de material em cada peneira e com as peneiras utilizadas, se encontra no Anexo D da presente dissertação.

Os ensaios 2, 3, 4 e 5 foram realizados sem a utilização das borrachas envolvendo as células de carga. Com base nestes dados foi analisada a variação das tensões dinâmicas, que foram lidas em geral uma vez por dia durante todos os ensaios. Além da análise das tensões, as deformações também foram analisadas, tanto no topo do dormente quanto nas camadas de sublastro e subleito. Juntando os dados de tensão e deformação, foram analisados os módulos de resiliência das camadas e as deformações permanentes. Por fim, o peneiramento de parte do material após o fim de cada ensaio foi utilizado como dado comparativo com a granulometria inicial, fornecendo um parâmetro de variação granulométrica resultante da degradação do lastro após os quatro milhões de ciclos de carregamento.

### **5.4.1 Análise completa de tensões na condição dinâmica**

Ao analisar os resultados de picos e vales de todos os ensaios realizados no modelo físico, foi constatado novamente que os dois valores se deslocavam juntos durante todo o período de ensaio. As tensões foram então analisadas subtraindo os picos dos vales.

Ao início do segundo ensaio foi observado também que a célula da direita, no interior do subleito, não estava mais lendo os valores de tensão, sendo descartada das análises seguintes.



A partir de agora, serão apresentados os resultados dos três ensaios realizados com o Material 1 (Lastro 2, Lastro 3 e Lastro 4) e variando somente a granulometria, assim como os resultados do Lastro 5, que foi construído com a mesma distribuição granulométrica do Lastro 2 mas utilizando o Material 3. Estes ensaios foram realizados sem o uso de palmilhas nas células de pressão total e sem a utilização de célula de pressão entre o dormente e o lastro. As distribuições granulométricas utilizadas são apresentadas novamente na Figura 5.46, junto à faixa granulométrica AREMA 24, mostrando que nenhuma delas estava enquadrada completamente na faixa. O formato das curvas escolhidas é o mesmo das curvas 10, 11 e 12 utilizadas na validação das equações ajustadas nos ensaios triaxiais, porém sem serem escalonadas.

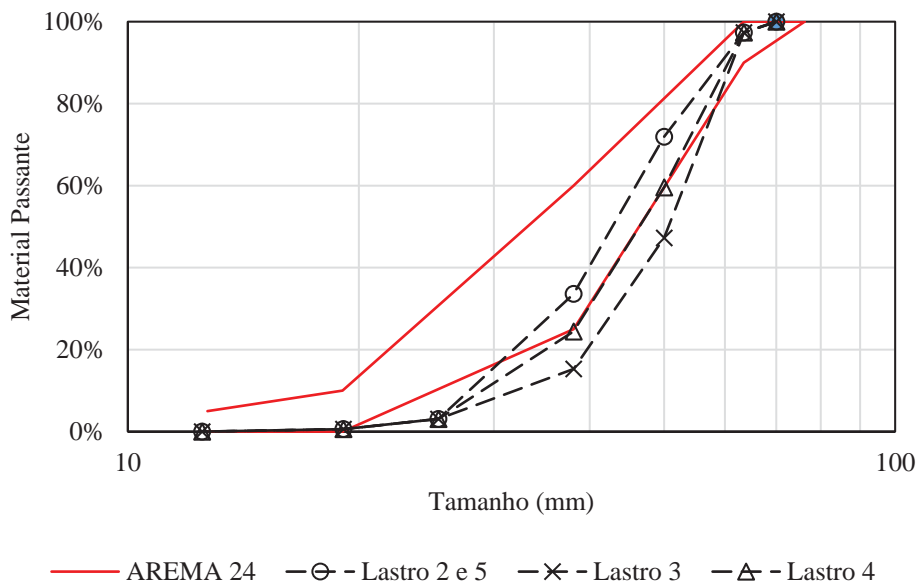


Figura 5.46 – Curvas granulométricas do Material 1 ensaiado no modelo físico

Na Figura 5.47 são apresentados os valores dos picos subtraídos dos vales de tensão lidos nos três ensaios variando apenas a granulometria do lastro. É possível notar que mesmo considerando apenas picos e vales houve, em todas as leituras, a oscilação de valores, com uma variação de até 10 kPa em um mesmo dia de leitura.

Mais uma vez se nota que a leitura no meio do subleito ficou superior a todas as outras, incoerente com o que era esperado inicialmente. Além disso, destaca-se um salto nas tensões do ensaio com o Lastro 2, que corresponde ao ponto quando ocorreu a ruptura de um dos lados da viga de reação do modelo físico. Comparando os ensaios utilizando granulometrias distintas, a tensão no subleito do Lastro 4 foi superior à do Lastro 2, que

por sua vez foi superior à do Lastro 3. O mesmo ocorreu entre o lastro e o sublastro. No entanto, caso fosse seguida a tendência do Lastro 2 antes da ruptura do apoio, ele provavelmente apresentaria tensões muito próximas às do Lastro 3. As leituras de tensão entre o sublastro e o subleito foram maiores para o Lastro 2, seguido do Lastro 4 e Lastro 3, assim como os valores lidos para a célula no interior do subleito 80 cm à esquerda do eixo de carregamento. Ao comparar o Lastro 2 com o Lastro 5, compostos por litologias diferentes, vemos que a redução de tensões ao longo do ensaio com o Lastro 2 fez este apresentar tensões menores que o Lastro 5 a 20 cm de profundidade do subleito e entre o lastro e sublastro, por outro lado as tensões entre o sublastro e subleito e fora do eixo de carregamento foram menores no Lastro 5. Os resultados resumem a complexidade da leitura de valores confiáveis em camadas granulares com o tipo de célula usado. De modo geral, o que se pode observar é que houve uma redução das médias das tensões principalmente entre o lastro e o sublastro e entre o sublastro e o subleito ao longo dos ciclos de carregamento.

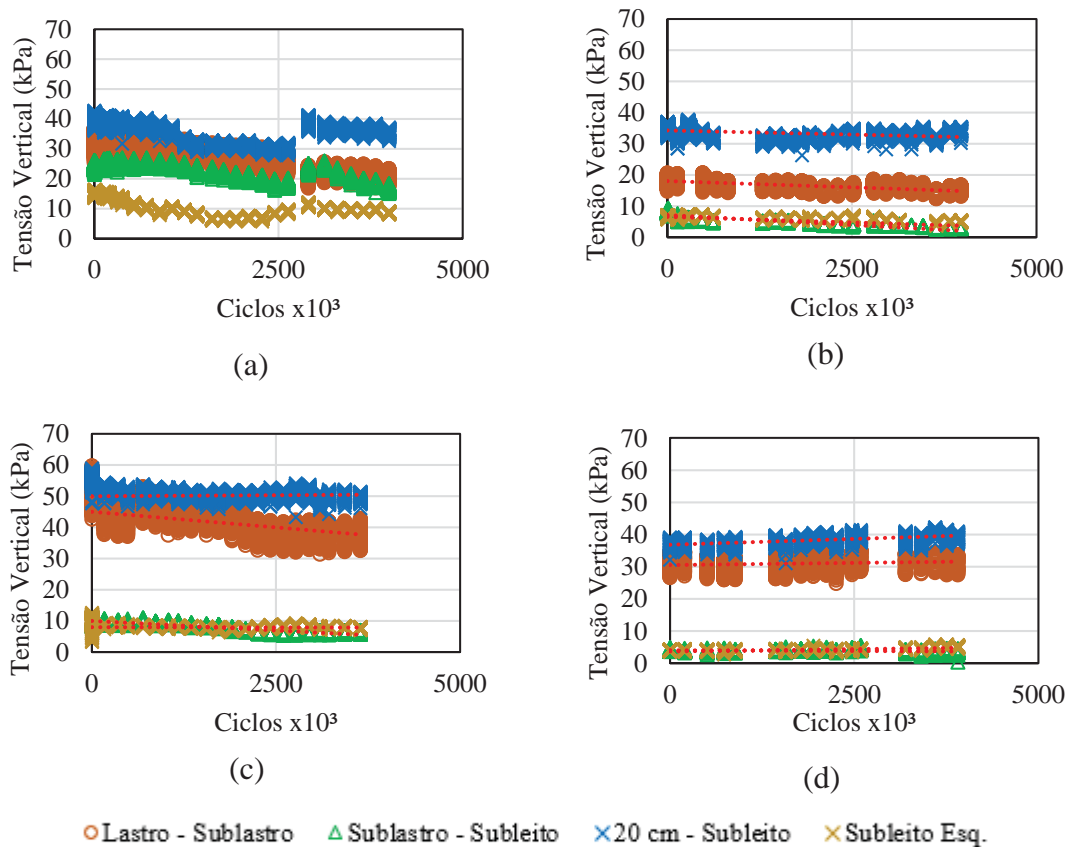


Figura 5.47 – Picos e vales de tensão vertical subtraídos dos ensaios com: (a) Lastro 2; (b) Lastro 3; (c) Lastro 4; (d) Lastro 5

Além das tensões verticais, também foram lidas as horizontais (Figura 5.48), relacionadas ao confinamento extra da camada de lastro gerado na aplicação de carga. Vale lembrar que estas tensões apresentadas ( $\sigma_{3d}$ ) são originadas pelo carregamento dinâmico, devendo ser somadas à tensão geostática de 2 kPa para obtenção do  $\sigma_3$  real. Todos os valores de tensão no ombro estiveram próximos aos utilizados por Salim (2004), entre 7 e 10 kPa. A tensão gerada no contato da célula de pressão com a parede do modelo físico na altura do lastro não foi muito significativa, chegando no máximo próximo a 1 kPa.

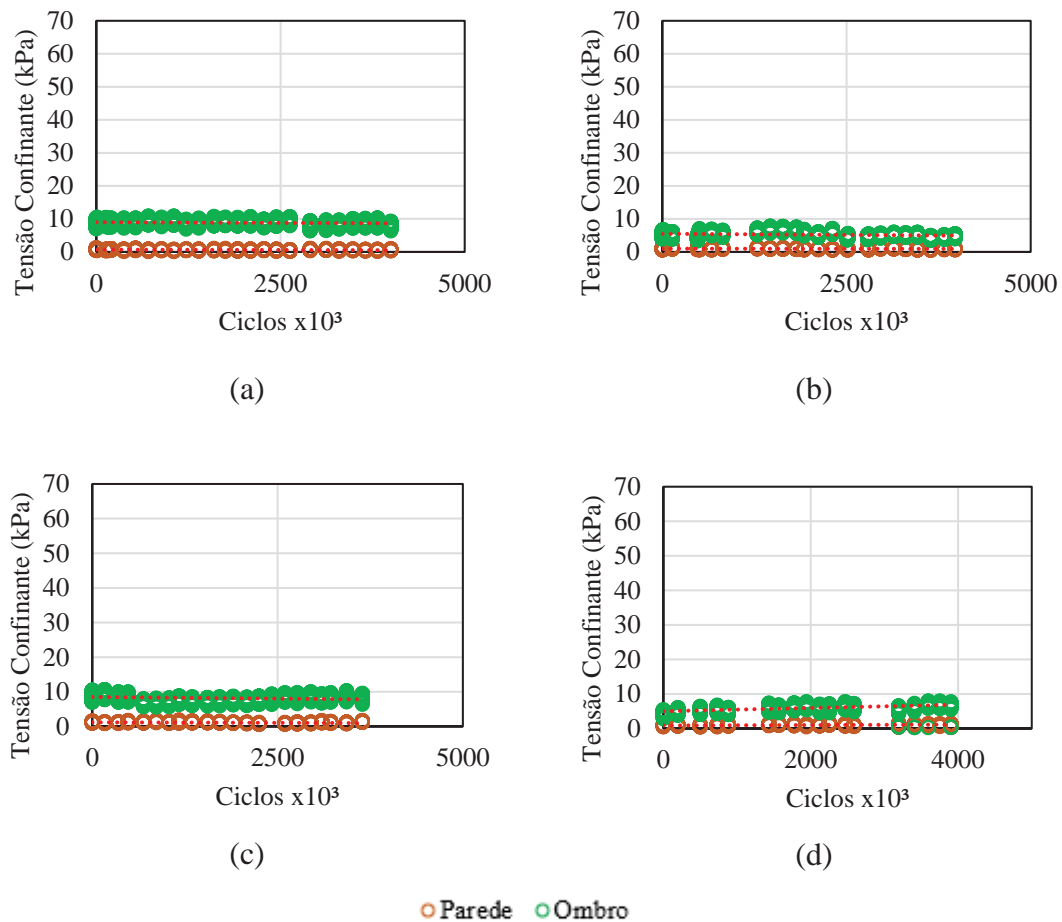


Figura 5.48 – Picos e vales de tensão confinante subtraídos dos ensaios com: (a) Lastro 2; (b) Lastro 3; (c) Lastro 4; (d) Lastro 5

#### 5.4.2 Análise completa de deformações na condição dinâmica

As deformações que ocorreram durante o ensaio do Lastro 2, Lastro 3, Lastro 4 e Lastro 5 foram lidas com o uso de LVDTs instalados em diferentes níveis do pavimento, assim como realizado no primeiro ensaio teste. Para os resultados apresentados nesta seção não

são descontadas as deformações das camadas inferiores na contribuição da deformação das camadas superiores, pois estas serão detalhas e analisadas na seção 5.4.4.

Durante o ensaio do Lastro 2, um dos apoios da viga de reação se rompeu, fazendo com que fosse aplicada uma carga mais elevada por um instante e alterando, por consequência, as leituras de deformação em todas as camadas.

Ao analisar em conjunto os deslocamentos do dormente nos três ensaios (Figura 5.49), foi possível observar que em todos os LVDTs próximos ao ombro do lastro apresentaram resultados superiores aos lidos do lado confinado do lastro. Este resultado era esperado, uma vez que durante o ensaio as partículas do ombro têm mais liberdade para se deslocarem e exercem menor confinamento. Em uma situação real, provavelmente parte desta diferença de deslocamento seria controlada, uma vez que seriam aplicados simultaneamente carregamentos nos dois blocos do dormente bi-bloco. Outro fator importante em campo seria o papel do berço no confinamento, a imersão dos dormentes nas britas de lastro ajuda no confinamento e diminui os deslocamentos quando a via é solicitada horizontalmente em movimentos de lacê e balanço. No entanto, como no presente trabalho só está sendo avaliada a solicitação vertical da via, considerou-se que o berço não seria significativo.

No ensaio do Lastro 4, os dados do LVDT que lia deslocamento do dormente próximo ao lado mais confinado do lastro não foram registrados, devido ao contato entre o instrumento e o sistema de aquisição ter sido desfeito acidentalmente durante o ensaio. Como não foi modificada a posição do LVDT durante este intervalo, apenas foi resolvido o contato, os dados puderam ser utilizados normalmente ao equipamento voltar a registrar os valores.

A diferença aproximada de leituras entre os LVDTs sobre o dormente foi de aproximadamente 1,5 mm para todos os casos. Observando as médias de deformações, de todas as camadas dos pavimentos juntos, foi possível observar que o Lastro 2 foi o que apresentou maior deformação, apenas devido à ruptura do apoio, que ocasionou uma deformação permanente de aproximadamente 2 mm além do que o material provavelmente deformaria. Caso não houvesse a ruptura, provavelmente o Lastro 3 seria o que apresentou maior deformação permanente média no topo do dormente. Ao comparar os lastros de mesma composição granulométrica e litologia distintas (Lastro 2

e 5) para o mesmo número de ciclos, é possível observar que a deformação no topo do Lastro 2 foi superior à do Lastro 5.

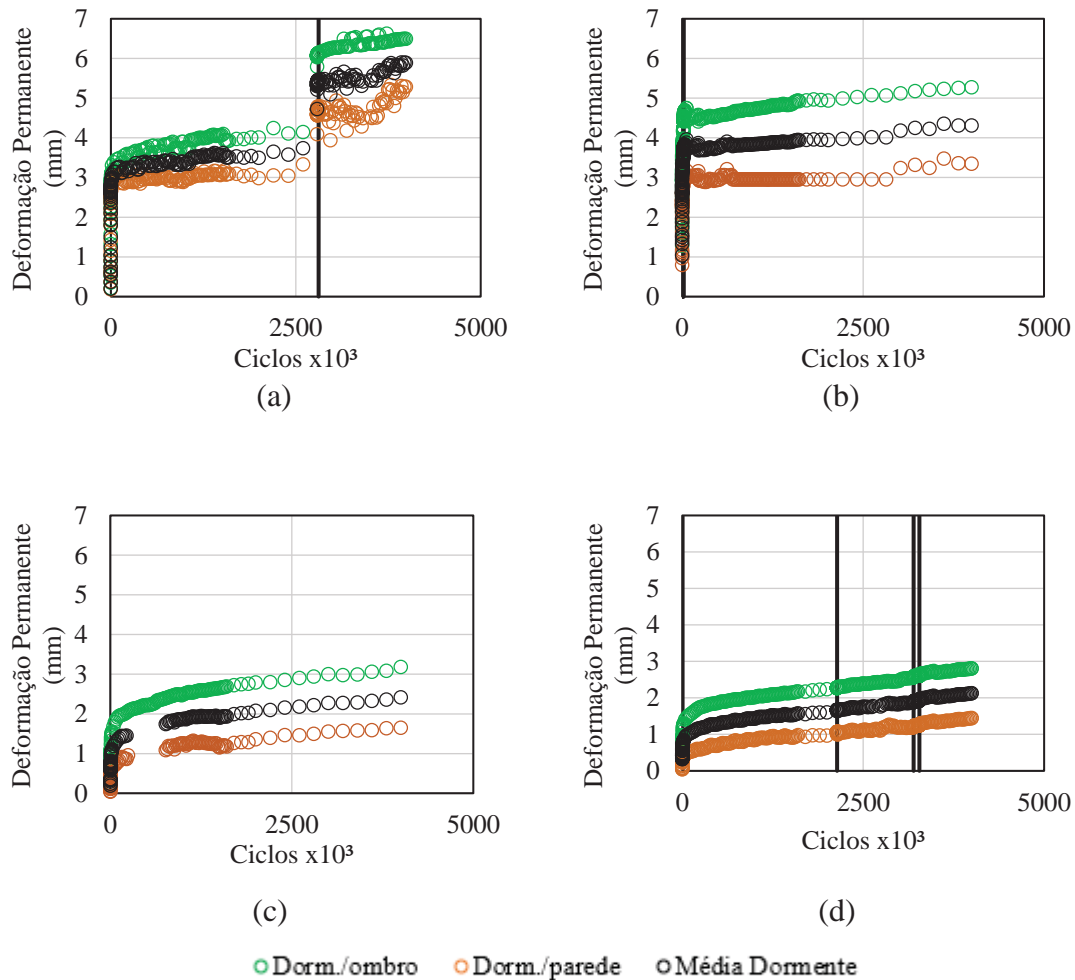


Figura 5.49 – Deslocamentos do dormente: (a) Lastro 2; (b) Lastro 3; (c) Lastro 4; (d) Lastro 5.

Os deslocamentos das placas de recalque sobre o subleito e sobre o sublastro podem ser observados na Figura 5.50. Assim como observado no primeiro ensaio, as duas camadas apresentaram taxa de deformação permanente constante, com crescimento quase linear da deformação. Este comportamento é característico de materiais que já estão acomodando, com baixas e constantes deformações, acumulando valores consideráveis apenas após um alto número de ciclos. Na análise é importante levar em consideração também que não foi descontada da deformação do sublastro a deformação do subleito, com a segunda tendo influência na medida da primeira. Nota-se que em alguns casos, no início do carregamento, alguns LVDTs apresentaram medidas negativas, que se deve a

um possível levantamento inicial do material, a tendência desapareceu à medida que o ensaio avançou para um maior número de ciclos.

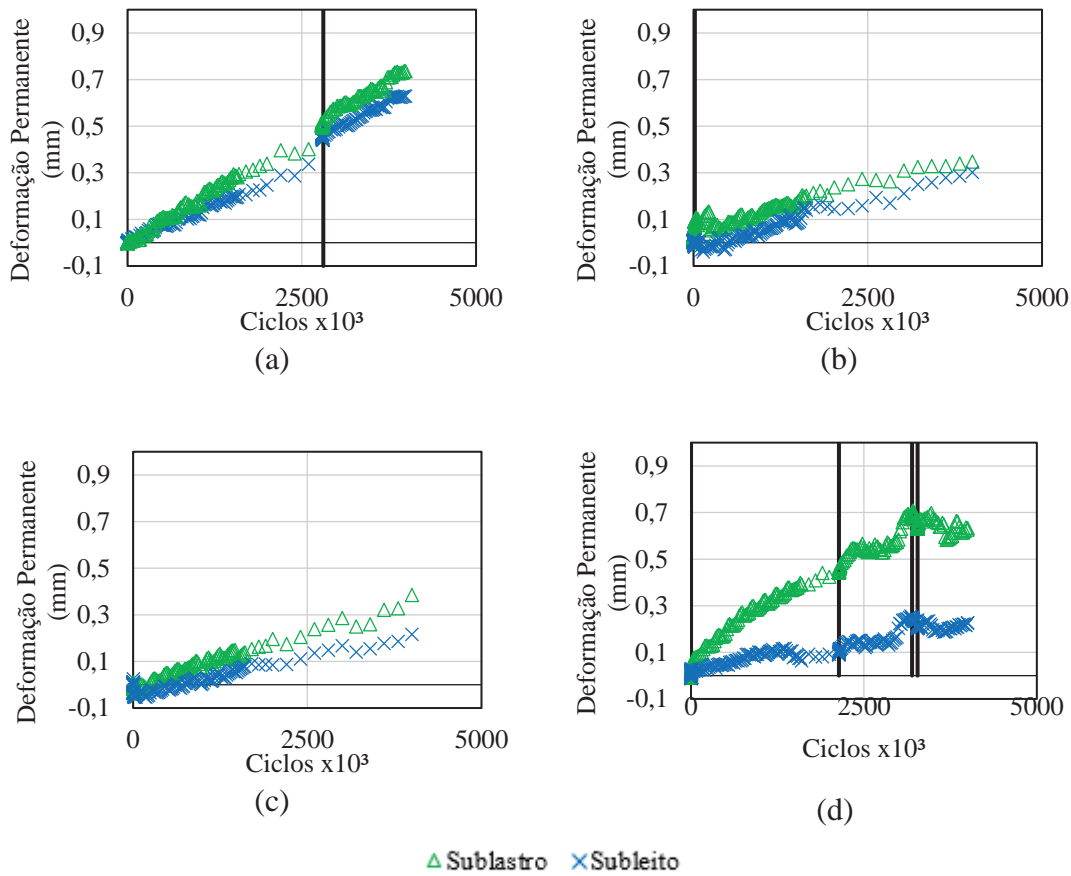


Figura 5.50 – Deslocamentos do sublastro e subleito, ensaios com: (a) Lastro 2; (b) Lastro 3; (c) Lastro 4; (d) Lastro 5.

O acomodamento rápido das camadas de subleito e sublastro foi verificado na análise da taxa de variação de deformação permanente com os ciclos de carregamento para todos os ensaios, antes dos primeiros 10.000 ciclos de carregamento.

#### 5.4.3 Avaliação do módulo de resiliência da camada de lastro

Ao medir as deformações nas diferentes camadas do modelo físico, as deformações elásticas também foram registradas. A capacidade de recuperação de cada uma das camadas é uma propriedade de extrema importância na compreensão da distribuição de tensões no pavimento. Essa capacidade é medida através do módulo de resiliência, parâmetro já citado na presente dissertação, quando da análise dos ensaios triaxiais em escala reduzida.

Por antes ter sido estudado em corpos de prova com partículas de tamanho reduzido, é de interesse da presente dissertação também compreender a relação que os valores obtidos em escala reduzida podem ter com o comportamento do lastro em escala real no modelo físico. No entanto, como visto na seção 4.2.1 e 4.2.2, a distribuição de tensões no pavimento ferroviário não é fácil de ser medida, e a distribuição no contato entre o dormente e o lastro não é regular. Sendo assim, para calcular o módulo de resiliência do lastro é necessário considerar a tensão distribuída como o valor teórico, obtido a partir da divisão da força aplicada pelo atuador pneumático pela área da base do dormente. O resultado é uma tensão de 268 kPa, no contato entre o dormente e o lastro.

Para calcular o módulo de resiliência de cada um dos ensaios, foi subtraída a deformação elástica lida no topo do sublastro da média das deformações lidas pelos 2 LVDTs posicionados sobre o dormente. O resultado pode ser observado na Figura 5.51.

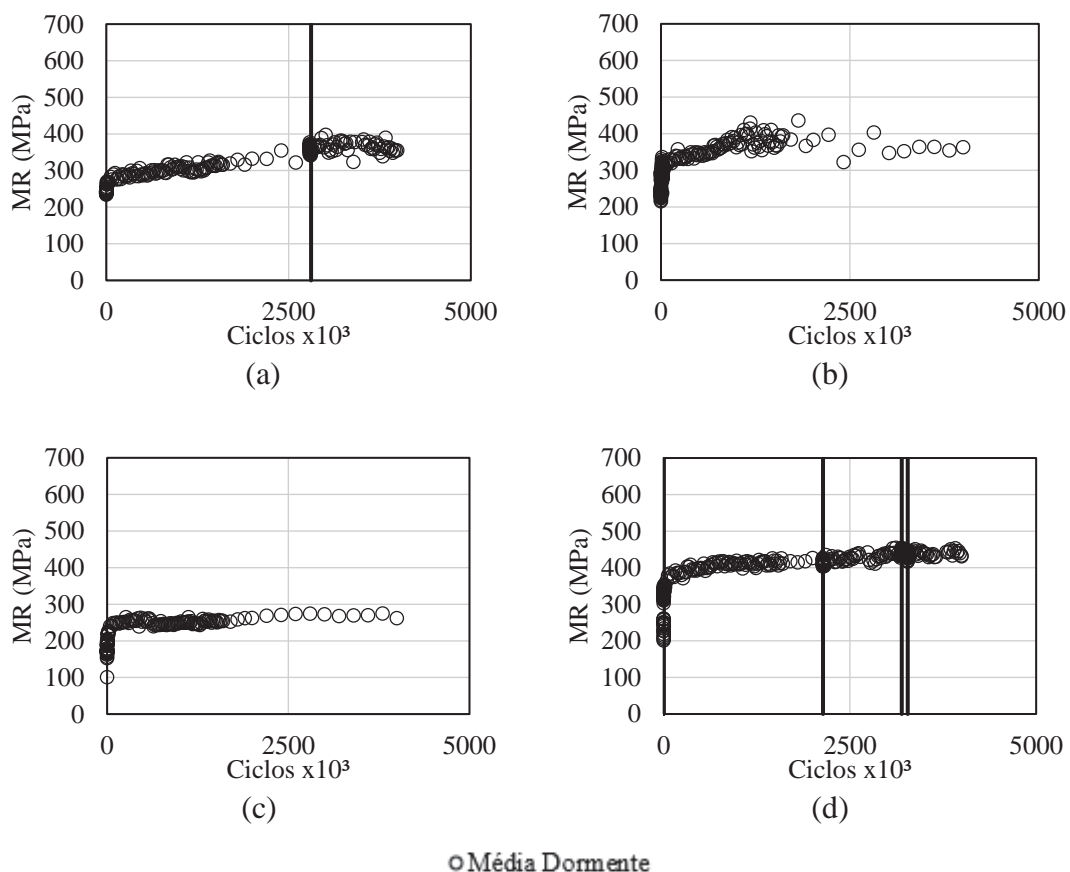


Figura 5.51 – MR do lastro calculado para: (a) Lastro 2; (b) Lastro 3; (c) Lastro 4; (d) Lastro 5.

