

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

**DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS MECÂNICOS PARA  
DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS COM RESÍDUOS  
DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO**

**Lucas Delongui**

Porto Alegre  
2016

LUCAS DELONGUI

**DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS MECÂNICOS PARA  
DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS COM RESÍDUOS  
DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO**

Tese submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como requisito parcial à obtenção do título de Doutor em Engenharia.

Porto Alegre  
2016

Ficha Catalográfica

---

D383d Delongui, Lucas

Determinação de parâmetros mecânicos para dimensionamento de pavimentos com resíduos de construção e demolição / Lucas Delongui. – 2016.

244 f. : il. color.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2016.

Orientadores: Washington Peres Núñez, Luiz Carlos Pinto da Silva Filho.

1. Resíduos de construção e demolição. 2. Agregados para construção civil. 3. Comportamento mecânico. 4. Ensaios (Engenharia). I. Núñez, Washington Peres, orient. II. Silva Filho, Luiz Carlos Pinto da, orient. III. Título.

CDU: 691.32(043)

---

**LUCAS DELONGUI**

**DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS MECÂNICOS PARA  
PROJETO DE PAVIMENTOS COM RESÍDUOS DE  
CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO**

Esta tese de doutorado foi julgada adequado para obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Geotecnia, e foi aprovado em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 29 de agosto de 2016.

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho  
PhD. pela University of Leeds / UK  
Orientador

Prof. Washington Peres Núñez  
Dr. pela UFRGS / Brasil  
Orientador

Prof. Carlos Torres Formoso  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti (UFRGS)**  
Dr. pela COPPE/UFRJ, Brasil

**Prof. Márcio Muniz de Farias (UnB)**  
PhD. pela University College of Swansea, UK

**Prof. Rinaldo José Barbosa Pinheiro (UFMS)**  
Dr. pela UFRGS, Brasil

## AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador Prof. Washington Peres Núñez, por acreditar em mim desde o começo do doutorado. Sua paciência, atenção, educação e dedicação na orientação foram exemplares para o meu crescimento profissional e pessoal. Obrigado Prof. Washington, pela amizade e por todo o esforço a mim dedicado.

Agradeço ao meu orientador Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho, pela dedicação à “Pesquisa RCD” e todo envolvimento necessário para realização desse trabalho.

Ao Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti, pelos ensinamentos na área de pavimentação e considerações acerca dessa pesquisa. Pela disponibilização da infraestrutura e recursos junto ao Laboratório de Pavimentação (LAPAV) da UFRGS.

A todos os colegas, profissionais e técnicos do LAPAV, que desde 2012 contribuíram para essa pesquisa; em especial à Maria Bernadette Bado Corrêa, ao Lélío Brito e ao Daniel Pinheiro Fernandes. O apoio de vocês foi essencial.

Aos professores, colegas e técnicos do Laboratório de Geotecnologia (Lageotec) pelo apoio durante essa pesquisa. Em especial ao Jair, que auxiliou e orientou a execução dos ensaios especiais e análise (e não tratamento!) dos dados para composição dessa tese, e à Prof. Wai, pelos ensinamentos, apoio e motivação constante para realização desse trabalho.

Aos professores, colegas e técnicos do Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais (LEME), em especial à Prof. Ângela Graeff, pela disponibilidade, orientação e dedicação à pesquisa.

Ao PPGEC da UFRGS, em especial à Carmen e Ana Luíza, pela atenção dedicada a mim durante todo o doutorado.

À “ONG Solidariedade” e “Move soluções em transportes”, pelo espaço disponibilizado e material para realização dessa pesquisa. Também ao Rodrigo Malysz e Gabriel da DELMAQ pela atenção e pelas sugestões na montagem do equipamento triaxial e usinagem das peças.

Ao colega de profissão e pós-graduação Matheus Ferreira Matuella, pela amizade ao longo desses anos, pelas tantas discussões técnicas, pelo auxílio primordial na coleta de dados e execução de ensaios laboratoriais, pelo suprimento alimentício durante todos os ensaios, pelas reuniões no “Essencial”, por ser um grande mestre cervejeiro e churrasqueiro, mas, principalmente, por ser exemplo de dedicação e evolução profissional que inspira seus colegas. Da mesma forma, agradeço aos seus pais por todo apoio dedicado à nossa formação e à pesquisa RCD. Matheus, a partir de agora a responsabilidade de gerenciar o grupo de pesquisa é sua, aproveite e cuide bem da Capi.

Aos auxiliares de pesquisa e bolsistas de iniciação científica: Matheus Porto, Marina Reszka, Helena Strieder, Guilherme Ceolin e Augusto Borges. Muito obrigado pela dedicação pessoal.

A todos os colegas de pós-graduação e profissionais envolvidos, em especial ao William Fedrigo e Douglas Rutzen, pelas discussões e auxílio na execução de ensaios.

Aos colegas da UFSM pelas discussões e pelo apoio para conclusão desse trabalho. Em especial ao colega Prof. Juan, pela contribuição nos ensaios laboratoriais.

À Luíza, por todo apoio para chegar até aqui, pelo seu entusiasmo e companheirismo, carinho e compreensão, principalmente nas horas ausentes, e pelas tantas vezes que cedeu seu tempo para me auxiliar nos trabalhos e projetos. Seu apoio e da sua família foram fundamentais para essa conquista. Além disso, seu esforço e garra para alcançar os objetivos são um exemplo a ser seguido.

Aos meus pais e familiares, pela preocupação, apoio de sempre e pela força nas vezes que o cansaço estava presente, nunca deixando que eu baixasse a cabeça.

A todos que me ajudaram e, correndo o risco de um indesculpável esquecimento, não foram citados, o meu agradecimento.

## RESUMO

DELONGUI, L. Determinação de parâmetros mecânicos para dimensionamento de pavimentos com Resíduos de Construção e Demolição. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Os processos de reciclagem e produção de agregados reciclados provenientes de resíduos de construção e demolição (RCD) estão se consolidando no Brasil, mas o seu emprego não ocorre na mesma proporção. A utilização desses em pavimentação, principalmente em camadas de base e sub-base, é considerada mais conveniente que em outras áreas, visto que não necessita de procedimentos avançados de reciclagem e utiliza os mesmos processos construtivos que agregados já consagrados, como britas graduadas. Entretanto, as recomendações normativas existentes remetem à caracterização dos agregados, sendo que as alusões ao seu comportamento mecânico são idênticas às impostas para britas graduadas. Além disso, a literatura existente é limitada frente a outros materiais alternativos, o que implica restrições ao seu emprego. Buscando atenuar essas incertezas, essa pesquisa tem como objetivo analisar o comportamento mecânico de agregados reciclados provenientes de RCD, de modo a identificar suas principais características e fornecer parâmetros de anteprojeto para o dimensionamento de pavimentos que utilizam esse material como camadas de suporte. Para isso, a primeira etapa comportou uma análise dos processos de beneficiamento dos agregados reciclados, de modo a identificar como influem nas suas características, o que foi alcançado concomitantemente a segunda etapa, que consistiu na análise dos agregados por meio de ensaios específicos de caracterização física e química. A terceira e principal etapa baseou-se na análise do comportamento mecânico, que além da determinação em equipamentos convencionais, também utilizou um equipamento triaxial de grande porte que comporta corpos de prova de 25 x 50 cm, permitindo a utilização da distribuição a ser empregada em campo. Essa etapa iniciou pela análise da compactação, realizada com curvas granulométricas e modos de umedecimento distintos, onde os mais promissores foram escolhidos para verificar a influência do método de compactação, sendo ele dinâmico ou vibratório. Após essas determinações, a análise concentrou-se no módulo de resiliência, na resistência ao cisalhamento e na deformação permanente, sendo que as evoluções da deformação permanente foram classificadas segundo a teoria do *Shakedown*. Os resultados demonstraram que a compactação causa a quebra de agregados, porém essa é menor quando utilizada compactação dinâmica. Os RCD apresentaram bom comportamento em relação deformações elásticas, com módulo de resiliência semelhantes aos apresentados por britas. Dado a diminuição de partículas lamelares causada pela quebra durante o processo de compactação, os valores mais representativos do ângulo de atrito e do intercepto coesivo foram 41° e 60 kPa, respectivamente. As análises das deformações realizadas em multiestágios demonstraram que, se utilizados em pavimentos com baixo volume de tráfego, para razões de tensões  $\sigma_d / \sigma_3 < 2$  e tensões desvio  $\sigma_d \leq 210$  kPa, bases compostas de RCD não vão desenvolver deformações plásticas iniciais excessivas e o material vai responder elasticamente. Além disso, essas bases estão seguras contra falhas de cisalhamento. Em suma, as análises indicam que os RCD podem ser utilizados como materiais para bases e sub-bases de pavimentos de baixo volume de tráfego, dando um destino nobre a uma matéria-prima renovável e facilmente encontrada, que na maioria das vezes é desperdiçada e cuja geração aumenta constantemente.

**Palavras-chaves:** Resíduos de Construção e Demolição (RCD); Análise laboratorial; Comportamento mecânico; Parâmetros de dimensionamento; Anteprojeto.

## ABSTRACT

DELONGUI, L. Determination of mechanical parameters for pavement design with Construction and Demolition Waste. 2016. Thesis (Doctor in Engineering) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Construction and Demolition Waste (CDW) recycling processes are consolidating in Brazil, but their use does not occur in the same proportion. The application of such in pavement, especially in base and sub-base layers, it is considered more convenient than in other areas because it does not require advanced recycling procedures and using the same constructive processes which aggregates already established, as graded gravel. However, existing normative recommendations refer to the characterization of the aggregates, and the allusions to their mechanical behavior are identical to those imposed on graded gravel. Moreover, the existing literature is limited compared to other alternative materials, implying restrictions on its use. Seeking to mitigate these uncertainties, this research aims to analyze the mechanical behavior of recycled aggregates from CDW, in order to identify its main characteristics and provide parameters for draft design of pavements that using this material as a support layer. For this, the first step involved an analysis of the aggregates recycling procedures, in order to identify the influence of this process in their characteristics, which were concomitantly reached the second stage consisting in the analysis of aggregate by specific tests of physical and chemistry characterization. The third and main step was based on the analysis of mechanical behavior, which besides determining in conventional equipment also utilized a large triaxial device that carries specimens of 25 x 50 cm, allowing the use of the distribution to be employed in field. This step began by analyzing the compaction performed with gradation curves and distinct modes of moistening, where the most promising were chosen to investigate the influence of compaction method, either dynamic or vibration. After these determinations, the analysis focused on the resilient modulus, shear strength and permanent strain, and the evolution of permanent strain were classified according to the theory of Shakedown. The results showed that compaction causes the aggregates break, but this is less when used dynamic compaction. The CDW had good behavior relative elastic strains, with resilient modulus similar to those presented by gravel. Since the decrease of lamellar particles caused by breakage during the compaction process, the most representative values of the friction angle and cohesive intercept were  $41^\circ$  and 60 kPa, respectively. The analysis of the permanent strain carried out in multistage demonstrated that if used in pavements with low traffic volume, for reasons of stress  $\sigma_d / \sigma_3 < 2$  and deviator stress  $\sigma_d \leq 210$  kPa, compound bases CDW will not develop excessive initial plastic strain and the material will respond elastically. In addition, these bases are secure against shear failure. In essence, the analysis indicates that the CDW can be used as materials for bases and sub-bases of low volume traffic floors, giving a noble destiny to a renewable raw material and easily found that most of the time is wasted and whose generation is constantly increasing.

**Keywords:** Construction and Demolition Waste (CDW); Laboratory analysis; Mechanical behavior; Design parameters; Draft project.

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>20</b>
1.1	OBJETIVOS .....	22
<b>1.1.1</b>	<b>Objetivo geral.....</b>	<b>22</b>
<b>1.1.2</b>	<b>Objetivos específicos.....</b>	<b>23</b>
1.2	ETAPAS DA PESQUISA .....	23
1.3	ESTRUTURAÇÃO DA PESQUISA .....	23
<b>2</b>	<b>RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO.....</b>	<b>26</b>
2.1	ASPECTOS GERAIS DOS RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO.....	26
2.2	COMPOSIÇÃO E VARIABILIDADE .....	28
2.3	GERENCIAMENTO DOS RESÍDUOS .....	30
2.4	RECICLAGEM .....	31
2.5	USINAS DE BENEFICIAMENTO .....	33
2.6	CLASSIFICAÇÃO NORMATIVA DOS RESÍDUOS .....	34
2.7	IMPACTOS AMBIENTAIS CAUSADOS PELOS RESÍDUOS .....	36
2.8	ASPECTOS ECONÔMICOS DOS RESÍDUOS .....	38
2.9	APLICAÇÕES DOS RESÍDUOS EM PAVIMENTAÇÃO .....	39
<b>3</b>	<b>COMPORTAMENTO MECÂNICO DE AGREGADOS .....</b>	<b>43</b>
3.1	MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	44
<b>3.1.1</b>	<b>Modelos resilientes.....</b>	<b>46</b>
3.2	DEFORMAÇÕES PERMANENTES .....	48
<b>3.2.1</b>	<b>Modelos de deformação permanente .....</b>	<b>50</b>
<b>3.2.2</b>	<b>A teoria <i>Shakedown</i> .....</b>	<b>52</b>
3.3	FATORES QUE AFETAM O COMPORTAMENTO MECÂNICO .....	56
<b>3.3.1</b>	<b>Fatores materiais que afetam a deformação permanente.....</b>	<b>56</b>
<b>3.3.2</b>	<b>Distribuição de tamanho de grãos.....</b>	<b>57</b>
<b>3.3.3</b>	<b>O tamanho máximo do grão .....</b>	<b>57</b>
<b>3.3.4</b>	<b>Porcentagem de finos.....</b>	<b>58</b>
<b>3.3.5</b>	<b>Grau de compactação.....</b>	<b>58</b>
<b>3.3.6</b>	<b>Forma das partículas e rugosidade da superfície .....</b>	<b>61</b>
<b>3.3.7</b>	<b>Fatores estruturais que afetam as deformações permanentes.....</b>	<b>61</b>
3.4	PESQUISAS ACERCA DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA EM MATERIAIS GRANULARES .....	63
3.5	PESQUISAS ACERCA DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM MATERIAIS GRANULARES .....	72

3.6	PESQUISAS ACERCA DAS DEFORMAÇÕES PERMANENTES EM AGREGADOS.....	79
3.7	EQUIPAMENTOS TRIAXIAIS DE GRANDES DIMENSÕES PARA AGREGADOS.....	89
3.8	PRINCÍPIOS DA ANÁLISE MECANÍSTICA .....	92
<b>4</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL.....</b>	<b>95</b>
4.1	CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS RECICLADOS .....	95
<b>4.1.1</b>	<b>Avaliação dos processos de captação e Beneficiamento de RCD .....</b>	<b>95</b>
<b>4.1.2</b>	<b>Coleta dos agregados .....</b>	<b>96</b>
<b>4.1.3</b>	<b>Caracterização Física .....</b>	<b>96</b>
4.1.3.1	Análise granulométrica.....	97
4.1.3.2	Análise quali-quantitativa das partículas .....	97
4.1.3.3	Resistência ao desgaste por abrasão .....	97
<b>4.1.4</b>	<b>Caracterização Química.....</b>	<b>98</b>
4.1.4.1	Ensaio de Fluorescência de Raios-X.....	98
4.1.4.2	Avaliação da durabilidade .....	99
4.2	ADEQUAÇÃO GRANULOMÉTRICA .....	99
4.3	AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE COMPACTAÇÃO .....	101
4.4	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO.....	104
<b>4.4.1</b>	<b>Módulo de resiliência.....</b>	<b>104</b>
<b>4.4.2</b>	<b>Ensaio Triaxiais de Carregamento Monotônico.....</b>	<b>107</b>
<b>4.4.3</b>	<b>Ensaio Triaxiais de Deformações Permanentes .....</b>	<b>111</b>
<b>5</b>	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>116</b>
5.1	CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS RECICLADOS .....	116
<b>5.1.1</b>	<b>Unidades de processamento .....</b>	<b>116</b>
5.1.1.1	Unidade pública.....	116
5.1.1.2	Unidade Privada .....	120
<b>5.1.2</b>	<b>Análise granulométrica .....</b>	<b>122</b>
<b>5.1.3</b>	<b>Composição dos RCD.....</b>	<b>124</b>
<b>5.1.4</b>	<b>Abrasividade .....</b>	<b>126</b>
<b>5.1.5</b>	<b>Sanidade .....</b>	<b>128</b>
5.2	ANÁLISE DOS MÉTODOS DE COMPACTAÇÃO .....	130
<b>5.2.1</b>	<b>Adequação granulométrica.....</b>	<b>130</b>
<b>5.2.2</b>	<b>Análise dos métodos de umedecimento e de compactação.....</b>	<b>131</b>
<b>5.2.3</b>	<b>Variação granulométrica por quebra de partículas .....</b>	<b>136</b>