Analisando de maneira comparativa os resultados de módulo de resiliência obtidos no modelo físico com os obtidos nos ensaios triaxiais de escala reduzida, é possível observar que os valores em escala real foram superiores aos com partículas menores. Para comparar, a Curva 10 foi executada com a distribuição granulométrica reduzida do Lastro 2 (Material 1) e Lastro 5 (Material 3), a Curva 11 do Lastro 4 (Material 1) e a Curva 12 do Lastro 3 (Material 1). Os resultados comparativos nas duas condições podem ser observados na Figura 5.52, adotando a média dos 10 últimos valores de módulo calculados durante os ensaios no modelo físico. A tendência encontrada de valores maiores para o modelo físico é a mesma observada por Janardhanam e Desai (1983) e Sevi (2008), mas diferente da observada por Merheb (2014) e Sun (2017), ao comparar ensaios de grande escala com os em pequena escala. Foi possível observar, que embora os resultados de MR no modelo físico tenham ficado um pouco acima dos obtidos nos ensaios triaxiais com granulometria reduzida, provavelmente é possível realizar uma correlação entre os dois ensaios, uma vez que ambos resultaram na mesma ordenação de módulos para os materiais e granulometrias testados. A diferença máxima obtida entre os dois ensaios foi de cerca de 85 MPa para a Curva 12, o que pode não significar uma variação muito significativa para fins de dimensionamento.

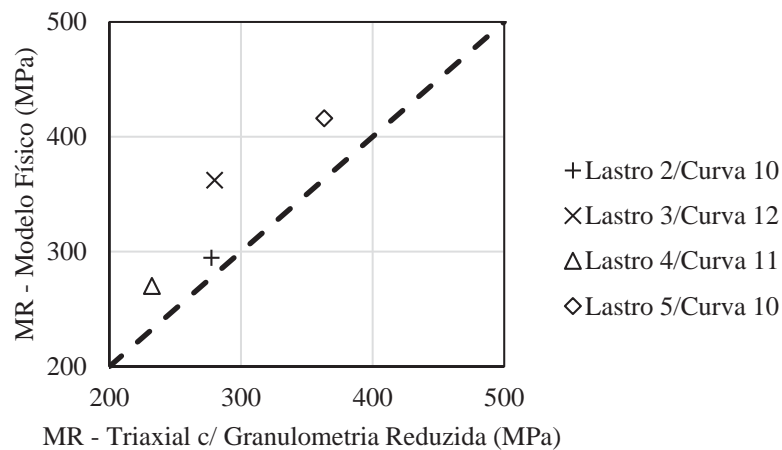


Figura 5.52 – MR do lastro calculado no modelo físico e em ensaios triaxiais de escala reduzida

#### 5.4.4 Avaliação da deformação permanente na camada de lastro

Nesta seção a camada de lastro dos ensaios realizados no modelo físico é analisada quanto a sua deformação permanente. Os dados utilizados nas análises consistem da média de



leituras dos LVDTs posicionados sobre o dormente, após subtrair a deformação lida da placa de recalque sobre o sublastro, restando somente a deformação no próprio lastro.

Com a finalidade de permitir a comparação entre os resultados de deformação permanente, primeiro foi necessário ajustar os resultados do Lastro 2 em um modelo de deformação permanente, tomando como base os resultados de deformação permanente até cerca de 2.800.000 golpes, antes da ruptura ocorrida no apoio. Alguns modelos foram testados no ajuste, dentre eles o de Indraratna *et al.* (2011) e Raymond *et al.* (1975), mas o que melhor se ajustou foi o modelo de Neidhart (2001), que consiste no ajuste da equação 35, com coeficiente de determinação de 0,85.

$$\varepsilon_p = \varepsilon_1 + \frac{\gamma \cdot \log(N)}{1 + \alpha \cdot \log(N)} \quad (35)$$

Onde  $\gamma$  e  $\alpha$  são constantes de ajuste, com valores 0,0035 e 0,2692 respectivamente.  $\varepsilon_p$  é a deformação permanente específica após aplicados N ciclos de carregamento e  $\varepsilon_1$  é a deformação permanente específica ao aplicar o primeiro ciclo.

O resultado do ajuste é apresentado na Figura 5.53, onde é possível ver que o ajuste se comportou bem para o trecho em questão, ajustando o trecho em acomodamento como se não houvesse ocorrido nenhum incidente.

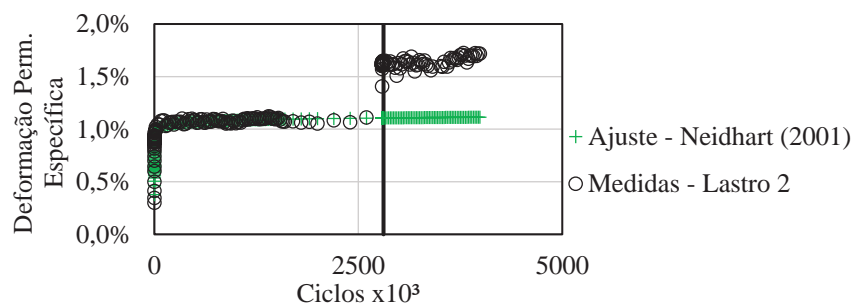


Figura 5.53 – Ajuste da deformação permanente utilizado para o Lastro 2

Após ajustados os dados do Lastro 2, foi possível comparar os resultados de deformação permanente dos três ensaios realizados com variação de granulometria no modelo físico e da variação de litologia entre o Lastro 2 e Lastro 5. Após os 4.000.000 ciclos, o Lastro 3 foi o que apresentou maior deformação permanente, com o Lastro 4 sendo a granulometria que menos deformou. Já ao comparar diferentes litologias (Lastro 2 e Lastro 5), o Lastro 5 foi o que menos deformou, como pode ser observado na Figura 5.54.

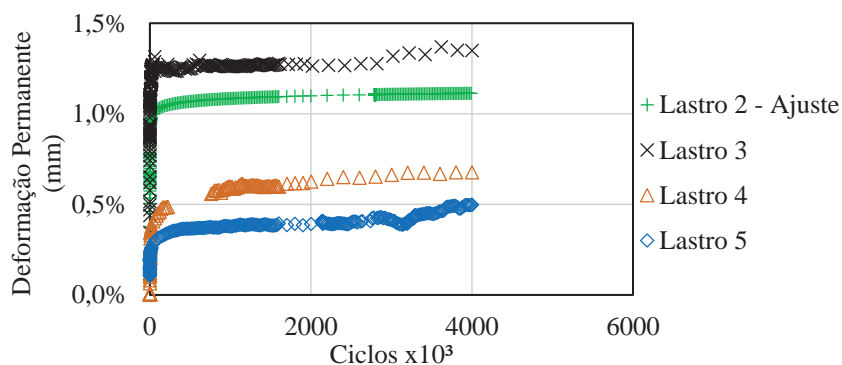


Figura 5.54 – Deformação permanente dos lastros 2, 3, 4 e 5 estudados no modelo físico

Quando comparados os resultados de deformação permanente no modelo físico com os dos ensaios triaxiais (Figura 5.55), ambos para 150.000 ciclos de carregamento, vemos que a ordem de deformação das curvas não segue o padrão esperado. Isto provavelmente se deve à dificuldade de padronizar a compactação no modelo físico, que é feita com a passagem da placa vibratória. Além disso, após a compactação no modelo físico, o dormente foi nivelado em todos os ensaios, este nivelamento pode ter sido influenciado pelo contato com poucas partículas, que se deslocam ou quebram ao início do carregamento. As deformações permanentes específicas no modelo físico foram inferiores às observadas nos ensaios triaxiais, para todos os ensaios realizados. Esta hipótese está de acordo com o observado por Sun (2017), que verificou que lastros compostos por partículas maiores apresentam menor deformação permanente.

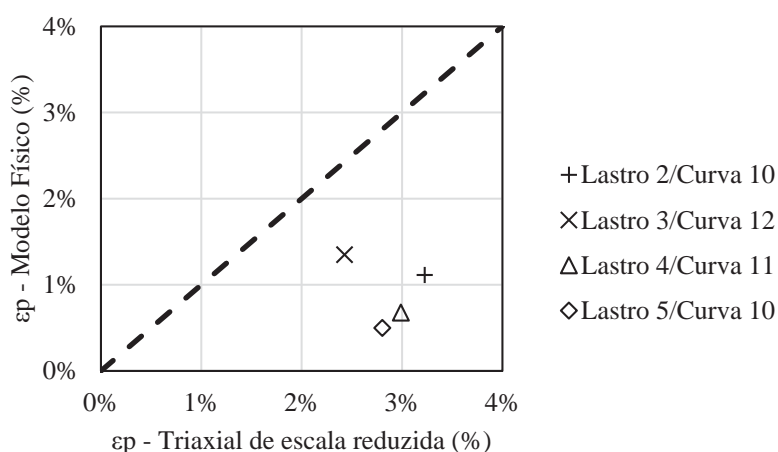


Figura 5.55 – Deformação permanente  $\epsilon_p$  calculada no modelo físico e em ensaios triaxiais de escala reduzida

Outro ponto importante a ser considerado no ensaio de deformação permanente é o acomodamento das amostras. O acomodamento é considerado em diversos trabalhos como o ciclo a partir do qual a taxa de deformação permanente por ciclo se mantém igual ou menor que  $10^{-7}$ , considerada praticamente zero.

Para avaliar o acomodamento das diferentes granulometrias de lastro ensaiadas no modelo físico, foi calculada a taxa de deformação com a média dos valores entre os dois LVDTs posicionados sobre o dormente (Figura 5.56). Tanto o Lastro 2 quanto o Lastro 3 atingiram o acomodamento com aproximadamente 4 mm de deformação permanente, enquanto o Lastro 4 atingiu com cerca de 2 mm e o Lastro 5, 1 mm. É possível observar que a ruptura do apoio que ocorreu durante o ensaio com o Lastro 2 fez com que o material voltasse a deformar e saísse do acomodamento. Além disso, a aplicação de ciclos de carregamento após as paradas que ocorreram por diversos motivos fez com que houvesse um acréscimo temporário da taxa de deformação permanente, com a amostra sendo levada novamente ao acomodamento logo após alguns ciclos.

A identificação do acomodamento para os três ensaios ocorreu em momentos diferentes, para o carregamento em questão. Apesar do Lastro 5 ter a menor deformação após ensaio, considerando os quatro ensaios, o seu acomodamento aconteceu após cerca de 120.000 ciclos. Já com respeito à granulometria, o Lastro 4, que teve a menor deformação permanente ao fim do ensaio, também acomodou após um número maior de ciclos, cerca de 80.000 ciclos. O Lastro 2 se acomodou com 40.000 ciclos e o Lastro 3 cerca de 70.000 ciclos.

Com relação aos critérios de Werkmeister (2003), pela subtração das deformações específicas após 5.000 ciclos e após 3.000 ciclos apresentados na seção 2.6.2, os Lastros 2, 3 e 5 apresentaram comportamento do tipo B, enquanto o Lastro 4 apresentou comportamento na transição entre B e C. Provavelmente o comportamento do Lastro 4 é tipo B, uma vez que as três composições tiveram comportamento muito semelhante quando analisada a deformação permanente e a taxa com que esta acumulou: inicialmente houve um acentuado acúmulo de deformação plástica, que com o passar dos ciclos se reduziu e manteve taxas de deformação permanente específica inferiores à  $10^{-7}$ .

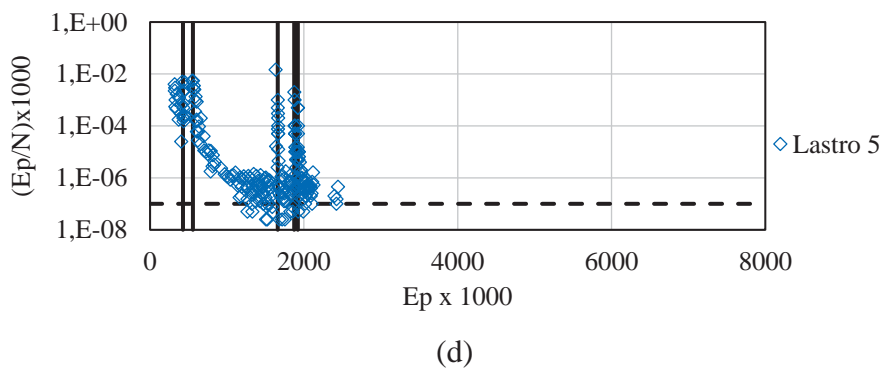
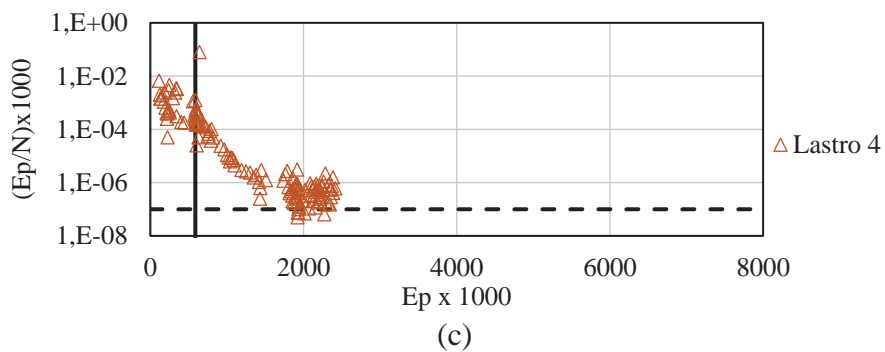
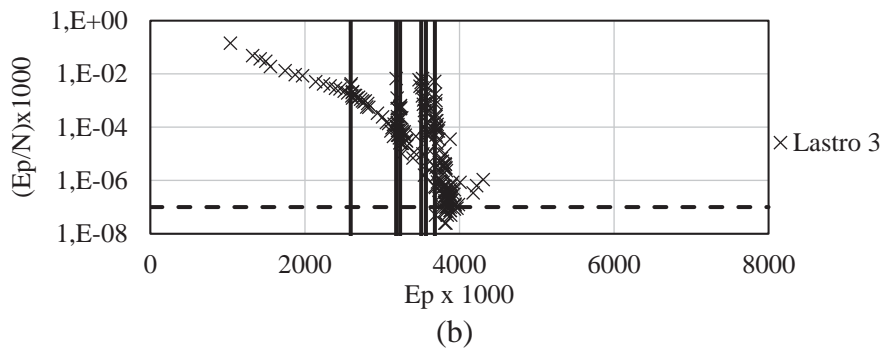
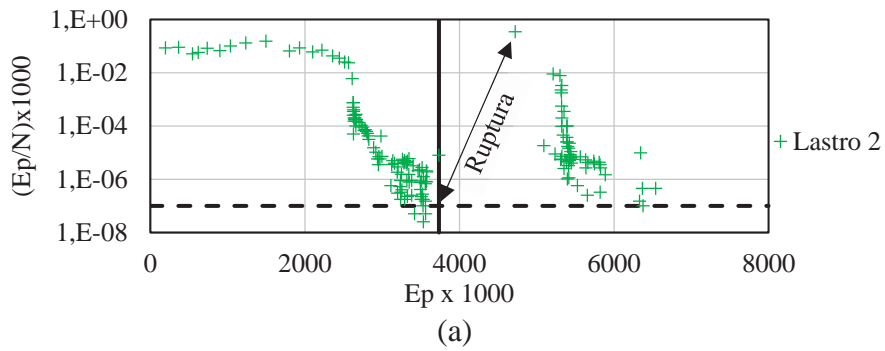


Figura 5.56 – Acomodamento da camada de lastro nos ensaios com: (a) Lastro 2; (b) Lastro 3; (c) Lastro 4; (d) Lastro 5.

#### 5.4.5 Avaliação da quebra de partículas do lastro

A quantificação da quebra do lastro nos ensaios realizados no modelo físico de verdadeira grandeza foi feita a partir do peneiramento de aproximadamente 400 kg de material de uma área predefinida abaixo do dormente. A retirada do material foi realizada em três camadas, identificando além da quebra, a migração de partículas para o fundo da camada.

A identificação do movimento das partículas é de difícil quantificação, uma vez que ao remover rochas do topo da camada, naturalmente algumas mais finas podem passar para baixo, sendo resultado da própria coleta do material, e não do ensaio como seria desejado. No entanto, tomou-se cuidado para reduzir este efeito, coletando com cuidado o material e separando em três caixas representativas de 10 cm da camada cada uma delas.

A primeira análise realizada da quebra foi relacionada ao índice de colmatação ou degradação ( $F_I$ ) (Figura 5.57). Foi possível verificar que de fato a fração mais fina do material (passante na peneira de 4,75 mm) se acumulou no fundo da camada de lastro, como esperado. Comparando as diferentes composições granulométricas, o Lastro 4 foi o que apresentou o maior valor médio de  $F_I$ , seguido do Lastro 3 e Lastro 2. Quanto à variação de granulometria, outro ponto interessante é a distribuição de valores com a profundidade da camada, o Lastro 2 foi o que apresentou menor variação, sendo também o material que inicialmente apresentava maior percentual de partículas retidas nas peneiras com menor abertura da série utilizada (38 e 25,4 mm). Ao comparar o Lastro 2 com o Lastro 5, por apresentarem mesma granulometria, mas serem compostos de materiais diferentes, é verificado que o Lastro 5 (Material 3) apresentou  $F_I$  médio levemente inferior, mesmo apresentando um valor maior do índice nos 10 cm próximos ao sublastro. É importante enfatizar que antes da construção do lastro, todo material passante na peneira de 12,5 mm havia sido removido, de modo que o  $F_I$  de cada material estava muito próximo a 0%. Apesar de terem sido utilizadas metodologias de quantificação distintas, ao comparar os resultados do Lastro 4 obtidos com os do cenário 1 de Silva (2018) (mesma distribuição granulométrica e mesmo material), foi obtida uma média de valores um pouco superior às observadas pelo autor citado, mas deve-se considerar também que o número de ciclos de carregamento e a intensidade dos pulsos foram maiores na presente dissertação.

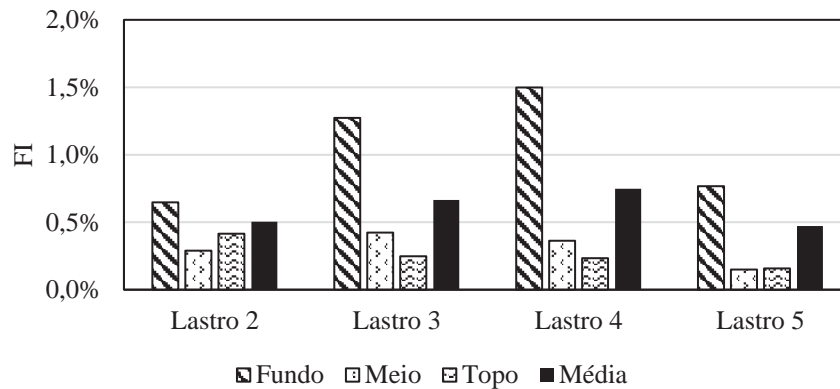


Figura 5.57 – Índice  $F_1$  obtido nos ensaios com o Lastro 2, Lastro 3, Lastro 4 e Lastro 5

A comparação da variação granulométrica do material relacionada à quantidade retida em cada peneira é realizada através dos gráficos da Figura 5.58. Ao analisar o material retido em cada peneira no fundo da camada de lastro dos ensaios, foi possível observar que em todos houve uma variação do tamanho das partículas que estavam em maior quantidade. Esta variação foi originada principalmente por lascamento e abrasão, gerando quantidade considerável de finos e fazendo a partícula ser retida na peneira imediatamente inferior à que era retida anteriormente. É importante enfatizar que os mecanismos de quebra predominantes são resultado da solicitação típica de um eixo metroviário (situação considerada na presente dissertação), não sendo possível generalizar para ferrovias com maior carga por eixo. O Lastro 2 e Lastro 5 tiveram a distribuição granulométrica no topo e meio da camada pouco alterada, com a maior alteração sendo observada no fundo, com redução significativa das partículas de 50 mm e gerando partículas de 25 mm, indicando possível ocorrência de fragmentação além dos fenômenos de quebra citados. Assim como o Lastro 2, o Lastro 3 teve a quantidade de partículas da fração de 50 mm bastante reduzida no fundo da camada de lastro, com estas se tornando partículas retidas nas peneiras de 38 e 25 mm. No Lastro 4, as partículas da peneira de 50 mm sofreram abrasão e passaram para peneira de 38 mm, mas também foi encontrada quantidade maior da fração de 25 mm no meio e no topo da camada, possivelmente causadas por fragmentação de partículas com 50 mm, resultantes das altas tensões na superfície do lastro. É importante lembrar que o Lastro 4 também foi o que apresentou maiores tensões lidas pelas células de pressão total, característica que pode ter sido influenciada pelo fato de não ter sido removida a camada completamente antes do começo do ensaio, resultando em um possível maior confinamento, apesar dos estudos prévios não indicarem isto.

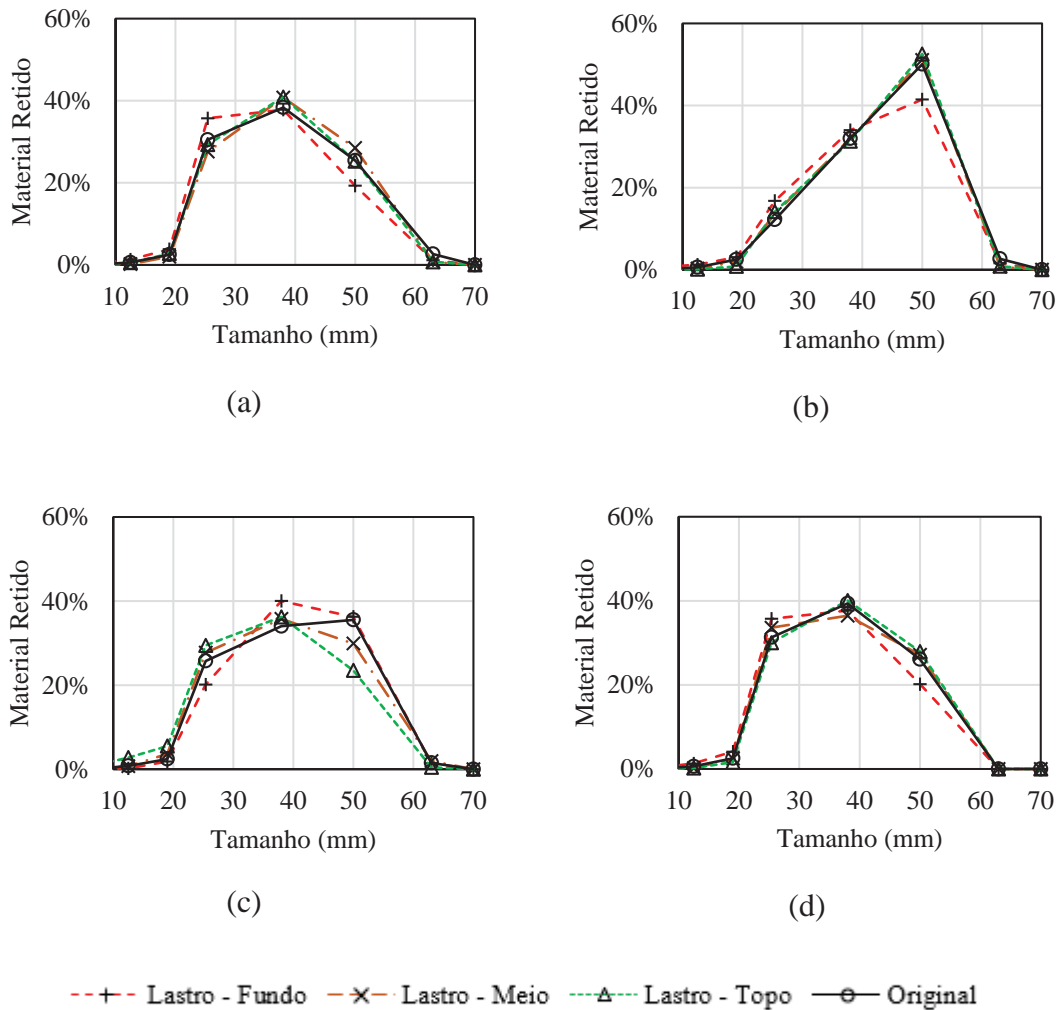
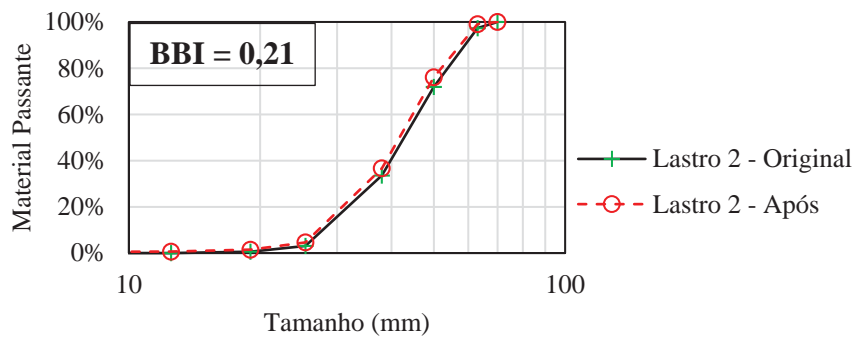
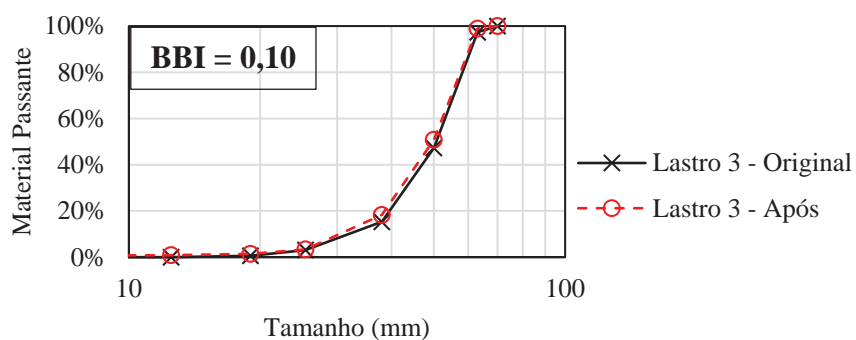


Figura 5.58 – Percentual retido do lastro após os ensaios: (a) Lastro 2; (b) Lastro 3; (c) Lastro 4.

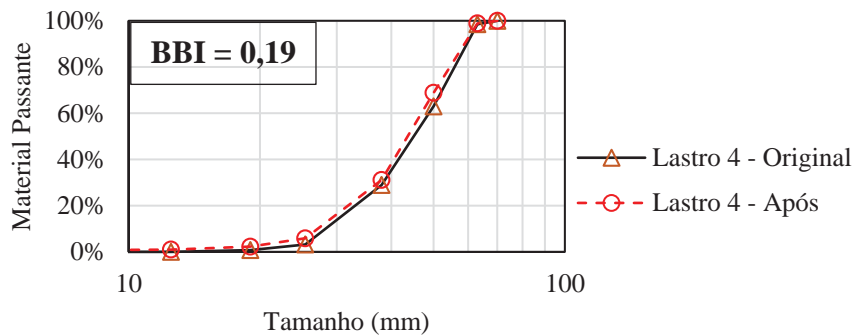
A valoração da quebra de partículas em cada um dos cenários foi realizada utilizando o índice de quebra BBI. Os 30 cm de lastro coletado na área central de cada modelo físico foram peneirados e a sua curva granulométrica foi determinada (Figura 5.59). Para o cálculo do BBI foi adotada uma área teórica máxima de quebra utilizando como referência a peneira de 70 mm, através da qual todo o material passava. No ensaio do Lastro 2 houve a maior quebra de material (BBI = 0,21), com o Lastro 4 ficando na segunda posição (BBI = 0,19) e o Lastro 3 (0,10) sendo aquele no qual houve menos quebra. O Lastro 5, por sua vez, apresentou BBI de 0,16, abaixo do valor observado para o Lastro 2 (com mesma granulometria e composto por material diferente), mas superior ao do Lastro 3, embora composto por um material com resistência esperada maior. Deve-se lembrar que o Material 3, utilizado para compor o Lastro 5, apresentou L.A de 16%, enquanto o Material 1, do Lastro 2, apresentou L.A de 42%.



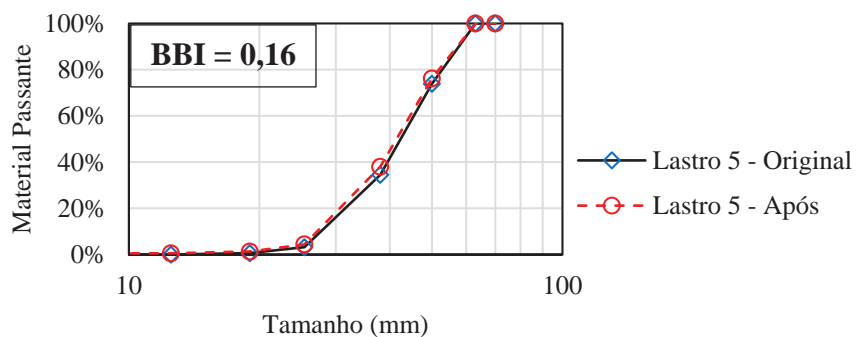
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 5.59 – Curvas granulométricas antes e após os ensaios no modelo físico: (a) Lastro 2; (b) Lastro 3; (c) Lastro 4 e (d) Lastro 5.



Comparando os resultados de BBI do Lastro 4 com os obtidos por Silva (2018) em seu cenário 1, por estarem ambos em condições mais próximas, os resultados obtidos na presente pesquisa foram 58% superiores, justificados novamente pelos mesmos motivos das diferenças encontradas no  $F_I$ .

Apesar de terem sido solicitados a uma quantidade de ciclos de carregamento diferente, os resultados de BBI calculados para o modelo físico em verdadeira grandeza foram comparados com os dos ensaios triaxiais, para as mesmas curvas granulométricas reduzidas (Figura 5.60). É possível observar que, com algum desvio, o ensaio triaxial conseguiu prever até certo ponto a classificação de cada uma das curvas quanto à quebra. Os BBI obtidos no triaxial de escala reduzida foram, de modo geral, maiores do que os do modelo físico, exceto para o Lastro 4 e Lastro 5. Esta resposta pode estar relacionada à tensão de confinamento utilizada no ensaio triaxial (40 kPa) que provavelmente é superior à do modelo físico, tendo em vista a não existência de solicitações transversais e longitudinais nas simulações do modelo físico. A consideração de tal tensão pode ter compensado o fato de os ensaios triaxiais terem sido realizados com um menor número de ciclos, além de serem compostos por partículas menores e teoricamente mais resistentes.

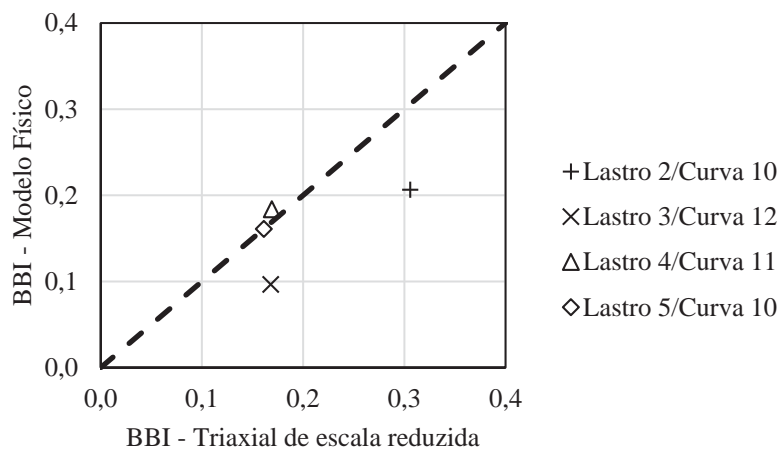


Figura 5.60 – Relação entre o BBI obtido para curvas de mesmo formato no modelo físico e no triaxial de escala reduzida

Relembrando as análises feitas em relação à quebra de partículas na seção 5.3.4, havia sido identificado uma alta relação do BBI com a quantidade de material retido acumulado na peneira de 16 mm. Esta peneira havia sido escolhida por ser representativa daquela análise, com granulometrias reduzidas, com o objetivo de representar um ponto de

controle na peneira mais próxima de 50% do tamanho máximo das partículas. Para as análises envolvendo o modelo físico, a peneira através da qual passa todo o material muda de 31,5 mm para 70 mm, e a peneira mais próxima de 50% do tamanho máximo é a de 38 mm, representando cerca de 54%. A análise que será realizada poderia ter sido feita utilizando a peneira de 38 mm, no entanto para tornar os resultados mais comparáveis com os dos ensaios triaxiais, foi realizada uma interpolação linear para determinar quanto de percentual acumulado ficaria retido na peneira de 35 mm, caso ela tivesse sido utilizada. Todos os dados do Material 1 e Material 3 inseridos em um mesmo gráfico são apresentados na Figura 5.61. Nota-se que as curvas dos ensaios triaxiais não apresentaram exatamente a mesma quantidade de material retido acumulado na peneira com 50% do tamanho máximo da amostra, podendo ser um dos motivos também para a divergência de valores. Ao inserir os pontos do modelo físico junto aos dos triaxiais para curvas granulométricas com formato semelhante, obtém-se que os resultados de BBI no modelo físico também seguiram a tendência de redução, para os dois materiais, com resultados superiores aos previstos pela Eq. 32 mas seguindo uma tendência semelhante de redução de BBI para o aumento do percentual retido acumulado na especificada peneira.

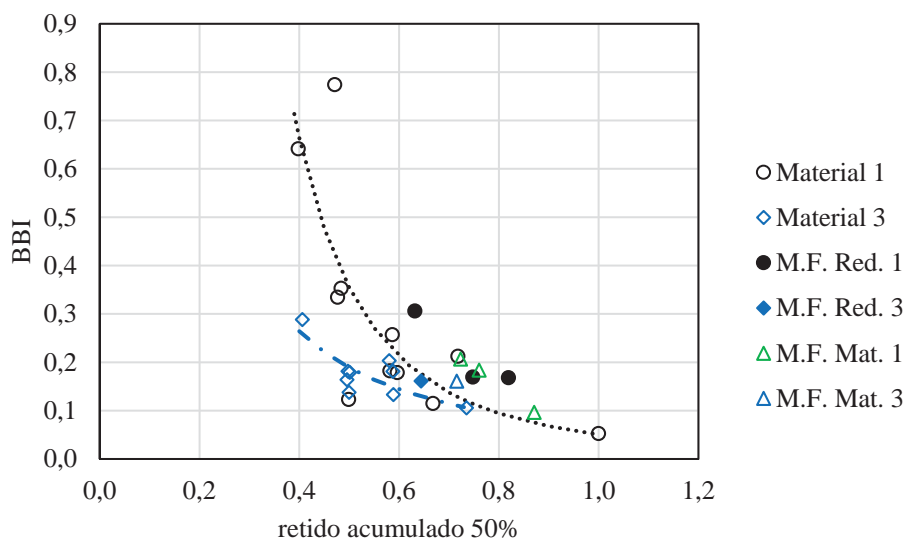


Figura 5.61 – Relação entre o BBI e o percentual retido na peneira com 50% do tamanho máximo de agregado, no modelo físico e nos triaxiais de escala reduzida

## 5.5 CONSIDERAÇÕES ADICIONAIS

Neste item são discutidos alguns pontos questionados durante o desenvolvimento da presente dissertação, levantando tópicos para discussões.

No pavimento ferroviário, a tensão é transmitida pelo contato entre a roda e o trilho, passando para as camadas geotécnicas através do contato do dormente com o lastro, que a retransmite para as camadas inferiores. Em termos da distribuição de tensões nas camadas geotécnicas vê-se que, em estruturas compostas por subleito e sublastro ou por subleito, sublastro granular e lastro, os módulos de resiliência das camadas ficam na mesma ordem de grandeza, permitindo análises simplificadas para fins de dimensionamento das camadas inferiores ao lastro, como a consideração da distribuição de tensões por Boussinesq, que apresenta resultados aproximados para meios com módulos semelhantes. No entanto, as tensões na camada de lastro são distribuídas em áreas de contato pequenas, fazendo com que as partículas quebrem e se reorganizem, e estas tensões além de serem de difícil quantificação, são também fundamentais e determinantes do comportamento da camada. Este comportamento complexo envolve variáveis também complexas, e modificáveis no tempo, como a morfologia e a granulometria das partículas. Estes fatores resultam em dificuldades no desenvolvimento de métodos de dimensionamento mais apropriados para a camada de lastro, que muitas vezes na prática acaba sendo utilizado 30 cm de espessura em qualquer situação.

Uma proposta interessante para consideração em dimensionamento foi citada por Luiz Francisco Muniz da Silva no 1º Encontro de Ferrovias realizado na cidade de São Paulo em 2018, que é a utilização de um método de dimensionamento de fundação direta, considerando o lastro como uma sapata infinita e resolvendo o dimensionamento como um problema de recalque do lastro. Esta solução, no entanto, ainda não consideraria as particularidades do lastro, que devem ser mais bem estudadas para integrar também um novo método de dimensionamento das camadas geotécnicas do pavimento ferroviário.

Para possibilitar a melhor compreensão e avaliação do comportamento do lastro, ensaios de laboratório tem que ser realizados em diferentes condições, no entanto ainda não há um consenso sobre qual ensaio utilizar e em que condições ele deve ser realizado. Algumas destas discussões são listadas a seguir:

- **A frequência a ser utilizada na solicitação do lastro:** Thakur (2013) observou em ensaios triaxiais cíclicos com partículas de lastro em tamanho real que ao modificar as frequências de carregamento entre 10, 20 e 40 Hz, houve a redução do módulo de resiliência e o aumento da deformação permanente, e o autor observou uma relação linear entre as duas variáveis, sendo um indicativo de que talvez seja possível realizar ensaios para uma frequência e inferir resultados para outras. Já em relação à quebra de partículas, Sun *et al.* (2015) testaram frequências de 5 Hz até 60 Hz e verificaram que não houve grande variação nos valores de BBI entre a utilização de 10 Hz ou 5 Hz, indicando que provavelmente a realização de ensaios em frequências até menores que estas não afetem o comportamento do material quanto à quebra. Resta saber quais tipos de ferrovia estes níveis de frequência atendem e comparar resultados de laboratório com os de campo.
- **Quais pares de tensão utilizar nos ensaios:** Na literatura não há um consenso de quais pares de tensão utilizar ao ensaiar o lastro ferroviário. A maioria dos valores são baseados em leituras de campo ou simulações computacionais, mas alguns pontos devem ser levados nas considerações feitas na adoção destes valores. Ao instrumentar o pavimento ferroviário com célula de pressão total entre o dormente e o lastro, deve-se verificar as limitações da célula e garantir que as leituras sejam realizadas após o acomodamento do material com a célula, a utilização do coeficiente de calibração do fabricante também pode acarretar em valores diferentes dos esperados caso a aplicação não seja a mesma daquela para qual a célula foi calibrada. Ao realizar ensaios triaxiais cíclicos, sejam eles de escala real ou reduzida, a utilização da tensão lida no topo do lastro pode acarretar em valores diferentes do pavimento real, uma vez que a tensão no pavimento não é constante com a profundidade, ao passo que no ensaio triaxial ela o é. Da experiência do meio rodoviário, tem-se que modelos para a deformação permanente como o de Guimarães (2009) são preferíveis, utilizando a variação dos pares de tensão para ajuste, e assim a utilização de modelos deste tipo melhoram bastante a capacidade de prever resultados de campo com ensaios de laboratório, uma vez que não consideram um par de tensões único. A tensão confinante no lastro também é um valor de difícil obtenção em campo, visto que esta varia não só com a compactação da camada, mas também com o sentido de instrumentação da via (transversal ou longitudinal). Os ensaios triaxiais de laboratório são uma simplificação que não

considera as tensões confinantes variáveis nos eixos horizontais, sendo considerados mais próximos à solicitação real os equipamentos com possibilidade de aplicação de tensões diferentes nos dois eixos.

- **Os níveis de tensão e a quebra de partículas:** Como verificado nesta pesquisa, a compreensão dos mecanismos de quebra que ocorrem no lastro ferroviário pode ajudar a encontrar características que um material deve ter para reduzir esta quebra. Em ferrovias com níveis de tensões mais altos nos contatos, como ferrovias com cargas por eixo de 40 t (como no caso da Estrada de Ferro Carajás), os mecanismos de quebra que predominam provavelmente são diferentes aos de uma ferrovia com composições de 30 t por eixo, que por sua vez devem ser diferentes do de uma ferrovia com composições de 20 t por eixo. Quando as tensões nos contatos são altas o suficiente para fragmentar as partículas de lastro, a diminuição do número de contatos entre partículas pode resultar em um material de péssima qualidade, resultando em alta quebra inicial do material, até que este alcance um arranjo mais estável e com maior número de contatos por partícula. Por outro lado, quando as tensões não são suficientes para fragmentar muitas partículas, mas apenas gerar movimentos desencadeados por lascamento e abrasão, o maior número de contatos pode fazer com que seja gerada uma maior quantidade de material fino no tempo, por aumentar a área de atrito entre as partículas. Estas observações requerem uma investigação mais aprofundada, mas provavelmente a definição de uma curva granulométrica para uma via ferroviária terá seu desempenho definido pelo nível de tensões que será solicitado, fazendo com que a utilização de uma faixa granulométrica única resulte em um material de pior qualidade em determinada situação, apesar de ser considerado bom para outra.
- **Qual equipamento utilizar:** As pesquisas relacionadas ao comportamento do lastro ferroviário em laboratório têm utilizado modelos físicos em verdadeira grandeza, ensaios triaxiais cilíndricos em escala real e ensaios triaxiais em escala reduzida. O uso de modelos físicos em verdadeira grandeza é o ensaio que melhor representa a geometria e a solicitação de campo, no entanto requer muito material e muitas horas de preparo para realizar um número pequeno de simulações. É importante observar que os modelos físicos ferroviários pelo mundo têm características distintas, adotadas de acordo com o objeto de investigação em questão, tornando difícil a comparação entre eles. Os ensaios triaxiais cilíndricos

em escala real, com corpos de prova com mais de 315 mm de diâmetro, são uma solução intermediária entre os triaxiais em escala reduzida e os modelos físicos. Apesar de possibilitar a utilização de agregados de lastro em tamanho real, os equipamentos simulam a mesma tensão confinante em todas as direções do corpo de prova. Além disso, muitos destes equipamentos seguem a razão entre diâmetro e altura de 1/2, resultando em uma altura de mais de 600 mm. Tal altura não é comparável à muitas das configurações do pavimento ferroviário, com espessura da camada de lastro de cerca de aproximadamente 300 mm, podendo influenciar também no comportamento do material. Outro fator importante deste equipamento é a membrana utilizada para conter o material, que pode influenciar significativamente na tensão confinante aplicada. Por fim, os ensaios triaxiais cilíndricos em escala reduzida não possibilitam o ensaio de amostras de lastro em tamanho real, além de também simularem a mesma tensão confinante em todas as direções e também serem influenciados pelas membranas utilizadas. No entanto, estes equipamentos possibilitam o maior número de ensaios em um menor tempo, permitindo avaliar a influência de mais fatores e com um número mais representativo de amostras. Por ter sido objeto de discussão em diversos trabalhos, a redução de escala para amostras será discutida em um tópico individual a seguir.

- **A redução de escala para ensaios com lastro ferroviário:** Alguns trabalhos (Merheb, 2014, Diógenes, 2016, Silva, 2018) utilizaram de técnicas e escalonamento da distribuição granulométrica do lastro para realizar ensaios em corpos de prova com dimensões 150 x 300 mm. Estes trabalhos verificaram resultados importantes e consideráveis (de maneira comparativa) para a escala real do pavimento ferroviário. De modo geral, ao analisar o módulo de resiliência, o uso de diferentes metodologias levou a conclusões diversas, não sendo possível verificar aumento ou diminuição do MR ao utilizar a escala reduzida. No entanto, como discutido anteriormente, os valores obtidos tanto no ensaio em escala reduzida quanto em escala real foram aproximados, estando dentro da mesma ordem de grandeza. Para fins de dimensionamento das camadas inferiores ao lastro, acredita-se que a aproximação dos valores bastaria, uma vez que a distribuição de tensões não é tão sensível a pequenas variações de módulo, e outras simplificações como a consideração de um módulo único (independente da profundidade) já são habituais. Quanto à deformação permanente, novamente a comparação dos resultados de vários autores foi inconclusiva, mudando de acordo

com as metodologias empregadas pelos autores para a sua determinação, resultando ora em valores maiores e ora em menores dos obtidos em real escala. Por fim, quanto à quebra de partículas, sabe-se que partículas menores resistem mais do que partículas maiores, no entanto, caso fosse adotado um padrão para a realização de ensaios em pequena escala, provavelmente seria possível encontrar correlações importantes com a quebra observada em campo. Em resumo, acredita-se que o emprego da redução de escala para ensaio do lastro ferroviário tem alto potencial, mas falta a sua padronização. A possibilidade de realização de um número maior de ensaios em um tempo menor, proporcionada pela redução de escala, permite avaliar um número maior de variáveis e fazer correlações com o campo. Além disso, o equipamento utilizado para fazer estes ensaios em escala reduzida já faz parte dos equipamentos disponíveis em um laboratório de pavimentação rodoviária, permitindo a sua realização e comparação em diversos locais do país. Pontos importantes para a padronização de tais ensaios são o controle que deve ser realizado para a compactação das amostras, controlando o índice de vazios, e a morfologia do material ensaiado, que deve ser aproximada às características do lastro em escala real. Uma possível solução para este último ponto é o uso de britadores de laboratório, que podem ser melhor estudados para serem utilizados em conjunto com os ensaios triaxiais de escala reduzida.

- **O material disponível e o material utilizado:** Na presente dissertação foi escolhido propositalmente um material (Material 1) que não se enquadrava dentro dos limites de abrasão L.A de nenhuma norma considerada. Este material apresentou L.A de 42% e se assemelha ao material citado por Spada (2003) com L.A de 43% observado em ferrovias do Rio de Janeiro. A utilização deste material teve como objetivo questionar a influência que a granulometria tem no material, quando o mesmo é considerado de baixa qualidade. Na seção 5.3.4 e 5.3.5 foi observado que o Material 1, embora com valores mais dispersos de deformação permanente e quebra de partículas, apresentou, para algumas composições granulométricas, valores de  $\epsilon_p$  e BBI menores que o melhor material analisado (Material 3 – L.A 16%). Estes resultados foram limitados ao número de ciclos aplicados e à utilização dos ensaios triaxiais em escala reduzida com metodologia não padronizada, mas podem estar relacionados com um fator que deve chamar a atenção da prática ferroviária. A britagem do material de lastro em pedra é realizada atualmente de acordo com a necessidade da pedra. Quando é

necessário obter mais da fração de lastro, a abertura do britador é regulada para tal, quando não, a produção do lastro é consequência da produção de outras frações. No entanto, a abertura do britador, bem como o material de alimentação, está relacionada com o comportamento mecânico que o material terá em campo, e podem influenciar tanto neste comportamento ao ponto de um material de qualidade média poder apresentar desempenho pior que um material de resistência inferior, ou ser até melhor que um material de resistência superior dependendo da granulometria adotada. As faixas granulométricas normalmente adotadas devem ser constantemente colocadas à prova e novos critérios para avaliação de curvas granulométricas podem ser utilizados para melhoria do material de lastro. O conhecimento do produto fornecido pela pedreira e as diferentes variações possíveis no seu britador podem ser considerações importantes a serem feitas antes da compra de um determinado material. Tal avanço pode resultar em menores custos com o transporte de materiais de melhor resistência, possibilitando o uso de materiais locais com características predefinidas.



## 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

### 6.1 CONCLUSÕES

A presente dissertação teve como objetivo principal relacionar propriedades obtidas a partir da distribuição granulométrica e da litologia com o comportamento mecânico de lastros ferroviários quando submetidos à carregamento repetido, através de ensaios triaxiais cíclicos em escala reduzida e ensaios em um modelo físico de verdadeira grandeza. Fizeram parte das análises também simulações computacionais em elementos discretos e finitos. As seguintes conclusões podem ser extraídas das análises:

- a) Na produção do lastro, ao manter as peneiras delimitadoras da faixa de lastro, a variação de APF do britador controla a forma da curva granulométrica, de modo que é possível modificar a distribuição granulométrica do material para obter um material mais resistente e durável com pequenas alterações no processo de produção;
- b) Para os materiais estudados, a litologia influenciou diretamente nas características morfológicas resultantes do processo de britagem, sendo obtidas médias distintas dos parâmetros de textura e esfericidade para cada um dos materiais. Quanto a angularidade, apesar da média ter sido mantida igual, houve variação da mesma com o tamanho da partícula, com partículas menores apresentando maior angularidade;
- c) A litologia e a morfologia influenciaram no índice de vazios de corpos de prova compactados de maneira similar. Utilizando um cálculo para obter a angularidade média por amostra, foi possível verificar que a maior angularidade resultou em um maior índice de vazios;
- d) Ao analisar a morfologia dos materiais antes e após ensaios triaxiais cíclicos, observou-se que o material com maior índice de abrasão L.A apresentou maior perda de angularidade e mudança de forma após o ensaio. No entanto, o material com índice L.A intermediário, entre os três testados, foi o que menos teve sua angularidade e forma modificadas, apresentando por outro lado a maior variação de textura, relacionada ao polimento das faces dos agregados;
- e) Não é possível dizer que o módulo de resiliência é crescente com o aumento do coeficiente de não uniformidade e de curvatura. A influência de ambos parâmetros no MR é menor do que a esperada, com variação de cerca de 50 MPa para

- variações de Cnu de 1,6 até 2,6 (abrangendo toda variação permitida dentro da AREMA 24) e Cc entre 0,8 e 1,3;
- f) A angularidade e a esfericidade média obtidos após os ensaios triaxiais foram os parâmetros que apresentaram melhor correlação com o MR;
  - g) Os resultados de MR obtidos no modelo físico em verdadeira grandeza foram superiores aos obtidos nos ensaios triaxiais em escala reduzida. No entanto, os valores ficaram próximos o suficiente para serem considerados equivalentes em uma análise mecanística do pavimento ferroviário;
  - h) A deformação permanente específica apresentou alta correlação com os três parâmetros da curva granulométrica propostos na presente pesquisa, representativos da fração fina, intermediária e graúda do material. Além disso, o índice de abrasão L.A funcionou nos ajustes como modificador da equação para considerar agregados de origens diferentes;
  - i) No ensaio do modelo físico, as deformações permanentes específicas obtidas ficaram abaixo das obtidas nos ensaios triaxiais em escala reduzida. Deve-se considerar que a compactação é um fator muito importante para a deformação permanente, principalmente nos ciclos iniciais, sendo necessária a padronização da energia de compactação em diferentes escalas;
  - j) Nos ensaios triaxiais cíclicos realizados, foi observado que o BBI representou melhor a quebra do material, quando comparado com o índice Bg.
  - k) Para as tensões utilizadas, observou-se alta correlação da quebra com a fração graúda do material, e principalmente com a intermediária, com a quebra diminuindo para valores mais altos de percentual retido na peneira de tamanho intermediário da distribuição granulométrica;
  - l) Na avaliação da quebra de partículas, o ensaio triaxial cíclico em pequena escala e o ensaio no modelo físico em verdadeira grandeza apresentaram tendências semelhantes, apesar do número diferente de ciclos de carregamento;
  - m) O índice de quebra BBI também apresentou boa correlação com o Cnu e o Cc, com a sua diminuição para o aumento destes. No entanto, os dois parâmetros não são os melhores para descrever a quebra do material para o nível de tensões utilizado, com o parâmetro respectivo ao material retido na peneira com 50% do tamanho da peneira pela qual passa 100% do material sendo o melhor parâmetro para tal finalidade;

- n) A modelagem em elementos discretos se mostrou uma ferramenta muito útil para a aquisição de parâmetros de difícil obtenção em laboratório. A inserção de parâmetros próprios de cada material no ambiente de simulação é importante para a obtenção de resultados confiáveis;
- o) A quebra de partículas apresentou alta correlação com o número de coordenação obtido a partir das modelagens em DEM. A tendência observada é de aumento da quebra para um maior número de coordenação;
- p) Para as tensões utilizadas tanto nos ensaios triaxiais em escala reduzida quanto no modelo físico, os mecanismos de quebra que predominaram foram a abrasão e o lascamento, sendo estes os mecanismos para variação dos tamanhos de partículas com o aumento do número de coordenação;
- q) A realização de ensaios em um modelo físico em verdadeira grandeza limita o número de cenários a serem realizados, mas permite comparar resultados mais aproximados da realidade com outros ensaios realizados em laboratório;
- r) Para as tensões utilizadas nos ensaios triaxiais da presente pesquisa, os mecanismos de quebra que predominaram provavelmente foram a abrasão e o lascamento. Foi verificado que, para lastros submetidos a este nível de tensões, os critérios referentes à granulometria devem ser revistos;
- s) É sugerido o uso de curvas granulométricas com alto percentual de material na fração intermediária, para reduzir a quebra do material e a deformação permanente em ferrovias submetidas a um estado de tensões compatível com a presente pesquisa. Tal sugestão em um primeiro momento pode ser utilizada em conjunto com as faixas granulométricas já existentes, dando preferência para as curvas com estas características.