5.3	AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO .....	139
<b>5.3.1</b>	<b>Módulo de resiliência.....</b>	<b>139</b>
5.3.1.1	Ensaio em corpos de prova de 10 x 20 cm.....	139
5.3.1.2	Ensaio em corpos de prova de 25 x 50 cm.....	144
5.3.1.3	Influência do tamanho do corpo de prova no comportamento mecânico .....	147
5.3.1.4	Correlações entre RCD e BGS .....	149
<b>5.3.2</b>	<b>Ensaio de resistência ao cisalhamento.....</b>	<b>151</b>
5.3.2.1	Ensaio em corpos de prova de 10 x 20 cm.....	152
5.3.2.2	Ensaio em corpos de prova de 25 x 50 cm.....	153
5.3.2.3	Influência do tamanho do corpo de prova e do tipo de compactação.....	157
5.3.2.4	Análise dos parâmetros de resistência ao cisalhamento .....	157
5.3.2.5	Correlações entre RCD e BGS .....	162
5.3.2.6	Relação entre a deformação transversal e vertical.....	164
<b>5.3.3</b>	<b>Análise da deformação permanente.....</b>	<b>165</b>
5.3.3.1	Delimitação das relações de tensões.....	165
5.3.3.2	Ensaio em estágio único.....	167
5.3.3.3	Ensaio em multiestágios.....	174
5.3.3.4	Análise segundo a Teoria do <i>Shakedown</i> .....	183
5.3.3.5	Considerações adicionais.....	187
<b>5.3.4</b>	<b>Considerações acerca do emprego dos parâmetros no dimensionamento dos pavimentos.....</b>	<b>188</b>
5.3.4.1	Sugestão de como proceder o dimensionamento de uma estrutura com RCD .....	188
5.3.4.2	Parâmetros indicados para anteprojeto .....	189
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....</b>	<b>192</b>
6.1	CONCLUSÕES .....	192
6.2	SUGESTÕES.....	198
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>200</b>
	<b>APÊNDICE A .....</b>	<b>225</b>
	<b>APÊNDICE B .....</b>	<b>228</b>
	<b>APÊNDICE C .....</b>	<b>233</b>
	<b>APÊNDICE D .....</b>	<b>240</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 01 – Delineamento da pesquisa.....	25
Figura 02 – Resíduos de construção e demolição. ....	26
Figura 03 - Comparativo entre o total de RCD coletados por região entre 2011 e 2012. ....	28
Figura 04 – Variação na Tipologia dos RCD produzidos em Porto Alegre-RS.....	29
Figura 05 – Porcentagem de materiais reciclados no Japão entre 1995 e 2000. ....	32
Figura 06 – Flagrante de disposição de resíduos não inertes em caçamba coletora de RCD.....	38
Figura 07 – Utilização de agregados reciclados em pavimentação.....	40
Figura 08 – Resposta típica do corpo de prova em um ensaio triaxial de carregamento repetido. ....	44
Figura 09 - Comportamento quanto à deformação de um material elástico linear e um material granular. ....	44
Figura 10 - Relação principal deformação plástica e deformação total .....	45
Figura 11 – Tipos de comportamento quanto à deformação. ....	46
Figura 12 - Deformações de materiais granulares submetido à ciclos de carregamento.....	48
Figura 13 – Afundamentos de trilha de roda segundo os modos 0, 1, 2 e 3.....	49
Figura 14 – Resultado típico de um ensaio triaxial de deformações permanentes.....	50
Figura 15 – Esquema simplificado de complementação do modelo de Monismith para deformação permanente, a grande número de ciclos de carga. ....	52
Figura 16 - Teoria <i>Shakedown</i> aplicada ao comportamento de deformação permanente de materiais granulares.....	54
Figura 17 - Abrangência das regiões de projeto conforme o comportamento das deformações permanentes. ....	55
Figura 18– Domínios de deformação permanente vertical obtidos de ensaios triaxiais dinâmicos em solo granular de Granodiorito, $\sigma_3=140\text{kPa}$ . ....	56
Figura 19 – Evolução dos afundamentos na trilha de rodas conforme o diâmetro máximo do agregado em cada camada de base analisada.....	58
Figura 20 – Variação do módulo de resiliência conforme grau de compactação adotado. ....	60
Figura 21 – Comparativo da evolução nos ATRs para agregados naturais e britados. ....	60
Figura 22 – Módulo de resiliência para as britas.....	65
Figura 23 – Módulos de resiliência para agregados reciclados proveniente de telhas. ....	66
Figura 24 – Evolução dos módulos de resiliência do agregado reciclado com o tempo de cura. ...	66
Figura 25 – Comparação entre módulos de resiliência de concreto e brita graduada. ....	68
Figura 26 – Módulos de resiliência de ARC para diferentes tempos de cura. ....	69
Figura 27 – Módulos de resiliência de agregados naturais para diferentes tempos de cura.....	69
Figura 28 – Comparação do MR entre agregado natural e ARC. ....	69
Figura 29 – Definição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb. ....	73
Figura 30 – Diagrama “p x q”. ....	74
Figura 31 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento de britas .....	77
Figura 32 - Modelos de deformações permanentes.....	81
Figura 33 - Modelos de deformação permanente para agregados reciclados conforme o estado de tensões.....	82
Figura 34 – Deformação permanente em amostras de agregado reciclado de concreto moldadas com 90% .....	83

Figura 35 – Variação do módulo de resiliência conforme o incremento de tensões. ....	84
Figura 36 – Evolução das deformações permanentes em estágio único para corpos de prova de brita com dimensões de 10 x 20 cm. ....	85
Figura 37 – Evolução das deformações permanentes em multiestágios para corpos de prova de brita com dimensões de 10 x 20 cm. ....	85
Figura 38 – Evolução das deformações permanentes em estágio único para corpos de prova de brita com dimensões de 25 x 50 cm. ....	86
Figura 39 – Evolução das deformações permanentes em multiestágios para corpos de prova de brita com dimensões de 25 x 50 cm. ....	87
Figura 40 – Evolução das deformações permanentes em multiestágios para uma amostra de Brita Calcária. ....	88
Figura 41 – Trajetórias de tensão durante os testes de deformação permanente em multiestágios para uma amostra de Brita Calcária. ....	88
Figura 42 – Análise segundo a teoria do <i>Shakedown</i> para amostras de Brita Calcária. ....	88
Figura 43 – Preparação do material e processo de compactação. ....	103
Figura 44 – Equipamentos triaxiais para carregamento repetido. ....	105
Figura 45 – Preparação para ensaio triaxial de grande porte. ....	107
Figura 46 – Equipamentos triaxiais para carregamento monotônico. ....	108
Figura 47 - Deformações no corpo de prova frente à aplicação de carga axial. ....	110
Figura 48 – Aparato para medição da deformação radial. ....	111
Figura 49 – Resultado típico de ensaios triaxiais de deformações permanentes em multiestágios. ....	114
Figura 50 – Exemplo da obtenção dos parâmetros $\epsilon_{pi}$ e TDP. ....	114
Figura 51 – Processo de produção de blocos. ....	118
Figura 52 – Procedimentos adotados na unidade privada. ....	121
Figura 53 – Distribuição granulométrica dos RCD conforme unidade de processamento. ....	122
Figura 54 – Análise quali-quantitativa dos componentes do RCD. ....	125
Figura 55 – Avaliação da durabilidade (sanidade). ....	129
Figura 56 – Adequação das curvas granulométricas. ....	131
Figura 57 – Curvas de compactação da distribuição ONG. ....	132
Figura 58 – Curvas de compactação da distribuição UP Substituição. ....	133
Figura 59 – Curvas de compactação da distribuição UP Escalpo. ....	133
Figura 60 – Comparativo entre as curvas de compactação com método de umedecimento Seco. ....	134
Figura 61 – Comparativo entre as curvas de compactação com método de umedecimento FGSS. ....	134
Figura 62 – Comparativo entre as curvas de compactação com método de umedecimento U24h. ....	134
Figura 63 – Comparativo entre todas as curvas de compactação e métodos de umedecimento. ....	135
Figura 64 – Comparativo da variação granulométrica entre os métodos de compactação da distribuição ONG. ....	137
Figura 65 – Comparativo da variação granulométrica entre os métodos de compactação da distribuição UP Substituição. ....	137
Figura 66 – Comparativo da variação granulométrica entre os métodos de compactação da distribuição UP Escalpo. ....	137
Figura 67 – Comportamento resiliente das amostras de 10 x 20 cm da distribuição ONG segundo o modelo MR- $\sigma_3$ . ....	141

Figura 68 – Comportamento resiliente das amostras de 10 x 20 cm da distribuição ONG segundo o modelo MR- $\theta/P_{atm}$ .....	141
Figura 69 – Comportamento resiliente das amostras de 10 x 20 cm da distribuição UP Substituição segundo o modelo MR- $\sigma_3$ .....	141
Figura 70 – Comportamento resiliente das amostras de 10 x 20 cm da distribuição UP Substituição segundo o modelo MR- $\theta/P_{atm}$ .....	141
Figura 71 – Comportamento resiliente das amostras de 10 x 20 cm da distribuição UP Escalpo segundo o modelo MR- $\sigma_3$ .....	141
Figura 72 – Comportamento resiliente das amostras de 10 x 20 cm da distribuição UP Escalpo segundo o modelo MR- $\theta/P_{atm}$ .....	141
Figura 73 – Água livre não absorvida em amostra teste da distribuição UP Escalpo sem umedecimento prévio.....	142
Figura 74 – Comparativo entre o comportamento resiliente das amostras de 10 x 20 cm da distribuição UP Escalpo U24h compactadas de modo dinâmico e vibratório segundo o modelo MR- $\sigma_3$ .....	143
Figura 75 – Comparativo entre o comportamento resiliente das amostras de 10 x 20 cm da distribuição UP Escalpo U24h compactadas de modo dinâmico e vibratório segundo o modelo MR- $\theta/P_{atm}$ .....	143
Figura 76 – Comportamento resiliente das amostras de 25 x 50 cm da distribuição UP Escalpo U24h obtidas com instrumentação interna, segundo o modelo MR- $\sigma_3$ .....	145
Figura 77 – Comportamento resiliente das amostras de 25 x 50 cm da distribuição UP Escalpo U24h obtidas com instrumentação interna, segundo o modelo MR- $\theta/P_{atm}$ .....	145
Figura 78 – Comportamento resiliente das amostras de 25 x 50 cm da distribuição UP Escalpo U24h obtidas com instrumentação externa, segundo o modelo MR- $\sigma_3$ .....	145
Figura 79 – Comportamento resiliente das amostras de 25 x 50 cm da distribuição UP Escalpo U24h obtidas com instrumentação externa, segundo o modelo MR- $\theta/P_{atm}$ .....	145
Figura 80 – Comparativo entre as variações granulométricas da distribuição UP Escalpo U24h compactadas de modo vibratório para amostras de 10 x 20 cm e 25 x 50 cm.....	148
Figura 81 – Detalhe da fragmentação das partículas mais grosseiras durante a vibrocompactação.....	148
Figura 82 – Comparativo entre o comportamento resiliente das amostras da distribuição UP Escalpo U24h de diferentes dimensões compactadas pelo método vibratório, segundo o modelo MR- $\sigma_3$ .....	149
Figura 83 – Comparativo entre o comportamento resiliente das amostras da distribuição UP Escalpo U24h de diferentes dimensões compactadas pelo método vibratório, segundo o modelo MR- $\theta/P_{atm}$ .....	149
Figura 84 – Comparativo entre o comportamento resiliente das amostras da distribuição UP Escalpo, compactadas pelo método dinâmico (10 x 20 cm) e vibratório (25 x 50 cm), segundo o modelo MR- $\sigma_3$ , frente aos resultados de outras pesquisas com BGS e RCD.....	150
Figura 85 – Curvas tensão-deformação da distribuição UP Escalpo U24h, compactadas pelo modo dinâmico, em amostras de 10 x 20 cm em estágio único.....	152
Figura 86 – Curvas tensão-deformação da distribuição UP Escalpo U24h, compactadas pelo modo vibratório, em amostras de 10 x 20 cm em estágio único.....	152
Figura 87 – Comparativo entre as tensões desvio atingidas na ruptura dos corpos de prova de 10 x 20 cm.....	152

Figura 88 – Corpos de prova após ensaios triaxiais de resistência ao cisalhamento.....	153
Figura 89 – Curvas tensão-deformação da distribuição UP Escalpo U24h, compactadas pelo modo vibratório, em amostras de 25 x 50 cm em estágio único (GP1).....	154
Figura 90 – Curvas tensão-deformação da distribuição UP Escalpo U24h, compactadas pelo modo vibratório, em amostras de 25 x 50 cm em estágio único (GP2).....	154
Figura 91 – Curvas tensão-deformação da distribuição UP Escalpo U24h, compactadas pelo modo vibratório, em amostra de 25 x 50 cm em multiestágios (GPME).....	155
Figura 92 – Comparativo entre as tensões desvio atingidas na ruptura dos corpos de prova de 25 x 50 cm. ....	155
Figura 93 – Superfície de ruptura de uma amostra de 25 x 50 cm submetida ao ensaio triaxial de resistência ao cisalhamento em estágio único (GP1 – 100 kPa).....	156
Figura 94 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 10 x 20 cm provenientes da distribuição UP Escalpo U24h compactadas pelo método dinâmico. ....	158
Figura 95 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 10 x 20 cm provenientes da distribuição UP Escalpo U24h compactadas pelo método vibratório. ....	158
Figura 96 – Comparativo entre as envoltórias de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 10 x 20 cm provenientes da distribuição UP Escalpo U24h compactadas pelo método dinâmico e vibratório. ....	158
Figura 97 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 25 x 50 cm provenientes da distribuição UP Escalpo U24h, compactadas pelo método vibratório, em estágio único (GPEU1). ....	159
Figura 98 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 25 x 50 cm provenientes da distribuição UP Escalpo U24h, compactadas pelo método vibratório, em estágio único (GPEU2). ....	159
Figura 99 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 25 x 50 cm provenientes da distribuição UP Escalpo U24h, compactadas pelo método vibratório, em multiestágios (GPME). ....	159
Figura 100 – Comparativo das envoltórias de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” entre todas as distribuições, dimensões, modos de umedecimento e métodos de compactação. ....	161
Figura 101 – Comparativo das envoltórias de ruptura no diagrama Mohr-Coulomb entre todas as distribuições, dimensões, modos de umedecimento e métodos de compactação. ....	161
Figura 102 – Comparativo das envoltórias de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” entre RCD e BGS.....	162
Figura 103 – Comparativo das envoltórias de ruptura no diagrama Mohr-Coulomb entre RCD e BGS.....	162
Figura 104 – Coeficiente de Poisson resultante para diferentes tensões de confinamento em corpos de prova de 25 x 50 cm.....	164
Figura 105 – Evolução da deformação permanente em estágio único para relação 70 x 70 kPa. ....	167
Figura 106 – Evolução da deformação permanente em estágio único para relação 70 x 250 kPa. ....	167
Figura 107 – Comparativo entre as evoluções das deformações permanentes obtidas em estágio único para amostras de 25 x 50 cm com instrumentação interna. ....	169

Figura 108 – Comparativo entre as evoluções da deformação permanente obtidas em estágio único para a relação de tensões 21 x 94 kPa com diferentes dimensões e instrumentação externa.....	172
Figura 109 – Comparativo entre as evoluções da deformação permanente obtidas em estágio único para tensão de confinamento de 34 x 135 kPa com diferentes dimensões e instrumentação externa. ....	172
Figura 110 – Comparativo entre as evoluções das deformações permanentes obtidas em multiestágios para amostras de 25 x 50 cm com instrumentação interna e tensões confinantes de (a) 35 kPa e (b) 70 kPa. ....	175
Figura 111 – Evolução das deformações permanentes em ensaios multiestágios para corpos de prova de 25 x 50 cm com instrumentação interna. ....	176
Figura 112 – Evolução das deformações permanentes em ensaios multiestágios para corpos de prova de 10 x 20 cm com instrumentação externa e compactação pelos métodos dinâmico e vibratório.....	178
Figura 113 – Corpos de prova de 10 x 20 cm após ensaios de deformação permanente em multiestágios; utilizados para as tensões de confinamento de 21, 35, 53 e 70 kPa, respectivamente da esquerda para direita. ....	180
Figura 114 – Trajetórias de tensões atingidas em ensaios multiestágios em corpos de prova de 10 x 20 cm e envoltória de resistência da distribuição UP Escalpo U24h.....	180
Figura 115 – Comparativo entre as evoluções das deformações permanentes em ensaios multiestágios, realizados em corpos de prova de 10 x 20 cm compactados pelo método dinâmico e vibratório. ....	181
Figura 116 – Comparativo entre as evoluções das deformações permanentes em ensaios multiestágios, realizados em corpos de prova de 10 x 20 cm compactados pelo método dinâmico e vibratório. ....	182
Figura 117 - Análise segundo a teoria do <i>Shakedown</i> em corpos de prova de 10 x 20 cm e 25 x 50 cm compactados pelo método vibratório. ....	184
Figura 118 – Trajetórias de tensões, limites <i>Shakedown</i> para ensaios de 25 x 50 cm e envoltória de resistência da distribuição UP Escalpo U24h. ....	186
Figura 119 – Delimitação das regiões <i>Shakedown</i> conforme o estado de tensões atuante, sendo: “A” Elástica, “B” Plástica e “C” Colapso Incremental. ....	191
Figura 120 – Delimitação das regiões <i>Shakedown</i> conforme o estado de tensões atuante, sendo: “A” Elástica, “B” Plástica e “C” Colapso Incremental. ....	198