## **6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

Durante o desenvolvimento da presente dissertação, algumas ideias surgiram para avaliar o comportamento do lastro ferroviário. Estas ideias, por não terem sido realizadas, se tornaram sugestões para futuras pesquisas, sendo listadas a seguir:

- A análise da colmatção do lastro com o passar do tempo em uma ferrovia. A quebra de lastro provavelmente não é uma variável linear com os ciclos de carregamento, pois gera variações na distribuição granulométrica das partículas, que por sua vez alteram as condições de contato e transferência de esforços. É

sugerida então a coleta de material de lastro em um trecho reto de uma ferrovia real com composição granulométrica inicial única, em diferentes tempos, verificando com o uso de difração de raio X o percentual contribuinte de cada fonte de partículas finas em cada coleta;

- Ensaios triaxiais pintando partículas com o uso de diferentes metodologias, comparando os resultados obtidos com ensaios realizados com o mesmo material sem pintar as partículas. Esta análise seria importante em um primeiro momento para verificar a possibilidade de utilizar um método de pintura de partículas para analisar os diferentes mecanismos de quebra atuantes nos ensaios. A variação na textura das partículas também deve ser um parâmetro considerado nesta análise;
- Ensaios triaxiais simulando diferentes estados de tensões e pintando partículas, peneirando o material antes e depois dos ensaios. Esta análise seria importante para verificar, para determinado material, a partir de quais tensões passa a haver mais fragmentação de partículas, verificando a quebra também visualmente pela pintura das partículas;
- Uma alternativa para a proposta de pintar as partículas seria a análise morfológica completa das partículas de corpos de prova. É sugerida a realização de ensaios triaxiais em diferentes níveis de tensão e posterior análise morfológica em um equipamento como o AIMS2 (no caso de escala reduzida) ou outro no caso de partículas em escala real. A partir dos resultados de morfologia seria possível inferir quais mecanismos de quebra predominaram;
- Executar trechos instrumentados de uma ferrovia real com a britagem do material em pedreira variando a APF. Este estudo seria importante para verificar o comportamento de materiais com diferentes composições granulométricas, também poderiam ser realizadas coletas de material para verificar a quebra de partículas;
- Estudos aprofundados utilizando modelagem em Elementos Discretos visando aplicar modelos de quebra ao contexto ferroviário. Atualmente, os modelos de quebra foram de modo geral desenvolvidos para a área de cominuição, onde a energia transferida para as partículas é muito superior à aplicada em um lastro ferroviário, pois o objetivo na cominuição é britar o material. É sugerido que estes modelos sejam reavaliados e validados para o lastro;

- Ensaio simulando a variação do nível da água no pavimento ferroviário. Na presente dissertação, todos os ensaios com o lastro foram realizados com ele no estado seco. No entanto, na prática ferroviária, sabemos que a drenagem precária e o elevado nível de colmatação do lastro fazem com que a água acumule na camada e modifique o seu comportamento. É sugerido que esta influência seja verificada, por ser uma variável importante no comportamento do pavimento real.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABADI, T. *Effect of Sleeper and Ballast Interventions on Rail Track Performance*. Tese de doutorado. University of Southampton, Inglaterra, 2015.

ABNT EB-655. *Via férrea – Lastro-padrão*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil, 1991.

ABNT NBR 5564. *Via férrea - Lastro Ferroviário - Requisitos e método de ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil, 2014.

ABNT NBR NM 51. *Agregado graúdo – Ensaio de abrasão “Los Ángeles”*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil, 2001.

ABNT NM 248. *Agregados – Determinação da composição granulométrica*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil, 2003.

AIMS Operation Manual. *AFA2A and AFA2C Aggregate Image Measurement System Operation Manual*. Pine test equipment, 2017.

ALVES, T. F. *Análise do comportamento de via permanente lastrada com emprego de sublastro betuminoso*. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil, 2018.

ALVES, T. F.; MERHEB, A. H. M.; MOURA, E.; MOTTA, R. S.; BERNUCCI, L. L. B. “Emprego de mistura asfáltica como sublastro de via permanente: execução e instrumentação do primeiro trecho experimental brasileiro”. *Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto, XIXCILA*, Medellin, Colômbia, 2017.

ANDERSON, J. S.; ROSE, J. G. “In-situ test measurement techniques within railway track structures”. *Proceedings of the 2008 IEEE/ASME Joint Rail Conference, JRC2008*, Wilmington, DE, Estados Unidos, 2008.

AREMA. *American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association*. Lanham, MD, Estado Unidos, 2012.

ASKARINEJAD, H.; BARATI, P.; DHANASEKAR, M.; GALLAGE, C. “Field studies on sleeper deflection and ballast pressure in heavy haul track”. *Australian Journal of Structural Engineering*, 2018.

ATKINSON, B. K. *Fracture mechanics of rock*. Academic Press Inc. Harcourt Brace Jovanovich, 535 p., 1987.

BACH, H. *Evaluation of attrition tests for railway ballast*. Tese de doutorado. Graz Univesity of Technology, Áustria, 2013.

BAESSLER, M. *Lageveränderungen des Schottergleises durch zyklische und dynamische Beanspruchungen*. Tese de doutorado. Technischen Universität Berlin, p. 187, 2008.

BARKSDALE, R. D.; ITANI, S. Y. “Influence of aggregate shape on base behavior”. *Transportation Research Board*, n. 1227, p. 171–182, 1989.

- BARRIOS, G. K. P. *Modelagem da Prensa de Rolos Usando o Método dos Elementos Discretos com Acoplamento Dinâmico e o Modelo de Substituição de Partículas*. Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, p. 165, 2015.
- BASTOS, G. A. *Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas Reforçadas com Geogrelhas para Pavimentos Flexíveis*. Dissertação de mestrado. Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 247 p., 2010
- BEER, F. P.; JOHNSTON, E. R. J. *Resistencia dos Materiais*. Pearson 3ª edição, p. 638, 2008.
- BENGTSSON, M.; EVERTSSON, M. “An empirical model for predicting flakiness in cone crushing”. *International Journal of Mineral Processing*, pp. 49-60, 2006.
- BIAN, X.; Huang, H.; TUTUMLUER, E.; GAO, Y. ““Critical particle size” and ballast gradation studied by Discrete Element Modeling”. *Transportation Geotechnics*, Vol. 6, p. 38–44, 2016.
- BIAN, X.; JIANG, J.; JIN, W.; SUN, D.; LI, W.; LI, X. “Cyclic and Postcyclic Triaxial Testing of Ballast and Subballast”. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 28, n. 7, p. 1–11, 2016.
- BOLER, H.; QIAN, Y.; TUTUMLUER, E. “Influence of Size and Shape Properties of Railroad Ballast on Aggregate Packing”. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, v. 2448, p. 94–104, 2014.
- BROWN, S. F.; HYDE, A. F. L. “Significance of Cyclic Confining Stress in Repeated-Load Triaxial Testing of Granular Material”. *Committee on Strength and Deformation Characteristics of Pavement Sections*, p. 49-58, 1975.
- CHAN, F. W. K. *Permanent Deformation Resistance of Granular Layers in Pavements*. Tese de doutorado. University of Nottingham, Inglaterra, 1990.
- CLEARY, P. W. “Recent advances in DEM modelling of tumbling mills”. *Minerals Engineering*, Vol. 14, n. 10, p. 1295–1319, 2001.
- COSTA, R.; MOTTA, R.; PIRES, J.; MORAES, P. *et al.* “Avaliação estrutural in situ de uma via férrea reforçada com geogrelha”. *XXXI Congresso Nacional de Pesquisa em Transportes da ANPET*, XXXI ANPET, Recife, 2017.
- CUCONATO, J. M. *Estudo da contaminação do lastro*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1998.
- CUELHO, E.; OBERT, K.; MILLER, A. “Comparative analysis of micro-Deval, LA abrasion, and sulfate soundness tests”. *Transportation Research Board*, p. 1–17, 2008.
- CUNDALL, P. A.; STRACK, O. D. L. “A discrete numerical model for granular assemblies”. *Géotechnique*, Vol. 29, n. 1, p. 47–65, 1979.
- CUNDALL, P. A.; STRACK, O. D. L. “Modeling of microscopic mechanisms in granular material”. *Elsevier Science Publishers B.V.*, v. 7, p. 137-149, 1983.

- DAHLBERG, T. “Some railroad settlement models - A critical review”. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, Vol. 215, n. 4, p. 289–300, 2001.
- DAVIDGE, R. W. *Mechanical behaviour of ceramics*. Cambridge University Press, 165 p., 1979.
- DELANEY, G. W.; MORRISON, R. D.; SINNOTT, M. D. *et al.* “DEM modelling of non-spherical particle breakage and flow in an industrial scale cone crusher”. *Minerals Engineering*, Vol. 74, p. 112–122, 2015.
- DELGADO, B. G. *Análise da deformabilidade de um solo tropical do oeste do Maranhão como material de sublastro na Estrada de Ferro Carajás*. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto, MG, Brasil, 2012.
- DEMSOLUTIONS.INC. EDEM Software Edinburgh, Inglaterra, 1997.
- DIÓGENES, D. F. *Avaliação das propriedades de forma de agregados utilizados em lastro ferroviário a partir do uso do processamento digital de imagens*. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, Brasil, 2016.
- DIÓGENES, L. M. *Avaliação das relações entre propriedades de agregados minerais com base nas características do processo de britagem e da rocha de origem*. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, Brasil, 2018.
- DNER-CLA 259/96. *Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviária utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura*. Departamento nacional de estradas de rodagem, 1996.
- DNIT ETM – 002. *Lastro Padrão de Brita*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte, 2016.
- DNIT-IE 179. *Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, Brasil, 2018.
- DNIT-ME 134. *Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, Brasil, 2018.
- EN-13450. *Áridos para balasto de vias ferreas*. Norma Europeia, pp. 1–38, 2002.
- ESVELD, C. *Modern Railway Track*. MRT Productions, 2ª ed, 740 p., 2001.
- EVERTSSON, C. M.; BEARMAN, R. A. “Investigation of interparticle breakage as applied to cone crushing”. *Minerals Engineering*, Vol. 10, Nº 2, pp. 199-214, 1997.
- FERREIRA, J. G. H. M.; MOTTA, L. M. G. “Análise comparativa de modelos de resiliência de solos e materiais não tratados quimicamente”. *Congresso de pesquisa e ensino em transportes*, 2002.
- GEOKON Instruction Manual. *Model 3500 Series – Earth Pressure Cells*. Geokon, 2017.



GRIFFITH, A. A. *The Phenomena of Rupture and Flow in Solids*. The Royal Society Publishing, Vol. 221, p. 163–198, 1920.

GUIMARÃES, A. C. R. *Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos*. Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2009.

GUIMARÃES, C. A. B. *Análise da solicitação dinâmicas na via férrea através de simulação*. Tese de doutorado, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, Brasil, 1999.

HAY, W. W., PETERSON, H. C., PLOTKIN, D. E. *et al.* *Lateral stability of ballast*. Report for Federal Railroad Administration, Washington, D.C., Estados Unidos, 1977.

HERRERA, N. J. *Aplicação de Modelos de Quebra de Partículas do Ambiente de Simulação do Método dos Elementos Discretos no Estudo de Microprocessos de Cominuição*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2017.

HICKS, R. G.; MONISMITH, C. L. “Factors influencing the resilient response of granular materials”. *Transportation Research Record*, N°. 354, 1971.

HOFER, V.; BACH, H. “Statistical monitoring for continual quality control of railway ballast”. *Expert Systems with Applications*, Vol. 42, N°. 22, pp. 8557–8572, 2015.

HOFER, V.; BACK, H.; LATAL, C.; NEUBAUER, A.. “Impact of Geometric and Petrographic Characteristics on the Variability of LA Test Values for Railway Ballast”. *Mathematical Geosciences*, Vol. 45, N°. 6, p. 727–752, 2013.

HUANG, H. *Discrete element modeling of railroad ballast using image based aggregate morphology characterization*. Tese de doutorado. University of Illinois, Urbana Champaign, Illinois, Estados Unidos, 2010.

IBIAPINA, D. S.; CASTELO BRANCO, V. T. F.; DIÓGENES, L. M.; MOTTA, L. M. G.; FREITAS, S. M. “Proposição de um sistema de classificação das propriedades de forma de agregados caracterizados com o uso do processamento digital de imagens a partir de materiais oriundos do Brasil”. *Revista Transportes*, pp. 116-128, 2018.

INDRARATNA B.; SALIM, W.; RUJIKIATKAMJOM, C. *Advanced rail geotechnology–ballasted track*. Taylor & Francis Group, 413 p., 2011.

INDRARATNA, B.; IONESCU, D.; CHRISTIE, H. D. “Shear Behaviour of Railway Ballast based on Large Scale Triaxial Testing”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 124, N°. 5, pp. 439–449, 1998.

INDRARATNA, B.; KHABBAZ H.; SALIM, W. *et al.* “Geotechnical properties of ballast and the role of geosynthetics in rail track stabilization”. *Journal of Ground Improvement*, Vol. 10, N° 3, pp. 91–102, 2006.

INDRARATNA, B.; KHABBAZ, H.; SALIM, W.; LACKENBY, J.; CHRISTIE, D. “Ballast characteristics and the effects of geosynthetics on rail track deformation”. *International Conference on Geosynthetics and Geoenvironmental Engineering*, pp. 3-12, Mumbai, India, 2004.

- INDRARATNA, B.; LACKENBY, J.; CHRISTIE, D. “Effect of Confining Pressure on the Degradation of Ballast under Cyclic Loading”. *Géotechnique*, Vol. 55, N° 4, pp. 325–328, 2005.
- INDRARATNA, B.; NIMBALKAR, S.; RUJIKIATKAMJORN, C.; *et al.* “Field Assessment of the Performance of a Ballasted Rail Track with and without Geosynthetics”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 136, N° 7, pp. 907–917, 2010.
- JANARDHANAM, R.; DESAI, C. S. “Three-dimensional testing and modeling of ballast”. *International Journal of Geotechnical Engineering*, pp. 783-796, 1983.
- JORENBY, B. N.; HICKS, R. G. “Base Course Contamination Limits”. *Transportation Research Record*, v. 1095, pp. 86–101, 1986.
- KAPUR, P. C.; PANDE, D.; FUERSTENAU, D. W. “Analysis of single-particle breakage by impact grinding”. *International Journal of Mineral Processing*, Vol. 49, N° 3–4, pp. 223–236, 1997.
- KOLISOJA, P. *Resilient Deformation Characteristics of Granular Materials*. Tese de doutorado, Tampere University of Technology, p. 216, 1997.
- KULHAWY, F. H. “Stress deformation properties of rock and rock discontinuities”. *Engineering Geology*, Vol. 9, N° 4, pp. 327-350, 1975.
- LACKENBY, J.; INDRARATNA, B.; MCDOWELL, G.; *et al.* “Effect of confining pressure on ballast degradation and deformation under cyclic triaxial loading”. *Géotechnique*, Vol. 57, N° 6, pp. 527–536, 2007.
- LEKARP, F.; DAWSON, A. “Modelling permanente deformation behavior of unbound granular materials”. *Construction and Building Materials*, Vol. 12, N° 1, pp. 9-18, 1998.
- LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. “State of the art. I: Resilient Response of Unbound Aggregates”. *Journal of Transportation Engineering*. pp. 66–75, 2000.a.
- LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. “State of the Art. II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates”. *Journal of Transportation Engineering*. pp. 76–83, 2000.b.
- LI, D.; SELIG, E. T. “Resilient Modulus for Fine-Grained Subgrade Soils”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 120, N° 6, pp. 939–957, 1994.
- LIM, W. L. *Mechanics of railway ballast Mechanics of Railway Ballast Behaviour*. Tese de doutorado. The University of Nottingham, Inglaterra, 2004.
- LIMA, C. D. A. *Estudo da Deformação Permanente de Duas Britas Graduadas para Uso em Camadas de Pavimentos*. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2016.
- LINDQVIST, J. E.; AKESSON, U.; MALAGA, K. “Microstructure and functional properties of rock materials”. *Materials Characterization*, pp. 1183-1188, 2007.
- LIU, S. *KENTRACK 4.0: A Railway trackbed structural design program*. Dissertação de mestrado. University of Kentucky, Lexington, KY, Estados Unidos, 2013.

- LIU, S.; KOU, S. Q.; LINDQVIST, P. A. “Effect of geogrid on railroad ballast particle movement”. *Transportation Geotechnics*, Vol. 9, pp. 110–122, 2016.
- LOWE, J. “Shear strength of coarse embankment dam materials”. *Huitieme congress des grands barrages*. Edimburgo, 1964.
- MACÊDO, J. A. G. DE. *Interpretação de Ensaios de Defletométricos para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis*. Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1996.
- MAGALHÃES, F. N.; TAVARES, L. M. “Rapid ore breakage parameter estimation from a laboratory crushing test”. *International Journal of Mineral Processing*, pp. 49-54, 2014.
- MAHMOUD, E.; GATES, L.; MASAD, E. A.; ERDOGAN, S.; GARBOCZI, E. “Comprehensive evaluation of AIMS texture, angularity, and dimension measurements”. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2010.
- MARTINS, L. D. *Levantamento da Utilização de Sistemas de Gerência de Pavimentos no Brasil e Estudo de Caso*. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 173 p, 2015.
- MASAD, E. A. *Aggregate Image Measurement System (AIMS): Basic and applications*. Project performed in cooperation with the Texas Department of Transportation and the Federal Highway Administration. Report nº FHWA/TX-05/5-1707-01-1, 2005.
- MASURET, C. (2015). *Developing an abrasion characterisation test for measuring superficial breakage in comminution*. Tese de doutorado. University of Queensland, Austrália, 2015.
- MCDOWELL, G. R.; AMON, A. “The application of Weibull statistics to the fracture of soil particles”. *Japanese Geotechnical Society*, Vol. 40, pp. 133–141, 2000.
- MEDINA, J. L., MOTTA, L. M. G. *Mecânica dos Pavimentos*. Editora Interciência, 3ª ed, 2015
- MELAN, E. “Theorie statisch unbestimmter Systeme”. *IVBH Kongressbericht*, 1936.
- MERHEB, A. H. M. *Análise mecânica do lastro ferroviário por meio de ensaios triaxiais cíclicos*. Dissertação de mestrado, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil, p. 148, 2014.
- MONTEIRO, D. T. *Influência da rigidez vertical no comportamento mecânico e dimensionamento da via permanente ferroviária*. Dissertação de mestrado. Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil, 2015.
- MORGAN, J. R. “The response of granular materials to repeated loading”. *Australian Road Research Board Proceedings*, pp. 1178–1192, 1966.
- MUNIZ, L. F. *Fundamentos teórico-experimentais da mecânica dos pavimentos ferroviários e esboço de um sistema de gerência Aplicado à manutenção da via permanente*. Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, pp. 333, 2002.

- NÅLSUND, R. “Effect of Grading on Degradation of Crushed-Rock Railway Ballast and on Permanent Axial Deformation”. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, Vol. 2154, pp. 149–155, 2010.
- NAPIER-MUNN, T. J.; MORRELL, S.; MORRISON, R. D.; KOJOVIC, T. *Mineral comminution circuits: Their operation and optimization*. JKMRC. 1999.
- NEIDHART, T. “True-to-scale in situ tests determining dynamic performance of earthworks under high speed train loading”. *Proceedings of Geotechnics for Roads, Rail Tracks and Earth Structures*, Vol. ETC11, pp. 213-223.
- PAIVA, C. E. L.; PEREIRA, M. L.; RIBEIRO, R. P.; SANTOS, R. S. “Evaluation of ballast materials used in brazilian railways based on their resistance to wear”. *5<sup>th</sup> International Conference on Road and Rail Infrastructure*, CETRA 2018, Zadar, Croácia, 2018.
- POTAPOV, A. V; CAMPBELL, C. S. “Computer Simulation of Impact-induced Particle Breakage”. *Powder Technology*, Vol. 81, pp. 207–216, 1994.
- PROFILLIDIS, V. *Railway Management and Engineering*. Ashgate Publishing Limited, 4<sup>a</sup> ed, 2014.
- QUEIROZ, R. C. *Estudo do comportamento estrutural de via permanente ferroviária com a utilização de elementos de geossintéticos e de aço em dormentes de madeira*. Relatório de pesquisa. Universidade Estadual Paulista, Bauru, São Paulo, Brasil, 2007.
- RANGEL, G. W. A. *Um Método para a Estimativa da Deflexão do Pavimento Ferroviário Lastreado*. Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2017.
- RANGEL, G. W. A.; ARAGÃO, F. T. S.; MOTTA, L. M. G. “Modelagem computacional do pavimento ferroviário usando concreto asfáltico como alternativa para a construção da camada de sublastro”. *Reunião Anual de Pavimentação*, 44<sup>a</sup> RAPV, Foz do Iguaçu, PR, Brasil, 2015.
- RANGEL, G. W. A.; ARAGÃO, F. T. S.; MOTTA, L. M. G.; PONTES JÚNIOR, C. L. “Verificação da diferença entre agregados basálticos para lastro ferroviário oriundos de uma mesma jazida em diferentes profundidades”. *XXX Congresso Nacional de Pesquisa em Transportes da ANPET*, XXX ANPET, Rio de Janeiro, 2016.
- RAYMOND, G. P.; GASKIN, P. N.; SVEC, O. “Selection and performance of railroad ballast.” *Proceedings of a symposium held at Princeton University*. P. 369-385, 1975.
- ROCKY DEM. *Rocky*, Software, 2014.
- SALIM, W. *Deformation and degradation aspects of ballast and constitutive modelling under cyclic loading*. Tese de doutorado. University of Wollongong, Austrália, 2004.
- SAUSSINE, G.; QUEZADA, J. C.; RADJAÏ F.; *et al.* “Railway Ballast Settlement: A New Predictive Model”. *Railway Conference 2014*, pp. 1–12, 2014.
- SCHINDELIN, J.; ARGANDA-CARRERAS, I.; FRISE, E. *et al.* “Fiji: na open-source platform for biological-image analysis”. *Nature methods*, Vol. 9, pp. 676-682, 2012.

SCHÖNERT, K. “Comminution From Theory to Practice”. *Proceedings of the XIX IMPC*, pp. 7-14, 1995.

SELIG, E. T., RONER, C. J. “Effect of Particle Characteristics on Behavior of Granular Material”. *Transportation Research Record*, Vol. 1131, 1987.

SELIG, E. T.; WATERS, J. M. *Track Geotechnology and Substructure Management*. Thomas Telford, pp. 446, 1994.

SEVI, A F. *Physical modeling of railroad ballast using the parallel gradation scaling technique within the cyclical triaxial framework*. Tese de doutorado, Missouri University of Science and Technology, Rolla, MO, Estados Unidos, 2008.

SHARP, R. W. “Pavement design based on shakedown analysis”. *Transportation Research Record*, Vol. 1022, pp. 99–107, 1985.

SHI, F.; KOJOVIC, T. “Validation of a model for impact breakage incorporating particle size effect”. *International Journal of Mineral Processing*, Vol. 82, Nº. 3, pp. 156–163, 2007.

SILVA FILHO, J. C. *Dimensionamento de Pavimento Ferroviário em Regiões Tropicais*. Tese de doutorado. Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2018.

SILVA FILHO, J. C.; GUIMARÃES, A. C. R.; NASCIMENTO, G. C. “A computacional tool for structural assessment of railways”. *International Heavy Haul Association Conference, IHHA*, Cidade do Cabo, África do Sul, 2017.

SILVA, B.-H. DE A. E. *Análise Mecânica de um Pavimento Rodoviário Submetido à Oscilação do Lençol Freático Simulada em Modelo Físico de Verdadeira Grandeza*. Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2009.

SILVA, C. F. S. C. E. *Análise de Tensões em Pavimentos a Partir de Modelo Físico Instrumentado*. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2014.

SILVA, F. H. P. *Estudo do comportamento de um lastro ferroviário sob carga repetida em modelo físico de verdadeira grandeza*. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2018.

SKOGLUND, K. A. *A study of some factors in mechanics railway track design*. Tese de doutorado. Norwegian University of Science and Technology, Noruega, 2002.

SPADA, J. L. G. *Mecânica dos pavimentos aplicada ao entendimento de tensão-deformação na via férrea*. Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2003.

STANDARDS AUSTRALIA. *AS 2758.7: Aggregates and rock for engineering purposes, Part 7: Railway Ballast*. Austrália, 2015.

SUIKER, A. S. J.; SELIG, E. T.; FRENKEL, R. “Static and Cyclic Triaxial Testing of Ballast and Subballast”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, Nº. 6, pp. 771–782, 2005.

- SUN, Q.; INDRARATNA, B.; NIMBALKAR, S. “Deformation and degradation mechanisms of railway ballast under high frequency cyclic loading” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2015.
- SUN, Y. *Effect of Particle angularity and size distribution on the deformation and degradation of ballast under cyclic loading*. Tese de doutorado. Univerisity of Wollongong, Wollongong, Austrália, 2017.
- TAPPONNIER, P.; BRACE, W. F. “Development of Stress-Induced Microcracks in Westerly Granite”. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1976.
- TAVARES, L. M. *Chapter 1 Breakage of Single Particles: Quasi-Static*. Handbook of Powder Technology, Vol. 12, N°. 21, pp. 3–68, 2007.
- TAVARES, L. M.; CARVALHO, R. M. DE. “Modeling breakage rates of coarse particles in ball mills”. *Minerals Engineering*, Vol. 22, N°. 7–8, pp. 650–659, 2009.
- TAVARES, L. M.; NEVES, P. B. “Microstructure of quarry rocks and relationships to particle breakage and crushing”. *International Journal of Mineral Processing*, pp. 28-41, 2008.
- THAKUR, P. K.; VINOD, J. S.; INDRARATNA, B. “Effect of confining pressure and frequency on the deformation of ballast”. *Géotechnique: International Journal of Soil Mechanics*, pp. 786-790, 2013.
- THOM, N. H.; BROWN, S. F. “The Effect of Grading and Density on the Mechanical Properties of a Crushed Dolomitic Limestone”. *Proceedings 14th ARRB Conference, Part 7*, p. 94-100, 1988.
- THOM, N. H.; BROWN, S. F. “The mechanical properties of unbound aggregates from various sources”. *Unbound aggregates in roads*, 1989.
- TROTTA, R. P. C. *Quantificação da Degradação Mecânica por PDI*. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2019.
- TUTUMLUER, E.; RAO, C.; STEFANSKI, J. A. *Video image analysis of aggregates*. Illinois Department of Transportation and Federal Highway Administration. Report n° UILU-ENG-2000-2015, 2000.
- UTHUS, L. *Deformation Properties of Unbound Granular Aggregate*. Tese de doutorado. Norwegian University of Science and Technology, Noruega, 2007.
- VALEC 80-EM-033A-58-8006. *Pedra britada para lastro*. VALEC Engenharia, Construção e Ferrovias S.A. Brasília, DF, Brasil, 2012.
- VAVRIK, W. R.; PINE, W. J.; CARPENTER, S. H. “Aggregate Blending for Asphalt Mix Design”. *Transportation Research Record*, Vol. 1789, pp. 146-153, 2002.
- VIZCARRA, G. O. *Efeito da granulometria no comportamento mecânico do lastro ferroviário*. Tese de doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2015.

VOGEL, L.; PEUKERT, W. “Breakage behaviour of different materials - Construction of a mastercurve for the breakage probability”. *Powder Technology*, Vol. 129, Nº. 1–3, pp. 101–110, 2003.

VON DER OSTEN, F. B. *Avaliação de quatro solos tropicais para sublastro da Estrada de Ferro Carajás*. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto, MG, Brasil, 2012.

WATTERS, B. R., KLASSEN, M. J., CLIFTON, A. W. “Evaluation of ballast materials using petrographic criteria”. *Transportation Research Record*, v. 1131, 1987.

WEIBULL, W.; SWEDEN, S. “A statistical distribution function of wide applicability”. *Journal of applied mechanics*, pp. 293-297, 1951.

WERKMEISTER, S.; DAWSON, A.; WELLNER, F. “Permanent Deformation Behavior of Granular Materials and the Shakedown Concept”. *Transportation Research Record*, Nº. 1, pp. 75–81, 2001.

WERKMEISTER, S.; NUMRICH, R.; DAWSON, A. R. “Design of Granular Pavement Layers Considering Climatic Conditions”. *Transportation Research Record*, Vol. 1837, Nº. 7, pp. 1–25, 2003.

XIAO J.; GUAN Y. “Resilient Behavior of Compacted Silt under the Repeated Triaxial Test”. *Integrated Transportation Systems*, 2010.

ZHANG, X.; LIU, B.; WANG, J.; ZHANG, Z.; SHI, K.; WU, S. “Adobe photoshop quantification (PSQ) rather than point-counting: A rapid and precise method for quantifying rock textural data and porosities”. *Computers & Geosciences*, pp. 62-71, 2014.

ZHU, H. P.; ZHOU, Z. Y.; YANG, R. Y.; YU, A. B. “Discrete particle simulation of particulate systems: Theoretical developments”. *Chemical Engineering Science*, pp. 3378-3396, 2007.

## **ANEXO A – TESTES RELACIONADOS ÀS CÉLULAS DE PRESSÃO TOTAL**

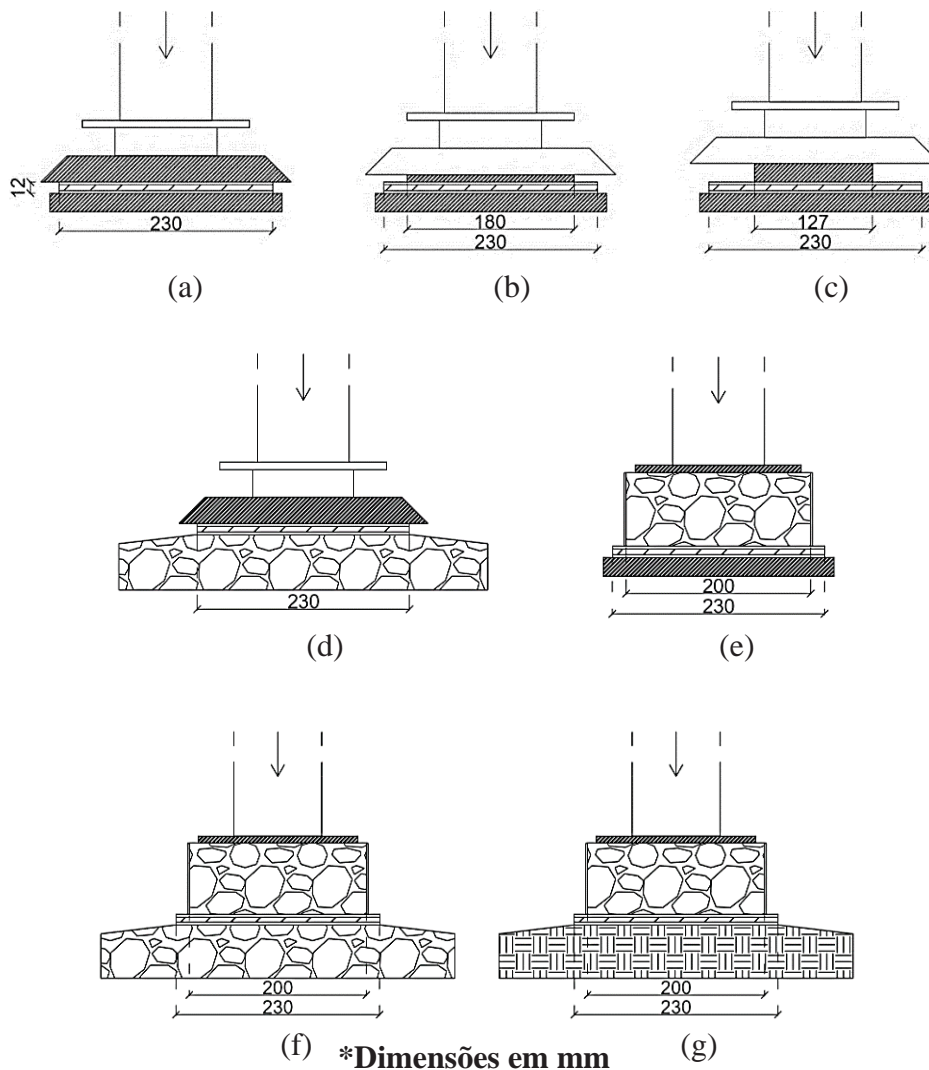
Para verificar a possibilidade de utilização das células de pressão total série 3500 em camadas do pavimento ferroviário, inicialmente foram realizados alguns testes em uma prensa servo-hidráulica da marca MTS. Os testes consistiram em variar a área de contato do meio com a célula, uma vez que esta seria diferente quando da aplicação em diferentes camadas do pavimento. As células foram conectadas à um módulo multiplexador 34902A em uma unidade de aquisição da Keysight. Para verificar a influência do sistema de proteção e do carregamento nas leituras das células, também foram realizados testes estáticos e dinâmicos com e sem o uso da borracha de proteção.

Inicialmente, foram realizados ensaios variando a área de contato, utilizando discos de metal com diferentes diâmetros no topo das células, para áreas de contato de 100%, 60% e 30%. Nestas configurações, foram registradas as variações das leituras e comparadas com as pressões calculadas considerando a área teórica da célula de pressão. Posteriormente, buscou-se simular a utilização da célula em contato com meios semelhantes a possíveis aplicações no campo, realizando ensaios em contato com solo e com rochas de lastro.

A carga máxima aplicada em cada cenário variou, buscando sempre chegar próximo de tensões máximas de 450 kPa. No carregamento estático, não foi realizada calibração para o descarregamento, sendo aplicada somente uma carga crescente em 6 estágios. No carregamento dinâmico, para efeito de calibração, foram comparados apenas dados de picos e vales das leituras, sendo os picos representativos do carregamento e os vales dos descarregamentos. Neste caso, o carregamento dinâmico aplicado teve frequência de 2 Hz, com repetição de 5 pulsos em formato senoidal de compressão (haversine) em 5 níveis de tensão predefinidos. Tanto no carregamento estático quanto no dinâmico repetiu-se a rotina 3 vezes, sendo utilizada a média das leituras para a determinação dos fatores de calibração.

Quatro células de pressão total foram usadas nos ensaios. Como todas apresentaram resultados semelhantes, optou-se por apresentar somente os obtidos com a célula 1. O esquema apresentando os arranjos de carregamento utilizados, com as unidades de medida em milímetros, pode ser observado a seguir:



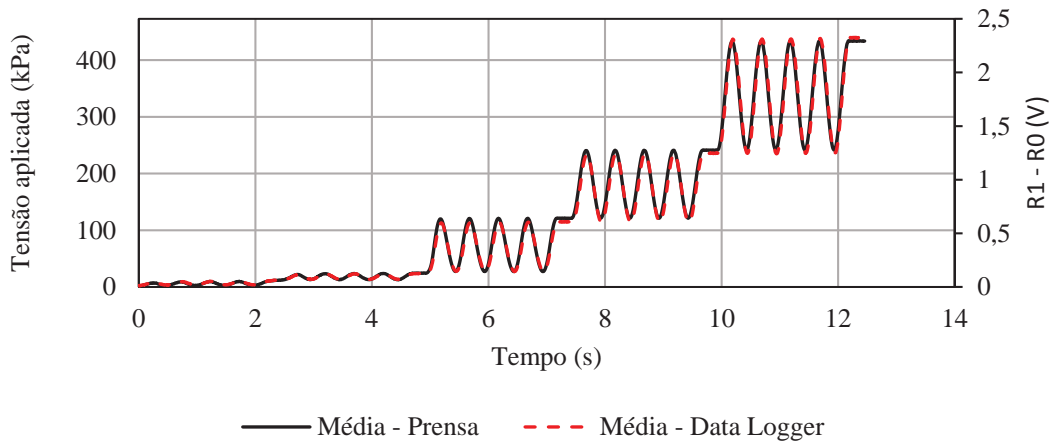


Metal
  Célula de pressão
  Partículas de lastro
  Solo compactado

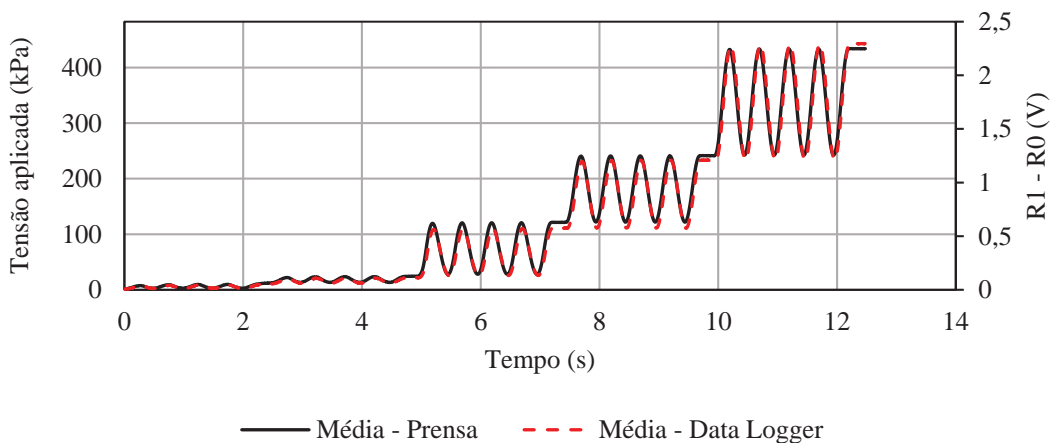
Arranjos utilizados para calibração: 100% da área de contato no topo (a); 60% da área de contato no topo (b); 30% da área de contato no topo (c); 100% no topo e leito de lastro abaixo (d); Partículas de lastro no topo (e); Célula entre camadas de lastro (f) e Partículas de lastro no topo e solo compactado na base (g).

Para o cálculo da pressão aplicada nos diferentes cenários, foi utilizada uma área teórica para a célula de pressão considerando o diâmetro de 230 mm, resultando em uma área de 415,27 cm<sup>2</sup>. É importante observar que esta área não corresponde à área efetiva de leitura da célula, uma vez que a solda que une as placas nas extremidades ocupa parte desta área com uma maior rigidez e sem sensibilidade para medições. Essa consideração foi realizada por não se conhecer a área da solda, não sendo um dado fornecido pelo fabricante. Todos os coeficientes de determinação (R<sup>2</sup>) encontrados nas diferentes calibrações foram superiores a 0,99.

A rotina dinâmica de calibração e o arranjo (a) apresentado foram utilizados para verificar a influência da palmilha nas leituras. Nesta verificação os dados de tensão aplicada e tensão lida foram plotados ao longo do tempo para uma estrutura apenas com geotêxtil e para uma com geotêxtil e palmilha. Para melhor visualização dos resultados, optou-se por um gráfico com 2 eixos verticais, um para o gráfico obtido da prensa e um para o obtido a partir do Data Logger. Para alinhar o gráfico de tensão aplicada com o gráfico de tensão lida, foi utilizado como limite inferior da escala de ambos gráficos o valor 0 e para valor máximo de tensão lida 2,5 V. O valor máximo de tensão aplicada foi obtido multiplicando a tensão lida pelo fator de calibração encontrado para a configuração em questão em análise de picos e vales. Os resultados sem e com palmilha podem ser visualizados a seguir:



Exemplo de tensões aplicadas e lidas na célula (1) sem utilizar palmilha

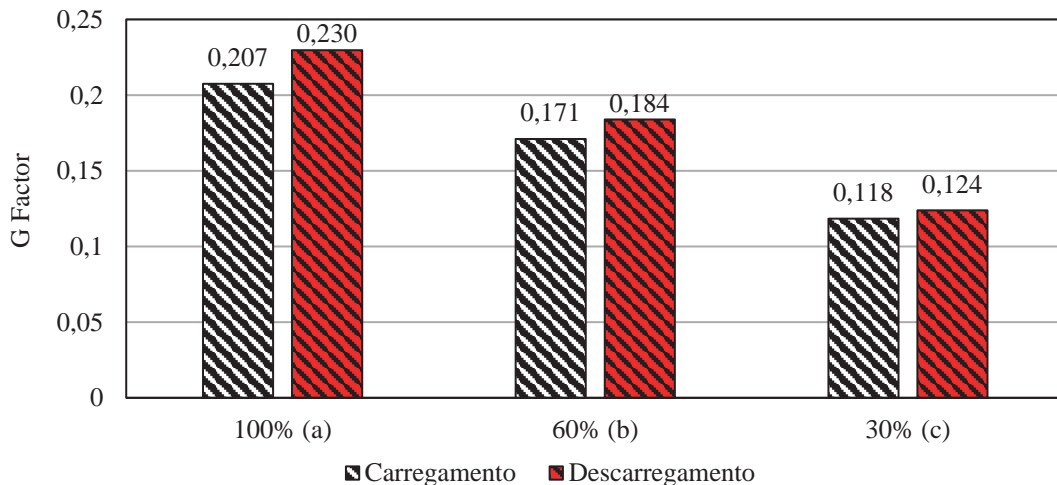


Exemplo de Tensões aplicadas e lidas na célula (1) utilizando palmilha

É possível observar que, para tensões entre 100 e 300 kPa, as leituras de tensões foram levemente inferiores às aplicadas, enquanto para tensões acima de 300 kPa as tensões lidas foram superiores. Essa tendência foi observada em ambos os ensaios e não indicou

uma variação muito grande, ocasionando variações de até 5 kPa (~2%) para os ensaios com uso de palmilha e até 3 kPa (~1%) para os que foram feitos sem ela. Estas variações foram consideradas muito baixas.

Os coeficientes de calibração obtidos a partir do carregamento estático para os arranjos (a), (b) e (c) foram semelhantes aos obtidos utilizando os picos do carregamento dinâmico. Isso provavelmente se deve à metodologia adotada, que considerou apenas o carregamento estático, que é semelhante à condição que leva aos picos do carregamento dinâmico. No entanto, foi observado, a partir da calibração utilizando os vales no descarregamento dinâmico, que os fatores encontrados tendem a ser superiores aos de carregamento, e que essa influência é maior para contatos em áreas maiores, como pode ser observado a seguir:



Fatores de calibração obtidos no carregamento e descarregamento da célula (1).

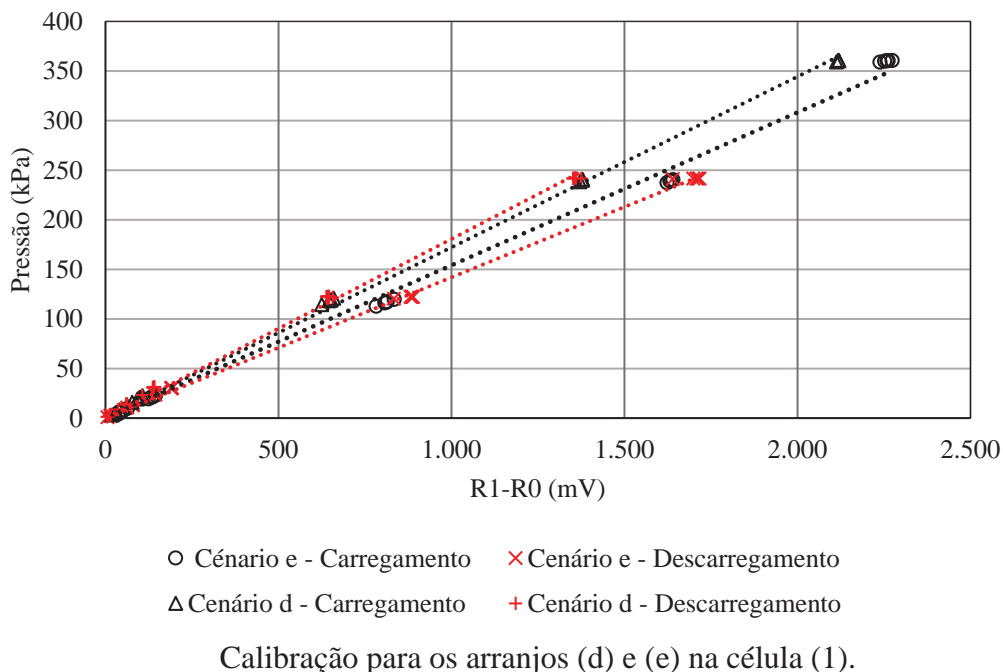
Para os arranjos (d), (e), (f) e (g), os coeficientes de calibração no carregamento estático, como nos cenários anteriores, também se aproximaram aos obtidos no carregamento dinâmico, com diferenças apenas no descarregamento.

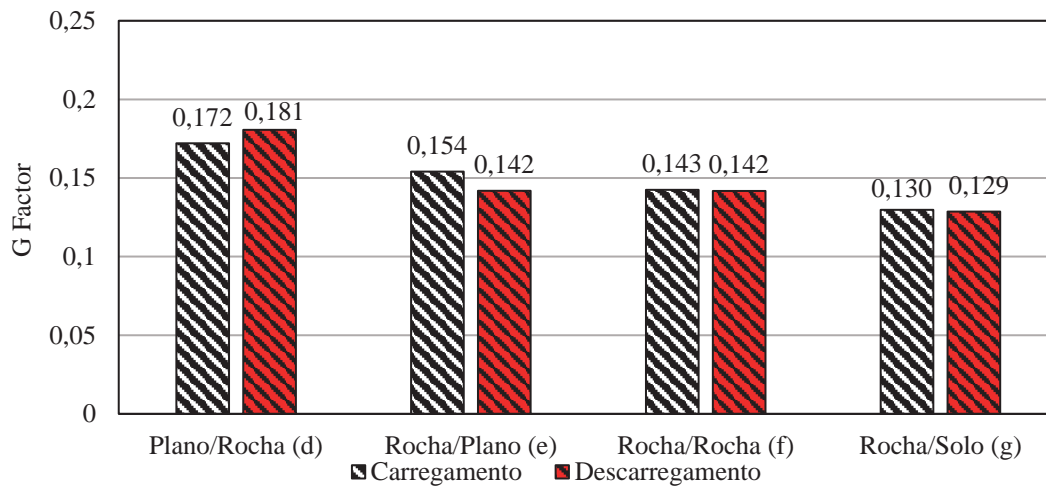
Nos arranjos (d) e (e), buscou-se analisar a influência de utilizar as partículas de lastro no topo da célula ou na base. Foi verificado que a colocação das partículas no topo da célula (e) e a compressão delas contra a mesma resultou em um coeficiente maior, em comparação com a colocação de um leito de partículas abaixo da célula (d). No descarregamento, foi verificado que a diferença entre os coeficientes se tornou ainda maior. Não foi possível concluir exatamente o que levou a essa diferença, que pode ocasionar erros maiores que 20% nas leituras de descarregamento e 10% no

carregamento. Uma das possíveis causas foi a utilização de uma área controlada para as partículas do cenário (e) em uma área de 75% em relação à área total da célula. Outra possível justificativa está na distribuição de carga na estrutura de calibração, indicando uma variação para configuração com elemento aplicador do carregamento e elemento que reage ao carregamento.

Os cenários (f) e (g) simularam a aplicação das células no interior da camada de lastro ou na interface entre uma camada de sublastro e lastro ou subleito e lastro (em vias sem sublastro). Para estes cenários não houve grandes variações entre coeficientes de calibração obtidos no carregamento ou descarregamento dinâmico, podendo novamente estar relacionadas às áreas de contato, não sendo possíveis de ser determinadas para estes cenários. Uma comparação dos coeficientes de calibração obtidos nos cenários (d), (e), (f) e (g), no carregamento e descarregamento.

As retas de calibração e os coeficientes de calibração obtidos nos cenários (d), (e), (f) e (g) são apresentados a seguir:





Coeficientes de calibração obtidos para os arranjos (d), (e), (f) e (g) na célula (1).

### **Observações Importantes:**

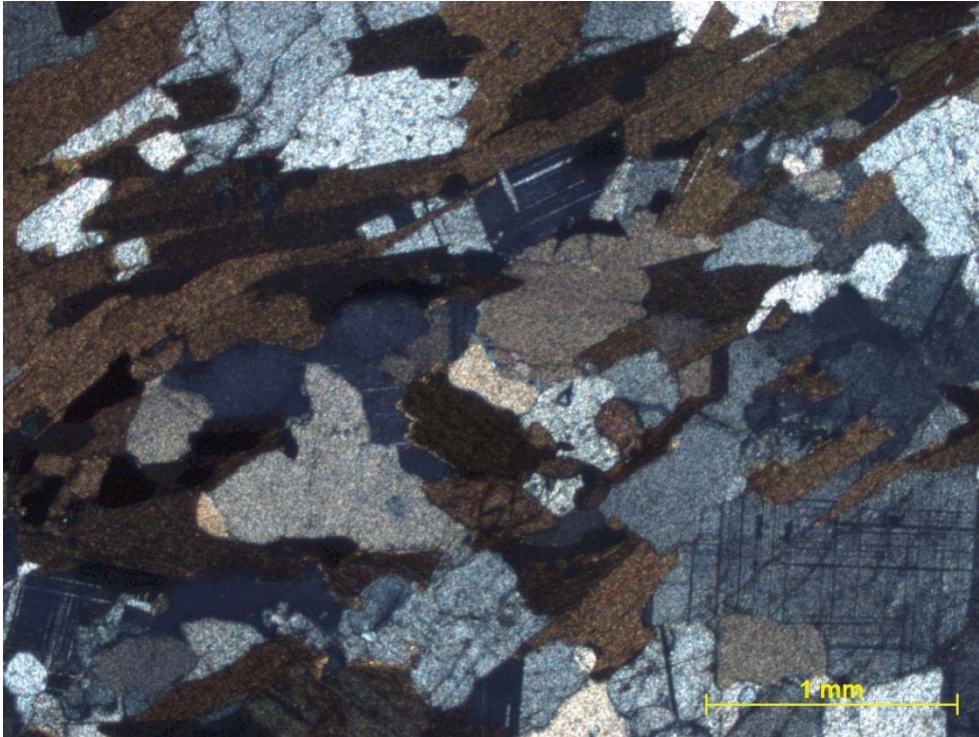
Das análises realizadas com as células de pressão total série 3500, da Geokon, pode-se concluir que o uso de borrachas de proteção não interferiu nas leituras de tensões para o ensaio em uma prensa de laboratório, tanto no carregamento estático quanto no dinâmico. No entanto, ao aplicar as células de pressão com o sistema de proteção no primeiro ensaio no modelo físico (Lastro 1), verificamos que as mesmas, quando revestidas pela borracha de proteção, modificam a distribuição de tensões no pavimento e interferem nas leituras de tensões.