## LISTA DE TABELAS

Tabela 01 – Geração de RCD em alguns países da Europa.....	27
Tabela 02 – Composição dos RCD em alguns países da Europa. ....	30
Tabela 03 – Classificação dos RCD segundo as Resoluções 307, 348 e 431 do CONAMA.....	35
Tabela 04 – Requisitos gerais para agregado reciclado destinado a pavimentação .....	35
Tabela 05 – Requisitos específicos para agregados reciclados destinados à pavimentação. ....	36
Tabela 06 - A estimativa qualitativa do efeito de diferentes fatores sobre a propriedades de deformação de materiais granulares .....	61
Tabela 07 – Módulos de resiliência para diferentes energias de compactação. ....	70
Tabela 08 – Mudança do módulo de resiliência devido à quebra das partículas, para uma tensão desvio de 50kPa. ....	71
Tabela 09 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por Lekarp <i>et al.</i> (1996).....	75
Tabela 10 - Propriedades geotécnicas dos agregados reciclados. ....	78
Tabela 11 - Especificações para material granular conforme volume de tráfego. ....	100
Tabela 12 – Parâmetros das distribuições granulométricas.....	123
Tabela 13 – Análise quali-quantitativa da fração graúda de ambas as unidades.....	124
Tabela 14 – Resultados da espectrometria por fluorescência de raios-x.....	126
Tabela 15 – Resultados dos ensaios de abrasão “Los Angeles”.....	127
Tabela 16 – Resultados do ensaio de sanidade.....	129
Tabela 17 – Parâmetros das distribuições granulométricas após adequação.....	131
Tabela 18 – Relação entre os resultados de ensaios realizados com compactação dinâmica e vibratória.....	136
Tabela 19 - Parâmetros dos modelos (3) e (4) para os ensaios de módulo de resiliência realizados em .....	144
Tabela 20 - Dados da moldagem dos corpos de prova de 25 x 50 cm utilizados nos ensaios triaxiais de módulo de resiliência. ....	145
Tabela 21 - Parâmetros dos modelos (3) e (4) para os ensaios de módulo de resiliência realizados em .....	147
Tabela 22 – Comparativo entre os parâmetros obtidos pelos dos modelos MR- $\sigma_3$ e MR- $\Theta/P_{atm}$ para os ensaios de módulo de resiliência com RCD e BGS. ....	151
Tabela 23 - Dados da moldagem dos corpos de prova de 25 x 50 cm utilizados nos ensaios triaxiais de módulo de resiliência. ....	154
Tabela 24 – Parâmetros das envoltórias de ruptura obtidos a partir dos diagramas “p x q” para as amostras de RCD. ....	161
Tabela 25 – Parâmetros das envoltórias de ruptura obtidos a partir dos diagramas “p x q” para as amostras de RCD e BGS.....	162
Tabela 26 – Estados de tensões atuantes para diferentes pontos de análise (abaixo (x = 0 cm) e entre as rodas (x = 15 cm) do eixo padrão - ESRD) obtidos por meio de análise mecânica. ....	166
Tabela 28 – Taxa de deformação permanente obtidas após deformação permanente inicial para as relações de tensões ensaiadas em estágio único para corpos de prova de 25 x 50 cm. ....	169
Tabela 29 – Parâmetros dos modelos (6) e (7) obtidos com resultados de ensaios em estágio único com corpos de prova de 25 x 50 cm (medição interna). ....	171

Tabela 30 – Comparativo entre as taxas de deformação permanente obtidas após deformação permanente inicial em ensaios realizados em estágio único. ....	172
Tabela 31 – Comparativo entre os parâmetros dos modelos (6) e (7) para ensaios de deformação permanente em amostras de 10 x 20 cm e 25 x 50 cm. ....	173
Tabela 32 - Dados da moldagem dos corpos de prova de 25 x 50 cm utilizados nos ensaios de deformação permanente em multiestágios. ....	176
Tabela 33 - Dados da moldagem dos corpos de prova de 10 x 20 cm utilizados nos ensaios de deformação permanente em multiestágios, compactados pelo método dinâmico. ....	177
Tabela 34 - Dados da moldagem dos corpos de prova de 10 x 20 cm utilizados nos ensaios de deformação permanente em multiestágios, compactados pelo método vibratório. ...	180
Tabela 35 – Parâmetros dos modelos (3) e (4) sugeridos para análise do comportamento resiliente. ....	190
Tabela 36 – Parâmetros indicados para análise da resistência ao cisalhamento. ....	190
Tabela 37 – Parâmetros dos modelos (3) e (4) sugeridos para análise do comportamento resiliente. ....	196

## SIGLAS

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

ABRELPE – Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AFNOR – *Association Française de Normalisation*

AM – Amostra

ARC – Agregado de Resíduo de Concreto

ARM – Agregado de Resíduo Misto

ASTM – American Society for Testing and Materials

ATT – Área de Transbordo e Triagem

BGS – Brita Graduada Simples

CA – Concreto Asfáltico

CAP – Cimento Asfáltico de Petróleo

CBR – *California Bearing Ratio*

CBUQ – Concreto Betuminoso Usinado a Quente

CID – *Isotropically Consolidated Drained*

CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente

CTR – Controle de Transporte de Resíduo

DAER – Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem

Din – Compactação dinâmica

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

DP – Deformação Permanente

DRX – Difração de Raios X

ES – Especificação de serviço

ESRD – Eixo Simples de Rodas Duplas

EU – Estágio Único

Ext – Externo

FGSS -Fração Grosseira Superfície Seca (designação de ensaio)

FRX – Fluorescência de Raios-X

GC – Grau de Compactação

GP – Grande Porte

Int – Interno

IPEA – Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada  
ISC – Índice de Suporte Califórnia  
LACER - Laboratório de Materiais Cerâmicos (UFRGS)  
LAGEOTEC – Laboratório de Geotecnologia (UFRGS)  
LAPAV – Laboratório de Pavimentação (UFRGS)  
LEME – Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais (UFRGS)  
LVDT – *Linear Variable Differential Transformer*  
ME – Multiestágios  
ME – Método de Ensaio  
MR – Módulo de Resiliência  
MEF – Método dos Elementos Finitos  
NBR – Norma Brasileira  
ONG – Organização não governamental  
PBQP-H – Programa Brasileiro da Produtividade e Qualidade do Habitat  
PEV – Pontos de Entrega Voluntária  
PF – Perda ao fogo  
PNRS – Política Nacional de Resíduos Sólidos  
RC – Resistência ao Cisalhamento  
RCS – Resistência à Compressão Simples  
RCD – Resíduos de Construção e Demolição  
RS – Rio Grande do Sul  
RSU – Resíduos Sólidos Urbanos  
TDP – Taxa de Deformação Permanente  
U24h – Umedecimento por homogeneização de umidade durante 24h (designação de ensaio)  
UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
UP – Unidade Privada  
Vib – Compactação vibratória

## LISTA DE SÍMBOLOS

- a – Valor que a envoltória de ruptura cruza o eixo vertical no diagrama “p x q”
- $\alpha$  – Ângulo que a envoltória de ruptura forma com a horizontal no diagrama “p x q”
- $\phi$  – Ângulo de Atrito
- c – Coesão
- CC – Coeficiente de curvatura
- CNU – Coeficiente de não uniformidade
- $D_{10}$  – Diâmetro efetivo
- $\epsilon_a$  – Deformação Axial
- $\epsilon_p$  – Deformação Permanente
- $\epsilon_{po}$  – Deformação Permanente Inicial
- $\epsilon_r$  – Deformação Radial
- FS – Fator de Segurança
- $\rho$  – Massa Específica
- $\rho_d$  – Massa Específica Aparente Seca
- N – Número de Carregamentos Aplicados
- N – Número equivalente de solicitações de eixo padrão
- $P_{atm}$  – Pressão Atmosférica
- p,q – Coordenadas do topo do círculo de Mohr
- p – média das tensões principais
- q – metade da tensão desvio
- $R^2$  – Coeficiente de Determinação
- $\sigma_d$  – Tensão Desvio
- $\sigma_1$  – Tensão Principal
- $\sigma_3$  – Tensão Confinante
- $\tau$  – Tensão de Cisalhamento
- $\theta$  – Somatório das tensões principais
- $K_f$  – Linha de falha
- $\nu$  – Coeficiente de Poisson
- $\omega$  – Umidade
- $\omega_{ot}$  – Umidade Ótima

# 1 INTRODUÇÃO

Desde os primórdios da sociedade, o domínio e a transformação da natureza estão diretamente associados ao progresso. Logo, os recursos naturais eram utilizados de forma descontrolada, sem preocupações em relação a uma possível escassez das fontes naturais, onde o conceito de sustentabilidade era considerado contrário ao desenvolvimento. No entanto, esse cenário rapidamente trouxe malefícios, o que culminou com a adoção de critérios e diretrizes para limitar a extração e o uso de matérias primas (Scott Hood, 2006).

Ao longo dos últimos anos, é crescente o número de pesquisadores que se dedicam a desenvolver processos de reciclagem para diferentes tipos de resíduos, bem como sua reinserção no ciclo produtivo. O mesmo acontece com os Resíduos de Construção e Demolição (RCD), popularmente chamados de “entulhos de obra”. Embora a reciclagem dos RCD não seja algo novo, o processo vem sendo retomado amplamente nas últimas décadas, ocasionado pelo aumento no custo dos materiais de construção, e pela elaboração de leis específicas acerca dos RCD e de proteção ao meio ambiente.

A medida que novas tecnologias aplicáveis aos RCD são desenvolvidas, ocorre a sua consolidação como insumo no mercado. Esse fenômeno é comum a maioria dos materiais alternativos, em função da desconfiança dos técnicos em relação ao seu comportamento. No entanto, sua valorização ocorre ao passo que pesquisas são desenvolvidas para determinar em quais áreas construtivas se obtém o melhor proveito. Até hoje, os maiores benefícios advêm da sua aplicação na área de pavimentação, pois os agregados reciclados podem ser empregados em qualquer camada do pavimento, dependendo do seu tratamento e das suas características. Além disso, a área absorve grandes volumes e possibilita o uso da maioria dos minerais constituintes do entulho. Entretanto, o pavimento é uma estrutura que possui comportamento distinto das demais devido às suas peculiaridades, por isso deve-se ter prudência ao utilizar materiais alternativos na sua estrutura.

Recentemente, investimentos estão sendo aplicados na modernização e/ou ampliação da malha rodoviária brasileira, com vistas ao desenvolvimento decorrente do transporte de riquezas. Contudo, o mesmo não ocorre com as vias suburbanas, essas são negligenciadas por, teoricamente, não possuírem a mesma importância que as rodovias. Entretanto, as cidades abrigam a maior parte dos nichos que movimentam a economia, além de possuir as principais

massas produtivas e de consumo das manufaturas transportadas. Em vários países, especialmente nos mais desenvolvidos, a melhoria nas condições dessas vias tem promovido a ocupação de regiões isoladas. A ligação entre as regiões produtoras e as de consumo, onde observa-se a aproximação e desenvolvimento de bairros mais afastados e distritos municipais, que passaram a contar com transporte mais fácil, barato e seguro, que propicia também um fluxo regular de mercadorias e serviços. Então, para que o ciclo produtivo seja eficiente, é imprescindível que as vias urbanas possuam pavimentação de qualidade, visto que se comportam como sistemas de alimentação e de escoamento das operações de transporte.

Todavia, esse objetivo não é atingido em virtude da má conservação das vias públicas, fruto da preterição de critérios rígidos para o projeto e da execução deficiente, geralmente baseado no empirismo dos responsáveis pela construção. Portanto, nota-se que esse contexto merece atenção, o que implica observar com maior rigor a concepção desses pavimentos, principalmente com relação à avaliação dos locais onde serão construídos, aos materiais a serem empregados e aos procedimentos para construção dos mesmos.

Para viabilizar economicamente a construção e manutenção de vias urbanas, é preciso reduzir os custos, seja através do reaproveitamento de estruturas existentes (minimizando os volumes de material empregado), ou pela utilização de materiais locais, ou alternativos na execução da estrutura do pavimento. Procuram-se soluções de baixo custo ao mesmo tempo em que se assegura a qualidade técnica da obra. Por isso, ao reciclar um material, torna-se necessário o conhecimento das características regionais, desde sua concepção até o seu descarte, para visualizar se as possibilidades de tratamento e reutilização desses materiais seguem um padrão. Caso isso não aconteça, é fundamental buscar procedimentos que satisfaçam as necessidades construtivas, porém deve-se atentar para as peculiaridades de cada componente quanto ao seu comportamento ou analisá-los como somente um material, mesmo que heterogêneo, e delimitar suas aplicações através de critérios pré-estabelecidos em laboratório.

Nesse enfoque, a utilização de agregados reciclados de RCD em pavimentação contribui para atenuar essa situação. Inúmeras pesquisas demonstraram as potencialidades do emprego desse insumo, as quais são majoritariamente voltadas para utilização em camadas inferiores, como: O'Mahony & Milligan (1991), Niekerk *et al.* (2000), Molenaar & Niekerk (2002), Fernandes (2004), Motta (2005), Leite (2007), Gómez (2011), Delongui (2012), entre tantas outras. No entanto, em uma análise do panorama brasileiro e internacional revelou que as experiências na utilização dos agregados reciclados de RCD em pavimentação concentram-se na caracterização

desses materiais, sendo que existem poucos estudos acerca do seu comportamento frente às deformações elásticas e permanentes; o que traz inseguranças quanto a adoção dos RCD como insumo para camadas inferiores.

Não obstante, os critérios de projeto existentes no Brasil são baseados exclusivamente no CBR, que possui limitações e não expressa relação direta entre o ensaio e a resistência do material ou à deformabilidade (Nutt, 1982; Brown, 1996). Assim, a utilização desses métodos, sem considerar as características que são próprias dos RCD, como constituição variável, abrasividade elevada e deterioração por choques mecânicos, pode ocasionar desempenho inadequado após ser construído e/ou quando solicitado pelo tráfego.

Além disso, sabe-se das grandes dificuldades enfrentadas pelos técnicos de prefeituras quanto à realização de ensaios de caracterização e de avaliação do comportamento mecânico, em virtude da falta de laboratório capacitado e da escassez de verbas para tal finalidade. Embora sejam fundamentais para qualquer projeto, a utilização dos RCD geralmente ocorre em vias de baixo volume de tráfego, sem a mesma severidade das vias principais. Nesse caso, é comum que os projetos – se houverem – utilizem parâmetros que não condizem com seu comportamento, os quais são ocasionados pela falta de ensaios ou pela inexistência de parâmetros representativos (*Default*).

Buscando reverter esse panorama, essa pesquisa tem como finalidade avaliar o comportamento mecânico desses agregados em laboratório, de modo a proporcionar parâmetros de anteprojeto para que futuros pavimentos sejam construídos com um novo padrão tecnológico, minimizando as incertezas quanto à adoção desses agregados. Sendo assim, para alcançar o propósito desta tese, foram estabelecidos os objetivos geral e específicos, bem como as etapas e estrutura da pesquisa que são demonstradas a seguir.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo geral

Analisar o comportamento mecânico de agregados reciclados, provenientes de RCD, de modo a identificar suas principais características e fornecer parâmetros a projetos de pavimentos que empregam esse material como camadas de base e/ou sub-base.

### 1.1.2 Objetivos específicos

- a) Comparar os métodos de captação e processamento dos RCD utilizados na pesquisa, provenientes do sistema público e privado da cidade de Porto Alegre-RS, de modo a identificar quais características afetam a qualidade do material produzido;
- b) Verificar as características mecânicas referentes à compactação e quebra das partículas pelos métodos de compactação dinâmico e vibratório, bem como a resistência à abrasão e resistência ao intemperismo do material;
- c) Avaliar o comportamento tensão-deformação e resistência dos agregados reciclados *in natura*, analisando a influência do tipo de umedecimento e do tamanho do corpo de prova;
- d) Avaliar a evolução das deformações permanentes fundamentado na teoria do *Shakedown*.

## 1.2 ETAPAS DA PESQUISA

Para atender os objetivos mencionados, o desenvolvimento das atividades que integram esta pesquisa seguiu o delineamento apresentado na Figura 01.

## 1.3 ESTRUTURAÇÃO DA PESQUISA

A presente tese está estruturada em 6 capítulos, Referências Bibliográficas e um Apêndice, segundo o que segue:

O Capítulo 1, que é esta Introdução, apresenta o assunto estudado e sua relevância, assim como explicita os objetivos que guiaram o desenvolvimento da pesquisa.