Quanto aos resultados de coeficiente de calibração obtidos, estes não podem ser considerados de fato como coeficientes de calibração por terem sido determinados em uma prensa de laboratório, e não em um meio geotécnico com tensão controlada. No entanto, os testes na prensa nos permitiram ver que ao diminuir a área de contato do meio com a célula, os coeficientes de calibração que deveriam ser utilizados provavelmente são menores do que os fornecidos pelo fabricante. Ao utilizar o coeficiente de calibração do fabricante para uma célula inserida em um meio rochoso, provavelmente a tensão lida por ela está sendo superestimada, uma vez que está sendo usado um coeficiente superior ao real.

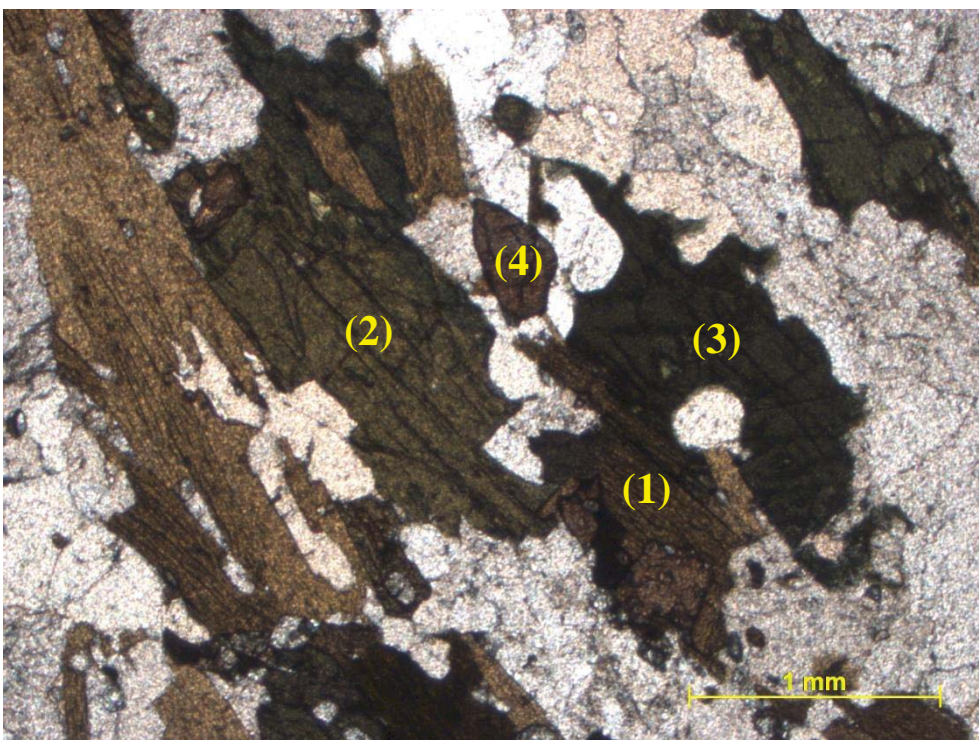
## ANEXO B – DETALHES DAS FOTOMICROGRAFIA DAS ROCHAS

### Amostra 1-1

Contatos irregulares, predominantemente côncavos/convexos:

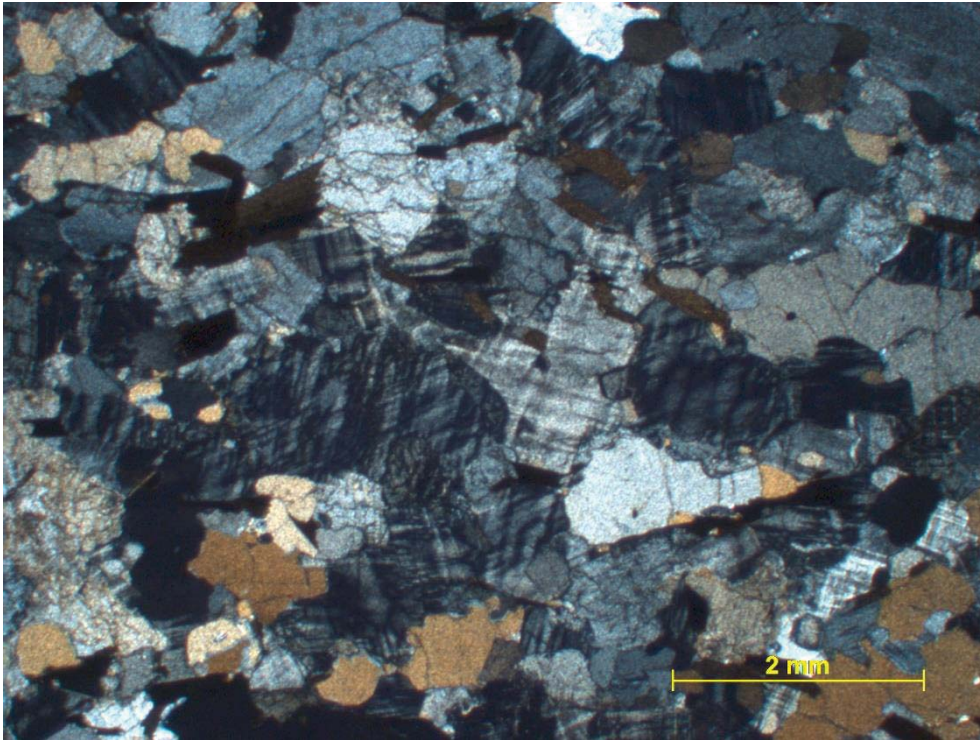


Contatos irregulares, predominantemente côncavos/convexos.

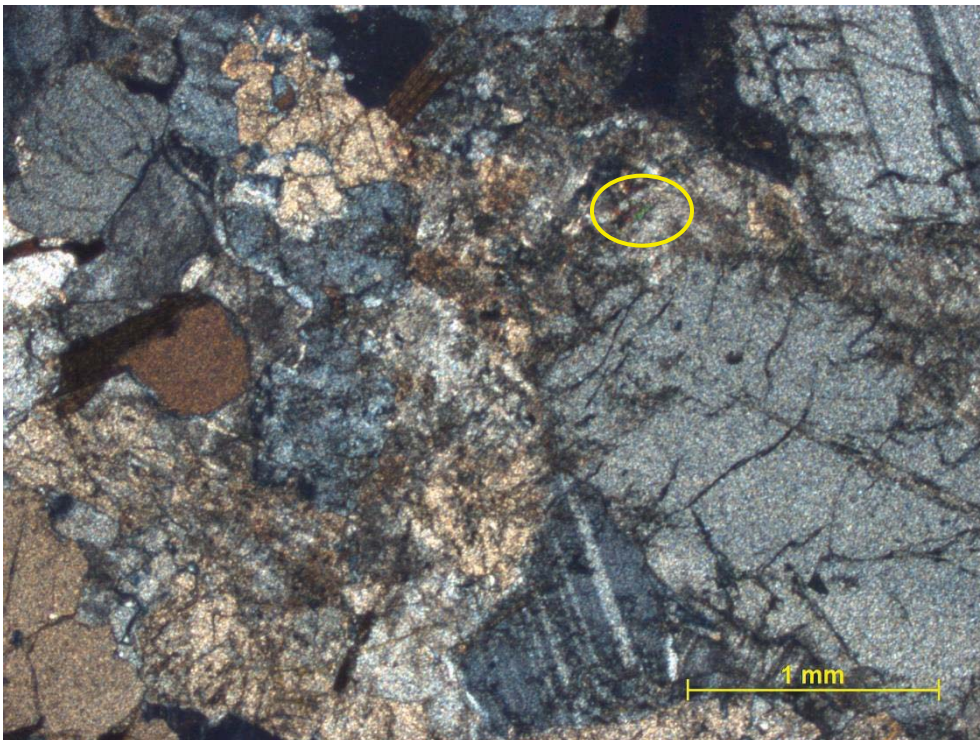


Minerais máficos: (1) Biotita; (2) Piroxênio; (3) Anfibólio; (4) Titanita.

**Amostra 1-2**

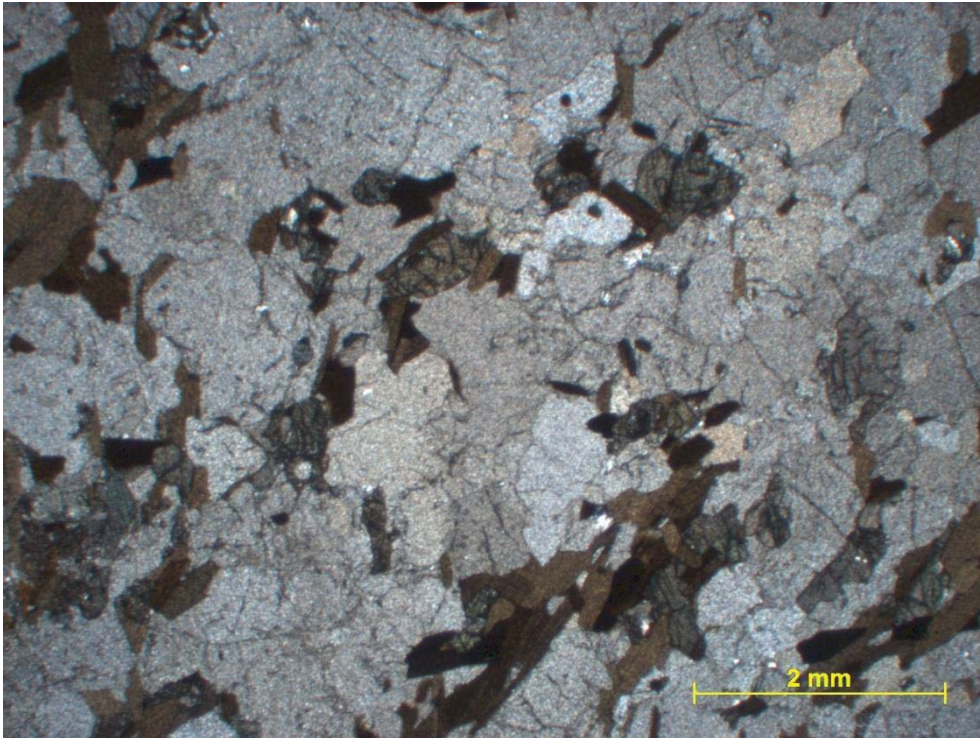


**Alta presença de microclina.**



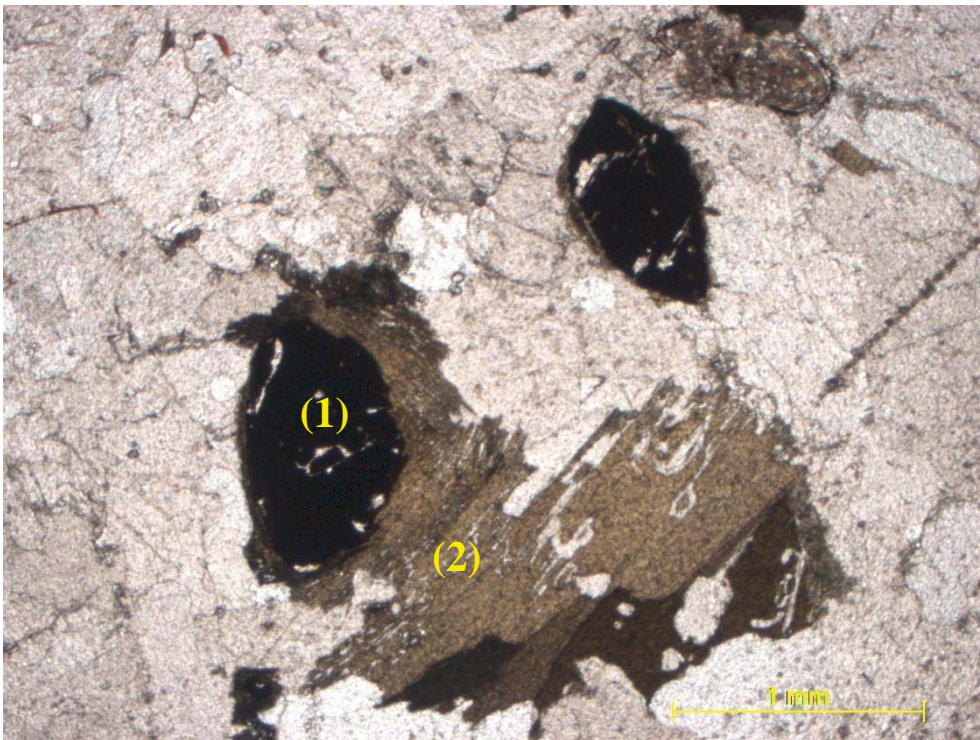
**Alteração esverdeada (sericita)**

**Amostra 2-1**



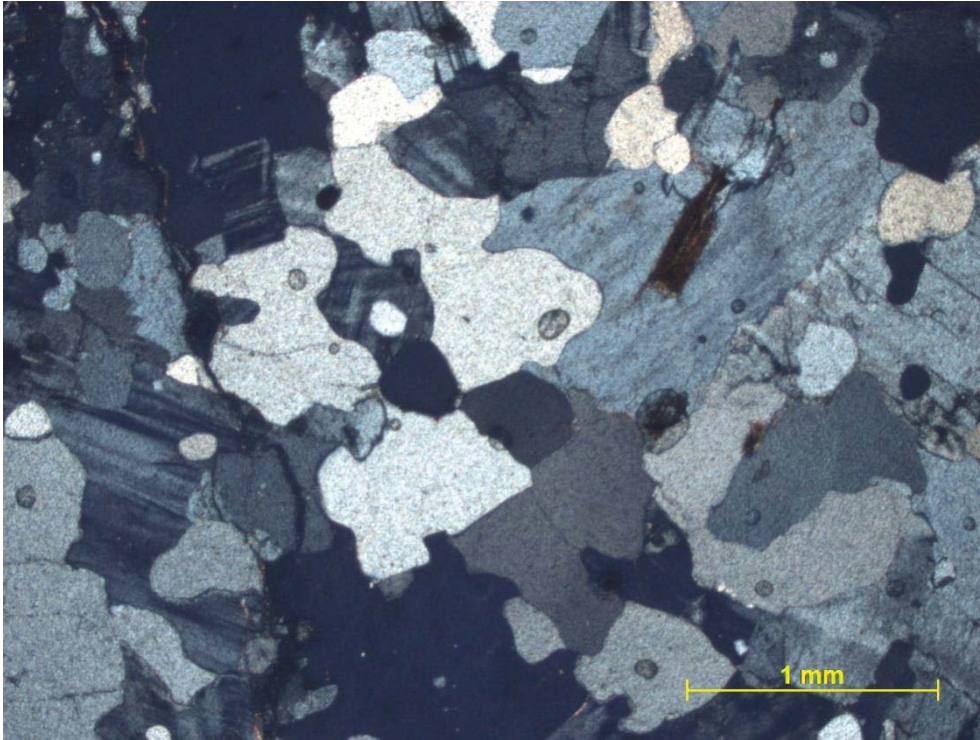
**Imagem típica da amostra 2-1, presença significativa de anfibólio dentre os minerais máficos**

**Amostra 2-2**

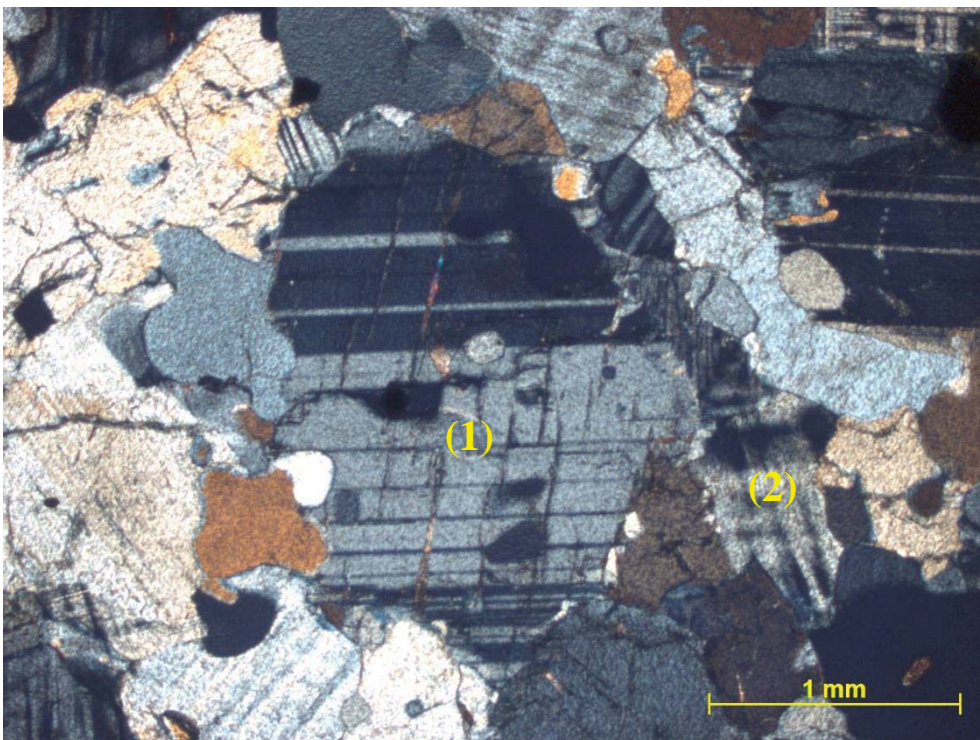


**Presença de minerais opacos (1) associados às biotitas (2)**



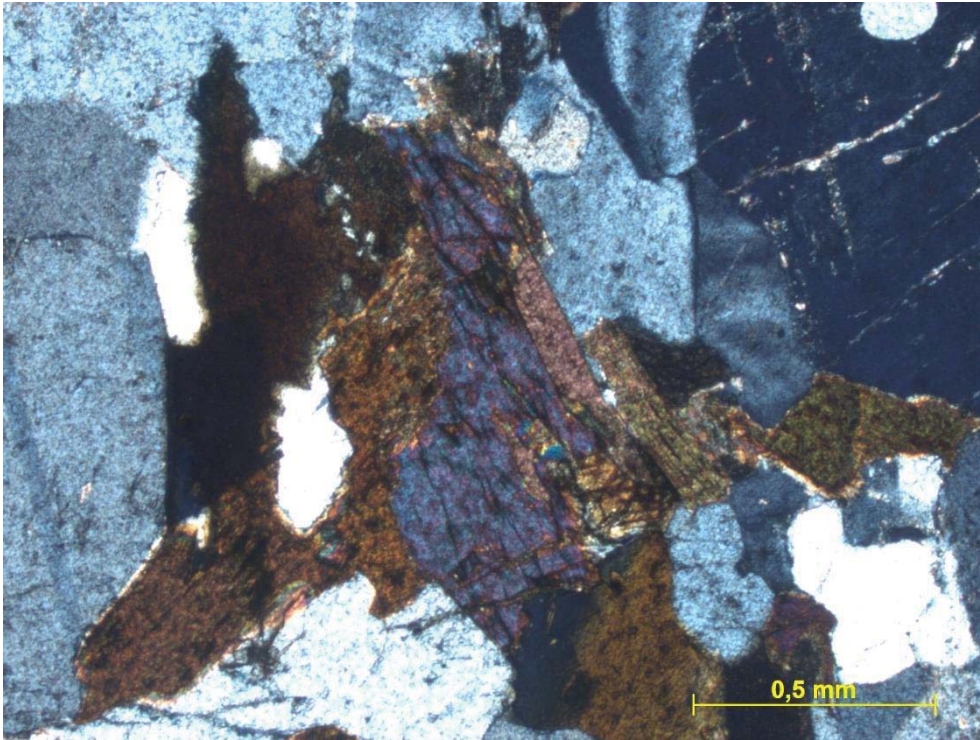


Predominância de minerais félsicos, presença significativa de quartzo – contatos côncavo/convexos