O Capítulo 2 apresenta uma visão global dos RCD, onde descreve os principais constituintes, os métodos de reciclagem utilizados, a normatização existente a nível nacional, os impactos ambientais causados pela sua incorreta disposição, além de aspectos econômicos ligados ao gerenciamento. Ao final são demonstradas as vantagens da sua aplicação em pavimentação, razão desse trabalho.

O Capítulo 3 aborda uma revisão geral dos conceitos utilizados durante a realização dessa pesquisa, como explica os procedimentos empregados para chegar aos resultados e como foram

realizadas as análises do comportamento mecânico. São apresentadas considerações acerca do módulo de resiliência e dos principais modelos empregados para descrever esse comportamento. Da mesma forma, são apresentados os métodos para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento em ensaios triaxiais de carregamento monotônico. Para os ensaios de deformações permanentes, são apresentados aspectos relativos à execução e interpretação de ensaios e, também, da teoria do *Shakedown*. Após esses conceitos, são apresentados diversos trabalhos que englobam os parâmetros analisados, possibilitando a comparação com os resultados obtidos.

O Capítulo 4 descreve o procedimento experimental adotado no decorrer da pesquisa. São destacados o método de análise dos processos de reciclagem, a coleta dos agregados e os ensaios de caracterização. Após são descritos todos os métodos para a obtenção dos parâmetros mecânicos, assim como todas as variantes aplicadas aos mesmos. Também são descritos os equipamentos e a instrumentação utilizada para obtenção de dados.

O Capítulo 5 expõe os resultados obtidos na pesquisa. A primeira parte apresenta as considerações sobre o processo de beneficiamento dos agregados, bem como fatores que influenciam na qualidade do material. A segunda parte apresenta as características do material coletado, de modo classificá-lo e enquadrá-lo em limites normativos. Da mesma forma, busca identificar potencialidades, limitações e aspectos que impliquem consequências ao comportamento mecânico. A segunda parte apresenta o estudo da compactação, que aborda diferentes modos de umedecimento, os quais simulam situações ocorridas em campo, e métodos de compactação – dinâmico e vibratório. A terceira parte aborda a análise do comportamento mecânico, onde contempla os ensaios de módulo de resiliência, resistência ao cisalhamento e deformação permanente em amostras de 10 x 20 cm e 25 x 50 cm. Ao final, as relações mais representativas são avaliadas segundo a teoria do *Shakedown* e então são sugeridos parâmetros para anteprojeto, no qual são feitas considerações acerca do emprego desses parâmetros no dimensionamento dos pavimentos.

O capítulo 6 apresenta as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

A seguir são indicadas as referências utilizadas no trabalho. Também há um apêndice que exhibe os demais resultados não apresentados no corpo do texto, objetivando sua fluência, mas que também contribuíram para as análises apresentadas.

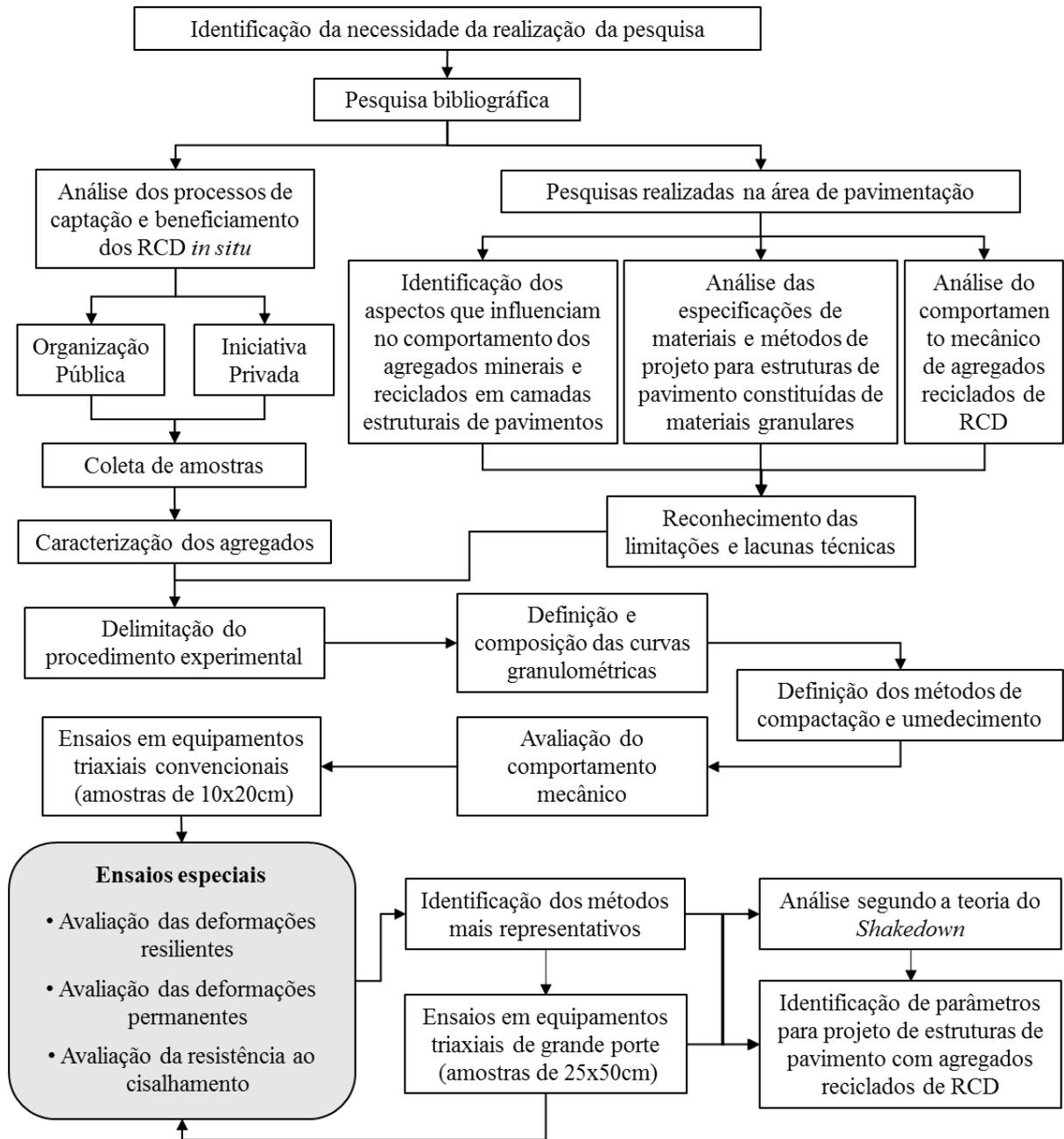


Figura 01 – Delineamento da pesquisa.

## 2 RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO

Neste capítulo serão apresentadas definições, classificações, aspectos normativos, passivos ambientais, resultados de pesquisas, exemplos de sucesso, entre outros aspectos relativos aos resíduos de construção e demolição em âmbito nacional e internacional. O conteúdo apresentado nesse capítulo serviu de suporte para realização da parte experimental da pesquisa, bem como para comparação dos resultados obtidos.

### 2.1 ASPECTOS GERAIS DOS RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO

O aumento da urbanização e, por conseguinte, da densificação dos grandes centros urbanos trouxeram consigo o aumento de fontes poluentes. Nesse sentido, Pinto (1999) observou que, para combater esses infestos, há a necessidade de ampliar o conceito de saneamento básico para saneamento ambiental, de modo que este englobasse integralmente os componentes (água, esgoto, resíduos sólidos, drenagem e controle de vetores) que interferem no meio urbano e, por conseguinte, na qualidade de vida da população.

Historicamente, são priorizados os meios de abastecimento, o que não acontece na mesma proporção com os sistemas de coleta e destinação final de resíduos, de tal modo que somente no final do último século preocupação foi estendida aos resíduos de construção e demolição (Pinto, 1999) (Figura 02). Entretanto, somente no ano de 2002, o Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) começou a instituir diretrizes acerca dos RCD, buscando amenizar os impactos ambientais causados pelo manejo incorreto dos mesmos.



Figura 02 – Resíduos de construção e demolição.  
Fonte: Delongui (2012).

Segundo Angulo (2000), a definição de RCD (ou RCC – Resíduos de Construção Civil) ainda é motivo de discordância, não só em relação à abrangência das frações presentes, como também quanto às atividades geradoras dessas frações. Isso se evidencia no estudo de John (2000), que ressalta a diferença entre os tipos de resíduos e as fases em que eles são produzidos, as quais englobam a fase de construção (canteiro), fase de manutenção e reformas, e fase demolição. Por exemplo, o resíduo proveniente da fase de construção é decorrente de perdas no processo produtivo; já o produzido na fase de manutenção ou demolição, geralmente está degradado por ação do tempo ou de outra patologia. Assim, por mais durável que seja o material, em algum momento, inevitavelmente, esse material se transformará em resíduo.

Apesar dos RCD serem um problema de magnitude crescente, há pouco consenso sobre o volume gerado. Há uma ausência de estatísticas confiáveis na maioria dos países, tal fato também é motivado pela disposição incorreta desses resíduos. Solis-Guzman *et al.* (2009) relatam que os RCD representam aproximadamente 35% do total de resíduos gerados no mundo. Na Europa, os autores mencionam que os RCD representam 450 milhões de toneladas por ano; porém a produção de RCD depende essencialmente do cenário econômico de um país, o que pode ser observado pela Tabela 01, onde Kofoworola & Gheewala (2009) demonstram a geração de RCD em alguns países.

Tabela 01 – Geração de RCD em alguns países da Europa

País	Geração (Kg/hab/ano)
Alemanha	2600
Áustria	300
Dinamarca	500
Holanda	900
Média da União Europeia	480

Fonte: Kofoworola & Gheewala (2009)

Segundo levantamentos realizados pela Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais (ABRELPE), o setor da construção civil precisa combater a geração em massa de resíduos, pois os RCD são responsáveis por mais de 57% do total de resíduos sólidos gerados no Brasil. Os dados da ABRELPE mostraram que os municípios brasileiros coletaram cerca de 45 milhões de toneladas de RCD em 2014, superando o percentual de 2013 em 4,1%. A Figura 03 expressa as variações de cada região e um comparativo global do país desde 2011 (ABRELPE, 2015).

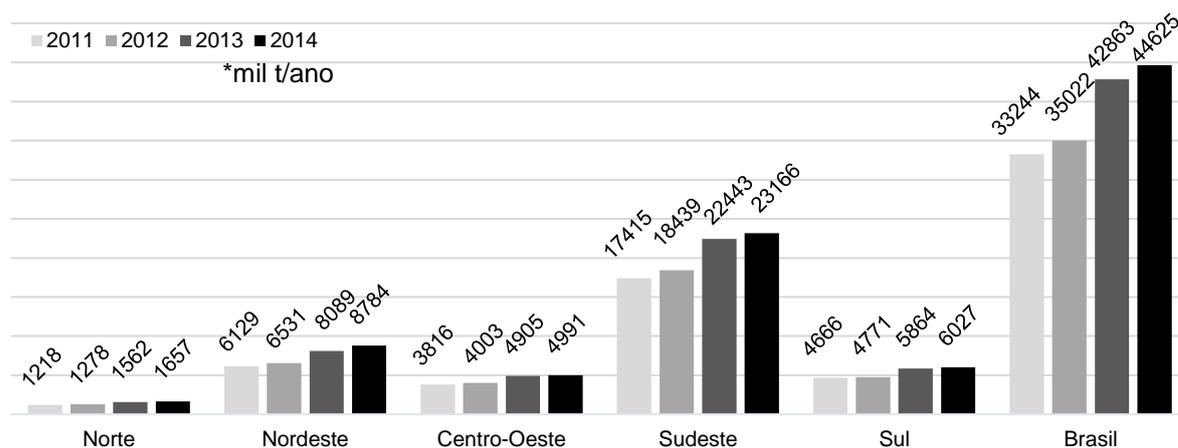


Figura 03 - Comparativo entre o total de RCD coletados por região entre 2011 e 2012.  
Fonte: ABRELPE (2012)

## 2.2 COMPOSIÇÃO E VARIABILIDADE

Os RCD provêm de um setor que utiliza diversos métodos construtivos, por isso, a composição dos resíduos está diretamente ligada ao tipo e a fase que uma obra se encontra, posto que essa particularidade influi na qualidade dos agregados reciclados que serão produzidos. No entanto, esse problema pode ser amenizado se, durante a execução das obras, os RCD forem separados conforme a composição, a fim de reduzir a variabilidade (John, 1999).

Outra explicação para grande variabilidade na composição dos resíduos é o fato do canteiro de obras ser um ambiente dinâmico que, na busca pelo aumento na produtividade, se sujeita a modificações em função do cronograma de execução dos serviços. Assim, como diversas atividades são desempenhadas concomitantemente, a composição RCD está associada à natureza de seus constituintes, desse modo apresentam-se com características físicas e químicas variáveis, assim como dimensões e geometrias irregulares (Santos, 2007; Zordan, 1997).

Os métodos utilizados para separar os RCD são baseados em processos de triagem seguidos por catação. Na maioria das vezes esse processo é dificultado devido ao tamanho das partículas, por isso vários pesquisadores utilizam uma espécie de “catação visual” para determinar a proporção dos constituintes. Esses métodos, apesar de serem simples e praticamente sem custos, apresentam inconvenientes como: dificuldade de reprodução da técnica, complexidade para diferenciação entre partículas de argamassa e de concreto, variabilidade de propriedades físicas de determinadas espécies minerais e, principalmente, impossibilidade de caracterizar agregados miúdos (Angulo *et al.*, 2004). Ademais, Santos (2007) explica que grande parte das usinas de

reciclagem separa os RCD conforme sua composição em três tipos principais: cinza (os quais predominam materiais cimentícios), vermelho (com predominância de materiais cerâmicos vermelhos) e misto (composto de materiais com diversas frações impregnadas, como rochas, materiais betuminosos, entre outros).

Como é retratado na literatura, as características regionais, tais como disponibilidade de matéria-prima, fatores sociais e ambientais, condições topográficas, panorama político e nível de desenvolvimento econômico, delimitam a grande variabilidade na composição dos RCD. Tais aspectos podem ser comprovados nas pesquisas de Leite (2001) e Lovato (2007), que avaliaram a geração de resíduos em um aterro de inertes na cidade de Porto Alegre-RS. Conforme ilustra a Figura 04, nota-se que em 2001 há uma significativa fração composta por derivados de rocha, enquanto que, após 6 anos, com a mudança no cenário econômico e incremento de tecnologia aplicado à construção civil, há uma mudança na matriz geradora, resultando no aumento de outras frações. No entanto, a parcela dominante ainda coube aos compostos derivados de cimento, pois são caracterizados por estarem presentes em todas as fases das obras.

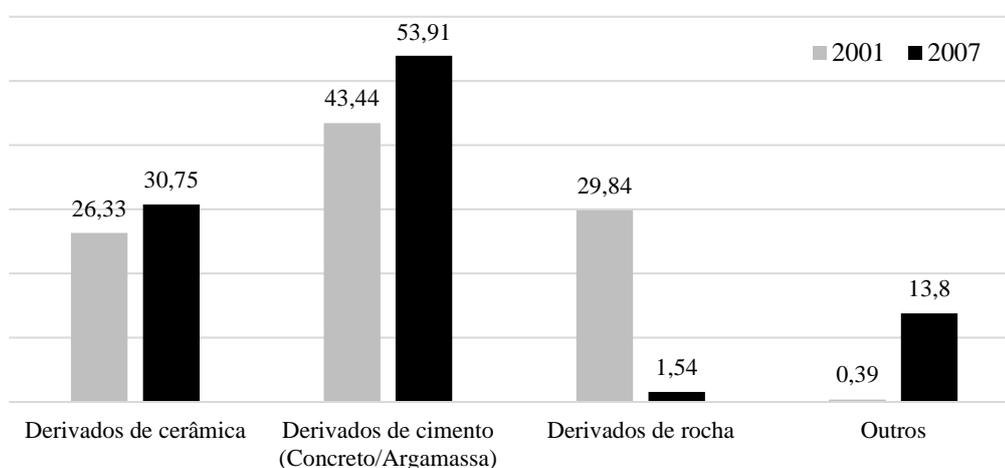


Figura 04 – Variação na Tipologia dos RCD produzidos em Porto Alegre-RS.  
Fonte: Adaptado de Leite (2001) e Lovato (2007).

Na pesquisa de Coronado *et al.* (2011), é possível analisar as diferenças na composição dos RCD produzidos em alguns países da Europa. De acordo com a Tabela 2, grande parte dos RCD gerados na Europa são provenientes de obras de infraestrutura, enquanto que no Brasil os mesmos são majoritariamente originados de obras de habitação. Como exemplo, pode-se citar a quantidade média aproximada de resíduos de asfalto, que chega a 20%, assim percebe-se a atenção depositada nos setores de infraestrutura, particularmente no de infraestrutura viária.

Tabela 02 – Composição dos RCD em alguns países da Europa.

Composição	Resíduos (%)						
	Holanda	Dinamarca	Estônia	Finlândia	República Tcheca	Espanha	Alemanha
	(2001)	(2003)	(2006)	(2006)	(2006)	(2005)	(2007)
Concreto	40	32	17	33	33	12	70
Alvenaria	25	8	-	-	35	54	-
Diferentes resíduos minerais	2	-	-	-	-	9	-
Resíduos minerais totais	67	40	17	33	68	75	70
Concreto Asfáltico	26	24	9	-	-	5	27
Madeira	2	-	-	41	-	4	-
Metais	1	-	40	14	-	3	0,4
Gipsita	-	-	-	-	-	0,2	-
Plásticos	-	-	-	-	-	2	-
Diversos	7	36	34	12	32	12	3

Fonte: Coronado *et al.* (2011).

## 2.3 GERENCIAMENTO DOS RESÍDUOS

Atualmente, os municípios brasileiros estão se adequando às diretrizes delimitadas pela Lei nº 12.305/2010, a qual institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS, 2010), que ocasionou uma mudança de paradigmas com relação ao gerenciamento dos RCD. A PNRS unificou algumas normas, instrumentos e diretrizes para a gestão de resíduos e está contribuindo para o progresso da sustentabilidade no Brasil. Com o decreto nº 7.404, a lei foi regulamentada e imediatamente os setores da economia devem se adaptar e aplicar corretamente as novas regras para coleta seletiva e restituição dos resíduos para reaproveitamento ou outra destinação adequada ao meio ambiente.

Recentemente, o governo brasileiro liberou verbas para a execução de programas de gestão de RCD. A medida estimulou entidades públicas e privadas a elaborar metodologias inovadoras para que possam ser beneficiadas. No entanto, esta iniciativa chegou tardiamente, visto que deveriam ser tomadas em paralelo ao crescimento do setor da construção civil e não 10 anos após as primeiras regulamentações acerca dos RCD, propostas pela Resolução 307/2002 do CONAMA (CONAMA, 2002). Assim, conclui-se que houve uma grande quantidade de impactos ambientais, danos à saúde pública, entre outros aspectos, que poderiam ser amenizados se o governo tivesse proporcionado a atenção necessária à problemática que envolve os RCD desde o princípio (CEF, 2011).

Embora a PNRS (BRASIL, 2010) estabeleça que os municípios devem elaborar planos para auxiliar o gerenciamento de RCD, nota-se que, após transcorrido o prazo de seis anos para a implantação dos mesmos, a maior parte dos programas desenvolvidos concentra-se nos grandes centros urbanos, porém muitos municípios menores ainda atuam de maneira ineficaz quanto ao sistema de gestão de RCD.

Os sistemas de gestão de resíduos são constituídos por três agentes: órgão público, geradores de resíduos e transportadores. Para que sejam eficientes e apresentem viabilidade, eles devem atuar de modo integrado. Dessa forma, os geradores devem ser responsáveis pelo cumprimento das ações especificadas na legislação, os transportadores devem conduzir os resíduos até um local licenciado, e os órgãos públicos devem controlar e fiscalizar essas ações (Pinto, 2005).

Como iniciativa para melhorar a eficácia na gestão de resíduos, o governo da Espanha utiliza uma ferramenta que previne ações errôneas ou capciosas no processo de gerenciamento de resíduos em todo país. O regulamento do país exige a elaboração de um projeto com todos os processos a que serão submetidos os RCD durante toda obra, assim como responsabiliza empreiteiros e responsáveis técnicos pela preparação e o cumprimento deste. Além disso, é obrigatório que esse projeto contenha a estimativa do fluxo de resíduos e seu custo de tratamento para a obtenção da licença de construção (Solis-Guzman *et al.*, 2009).

## 2.4 RECICLAGEM

Os processos que compreendem a reciclagem dos resíduos estão condicionados à viabilidade financeira do empreendedor ou órgão público. Como em qualquer usina, a qualidade do agregado é delimitada pelo número de processos que o material é submetido desde o início do beneficiamento até ser disponibilizado para o uso. Do mesmo modo, o reaproveitamento adequado dos RCD é necessário dispositivos para seleção, britagem e graduação do material (John, 2001; Xavier, 2002).

Cassa *et al.* (2001) dividem a reciclagem dos RCD em primária e secundária. A reciclagem primária ocorre no mesmo local que originou o resíduo, enquanto que a reciclagem secundária acontece fora do processo responsável pela sua geração. De acordo com essas definições é possível constatar que a reciclagem secundária é mais vantajosa econômica e tecnicamente, pois a primeira é limitada em fatores como a quantidade gerada e a tecnologia construtiva utilizada na obra. Por outro lado, a secundária recebe uma entrada hipoteticamente contínua de

resíduos provenientes de diferentes obras, o que mantém constante a produção dos agregados. Todavia, por receber resíduos de diversas obras, a reciclagem secundária pode apresentar maior variabilidade na composição dos agregados reciclados.

Embora os processos de reciclagem dos RCD não sejam recentes no Brasil, o uso dos agregados reciclados ainda é limitado devido ao ineficiente processo de separação e segregação dos agregados nas usinas. Isto acontece pela falta de tecnologia aplica nas estações de reciclagem que, pela não garantia de retorno financeiro, utilizam equipamentos de baixo custo, obsoletos ou simplórios, para realizar os processos (Téchné, 2006).

Correntemente na literatura são abordadas as dificuldades em manter uma usina de beneficiamento, porém as taxas de reciclagem de RCD estão em ascensão, motivadas pelo benefício futuro dessa ação. É importante ressaltar que a conscientização da população contribui para o gerenciamento dos RCD. Em 1991, o governo do Japão aprovou leis de reciclagem que estabeleciam objetivos mínimos para vários componentes que compõe os RCD, a disseminação do conhecimento acerca dos benefícios resultou na adesão à metodologia proposta, que implicou um significativo aumento das percentagens de reciclagem desses materiais (Figura 05) (Kawano, 2002).

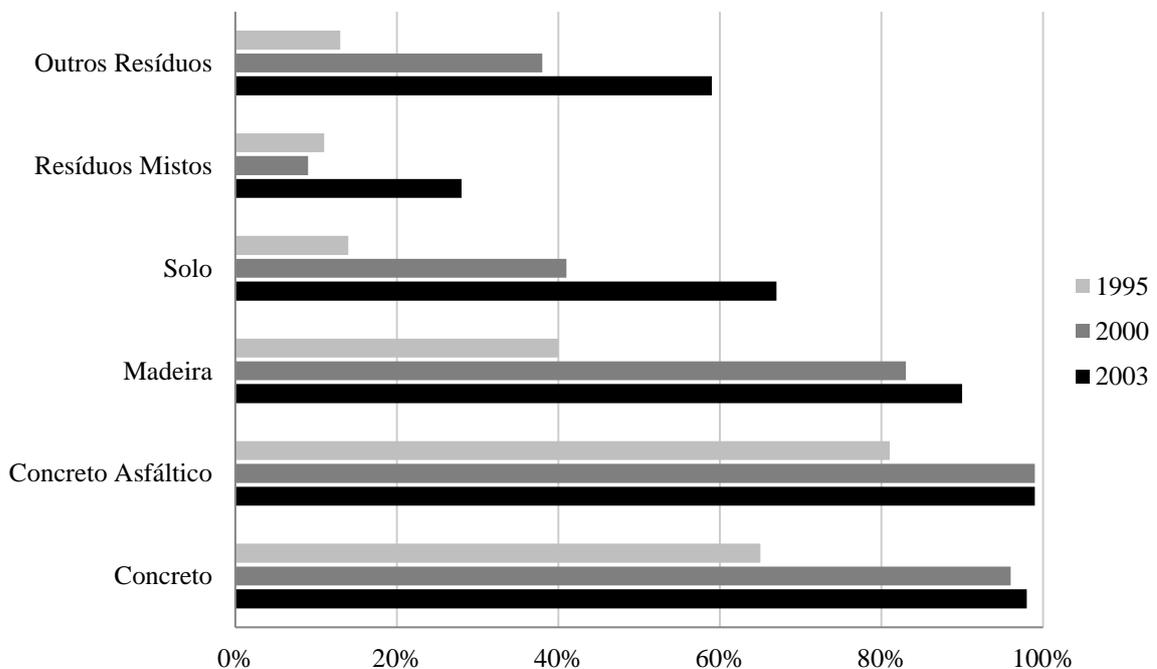


Figura 05 – Porcentagem de materiais reciclados no Japão entre 1995 e 2000.  
Fonte: Adaptado de Kawano (2002).

## 2.5 USINAS DE BENEFICIAMENTO

Damineli (2007) relata que as características dos agregados reciclados estão ligadas à forma com que são fabricados e, principalmente, à composição da fração mineral disponível na fabricação, seja concreto, cerâmica, rochas ou outros. O autor cita que para obter-se uma melhor qualidade nos agregados reciclados é necessário, no mínimo, que as seguintes etapas sejam adotadas nas usinas de beneficiamento:

- a) Triagem na chegada dos resíduos à central de reciclagem para separação de RCD minerais com predominância de materiais cinzas (elementos de origem cimentícia) ou vermelhos (elementos de origem cerâmica);
- b) Catação manual para retirada de elementos não-minerais e contaminantes dos montantes totais de RCD de origem mineral, cinzas ou vermelhos;
- c) Britagem dos RCD por compressão (britador de mandíbula) ou impacto (britador de impacto), gerando agregados reciclados;
- d) Eventual retirada de resíduos metálicos dos agregados com separador magnético;
- e) Peneiramento dos agregados gerados, que são divididos em faixas granulométricas.

Segundo Jadovski (2005), a capacidade de reciclagem de uma usina de beneficiamento é estimada baseada em fatores como:

- a) Local de instalação da usina: deve-se buscar uma localização próxima às fontes geradoras e do local de utilização do agregado reciclado. Deve-se considerar os impactos causados caso sejam instaladas próximas a áreas residenciais e centrais, por exemplo, para não interferir no tráfego da vizinhança;
- b) Custos associados ao transporte: o local de instalação também deve atentar para a distância entre o local de geração, de consumo, de beneficiamento e o aterro sanitário, ao qual destinam-se poluentes como o lixo doméstico;
- c) Quantidade e qualidade dos RCD produzidos na região: esses fatores influenciam nas propriedades do agregado reciclado;
- d) Nichos de aplicação do agregado produzido: potenciais usos dos RCD reciclados delimitam o consumo do material produzido;
- e) Avaliação do projeto da usina, custo de equipamentos e despesas gerais: esses aspectos determinam a viabilidade na implantação da usina.

Miranda *et al.* (2009) contrasta os benefícios das usinas públicas brasileiras com a falta de interesse dos governantes em mantê-las. Em 2008, somente 15 estavam operando ou em fase de instalação. Apesar da vantagem econômica, denotada pela a redução das despesas com limpeza pública e a obtenção de agregados reciclados, os municípios possuem dificuldades em gerenciar essa atividade, por motivos como: mudança de gestão ou desinteresse desta; dificuldades na manutenção/operação da usina por falta de técnicos especializados; e demora na liberação de verbas para manutenção.

Comparando-se as centrais de reciclagem de RCD do Brasil com as do exterior, ressalta-se o baixo custo operacional, pois a configuração organizacional das usinas nacionais é simples, possuindo apenas alimentador, britador, correia transportadora e (algumas) eletroímã. Assim, os equipamentos utilizados nos processos de beneficiamento afetam as características dos RCD, tais como composição, granulometria, forma, resistência e teor de impurezas (Angulo & John, 2004; Lima, 1999).

## 2.6 CLASSIFICAÇÃO NORMATIVA DOS RESÍDUOS

Para o adequado funcionamento dos sistemas de manejo, gerenciamento, gestão, transporte, disposição final, reciclagem e produção de agregados derivados de RCD, faz-se necessário a implantação de normas técnicas que orientem e responsabilizem os agentes envolvidos. Esses instrumentos, integrados a políticas públicas, poderão auxiliar em uma futura padronização na oferta de agregados reciclados.

Com relação ao processo de reciclagem, para que os agregados reciclados possam ser reutilizados na construção civil, as usinas de beneficiamento de RCD devem utilizar somente resíduos de Classe A, livre de contaminantes de outras classes. As relações das classes e dos materiais que as compõe estão dispostas na Tabela 03.

Após a publicação de pesquisas que demonstraram viabilidade técnica na utilização de RCD, e também das resoluções do CONAMA, a ABNT publicou diretrizes que regulamentam suas principais utilizações, dentre as quais destaca-se a NBR 15116 (ABNT, 2004), que descreve os procedimentos para utilização de RCD em camadas inferiores, onde ressalta-se os requisitos apresentados nas Tabelas 04 e 05.

Tabela 03 – Classificação dos RCD segundo as Resoluções 307, 348 e 431 do CONAMA.

Classificação	Tipologia
<b>Classe A</b>	São os resíduos reutilizáveis ou recicláveis como agregados, tais como: a) de construção, demolição, reformas e reparos de pavimentação e de outras obras de infraestrutura, inclusive solos provenientes de terraplanagem; b) de construção, demolição, reformas e reparos de edificações: componentes cerâmicos (tijolos, blocos, telhas, placas de revestimento, etc.), argamassa e concreto; c) de processo de fabricação e/ou demolição de peças pré-moldadas em concreto (blocos, tubos, meios-fios, etc.) produzidas nos canteiros de obras;
<b>Classe B</b>	São os resíduos recicláveis para outras destinações, tais como: plásticos, papel/papelão, metais, vidros, madeiras e gesso;
<b>Classe C</b>	São os resíduos para os quais não foram desenvolvidas tecnologias ou aplicações economicamente viáveis que permitam a sua reciclagem/recuperação;
<b>Classe D</b>	São resíduos perigosos oriundos do processo de construção, tais como tintas, solventes, óleos e outros ou aqueles contaminados ou prejudiciais à saúde oriundos de demolições, reformas e reparos de clínicas radiológicas, instalações industriais e outros bem como telhas e demais objetos e materiais que contenham amianto ou outros produtos nocivos à saúde.

Fonte: Resolução 307, 348 e 431 do CONAMA.

Tabela 04 – Requisitos gerais para agregado reciclado destinado a pavimentação

Propriedades	Agregado reciclado classe A		Normas de ensaios	
	Graúdo	Miúdo	Agregado Graúdo	Agregado Miúdo
<b>Composição granulométrica</b>	Não uniforme e bem graduado com coeficiente de uniformidade $C_u > 10$		ABNT NBR 7181	
<b>Dimensão máxima característica</b>	$\leq 63$ mm		ABNT NBR NM 248	
<b>Índice de forma</b>	$\leq 3$	-	ABNT NBR 7809	-
<b>Teor de material passante na peneira de 0,42 mm</b>	entre 10% e 40%		ABNT NBR 7181	
<b>Contaminantes - Teores máximos em relação à massa do agregado reciclado (%)</b>	Materiais não minerais de mesmas características <sup>1</sup>	2	Anexo A	Anexo B
	Materiais não minerais de características distintas <sup>1</sup>	3	Anexo A	Anexo B
	Sulfatos	2	ABNT NBR 9917	

<sup>1</sup>Para efeitos desta Norma, são exemplos de materiais não minerais: madeira, plástico, betume, materiais carbonizados, vidros e vidrados cerâmicos.

Fonte: NBR 15116 (ABNT, 2004).

Tabela 05 – Requisitos específicos para agregados reciclados destinados à pavimentação.

Aplicação	ISC (CBR) %	Expansibilidade %	Energia de compactação
Material para execução de reforço de subleito	$\geq 12$	$\leq 1,0$	Normal
Material para execução de revestimento primário e sub-base	$\geq 20$	$\leq 1,0$	Intermediária
Material para execução de base de pavimento <sup>1</sup>	$\geq 60$	$\leq 0,5$	Intermediária ou modificada

<sup>1</sup>) Permitido o uso como material de base somente para vias de tráfego com  $N \leq 10^6$  repetições do eixo padrão de 8,2tf (80kN) no período de projeto.  
Fonte: NBR 15116 (ABNT, 2004).

Algumas usinas utilizam a pré-seleção dos resíduos como parte do processo de beneficiamento, pois a composição é uma condicionante que difere a aplicação dos agregados reciclados nos diversos ramos da construção civil. Assim, de acordo com a NBR 15116 (ABNT, 2004), os RCD são classificados da seguinte maneira:

**Agregado de resíduo de concreto (ARC):** É o agregado reciclado obtido do beneficiamento de resíduo pertencente à classe A, composto na sua fração graúda, de no mínimo 90% em massa de fragmentos à base de cimento Portland e rochas.

**Agregado de resíduo misto (ARM):** É o agregado reciclado obtido do beneficiamento de resíduo de classe A, composto na sua fração graúda com menos de 90% em massa de fragmentos à base de cimento Portland e rochas. (ABNT, 2004, NBR 15116, p. 3).

Destaca-se ainda, que as normatizações nacionais são abrangentes, diferentemente dos países precursores nas pesquisas com esses materiais, onde as limitações são mais severas. Como exemplo dessas diretrizes internacionais, cita-se: na Holanda, os requisitos para utilização de agregados reciclados em sub-base de pavimentos foram publicados desde 1995, na *Standard Road Specifications (RAW)*; a Itália segue especificações da *UNI Standard 10006*; no Reino Unido a utilização é regulada pelo *Specification for Highway Works*; e na Austrália, pelo *Guidelines for Recycled Buildings Materials* (Hendriks & Janssen, 2001; Poon, 1997).