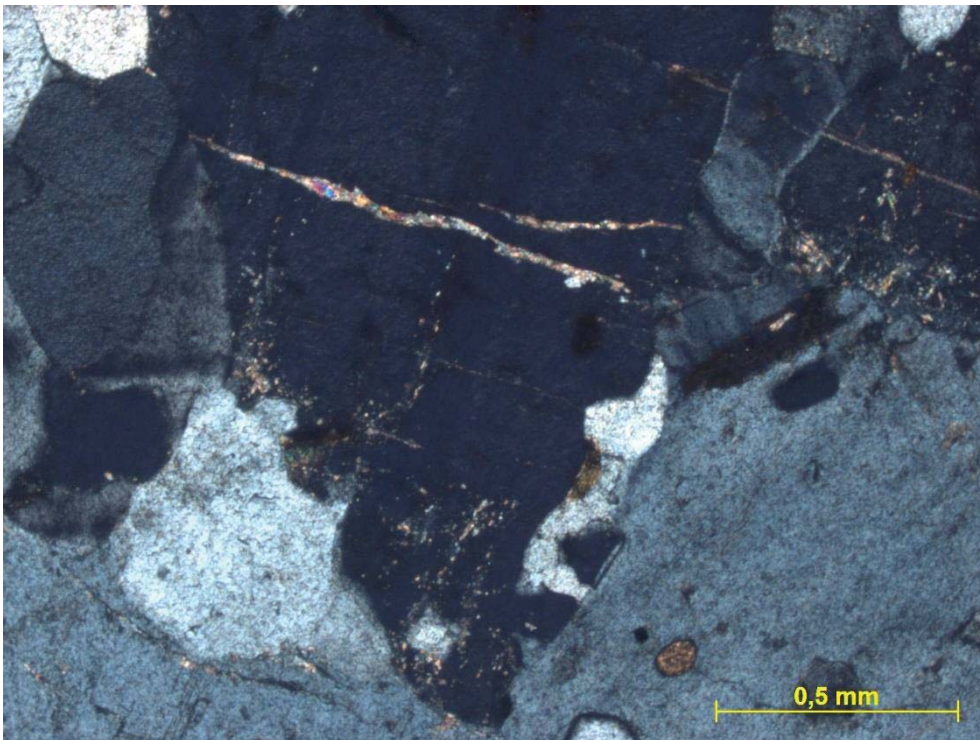


Plagioclásio (1) e microclina (2) dentre os minerais félsicos

Amostra 2-3

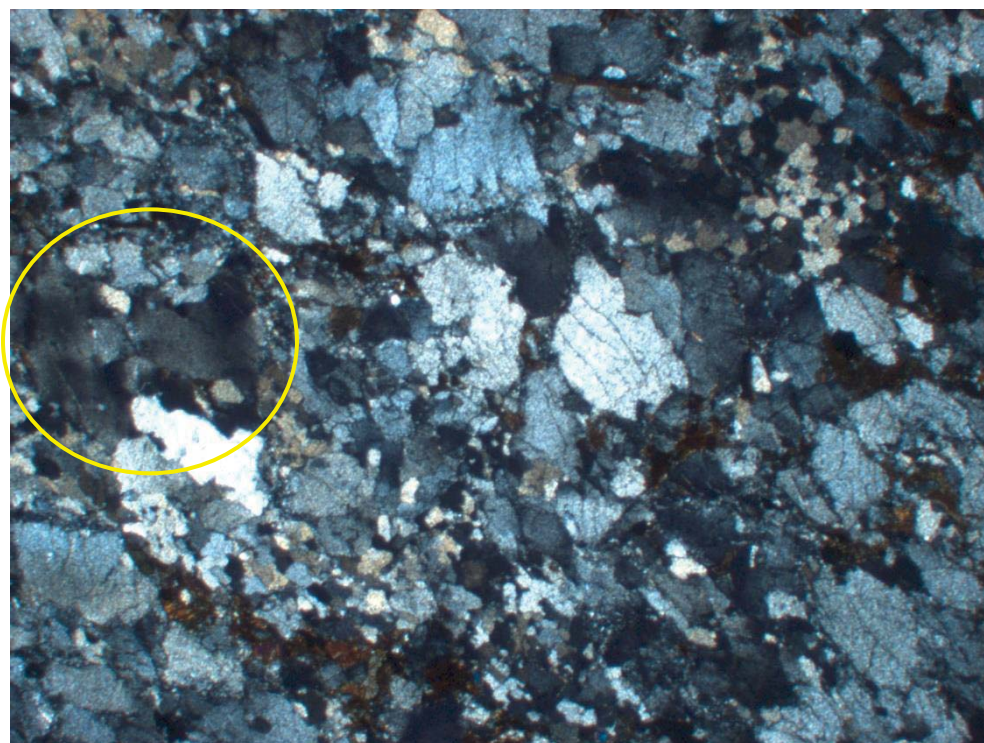


Associação de biotita com anfibólio, paragênese



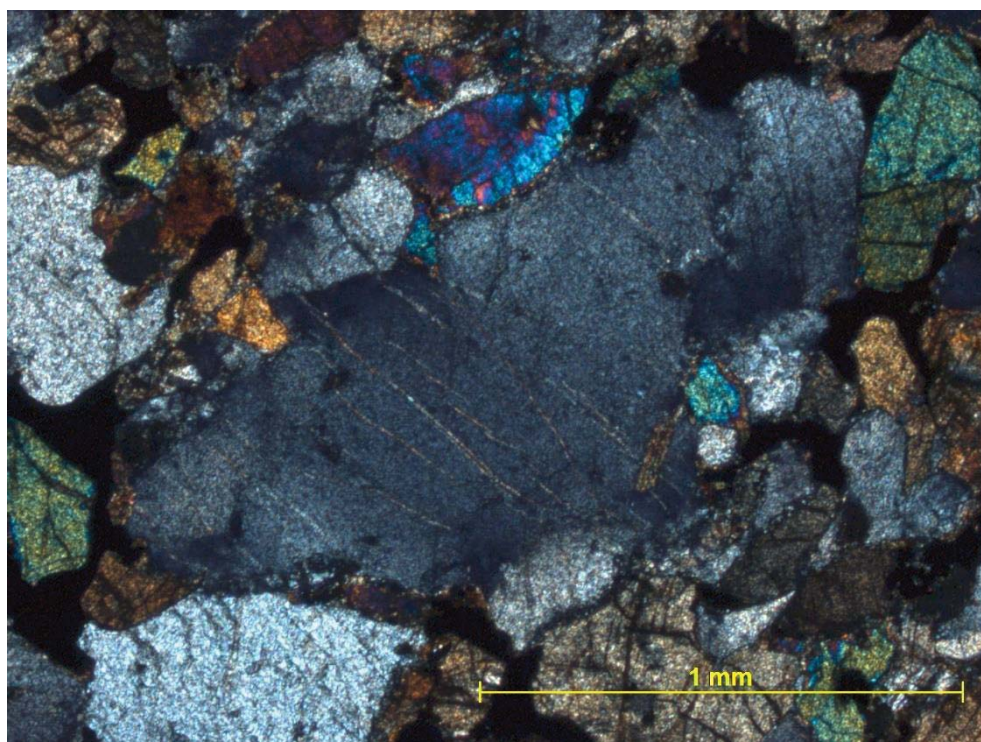
Sericita nas fissuras de feldspatos

Amostra 3-1



Presença de quartzo ondulado

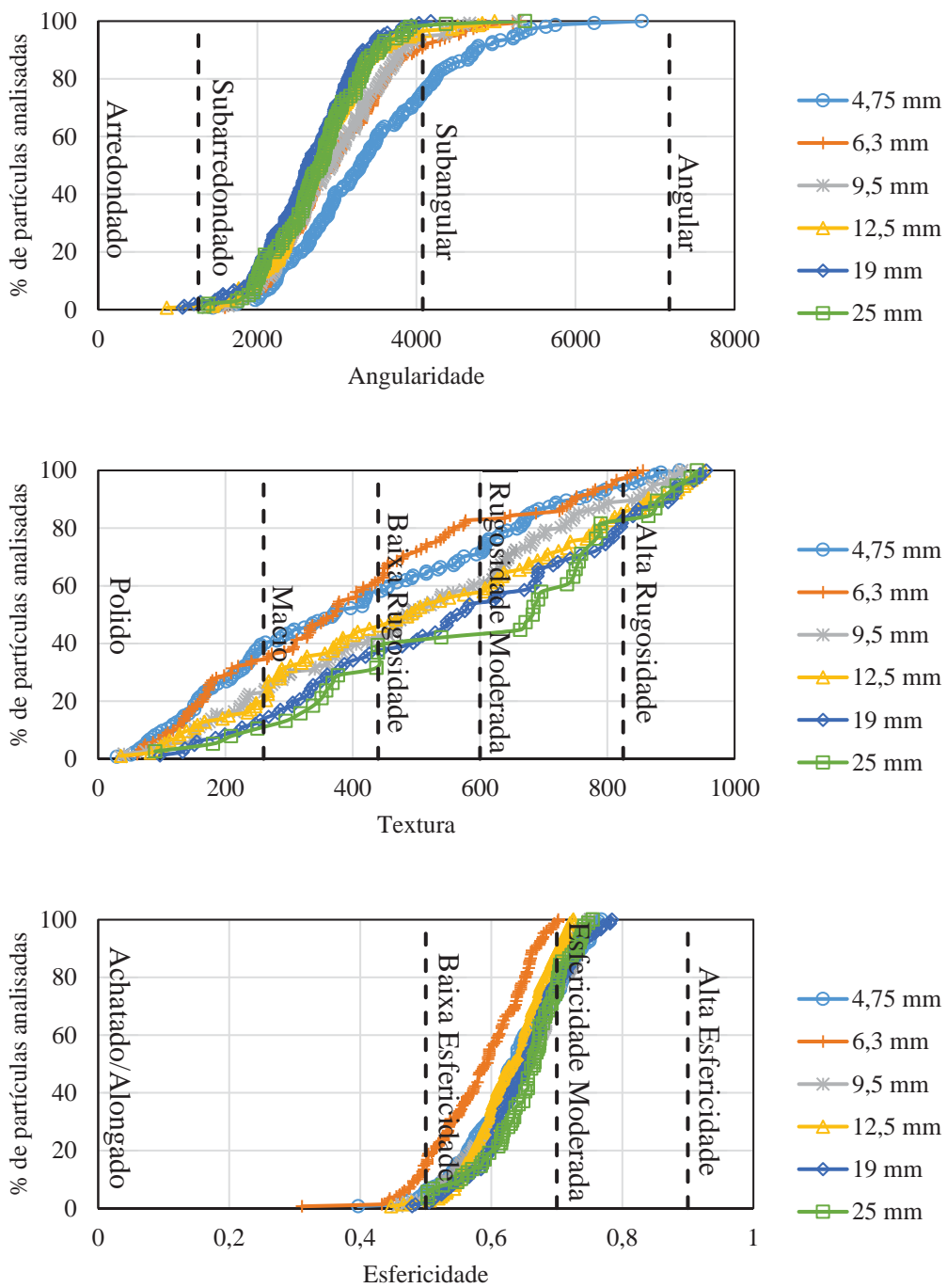
Amostra 3-2



Quartzo fissurado

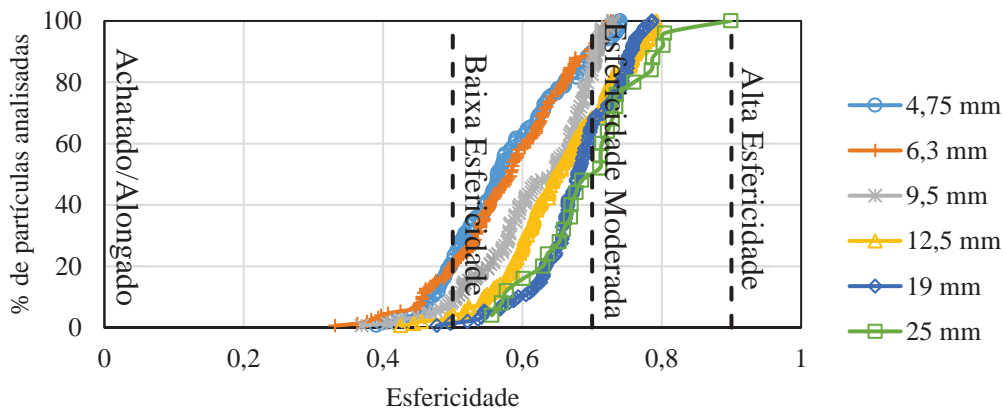
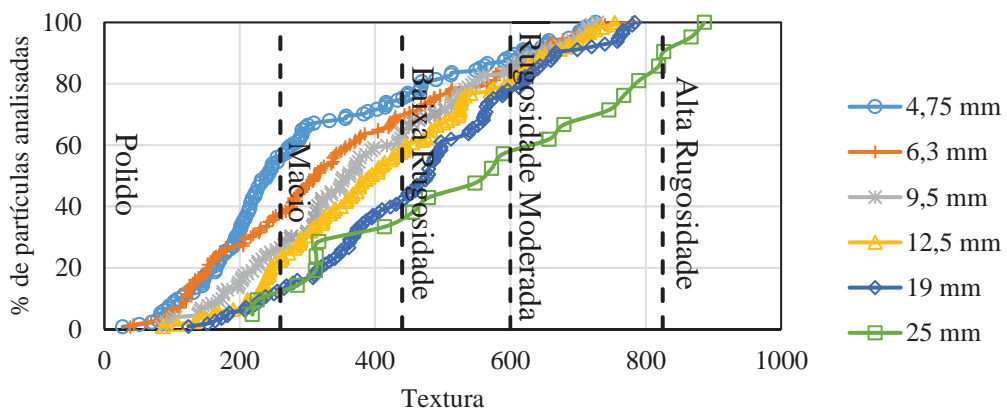
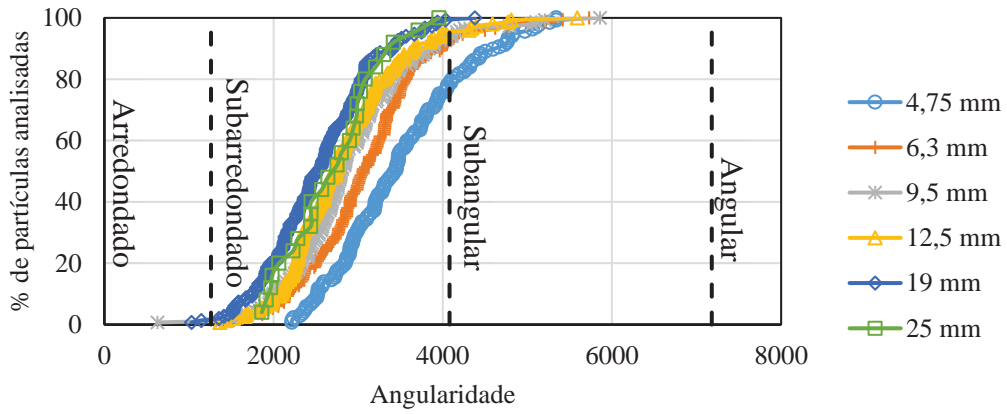
## ANEXO C – CARACTERIZAÇÃO MORFOLÓGICA NO AIMS2

### Material 1



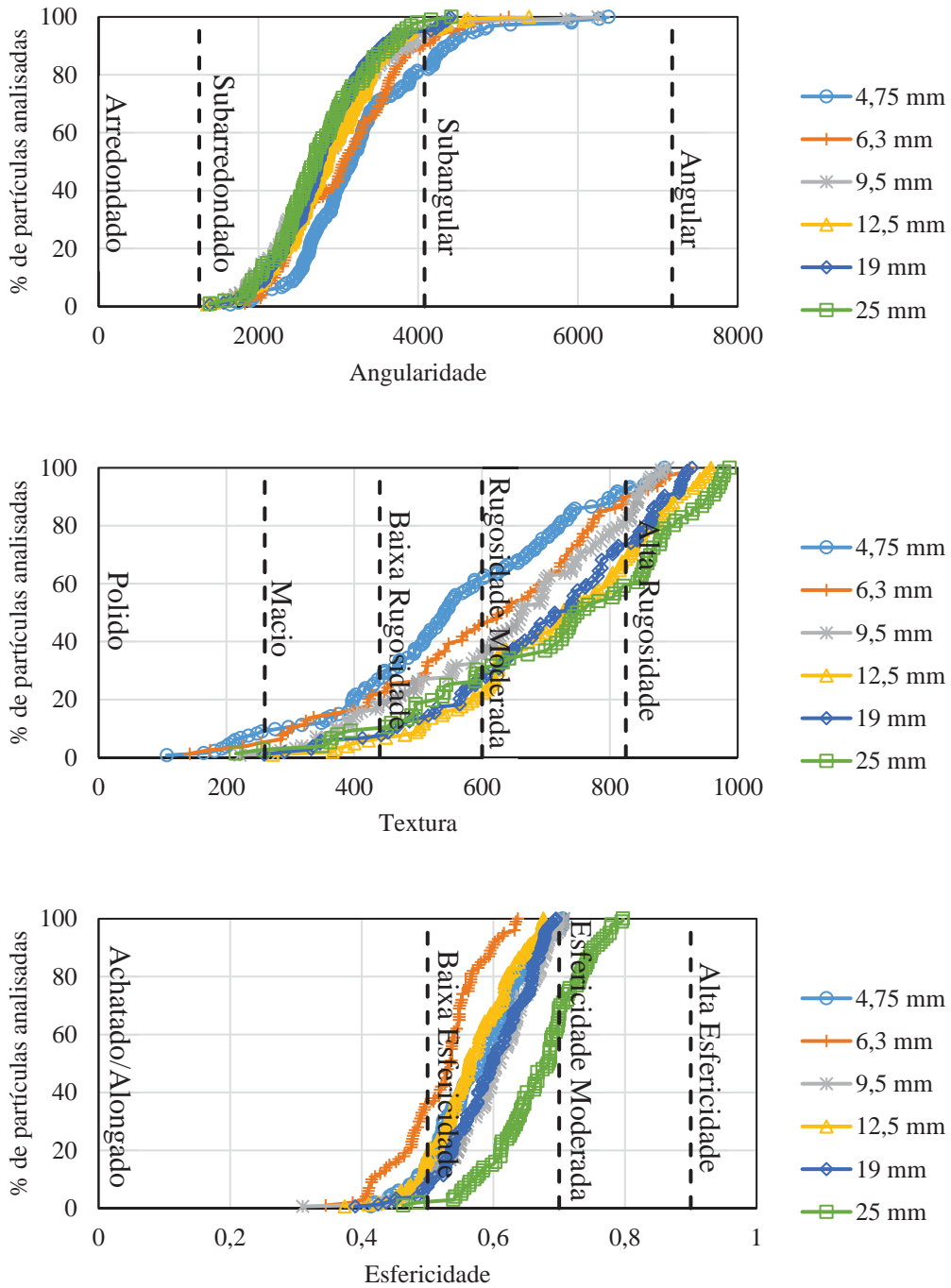
Obs.: Critérios adotados para classificação da angularidade, textura e esfericidade foram definidos por Ibiapina *et al.* (2018).

## Material 2



Obs.: Critérios adotados para classificação da angularidade, textura e esfericidade foram definidos por Ibiapina *et al.* (2018).

### Material 3



Obs.: Critérios adotados para classificação da angularidade, textura e esfericidade foram definidos por Ibiapina *et al.* (2018).

### Exemplo de cálculo de propriedades morfológicas médias de uma amostra com base na composição granulométrica

O método de cálculo utilizado é definido pela seguinte equação:

$$P.M = \sum_i P.p_i \times \%R.p_i$$

Onde P.M é a propriedade morfológica média da amostra desejada, P.p é a propriedade morfológica média de determinada peneira i e %R.p é o percentual retido em determinada peneira i. Um exemplo de cálculo de angularidade média para a Curva 1 do Material 1 é apresentado a seguir:

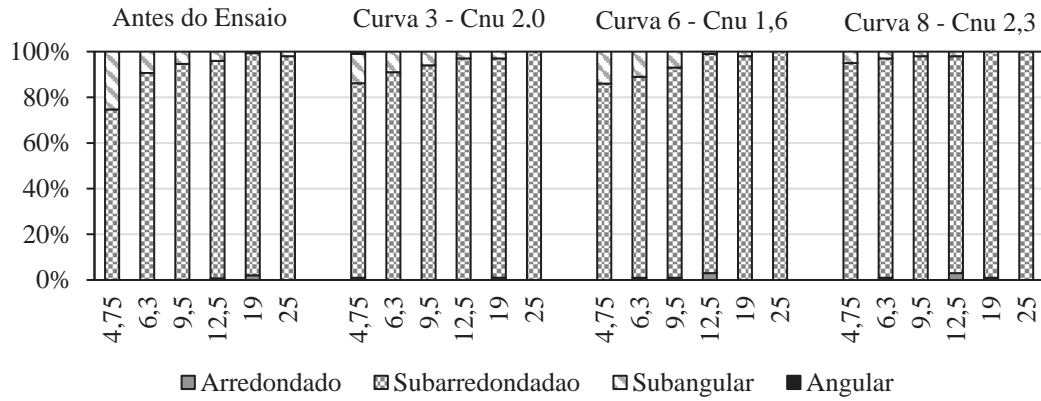
Peneiras					
4,75 mm	6,3 mm	9,5 mm	12,5 mm	19,1 mm	25,4 mm

$$\text{Ang. M} = [3422,5 \quad 3014,9 \quad 2955,4 \quad 2780,2 \quad 2645,3 \quad 2790,0] \times \begin{bmatrix} 8,21\% \\ 26,70\% \\ 29,91\% \\ 16,88\% \\ 14,65\% \\ 3,64\% \end{bmatrix} = 2832,3$$

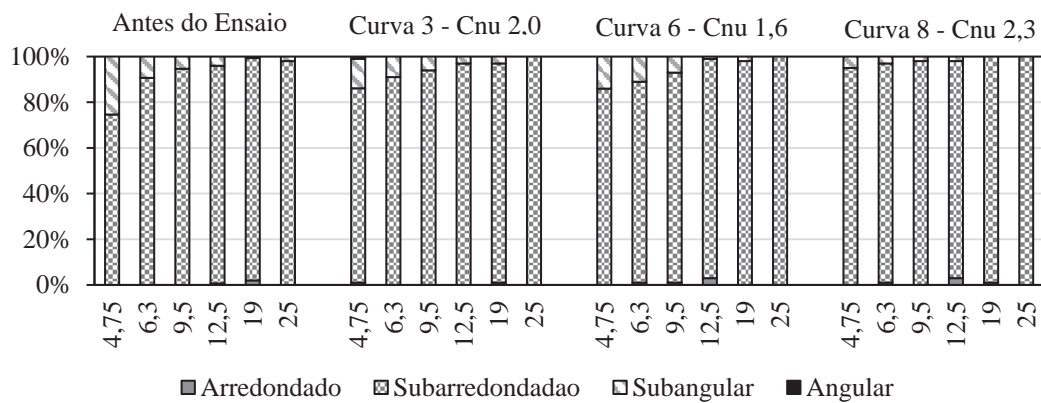
O mesmo procedimento é seguido para todas as curvas granulométricas testadas e para todas as propriedades morfológicas consideradas na análise.

## Comparação de propriedades morfológicas antes e depois dos ensaios triaxiais Material 1

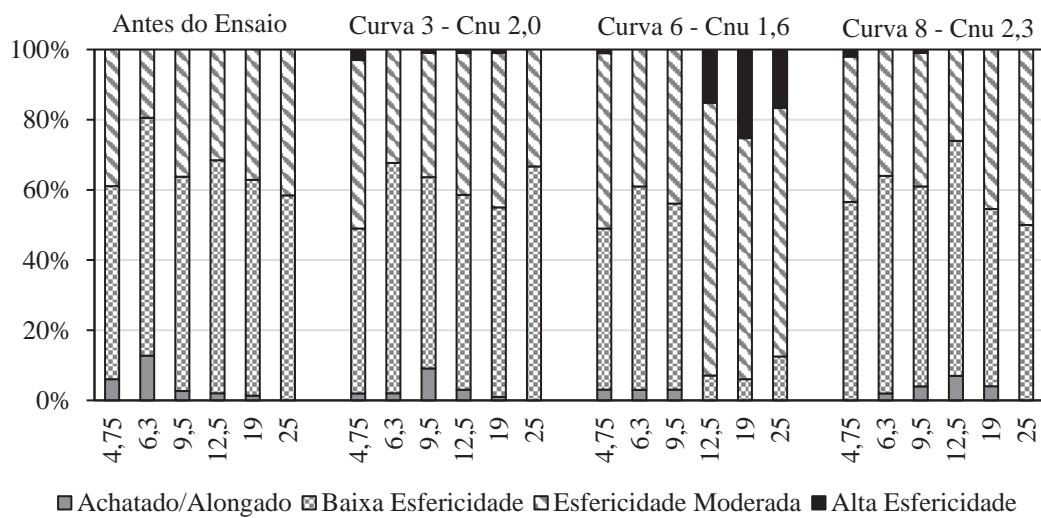
### Angularidade



### Textura



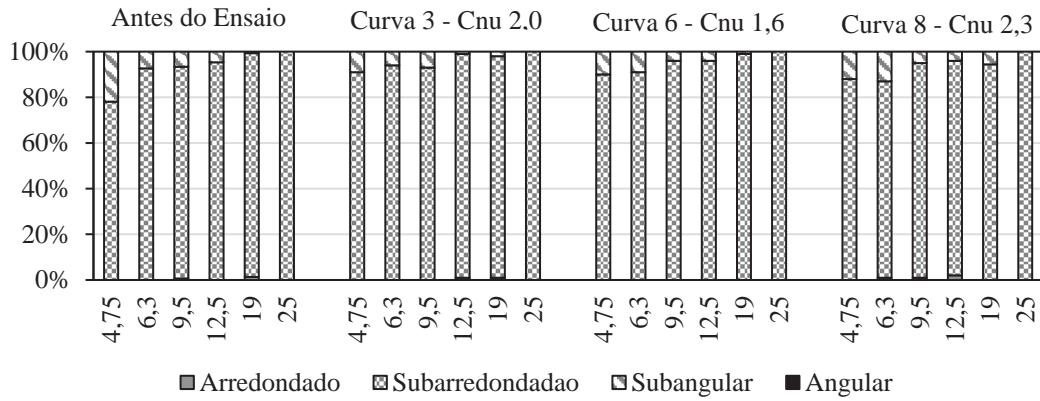
### Esfericidade



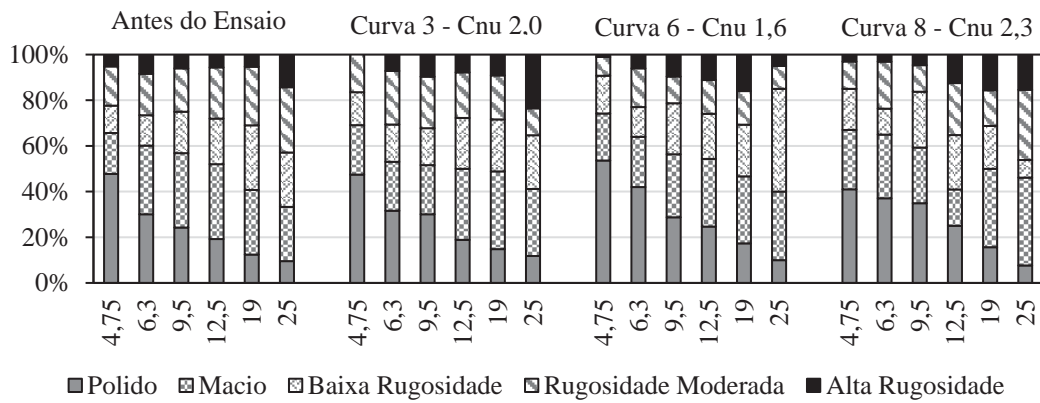


## Comparação de propriedades morfológicas antes e depois dos ensaios triaxiais Material 2

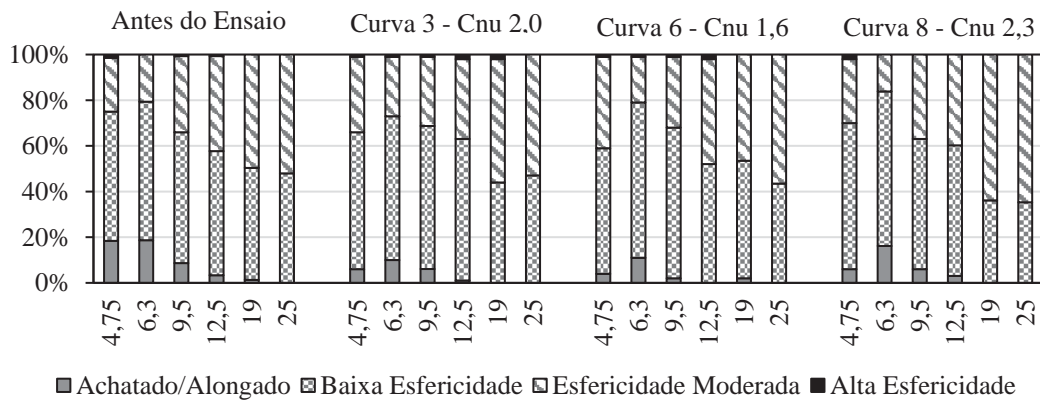
### Angularidade



### Textura

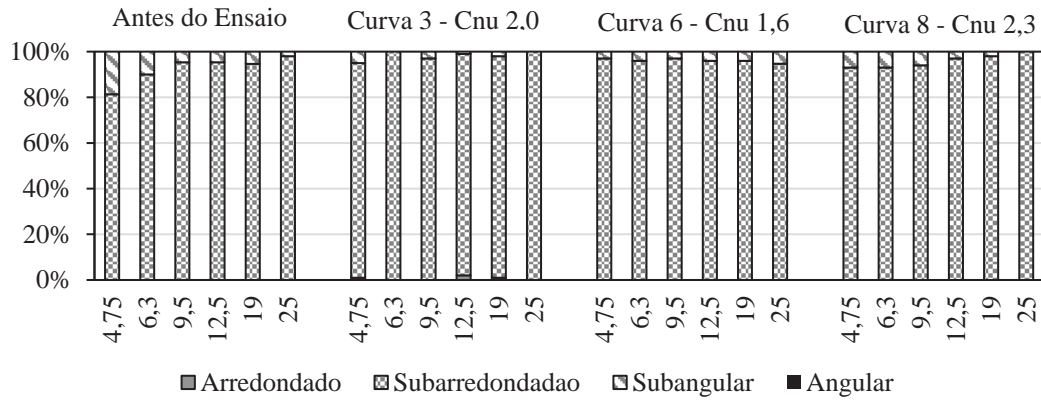


### Esfericidade

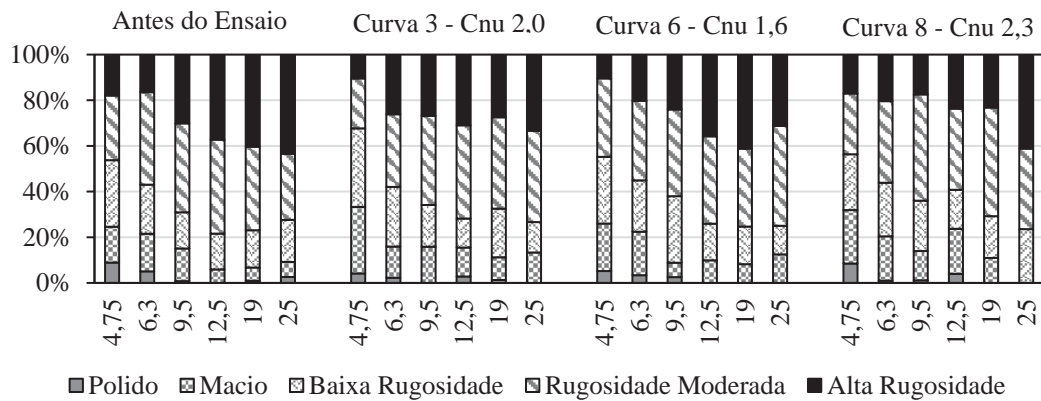


## Comparação de propriedades morfológicas antes e depois dos ensaios triaxiais Material 3

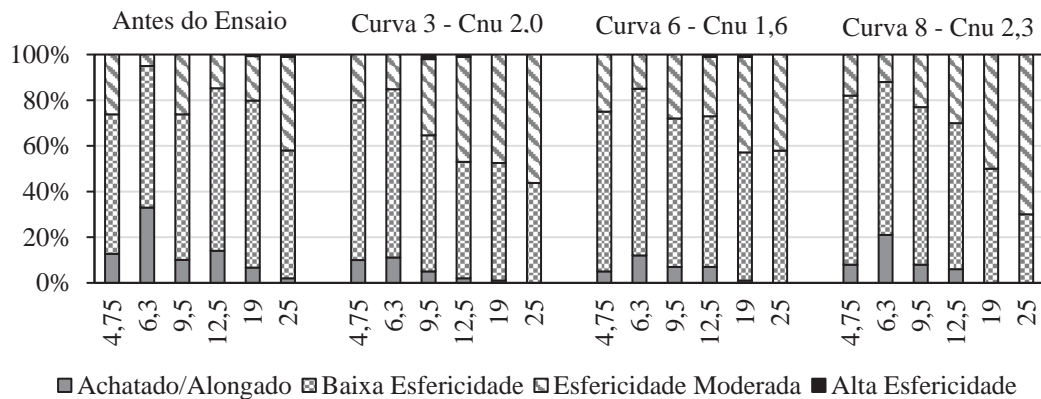
### Angularidade



### Textura



### Esfericidade



## ANEXO D – DADOS DAS CURVAS GRANULOMÉTRICAS ANTES DOS ENSAIOS

\* Neste anexo é apresentado o percentual passante de material de cada curva ensaiada em cada uma das peneiras utilizadas ao longo da presente dissertação, para possibilitar comparações em estudos futuros.