## 2.7 IMPACTOS AMBIENTAIS CAUSADOS PELOS RESÍDUOS

O setor da construção civil é responsável por aproximadamente um quinto do PIB nacional, sendo que a sua cadeia produtiva necessita de matéria prima em abundância para alimentar esse

processo. No entanto, verifica-se que os estoques estão limitados, o que demanda um correto planejamento para que não se produza impactos negativos ao meio ambiente (Jadovski, 2005). Segundo a Resolução 01 do CONAMA, impacto ambiental é definido como:

“Qualquer alteração das propriedades físicas, químicas e biológicas do meio ambiente, causada por qualquer forma de matéria ou energia resultante das atividades humanas que, direta ou indiretamente afetem a saúde, a segurança e o bem estar da população; as atividades sociais e econômicas; a biota; as condições estéticas e sanitárias do meio ambiente e a qualidade dos recursos naturais”. (CONAMA, 1986, Res. 01, Art. 1º).

Peng *et al.* (1997) discordam que os RCD sejam classificados como Classe II - Inertes, pois os aterros podem sofrer problemas de lixiviação e contaminar o lençol freático. Sob o mesmo ponto de vista, Oliveira (2002) concluiu que os resíduos de concreto apresentam-se como “não inertes”, pois ensaios químicos para simulação de chuva ácida demonstraram que íons da decomposição desses resíduos presentes nos substratos contribuem para a mineralização dos cursos d’água, alterando as condições das águas naturais.

Pinto (2005) cita que a falta de políticas públicas que regulamentem e disciplinem o gerenciamento dos RCD é responsável por grande parte das degradações ao meio ambiente. Além disso, a adoção dessas políticas pode orientar o manejo, ordenar os fluxos de destinação dos resíduos e diminuir os infortúnios causados pela disposição incorreta dos resíduos.

Os RCD, além de poluir o solo, são considerados uma ameaça à saúde pública, pois se forem dispostos de forma irregular, sem proteção, podem atrair outros resíduos não inertes (Figura 06). Assim, frequentemente são encontrados restos de comida, móveis velhos, restos de plantas, entre outros RSU, que oferecem um ambiente propício para a proliferação de vetores patogênicos, tais como: insetos, ratos, bactérias e fungos. A contaminação afeta as características intrínsecas dos resíduos, o que compromete a viabilidade do seu aproveitamento, assim como se torna um obstáculo no desenvolvimento das pesquisas que visam sua reciclagem (John & Rocha, 2003; Schneider, 2003; Von Stein, 2000).

Por apresentarem tempo de decomposição muito elevado, os RCD sobrecarregam os locais onde são depositados em um curto espaço de tempo. Por isso faz-se necessário a adoção de programas de gerenciamento que conduzam ao reaproveitamento dos mesmos. Nesse enfoque, é comum encontrar projetos de gerenciamento que utilizem a prática dos “4Rs” (reduzir, reciclar, reutilizar e reintegrar). No entanto, programas de educação ambiental estão objetivando aos futuros profissionais a redução de danos causados por diversos tipos de

resíduos. Essa metodologia é conhecida como os “5Rs”. Além de reduzir a geração, reciclar e reutilizar os RCD, esse método tem como objetivo sugerir ao construtor (ou consumidor) que repense as técnicas que irá aplicar na obra e, dessa forma, recuse materiais que possuam potencial agressividade ao meio ambiente (Kunkel, 2009; Lams, 2011).



Figura 06 – Flagrante de disposição de resíduos não inertes em caçamba coletora de RCD.  
Fonte: Acervo do Autor (2011).

## 2.8 ASPECTOS ECONÔMICOS DOS RESÍDUOS

Dados do Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada demonstraram que, em 2010, cerca de R\$ 8 bilhões são perdidos anualmente por não se reciclar o que é descartado. Desse montante, as obras do setor da construção civil contribuem com 61% dos resíduos sólidos gerados no país, correspondendo a 90 milhões de toneladas por ano (IPEA, 2010). As vantagens econômicas da reciclagem dos RCD começam pela preservação dos recursos naturais, com a redução da degradação da paisagem e a redução na extração de matéria prima. Assim, a reciclagem pode transformar uma fonte de despesa em uma fonte de faturamento, pois reduz os custos com o tratamento de resíduos (John, 2000).

Kazmierczak (2008) explica que os RCD devem ser percebidos como uma oportunidade de negócios, pois a sua reciclagem pode ser utilizada como ferramenta de marketing pelas empresas. Ultimamente, com os programas de avaliação ambiental, a qualidade de uma obra é também avaliada perante os passivos que ela propicia. Dessa forma, organizações estão avaliando a eficiência desses programas na construção de edificações e os rotulando conforme alguns requisitos: redução de impactos ambientais, utilização de materiais regionais, utilização

de materiais que propiciam o desmonte e posterior reutilização, redução do desperdício; requisitos esses que englobam a gestão, tratamento e reutilização dos RCD.

Além de benefícios econômicos, a reciclagem dos RCD propicia benefícios sociais, um bom exemplo é ilustrado pela Agência Ambiental de os EUA (EPA 2002), onde afirma que a incineração de 10 mil toneladas de resíduos pode significar a criação de um trabalho, o aterro pode criar seis postos de trabalho, mas se a mesma quantidade de resíduos é reciclada, o processo pode criar 36 postos de trabalho (Torgal & Jalali, 2011).

Na área de pavimentação, estudos direcionados demonstram que a utilização em camadas de base e sub-base de pavimentos proporcionam benefícios como (Carneiro *et al.*, 2001; Trichês & Kruckyj, 1999; Fernandes, 2004):

- a) Utilização de quantidade significativa de material reciclado tanto na fração miúda quanto na graúda;
- b) Simplicidade dos processos de execução do pavimento e de produção do agregado reciclado;
- c) Possibilidade de utilização dos diversos materiais componentes do entulho (concretos, argamassas, materiais cerâmicos, areia, pedras, etc.);
- d) Utilização de parte do material em granulometrias graúdas;
- e) Utilização em locais com presença de água, por ser considerado material não plástico e com baixa ou nula expansibilidade.
- f) Redução dos custos da administração pública municipal com a remoção do material depositado clandestinamente ao longo das vias públicas, terrenos baldios, cursos d'água e encostas;
- g) Aumento da vida útil dos aterros sanitários, reduzindo a necessidade de áreas para implantação de novos aterros;
- h) Diminuição nos custos de pavimentação.

## 2.9 APLICAÇÕES DOS RESÍDUOS EM PAVIMENTAÇÃO

Segundo Zordan (2006), o melhor aproveitamento do produto da reciclagem dos RCD é na sua aplicação em pavimentação. Os resíduos podem ser utilizados, dependendo das suas características e da forma de tratamento, em camadas de base e sub-base, no reforço do subleito e, até mesmo, no revestimento primário (Figura 07). Nesse uso, podem-se utilizar diversos tipos

de RCD Classe A, seja somente o agregado reciclado, ou adicionando-se aos solos para fins de estabilização. O autor explica ainda que as principais vantagens dessa utilização são:

- A menor utilização de tecnologia e baixo custo operacional;
- A possibilidade de uso de todos minerais constituintes do entulho;
- A economia de energia de britagem do entulho, por manter a granulometria graúda.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 07 – Utilização de agregados reciclados em pavimentação: (a) “rachão de entulho” colocado sobre o subleito, (b) camada de “rachão de entulho” compactada, (c) motoniveladora espalhando o agregado reciclado e (d) compactação do agregado reciclado.

Fonte: Leite (2007).

O alto custo dos materiais virgens é tido como condicionante principal no desenvolvimento de técnicas que propiciem o uso do agregado reciclado em pavimentação. Esses agregados possuem propriedades distintas dos agregados comumente empregados em pavimentação, por exemplo, o material não é fornecido com uma característica constante. Isso implica um controle tecnológico contínuo, pois, caso haja alteração significativa nas propriedades do agregado

reciclado, pode ser necessário uma intervenção para modificação no projeto (Motta & Fernandes, 2003; Bennert *et al.*, 2000).

De acordo com Pinto (1998), um dos fatores que possibilitam o melhor aproveitamento dos agregados reciclados em pavimentação é a distribuição granulométrica das partículas. Embora os resultados das pesquisas apontem granulometria predominantemente graúda, a estabilidade é considerada uma das principais características, pois o entrosamento delas garante maior atrito interno. Outro fator importante é o elevado desgaste que o agregado sofre desde o transporte da usina até a compactação final na pista, esses finos produzidos pela abrasão entre as partículas ajudam a preencher os vazios intergranulares deixados pelas partículas graúdas.

Conforme Fernandes (2004), a cidade de Belo Horizonte é precursora na utilização de agregados reciclados, desde 1996 a prefeitura municipal utiliza esse material para execução de camadas de base e sub-base de pavimentos. O dimensionamento estrutural era baseado nos valores do Índice de Suporte Califórnia dos agregados e também na experiência prática dos engenheiros do município. Para suprir a demanda de agregados, a própria prefeitura estabeleceu uma usina de reciclagem que possibilitava a fabricação de agregados com granulometria semelhante à de britas graduadas. As vias construídas com agregado reciclado possuíam condições de tráfego semelhantes a aquelas executadas com agregados convencionais. Embora não se possa afirmar se houve ou não superdimensionamento das camadas, não foram encontrados defeitos que necessitassem de intervenção, somente manutenção como as executadas em vias construídas a base de britas graduadas.

Segundo Bodí *et al.* (1995) e Carneiro *et al.* (2001), o uso em pavimentação propicia a utilização de grandes volumes desse material, principalmente das suas frações graúdas (material passante na peneira 19mm). Ademais, os agregados reciclados são adequados para serem utilizados em camadas de suporte de pavimentos (reforço do subleito, sub-base e base), pois apresentam baixos percentuais granulométricos de argila e silte.

Algumas pesquisas estão em curso para determinar as principais características que os agregados reciclados devem possuir para que se obtenha o melhor aproveitamento em pavimentação. Por exemplo, Poon & Chan (2006) estudaram o uso de agregado reciclado de concreto e de cerâmica em camadas de sub-base em Hong Kong. Os resultados indicaram que o uso de agregados de reciclados de concreto aumentou o teor de umidade ótima e diminuiu a densidade máxima seca em comparação com o uso de agregados naturais. Constatou-se também

que os valores do CBR (para condições de seco e saturado) dos agregados de concreto reciclado utilizados na sub-base foram menores do que os materiais naturais. Porém, à medida que o agregado de concreto era substituído por agregados cerâmicos, os valores do CBR diminuam.

Segundo Carneiro et. al. (2001), a fração miúda (material passante na peneira 4,8mm) dos agregados reciclados equivale-se ao tamanho de partículas de areia, por isso apresenta ausência de plasticidade e comportamento adequado para a estabilização de solos plásticos. Devido as suas características granulométricas, o agregado reciclado possui alta permeabilidade, o que possibilita a sua utilização em camadas drenantes ou em locais com lençol freático elevado. Além disso, o autor afirma que tanto para agregados reciclados graúdos, quanto para miúdos, a expansão não é significativa. Por meio de ensaios de expansibilidade com o agregado in natura e misturando-se com outros materiais, o autor relata que a expansão do agregado in natura é praticamente nula, já na mistura de solos saprolíticos com agregados reciclados, a expansão diminuiu consideravelmente à medida que se aumentou o teor de agregados reciclados finos à mistura, melhorando a estabilidade do material.

### 3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE AGREGADOS

Desde os primeiros estudos consistentes sobre deformabilidade dos pavimentos, realizados por Hveem (1955), a avaliação do comportamento mecânico dos agregados a serem empregados é primordial para projetar e construir estruturas que atendam tecnicamente ao propósito idealizado em projeto ao longo de toda a sua vida útil. Desse modo, este capítulo destina-se à apresentação dos aspectos mais relevantes em relação ao comportamento mecânico de materiais granulares para utilização como camada estrutural: a determinação do módulo de resiliência, os parâmetros de resistência ao cisalhamento e parâmetros de deformações permanentes para previsão de desempenho dos pavimentos.

Os estudos sobre resiliência em pavimentação foram introduzidos na década de 50, com o desenvolvimento do equipamento de cargas repetidas desenvolvido por Seed e Fead (1959), já no Brasil os estudos começaram somente no final da década de 70, com o equipamento implantado na COPPE/UFRJ em 1977 (Medina e Motta, 2005). Embora não seja uma prática nova, a utilização do módulo de resiliência ainda está em crescimento no Brasil, devido à existência de poucos equipamentos (e esses serem restritos em grande parte à laboratórios e centros de pesquisa) e também pela cultura adotada, visto que a utilização desses conceitos é obstado pela “cultura” do CBR, pela sua simples execução e entendimento.

Entretanto, Brown (1996) descreve na *Rankine Lecture* as principais constatações sobre o CBR, dentre essas destaca-se que o CBR é um ensaio essencialmente de cisalhamento e que estado de tensões efetivas dentro do cilindro CBR é desconhecido e não há controle de drenagem, dessa forma não existe uma relação direta entre o ensaio e a resistência do material ou à deformabilidade (Turnbull, 1950; Hight & Stevens, 1982; Nutt, 1982).

É crescente o número de trabalhos citados na literatura nacional e internacional sobre a determinação e utilização do módulo de resiliência para projeto e análise de pavimentos que utilizem materiais granulares, porém o mesmo não se pode dizer dos RCD. Há uma carência de fontes que avaliam esse parâmetro quando os mesmos são empregados em pavimentação e, na maioria das vezes, os estudos apresentam grande dispersão de resultados em função da constituição dos agregados reciclados.

### 3.1 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

O módulo de resiliência é um dos parâmetros mais importantes na caracterização do comportamento mecânico de agregados, quando utilizados como camada estrutural de pavimentos, pois sua determinação é baseada em ensaios triaxiais de carregamento repetido, onde são aplicadas cargas cíclicas com o objetivo de determinar o comportamento dos materiais em função de um estado de tensões (Figura 08).

Esse parâmetro avalia a sollicitação dinâmica do pavimento, o qual é sujeito a cargas de diferentes intensidades e frequências variáveis ao longo de sua subsistência. A utilização do módulo de resiliência é tida como ferramenta para um dimensionamento racional de pavimentos flexíveis, visto que a resposta de solos e agregados, quando solicitados por carregamentos cíclicos, é composta por uma parcela elástica (recuperável ou resiliente -  $\Delta h_r$ ) e uma plástica (residual, permanente ou irreversível -  $\Delta h_p$ ), conforme é demonstrado pela Figura 09. Assim, a deformação resiliente é calculada a partir da equação (1) e o módulo de resiliência com a equação (2).

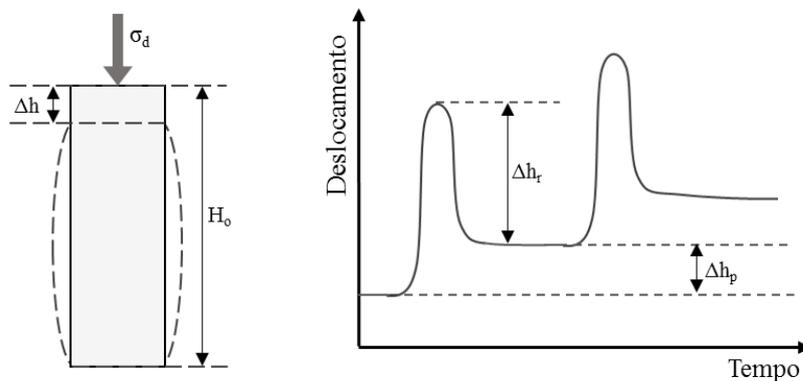


Figura 08 – Resposta típica do corpo de prova em um ensaio triaxial de carregamento repetido.  
Fonte: Malysz (2009).

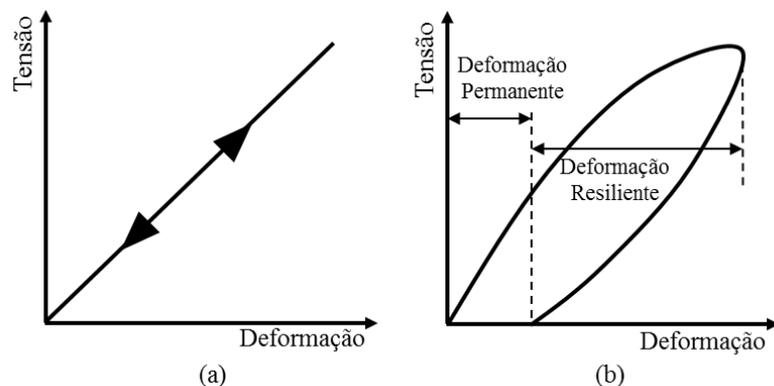


Figura 09 - Comportamento quanto à deformação de um (a) material elástico linear e um (b) material granular.  
Fonte: Lekarp, 1997.

$$\Delta\varepsilon_r = \frac{\Delta h_r}{H_0} \quad (1)$$

$$Mr = \frac{\sigma_d}{\Delta\varepsilon_r} \quad (2)$$

Onde:

- $Mr$  é o módulo de resiliência
- $\sigma_d$  é a tensão desvio
- $\Delta\varepsilon_r$  é a deformação resiliente específica
- $\Delta h$  é a variação da altura do corpo de prova em cada ciclo de carga
- $H_0$  é a altura inicial do corpo de prova

Perante a aplicação de baixos níveis de tensões, as deformações são majoritariamente elásticas, mas quando os níveis de tensões aumentam, a proporção de deformação residual (permanente) também cresce até atingir a deformação final ou entrar em colapso (Figura 10). É o comportamento típico de materiais granulares que, mesmo em baixos estados de tensão, possuem comportamento elasto-plástico não-linear. Além disso, vale ressaltar que esse comportamento não suporta tensões de tração (Huurman, 1997).

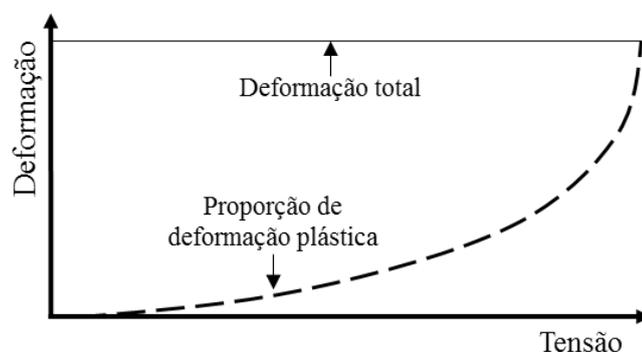


Figura 10 - Relação principal deformação plástica e deformação total  
Fonte: Adaptado de Huurman (1997).

Alkio *et al.* (2001) descreve que o módulo de resiliência é fortemente dependente do estado de tensões, e explica que o comportamento dos materiais pode produzir quatro padrões principais: linear elástico, não-linear elástico, linear elasto-plástico e não-linear elasto-plástico, conforme são ilustrados na Figura 11. O modelo mais simples é o linear elástico (baseado na Lei de Hooke), onde os parâmetros necessários são apenas o módulo de Young ( $E$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). O modelo não-linear elástico inicia linear e apresenta uma mudança na curva tensão-deformação a partir de um estado de tensões, depois mantém novamente o comportamento linear. O modelo não-linear elasto-plástico inclui critérios de plastificação, onde usualmente correlaciona-se o modelo com o critério de Mohr-Coulomb e suas variáveis principais: ângulo de atrito ( $\phi$ ) e coesão ( $c$ ), além disso combina ambos os critérios de falha e a

não-linearidade ao comportamento elástico. Normalmente, modelos lineares e não-lineares de materiais elásticos são implementados em softwares de cálculo de sistemas multicamadas, enquanto que os modelos elasto-plásticos normalmente são empregados em softwares que utilizam o método de elementos finitos.

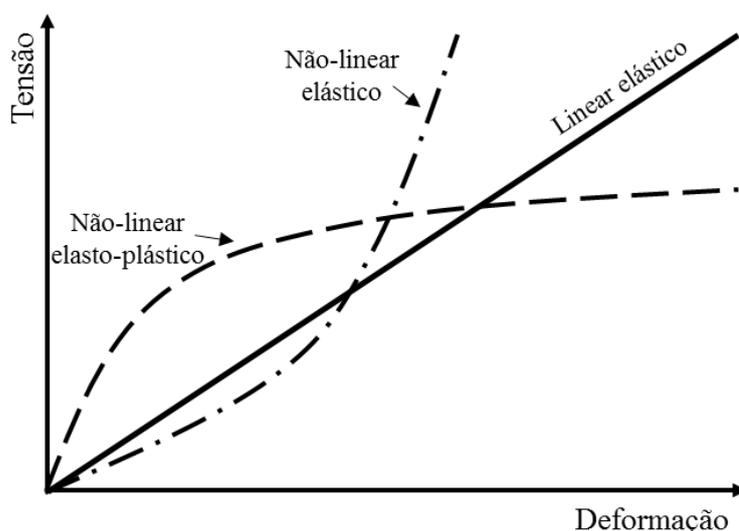


Figura 11 – Tipos de comportamento quanto à deformação.  
Fonte: Alkio *et al.* (2011).

### 3.1.1 Modelos resilientes

Para representar este comportamento resiliente, são utilizados modelos que relacionam o módulo de resiliência com as tensões atuantes. Os modelos mais conhecidos são o MR- $\sigma_3$  (módulo em função da tensão confinante) e MR- $\theta/P_{atm}$  (módulo em função do somatório das tensões principais). Segundo Malysz (2009), o modelo composto, onde MR é expresso em função de  $\sigma_d$  e  $\sigma_3$ , apresenta coeficiente de determinação ( $R^2$ ) um pouco melhor que os demais modelos, pois sua experiência de ensaios com materiais granulares descreve uma forte relação do módulo de resiliência com a tensão desvio. Entretanto, ao relacionar o modelo composto com os demais supracitados, o mesmo não é amplamente utilizado no meio técnico pelo desconhecimento de muitos profissionais, por isso essa tese terá como enfoque os modelos MR- $\sigma_3$  e MR- $\theta/P_{atm}$ , de simples assimilação para uso em projetos.

Para materiais granulares, os resultados dos ensaios triaxiais de carregamento repetido são correntemente apresentados em gráficos com os valores de módulo de resiliência calculados, no eixo das ordenadas em escala logarítmica, e nas abscissas, também em escala logarítmica,

as pressões confinantes. O modelo de regressão estatística conhecido como  $k - \sigma_3$  é representado pelo modelo da equação (3):

$$Mr = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (3)$$

Onde:

- $Mr$  é o módulo de resiliência
- $\sigma_3$  é a tensão confinante
- $k_1$  e  $k_2$  são parâmetros do modelo

O modelo  $Mr-\theta/P_{atm}$ , que relaciona o módulo de resiliência com a soma das tensões principais utilizadas, é utilizado pelo programa de análise mecânica “*Everstress*” (Everseries, 2005), por isso é largamente utilizado na literatura. Além disso, ressalta-se que o modelo normaliza o somatório das tensões principais pela pressão atmosférica, como é apresentado na equação (4).

$$Mr = k_1 \left( \frac{\theta}{P_{atm}} \right)^{k_2} \quad (4)$$

Onde:

- $Mr$  é o módulo de resiliência
- $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \sigma_d + 3 \cdot \sigma_3$
- $\sigma_1$  é a tensão principal maior
- $\sigma_2$  é a tensão principal intermediária
- $\sigma_3$  é a tensão principal menor
- $P_{atm}$  é a pressão atmosférica (101,4 kPa)
- $k_1$  e  $k_2$  são parâmetros do modelo

As deformações dos materiais granulares podem ser tanto volumétricas quanto de cisalhamento. As deformações volumétricas são causadas principalmente pelas tensões hidrostáticas ou falta de compactação (enfraquecimento do intertravamento entre as partículas), por outro lado as deformações de cisalhamento são regidas pelo carregamento (tensão desvio). Nas camadas do pavimento, as deformações volumétricas ocorrem sobre a trilha de rodas, enquanto que a deformação por cisalhamento geralmente acontece lateralmente, um pouco afastado do centro da trilha de rodas. Assim, ambas deformações contribuem para o afundamento dos sulcos na trilha de roda. No entanto, atenta-se para o fato que, dependendo das tensões aplicadas, a deformação de cisalhamento pode compactar, desagregar ou manter o material com o mesmo volume (Korkiala-Tanttu, 2008).

### 3.2 DEFORMAÇÕES PERMANENTES

O estudo de deformações permanentes é um tema de pesquisa mais recente e menos estudado que o módulo de resiliência. Porém os parâmetros de deformações permanentes podem governar o comportamento mecânico de pavimentos com revestimentos delgados (Malysz, 2009). Sob esse enfoque, esse subcapítulo aborda aspectos relativos às deformações permanentes, englobando conceituação, fatores causadores, resultados característicos e modelos de ajuste. Além disso, agregar-se-á experiências na execução e interpretação de ensaios triaxiais de deformações permanentes, bem como avaliações de deformação em agregados sob a luz da teoria do *Shakedown* (Werkmeister *et al.*, 2001).

Tal como citado no subcapítulo 3.1, as respostas de agregados às solicitações do tráfego, quando esses formam estruturas de pavimentos, são compostas de uma parcela elástica (resiliente ou recuperável) e uma plástica (permanente ou não recuperável). Como pode ser visto na Figura 12, a resposta, em forma de pulsos de deformação axial, atinge um valor máximo e após decresce, porém não retorna à sua posição inicial (não é totalmente elástica), pois acumula uma pequena parcela de deformação permanente, essa parcela plástica é muito menor que a elástica em cada aplicação da carga, porém esses deslocamentos não são recuperáveis. Logo, quando o carregamento é repetido por um número elevado de vezes, esses deslocamentos podem atingir níveis expressivos. A deformação permanente pode então ser definida como o somatório desses pequenos deslocamentos irreversíveis.

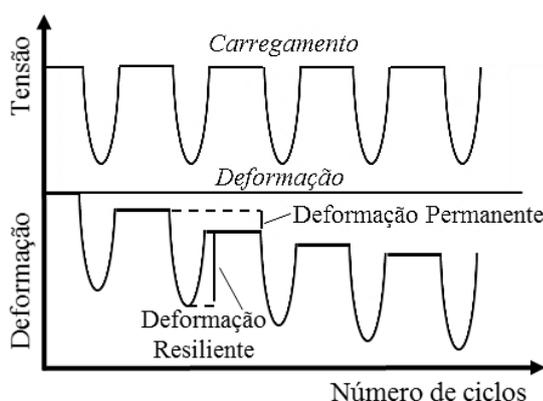


Figura 12 - Deformações de materiais granulares submetido à ciclos de carregamento.  
Fonte: Adaptado de Huurman (1997).

Experimentos notáveis, como a pista experimental da AASHO (HRB, 1962), demonstraram a importância do estudo das deformações permanentes. Durante o monitoramento do trecho experimental, notou-se que a contribuição para a deformação total, avaliada pelo afundamento

na trilha de roda (ATR), chegou a 49% para as camadas granulares (estruturas de base e sub-base), contra 32% do revestimento asfáltico e 9% do subleito (Medina e Motta, 2005).

A deformação permanente em pavimentos com revestimento delgado ou sem revestimento foram classificadas por Dawson e Kolisoja (2004) em quatro mecanismos principais, designados como modos 0, 1, 2 e 3 (Figura 13):

- a) No modo 0, o ATR ocorre pelo efeito da pós-compactação do agregado devido ao carregamento dos veículos. Neste caso, no solo de subleito, as deformações permanentes são desprezíveis. Rupturas por este modo podem ser evitadas pela utilização de procedimentos de compactação eficientes.
- b) No modo 1, o ATR ocorre devido à utilização de agregados de baixa resistência, o que pode resultar em cisalhamento próximo à aplicação das cargas de roda. Normalmente, esse mecanismo incide quando o agregado experimenta elevados graus de saturação.
- c) No modo 2, o agregado é de boa qualidade, foi bem compactado e drenado. No entanto o ATR pode ocorrer se a camada de agregados apenas acompanha as deformações sofridas pelo subleito, sem alterar a sua espessura.
- d) No modo 3, as partículas do agregado são danificadas por atrito ou abrasão, apresentando ATR com aspecto semelhante ao modo 0.

Vale ressaltar que os ATRs nas rodovias podem ser constituídos por mais de um mecanismo atuando em conjunto como forma de deformação.

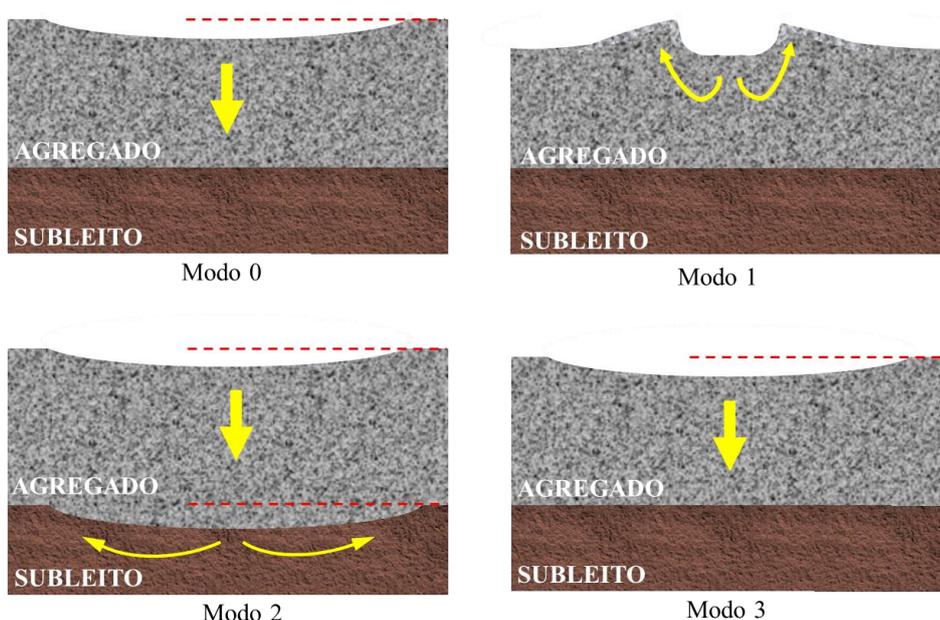


Figura 13 – Afundamentos de trilha de roda segundo os modos 0, 1, 2 e 3.

Fonte: O autor (2016).

Para ensaios triaxial de deformações permanentes, a deformação resiliente pode ser suprimida da análise, considerando-se apenas a evolução do somatório dos deslocamentos plásticos a cada ciclo. O resultado típico pode ser dividido em três partes principais: pós-compactação, taxa de deformações permanentes constante e colapso incremental, sendo que esta última só pode ser observada quando os materiais são submetidos à estados de tensões muito elevados. A Figura 14 apresenta um resultado simplificado do ensaio triaxial de deformações permanentes com a ocorrência dos três mecanismos, sendo que os conceitos utilizados são observados da teoria do *Shakedown* (Werkmeister, 2003).

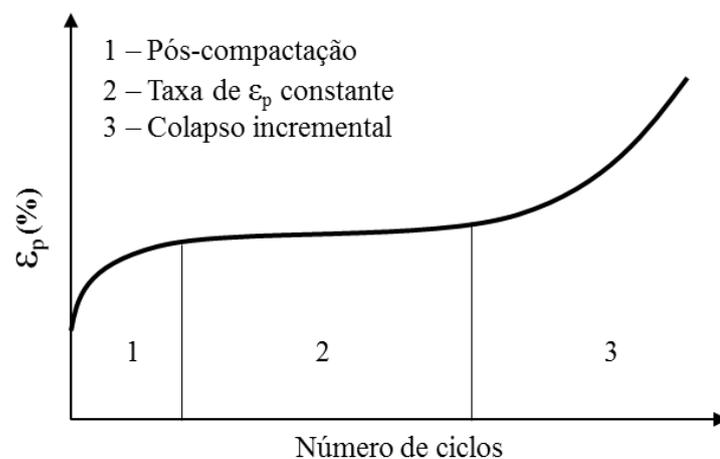


Figura 14 – Resultado típico de um ensaio triaxial de deformações permanentes.  
Fonte: Adaptado de Malysz (2009).

### 3.2.1 Modelos de deformação permanente

A forma mais simples de ajuste para os ensaios triaxiais de deformações permanentes é o ajuste linear. Este tipo de ajuste foi utilizado por Malysz (2004), conforme o modelo apresentado na equação (5). Deve-se observar que a sua utilização só é eficiente para a porção linear, após cessarem as deformações por pós-compactação. Mesmo que o modelo não se ajuste a toda a curva de deformações permanentes, a previsão do parâmetro é bastante eficiente. Deve ser observado que cada curva de deformações permanentes é ajustada linearmente, porém a variação dos parâmetros  $\epsilon_{pi}$  e TDP com os estados de tensões é sabidamente não-linear.

$$\epsilon_p = \epsilon_{pi} + TDP \cdot N \quad (5)$$

Onde:

- $\epsilon_p$  é a deformação permanente
- $\epsilon_{pi}$  é a deformação permanente inicial (por pós-compactação)
- TDP é a taxa de deformações permanentes (constante)
- N é o número de aplicações cíclicas de carga

O modelo mais utilizado na bibliografia para deformações permanentes é o de Monismith *et al.* (1975), pois delinea o comportamento em função do número de ciclos, e tem como principal vantagem a sua simplicidade, conforme mostra a equação (6). Os ajustes efetuados com este modelo normalmente apresentam coeficiente de determinação ( $R^2$ ) elevado, porém quando as deformações iniciais são muito elevadas, ou os ensaios são executados para um número de ciclos elevado (como no caso da determinação dos limites *Shakedown*), o modelo não possui expressiva representatividade.

$$\varepsilon_p = A. (N)^B \quad (6)$$

Onde:

- $\varepsilon_p$  é a deformação permanente
- N é o número de aplicações cíclicas de carga
- A e B são parâmetros de regressão estatística

O modelo proposto por Barksdale (1972) utiliza uma relação logarítmica entre a deformação permanente e o número de ciclos de carga, conforme é apresentado na equação (7). Leite (2007) obteve bons ajustes aplicando esse modelo às deformações em RCD, porém também inferiores aos obtidos com o modelo de Monismith *et al.*(1975).

$$\varepsilon_p = a + b. \log(N) \quad (7)$$

Onde:

- $\varepsilon_p$  é a deformação permanente
- N é o número de aplicações cíclicas de carga
- a e b são parâmetros de regressão estatística

Guimarães *et al.* (2004) propôs um modelo que divide as deformações permanentes em duas partes. A primeira parte, correspondente ao ramo inicial da curva e que compreende a fase de pós-compactação, é delineada conforme o modelo de Monismith *et al* (1975). A segunda parte, corresponde a fase onde a taxa de deformação permanente constante, utiliza o modelo linear para descrever o comportamento.