### Material 1

Peneira (mm)	Curva 1	Curva 2	Curva 3	Curva 4	Curva 5	Curva 6	Curva 7	Curva 8	Curva 9	Curva 10	Curva 11	Curva 12	Curva 13	Curva 14
31,5	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%
26,5	94,9%	95,2%	95,1%	95,3%	95,6%	94,7%	95,2%	94,9%	94,8%	97,5%	96,7%	97,1%	66,7%	66,3%
25,4	91,8%	93,1%	91,9%	93,5%	93,8%	92,7%	90,9%	89,9%	92,7%	95,0%	92,6%	90,5%	55,1%	54,0%
22,2	79,5%	81,7%	80,3%	84,3%	85,0%	83,2%	73,1%	65,1%	84,3%	79,3%	65,9%	58,3%	10,1%	44,2%
19,1	65,1%	68,2%	66,4%	59,6%	70,5%	70,9%	57,1%	51,4%	65,2%	59,5%	44,3%	36,7%	0,0%	39,3%
16,0	50,1%	52,9%	51,6%	28,2%	52,3%	60,2%	41,8%	41,3%	40,3%	36,8%	25,2%	18,1%	0,0%	33,2%
14,0	40,9%	42,6%	41,4%	21,0%	37,3%	42,0%	32,7%	32,2%	31,5%	24,6%	16,8%	11,9%	0,0%	29,3%
12,5	35,2%	36,5%	35,5%	16,8%	27,9%	29,9%	26,5%	25,2%	26,0%	17,6%	12,1%	8,6%	0,0%	26,3%
11,2	28,1%	30,3%	29,6%	12,6%	15,5%	15,0%	18,4%	18,2%	18,1%	7,7%	6,5%	5,4%	0,0%	22,4%
9,5	18,3%	18,9%	17,4%	8,4%	8,4%	7,4%	13,3%	13,1%	13,1%	2,2%	2,2%	2,2%	0,0%	17,4%
8,0	9,4%	5,3%	2,0%	5,3%	5,3%	4,6%	10,3%	10,1%	10,1%	1,1%	1,1%	1,1%	0,0%	14,5%
6,3	3,6%	2,1%	1,0%	2,1%	2,1%	1,8%	4,1%	4,0%	4,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	8,7%
5,7	1,8%	1,1%	0,0%	1,1%	1,0%	0,9%	2,1%	2,0%	2,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	6,8%
5,0	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%

### Material 2

Peneira (mm)	Curva 1	Curva 2	Curva 3	Curva 4	Curva 5	Curva 6	Curva 7	Curva 8	Curva 9
31,5	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%
26,5	94,7%	95,1%	95,3%	94,6%	95,1%	94,5%	94,7%	95,3%	94,7%
25,4	91,9%	92,0%	92,0%	92,7%	93,0%	92,3%	89,3%	91,3%	92,6%
22,2	79,9%	80,4%	81,1%	84,6%	83,5%	82,6%	70,4%	66,0%	84,6%
19,1	65,7%	67,3%	68,1%	59,4%	68,4%	70,7%	55,3%	51,7%	65,5%
16,0	50,3%	52,0%	52,9%	27,2%	50,5%	59,7%	40,6%	41,6%	40,5%
14,0	41,2%	41,8%	42,9%	20,2%	35,6%	41,7%	31,7%	32,2%	31,5%
12,5	35,3%	35,7%	36,7%	16,3%	26,8%	30,5%	25,7%	25,1%	24,6%
11,2	28,4%	29,6%	30,3%	12,2%	14,8%	15,8%	17,7%	18,0%	17,8%
9,5	18,6%	18,5%	17,8%	8,1%	8,1%	7,7%	12,9%	13,0%	12,7%
8,0	9,7%	5,1%	2,1%	5,0%	5,2%	4,8%	10,0%	10,1%	9,8%
6,3	3,9%	2,1%	1,0%	2,0%	2,1%	2,0%	3,9%	4,0%	3,8%
5,7	1,9%	1,0%	0,0%	1,0%	1,1%	1,0%	1,9%	2,0%	1,9%
5,0	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%

### Material 3

Peneira (mm)	Curva 1	Curva 2	Curva 3	Curva 4	Curva 5	Curva 6	Curva 7	Curva 8	Curva 9	Curva 10
31,5	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%
26,5	95,1%	95,1%	94,7%	95,4%	94,7%	94,6%	94,7%	94,8%	94,7%	96,8%
25,4	92,2%	91,9%	91,6%	93,2%	92,6%	92,4%	89,5%	89,8%	92,8%	93,6%
22,2	79,8%	79,3%	79,1%	84,7%	83,1%	82,6%	72,2%	65,3%	84,8%	77,5%
19,1	65,2%	64,9%	65,0%	58,8%	68,0%	70,2%	56,1%	51,7%	66,4%	56,8%
16,0	49,9%	50,2%	50,0%	26,5%	50,4%	59,4%	41,1%	42,0%	41,2%	35,6%
14,0	40,8%	40,0%	40,2%	19,7%	35,9%	42,0%	32,1%	33,0%	32,2%	23,2%
12,5	34,9%	33,9%	34,2%	16,0%	27,0%	30,7%	26,1%	25,9%	25,5%	16,1%
11,2	27,8%	27,9%	28,3%	11,9%	15,0%	15,7%	17,9%	18,6%	18,4%	7,1%
9,5	18,1%	18,0%	16,9%	8,0%	8,1%	7,9%	12,9%	13,5%	13,6%	2,1%
8,0	9,6%	4,7%	1,8%	5,0%	5,0%	4,9%	9,9%	10,3%	10,4%	1,0%
6,3	3,8%	1,7%	1,0%	1,9%	2,0%	1,9%	3,9%	4,1%	4,2%	0,0%
5,7	1,9%	0,8%	0,1%	1,0%	1,0%	0,9%	1,9%	2,1%	2,1%	0,0%
5,0	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%

### Modelo Físico

Peneira (mm)	Material 1				Material 3
	Lastro 1	Lastro 2	Lastro 3	Lastro 4	Lastro 5
70	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%
63	98,5%	97,3%	97,3%	98,5%	97,3%
50	63,4%	71,9%	47,3%	63,0%	71,9%
38,1	29,7%	33,6%	15,3%	29,0%	33,6%
25,4	4,3%	3,1%	3,1%	3,2%	3,1%
19,1	1,9%	0,6%	0,6%	0,8%	0,6%
12,5	1,1%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
6,3	0,7%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
4,75	0,7%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%
0,075	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%

**ANEXO E – DADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS EM ESCALA REDUZIDA E CORRELAÇÕES REALIZADAS**

Identificação	Vol. e	Morfologia Antes			Morfologia Depois			Granulometria Antes					Comportamento Mecânico				DEM		Resistência	
		Ang. A.	Text. A.	Esf. A.	Ang. D.	Text. D.	Esf. D.	Cnu	Cc	p.#8	r.#16	r.#22	MR (MPa)	εp	Bg	BBI	N. Coord.	N.Con.	L.A	Treton
Curva 1 – M.1	0,66	2832	530	0,66	2706	544	0,70	2,22	0,92	9,41%	49,91%	20,54%	266	4,23%	0,09	0,12	2,90	16594	42%	19%
Curva 2 – M.1	0,72	2831	528	0,66	2715	541	0,70	2,04	0,84	5,28%	47,14%	18,27%	211	3,25%	0,07	0,77	2,91	14864	42%	19%
Curva 3 – M.1	0,69	2823	530	0,66	2705	543	0,70	2,02	0,82	2,02%	48,41%	19,66%	229	2,16%	0,09	0,35	3,03	13956	42%	19%
Curva 4 – M.1	0,70	2778	543	0,66	2657	556	0,71	1,88	1,35	5,25%	71,83%	15,68%	264	3,80%	0,05	0,21	2,66	9183	42%	19%
Curva 5 – M.1	0,74	2812	536	0,66	2679	549	0,70	1,75	0,99	5,27%	47,72%	14,95%	289	4,08%	0,06	0,33	2,83	11425	42%	19%
Curva 6 – M.1	0,69	2816	537	0,66	2683	548	0,70	1,58	1,00	4,56%	39,80%	16,80%	170	2,49%	0,08	0,64	2,93	12073	42%	19%
Curva 7 – M.1	0,67	2807	540	0,66	2679	551	0,71	2,47	1,16	10,26%	58,18%	26,92%	249	3,49%	0,12	0,18	2,66	13173	42%	19%
Curva 8 – M.1	0,63	2798	543	0,67	2679	550	0,71	2,64	1,07	10,10%	58,67%	34,90%	180	1,67%	0,09	0,26	2,66	13162	42%	19%
Curva 9 – M.1	0,68	2813	536	0,66	2679	549	0,71	2,30	1,27	10,08%	59,66%	15,69%	240	4,87%	0,07	0,18	2,70	13309	42%	19%
Curva 1 – M.2	0,65	2816	466	0,67	2725	460	0,68	2,22	0,93	9,71%	49,65%	20,12%	290	2,98%	0,06	0,45	2,90*	16594*	26%	13%
Curva 2 – M.2	0,65	2813	466	0,67	2730	461	0,68	2,06	0,84	5,12%	48,03%	19,60%	371	1,94%	0,10	0,41	2,91*	14864*	26%	13%
Curva 3 – M.2	0,70	2811	466	0,67	2730	460	0,67	1,99	0,81	2,06%	47,12%	18,90%	315	2,44%	0,08	0,47	3,03*	13956*	26%	13%
Curva 4 – M.2	0,69	2753	476	0,68	2662	474	0,69	1,85	1,35	5,04%	72,83%	15,43%	292	2,77%	0,10	0,14	2,66*	9183*	26%	13%
Curva 5 – M.2	0,68	2787	469	0,68	2686	466	0,68	1,76	0,99	5,19%	49,52%	16,49%	317	2,61%	0,08	0,33	2,83*	11425*	26%	13%
Curva 6 – M.2	0,73	2796	468	0,67	2694	464	0,68	1,61	1,00	4,84%	40,32%	17,44%	335	3,24%	0,09	0,34	2,93*	12073*	26%	13%
Curva 7 – M.2	0,67	2773	475	0,68	2692	469	0,68	2,50	1,16	9,98%	59,38%	29,61%	517	3,21%	0,09	0,21	2,66*	13173*	26%	13%
Curva 8 – M.2	0,65	2760	476	0,68	2695	470	0,69	2,61	1,08	10,06%	58,42%	34,02%	309	2,29%	0,13	0,20	2,66*	13162*	26%	13%
Curva 9 – M.2	0,66	2793	470	0,68	2691	466	0,68	2,27	1,28	9,82%	59,48%	15,37%	362	3,79%	0,09	0,24	2,70*	13309*	26%	13%
Curva 1 – M.3	0,73	2903	705	0,62	2763	683	0,66	2,23	0,94	9,57%	50,12%	20,20%	317	2,60%	0,11	0,18	2,90*	16594*	17%	9%
Curva 2 – M.3	0,73	2899	706	0,61	2761	683	0,66	2,09	0,86	4,70%	49,77%	20,75%	317	2,73%	0,12	0,18	2,91*	14864*	17%	9%
Curva 3 – M.3	0,73	2895	707	0,61	2761	684	0,66	2,04	0,85	1,80%	49,98%	20,95%	318	2,84%	0,11	0,14	3,03*	13956*	17%	9%
Curva 4 – M.3	0,80	2874	721	0,62	2739	690	0,67	1,85	1,34	4,96%	73,53%	15,29%	285	2,89%	0,08	0,11	2,66*	9183*	17%	9%
Curva 5 – M.3	0,74	2880	715	0,62	2742	687	0,66	1,77	0,98	5,01%	49,56%	16,90%	378	3,14%	0,10	0,16	2,83*	11425*	17%	9%
Curva 6 – M.3	0,79	2881	713	0,62	2747	685	0,66	1,62	0,99	4,85%	40,63%	17,43%	320	3,32%	0,12	0,29	2,93*	12073*	17%	9%
Curva 7 – M.3	0,73	2885	713	0,62	2760	687	0,67	2,46	1,16	9,90%	58,87%	27,80%	328	2,47%	0,10	0,13	2,66*	13173*	17%	9%
Curva 8 – M.3	0,73	2883	712	0,62	2767	687	0,67	2,65	1,06	10,34%	58,04%	34,73%	297	3,20%	0,14	0,20	2,66*	13162*	17%	9%
Curva 9 – M.3	0,74	2896	712	0,62	2752	685	0,66	2,31	1,28	10,44%	58,77%	15,19%	510	2,64%	0,11	0,18	2,70*	13309*	17%	9%

\*Valores considerados iguais aos obtidos nas simulações DEM com as propriedades do Material 1.

Obs.: - M.1, M.2 e M.3 são identificações do Material 1, Material 2 e Material 3, respectivamente.

Tabela de correlação entre parâmetros do Material 1

	<i>e</i>	<i>Ang.A.</i>	<i>Text.A.</i>	<i>Esf.A.</i>	<i>Ang.D.</i>	<i>Text.D.</i>	<i>Esf.D.</i>	<i>Cnu</i>	<i>Cc</i>	<i>p.#8</i>	<i>r.#16</i>	<i>r.#22</i>	<i>MR</i>	<i>εp</i>	<i>Bg</i>	<i>BBI</i>	<i>N. Coord.</i>	<i>N.Con.</i>
E	1,00																	
Ang. A.	0,16	1,00																
Text. A.	-0,36	-0,92	1,00															
Esf. A.	-0,32	-0,83	0,97	1,00														
Ang. D.	0,09	0,92	-0,92	-0,91	1,00													
Text. D.	-0,19	-0,94	0,94	0,91	-0,99	1,00												
Esf. D.	-0,27	-0,91	0,88	0,81	-0,91	0,95	1,00											
Cnu	-0,76	-0,07	0,22	0,16	0,03	0,08	0,28	1,00										
Cc	-0,20	-0,81	0,78	0,75	-0,89	0,90	0,95	0,18	1,00									
p.#8	-0,65	-0,11	0,35	0,41	-0,21	0,28	0,44	0,78	0,44	1,00								
r.#16	-0,31	-0,79	0,65	0,50	-0,66	0,74	0,89	0,43	0,82	0,38	1,00							
r.#22	-0,79	-0,16	0,38	0,34	0,00	0,10	0,16	0,80	-0,03	0,53	0,18	1,00						
MR	0,37	-0,08	-0,06	-0,08	-0,16	0,19	0,26	-0,09	0,21	0,05	0,32	-0,41	1,00					
Ep	0,33	0,06	-0,13	-0,07	-0,15	0,13	0,26	-0,08	0,40	0,32	0,26	-0,59	0,74	1,00				
Bg	-0,56	0,32	-0,08	-0,05	0,30	-0,21	-0,18	0,56	-0,24	0,40	-0,19	0,60	-0,17	-0,26	1,00			
BBI	0,51	0,37	-0,43	-0,39	0,44	-0,52	-0,59	-0,51	-0,53	-0,57	-0,63	-0,25	-0,55	-0,37	-0,26	1,00		
N. Coord.	0,38	0,75	-0,82	-0,79	0,75	-0,80	-0,91	-0,54	-0,86	-0,70	-0,81	-0,39	-0,13	-0,24	0,03	0,53	1,00	
N.Con.	-0,32	0,85	-0,72	-0,68	0,86	-0,81	-0,67	0,41	-0,64	0,28	-0,46	0,25	-0,12	0,00	0,55	0,04	0,44	1,00

Tabela de correlação entre parâmetros do Material 2

	<i>e</i>	<i>Ang.A.</i>	<i>Text. A.</i>	<i>Esf. A.</i>	<i>Ang. D.</i>	<i>Text. D.</i>	<i>Esf. D.</i>	<i>Cnu</i>	<i>Cc</i>	<i>p.#8</i>	<i>r.#16</i>	<i>r.#22</i>	<i>MR</i>	<i>εp</i>	<i>Bg</i>	<i>BBI</i>	<i>N. Coord.</i>	<i>N.Con.</i>
<i>e</i>	1,00																	
<i>Ang. A.</i>	0,10	1,00																
<i>Text. A.</i>	0,14	0,40	1,00															
<i>Esf. A.</i>	-0,16	-0,85	-0,79	1,00														
<i>Ang. D.</i>	-0,17	0,54	-0,43	-0,16	1,00													
<i>Text. D.</i>	0,17	0,43	1,00	-0,80	-0,42	1,00												
<i>Esf. D.</i>	0,14	0,28	0,99	-0,70	-0,53	0,98	1,00											
<i>Cnu</i>	-0,74	-0,13	0,05	0,07	0,08	0,02	0,09	1,00										
<i>Cc</i>	-0,10	-0,67	0,11	0,40	-0,82	0,09	0,23	0,18	1,00									
<i>p.#8</i>	-0,62	-0,16	0,06	0,16	-0,17	0,04	0,13	0,78	0,44	1,00								
<i>r.#16</i>	-0,28	-0,67	0,08	0,34	-0,62	0,06	0,19	0,40	0,83	0,36	1,00							
<i>r.#22</i>	-0,59	-0,25	0,03	0,16	0,04	-0,01	0,05	0,80	-0,03	0,54	0,15	1,00						
<i>MR</i>	-0,07	-0,43	-0,70	0,64	0,19	-0,71	-0,65	0,14	0,12	0,15	0,13	0,09	1,00					
<i>εp</i>	0,32	0,17	0,30	-0,23	-0,31	0,33	0,36	-0,04	0,42	0,32	0,19	-0,44	0,06	1,00				
<i>Bg</i>	-0,40	-0,28	-0,27	0,38	0,10	-0,28	-0,23	0,42	-0,03	0,25	0,03	0,55	0,16	-0,37	1,00			
<i>BBI</i>	0,35	0,51	0,01	-0,36	0,50	0,02	-0,09	-0,42	-0,63	-0,49	-0,66	-0,25	-0,30	-0,31	-0,35	1,00		
<i>N. Coord.</i>	0,34	0,68	-0,12	-0,41	0,70	-0,09	-0,24	-0,54	-0,86	-0,68	-0,82	-0,40	-0,17	-0,23	-0,18	0,64	1,00	
<i>N.Con.</i>	-0,42	0,67	-0,09	-0,36	0,82	-0,09	-0,17	0,42	-0,64	0,30	-0,49	0,24	0,01	-0,03	0,14	0,26	0,44	1,00



Tabela de correlação entre parâmetros do Material 3

	<i>e</i>	<i>Ang.A.</i>	<i>Text. A.</i>	<i>Esf. A.</i>	<i>Ang. D.</i>	<i>Text. D.</i>	<i>Esf. D.</i>	<i>Cnu</i>	<i>Cc</i>	<i>p.#8</i>	<i>r.#16</i>	<i>r.#22</i>	<i>MR</i>	<i>εp</i>	<i>Bg</i>	<i>BBI</i>	<i>N. Coord.</i>	<i>N.Con.</i>
<i>e</i>	1,00																	
<i>Ang. A.</i>	0,67	1,00																
<i>Text. A.</i>	0,74	0,92	1,00															
<i>Esf. A.</i>	-0,73	-0,97	-0,98	1,00														
<i>Ang. D.</i>	0,54	0,89	0,76	-0,84	1,00													
<i>Text. D.</i>	0,72	0,91	0,99	-0,97	0,71	1,00												
<i>Esf. D.</i>	-0,52	-0,65	-0,59	0,66	-0,83	-0,50	1,00											
<i>Cnu</i>	-0,47	0,00	0,03	0,00	0,12	0,03	0,05	1,00										
<i>Cc</i>	0,04	-0,24	0,05	0,08	-0,38	0,05	0,15	0,17	1,00									
<i>p.#8</i>	-0,37	-0,05	0,01	0,05	-0,04	0,00	0,10	0,77	0,44	1,00								
<i>r.#16</i>	-0,07	-0,21	0,06	0,04	-0,24	0,06	0,11	0,37	0,82	0,33	1,00							
<i>r.#22</i>	-0,37	-0,05	0,04	0,02	0,12	0,03	0,03	0,78	-0,07	0,50	0,12	1,00						
<i>MR</i>	0,16	0,16	0,15	-0,19	0,33	0,08	-0,58	0,13	0,17	0,19	0,09	-0,04	1,00					
<i>εp</i>	0,11	-0,07	-0,05	0,09	-0,28	-0,01	0,32	-0,10	0,31	0,20	0,11	-0,35	-0,02	1,00				
<i>Bg</i>	0,19	0,43	0,48	-0,47	0,54	0,44	-0,54	0,35	-0,11	0,20	-0,08	0,48	0,27	-0,29	1,00			
<i>BBI</i>	-0,14	-0,23	-0,43	0,36	-0,16	-0,41	0,29	-0,33	-0,49	-0,33	-0,56	-0,19	-0,35	-0,18	-0,42	1,00		
<i>N. Coord.</i>	0,15	0,25	-0,04	-0,10	0,30	-0,03	-0,17	-0,52	-0,85	-0,68	-0,80	-0,37	-0,16	-0,16	-0,08	0,49	1,00	
<i>N.Con.</i>	-0,34	0,28	-0,04	-0,09	0,41	-0,03	-0,12	0,43	-0,63	0,29	-0,49	0,25	0,02	-0,09	0,18	0,20	0,44	1,00

Tabela de correlação entre parâmetros dos três materiais estudados

	<i>e</i>	Ang. A.	Text. A.	Esf. A.	Ang. D.	Text. D.	Esf. D.	Cnu	Cc	p.#8	r.#16	r.#22	MR	ep	Bg	BBI	N. Coord.	N.Con.	L.A	Treton
E	1,00																			
Ang. A.	0,67	1,00																		
Text. A.	0,74	0,92	1,00																	
Esf. A.	-0,73	-0,97	-0,98	1,00																
Ang. D.	0,54	0,89	0,76	-0,84	1,00															
Text. D.	0,72	0,91	0,99	-0,97	0,71	1,00														
Esf. D.	-0,52	-0,65	-0,59	0,66	-0,83	-0,50	1,00													
Cnu	-0,47	0,00	0,03	0,00	0,12	0,03	0,05	1,00												
Cc	0,04	-0,24	0,05	0,08	-0,38	0,05	0,15	0,17	1,00											
p.#8	-0,37	-0,05	0,01	0,05	-0,04	0,00	0,10	0,77	0,44	1,00										
r.#16	-0,07	-0,21	0,06	0,04	-0,24	0,06	0,11	0,37	0,82	0,33	1,00									
r.#22	-0,37	-0,05	0,04	0,02	0,12	0,03	0,03	0,78	-0,07	0,50	0,12	1,00								
MR	0,16	0,16	0,15	-0,19	0,33	0,08	-0,58	0,13	0,17	0,19	0,09	-0,04	1,00							
Ep	0,11	-0,07	-0,05	0,09	-0,28	-0,01	0,32	-0,10	0,31	0,20	0,11	-0,35	-0,02	1,00						
Bg	0,19	0,43	0,48	-0,47	0,54	0,44	-0,54	0,35	-0,11	0,20	-0,08	0,48	0,27	-0,29	1,00					
BBI	-0,14	-0,23	-0,43	0,36	-0,16	-0,41	0,29	-0,33	-0,49	-0,33	-0,56	-0,19	-0,35	-0,18	-0,42	1,00				
N. Coord.	0,15	0,25	-0,04	-0,10	0,30	-0,03	-0,17	-0,52	-0,85	-0,68	-0,80	-0,37	-0,16	-0,16	-0,08	0,49	1,00			
N.Con.	-0,34	0,28	-0,04	-0,09	0,41	-0,03	-0,12	0,43	-0,63	0,29	-0,49	0,25	0,02	-0,09	0,18	0,20	0,44	1,00		
L.A	-0,52	-0,59	-0,59	0,64	-0,77	-0,50	0,98	-0,02	-0,01	0,01	-0,04	-0,04	-0,61	0,29	-0,57	0,40	0,00	0,00	1,00	
Treton	-0,51	-0,58	-0,59	0,63	-0,77	-0,49	0,98	-0,02	-0,01	0,01	-0,04	-0,04	-0,62	0,30	-0,57	0,40	0,00	0,00	1,00	1,00