Entretanto, é importante ressaltar que esse modelo é eficiente quando se trata de ensaios com deformações permanentes elevadas ou realizados para ciclos de carga elevados, pois a condição para utilização desse modelo é definida pelo número de ciclos para o qual ocorre o acomodamento das partículas (*Shakedown*), demonstrado na Figura 15 pela sigla  $N_{SD}$ . A partir desse momento, cessa a fase de pós-compactação e inicia-se a fase onde a taxa de deformação

permanente é constante. Portanto, o modelo é ajustado de maneira que atenda ambas as fases, conforme demonstra as equações (8) e (9).

$$\varepsilon_p = A. (N)^B \rightarrow N \leq N_{SD} \quad (8)$$

$$\varepsilon_p = C. N + D \rightarrow N > N_{SD} \quad (9)$$

Onde:

- $\varepsilon_p$  é a deformação permanente
- $N$  é o número de aplicações cíclicas de carga
- $A, B, C$  e  $D$  são parâmetros de regressão estatística
- $N_{SD}$  é o número de ciclos para o qual ocorre o acomodamento das  $\varepsilon_p$

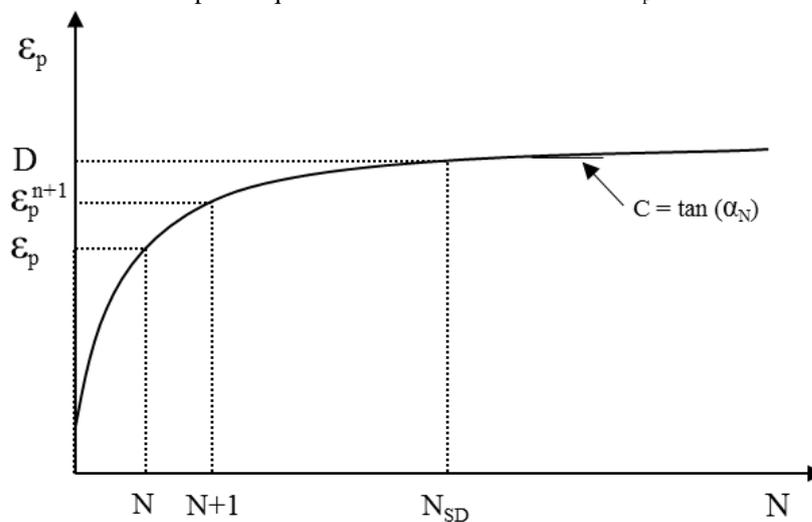


Figura 15 – Esquema simplificado de complementação do modelo de Monismith para deformação permanente, a grande número de ciclos de carga.

Fonte: Adaptado de Guimarães *et al.* (2004 apud Medina e Motta, 2005).

Segundo Kerlinger (1973), um experimento é um tipo de pesquisa científica no qual o pesquisador “manipula e controla uma ou mais variáveis independentes e observa a variação nas variáveis dependentes concomitantemente à manipulação das variáveis independentes”. Dessa forma, ao analisar a literatura, nota-se que os modelos para módulo de resiliência e deformações permanentes variam conforme os materiais utilizados e as variáveis observados nas pesquisas, sendo que não é possível delimitar um único modelo que se adapte à todas as condições.

### 3.2.2 A teoria *Shakedown*

A teoria do *Shakedown* é cada vez mais utilizada para descrever o comportamento de estruturas de pavimentos submetidas a carregamentos cíclicos. A teoria objetiva verificar se a deformação permanente da estrutura pode conduzi-la à ruptura ou se tende à estabilização (GUIMARÃES,

2001). Na prática, um pavimento pode ser projetado de maneira que as deformações permanentes, em camadas estruturais, sejam de pequena magnitude. Para isso, é importante que se conheçam o nível de carga correspondente ao final do comportamento puramente resiliente e o início das deformações permanentes. Baseado nos conceitos da teoria *Shakedown* é possível definir estes limites.

Pesquisas laboratoriais para verificar a ocorrência do *Shakedown* em materiais para pavimentação estão em crescimento nos últimos anos. Entre essas pesquisas, em âmbito internacional, enfatiza-se a de Werkmeister *et al.* (2001), utilizada como embasamento principal desse trabalho. Em âmbito nacional, cita-se as pesquisas de Guimarães (2001) e Malysz (2009), para análise de solos e agregados; e Leite (2007), como pioneira na avaliação desse conceito nos agregados reciclados provenientes de RCD.

Inicialmente, a teoria do *Shakedown* foi desenvolvida para metais quando submetidos a cargas deslizantes ou rolantes. Somente na década de 80, Sharp e Booker (1984) expandiram esse conceito para o estudo de pavimentos, onde verificaram a influência dos materiais e da geometria em um trecho experimental. A pesquisa concluiu que estabilização da deformação permanente depois de determinado número de ciclos, onde o material apresenta comportamento elástico, é denominada *Shakedown*. Em outras palavras, para elevados níveis de tensão, a deformação permanente não se estabiliza e cresce rapidamente, podendo levar à ruptura. Desse modo, existe a possibilidade de encontrar um estado de tensões crítico, caracterizado entre uma condição de deformação permanente estável e instável. Este nível de tensões é denominado “limite do *Shakedown*”. Portanto, o *Shakedown* em pavimentos pode ser previsto e observado, possibilitando estimar a vida útil da estrutura submetida ao tráfego (Werkmeister *et al.*, 2001).

Para analisar os limites do *Shakedown*, antes é necessário conhecer as respostas de uma estrutura elasto-plástica submetida a carregamentos cíclicos, as quais são divididas em quatro categorias (Figura 16):

- a) Puramente elástica: quando a carga aplicada é consideravelmente pequena, de modo a produzir deformações totalmente recuperáveis;
- b) *Shakedown* elástico: quando a carga aplicada é um pouco menor do que a carga necessária para produzir o *Shakedown* plástico. A deformação do material é plástica para um número finito de aplicações de carga, tornando-se puramente elásticas a partir desse ponto.

- c) *Shakedown* plástico: quando a carga aplicada é ligeiramente inferior à necessária para produzir o colapso. O material apresenta uma resposta estável, com deformação constante. Assim, uma quantidade de energia é absorvida pelo material a cada nível de tensões.
- d) Colapso incremental: quando a carga aplicada é relativamente alta. Uma grande parte do material está na condição limite e as deformações plásticas se acumulam em curto espaço de tempo, de modo que a ruptura ocorre rapidamente.

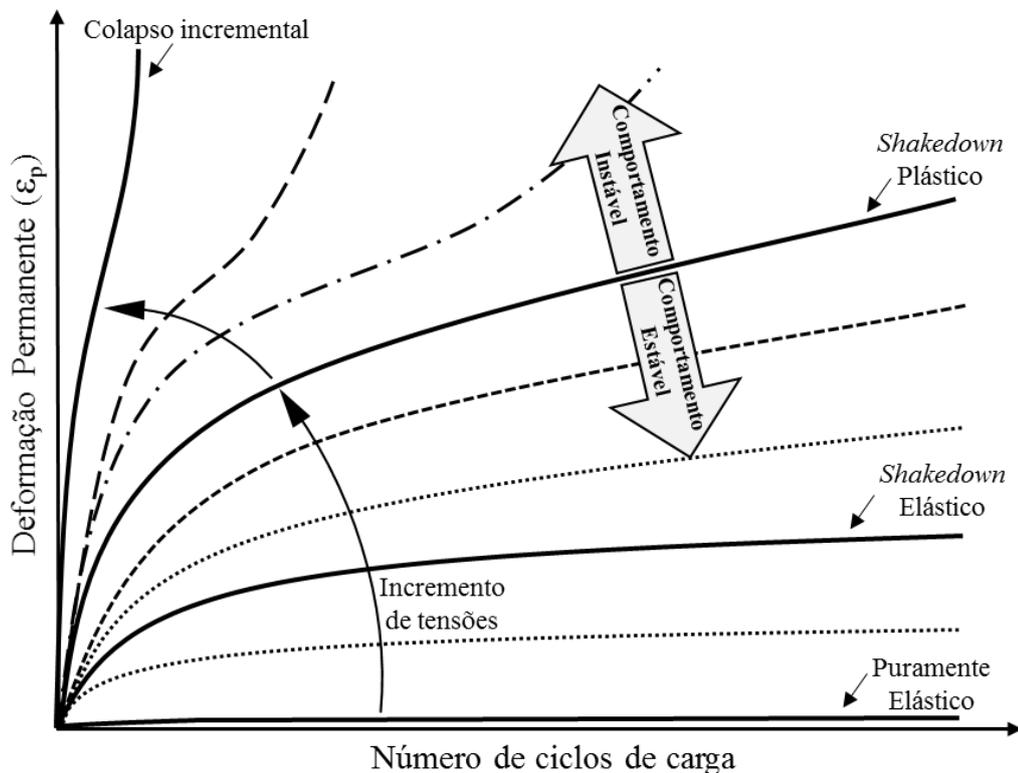


Figura 16 - Teoria *Shakedown* aplicada ao comportamento de deformação permanente de materiais granulares  
 Fonte: Adaptado de Theyse *et al.* (2007)

Como as deformações dos materiais granulares são altamente dependentes dos níveis de tensões ( $\sigma_d/\sigma_3$ ), o recente desenvolvimento de modelos para delinear o comportamento desses materiais baseia-se nos limites descritos na teoria do *Shakedown*, apresentada por Werkemeister *et al.* (2001). De acordo com a Figura 17, o comportamento dos materiais granulares, segundo teoria do *Shakedown*, pode ser dividido em regiões:

- a) Região A – Limite *Shakedown* elástico: Compreende à região onde o material apresenta uma resposta plástica para um número finito de aplicações de carga, mas cessado o período de pós-compactação, o comportamento se torna puramente resiliente

e as deformações permanentes cessam. Nessa fase, a resistência à deformação permanente depende do contato entre os grãos. Então, se o material for bem graduado, não ocorre quebra significativa de partículas, resultando em baixas deformações.

- b) Região B – Resposta intermediária: Com o aumento da razão de tensões os materiais respondem de acordo com o *Shakedown* plástico. Essa região corresponde a um nível de resposta intermediária perante as solicitações impostas ao material, ou seja, não é possível afirmar que o material entrará em colapso, nem que ele entrou em *Shakedown*. Durante os primeiros ciclos de carga, o alto nível de deformações diminui até um nível constante mais baixo, para o qual ocorrem pequenas distorções até um limite de escoamento plástico, onde inicia-se a região C.
- c) Região C – Colapso incremental: Para elevados níveis de tensões, a resposta é sempre plástica e, a cada aplicação de carga, resulta num aumento progressivo da magnitude da deformação permanente. Se o carregamento se aproxima da carga de ruptura, o decréscimo da taxa de deformações é muito lento. O início do processo de ruptura pode ser caracterizado por incrementos na razão de deformações permanentes. Esse comportamento resulta em ruptura do pavimento (ou do corpo de prova) pela formação de ATRs (ou pelo excesso de deformações permanentes) e, ainda, poderão ocorrer abrasão e quebra das partículas.

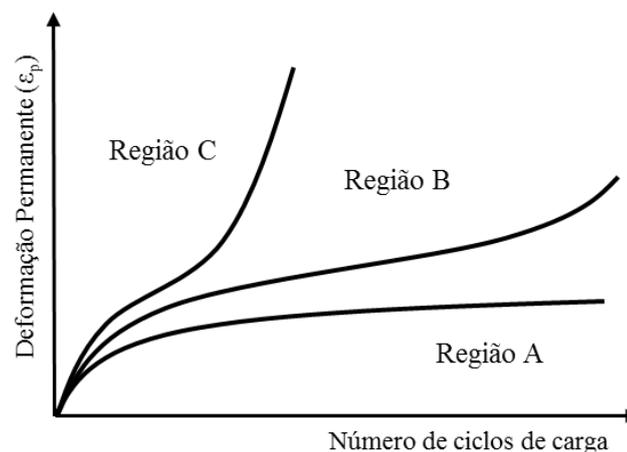


Figura 17 - Abrangência das regiões de projeto conforme o comportamento das deformações permanentes.  
Fonte: Adaptado de Werkmeister (2003)

Werkmeister *et al.* (2001) realizaram uma série de ensaios triaxiais com cargas repetidas para medir a deformação permanente em corpos de prova de Granodioritos. A Figura 18 esboça o comportamento do material para uma pressão de confinamento de 140kPa. Nota-se que, com o

incremento da tensão desvio, cada nível de tensões demonstra uma variação própria, porém os mesmos podem ser vinculados conforme comportamento semelhante nas regiões A, B e C.

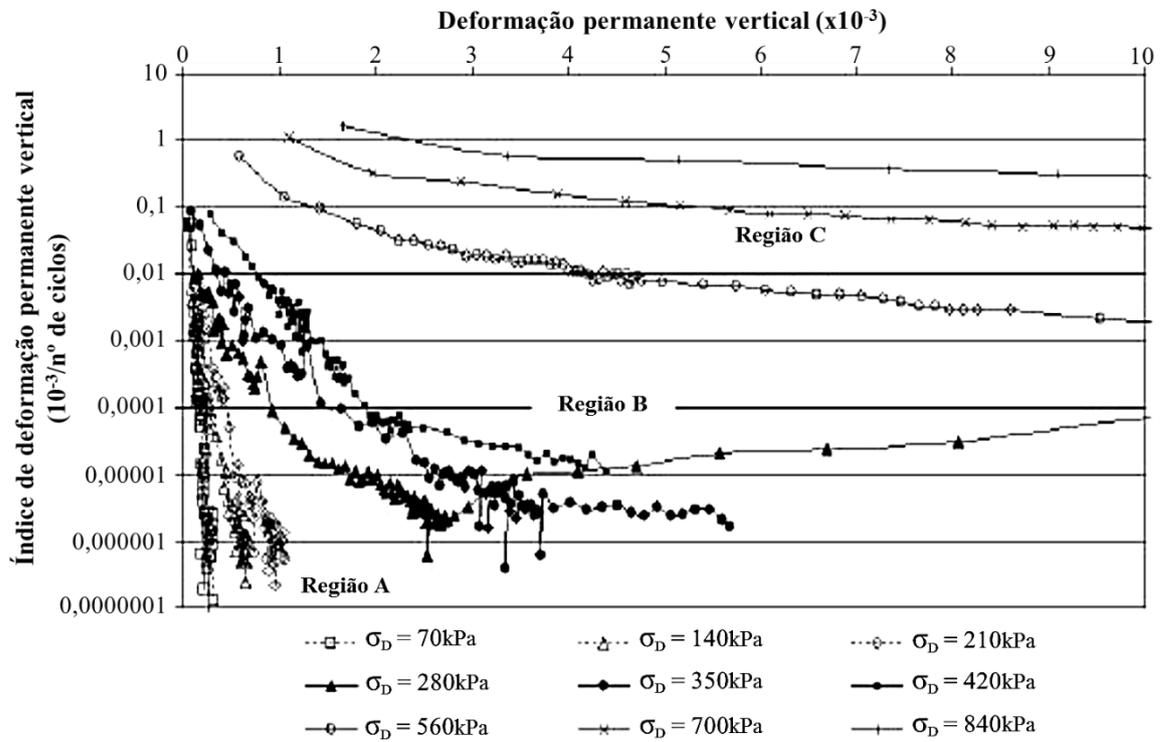


Figura 18– Domínios de deformação permanente vertical obtidos de ensaios triaxiais dinâmicos em solo granular de Granodiorito,  $\sigma_3=140\text{kPa}$ .

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

É importante ressaltar que os ensaios com carregamento cíclico para medir a deformação permanente são normalmente levados até a 100.000 repetições. Para verificar os limites A ou B do *Shakedown* não existe um número determinado, mas na maioria das vezes é necessário um número de aplicações maior que essa. Na bibliografia, encontra-se ensaios que utilizaram desde 100.000 até 1.000.000 de ciclos para medir a deformação permanente, dependendo da natureza e procedência dos agregados (LEITE, 2007).

### 3.3 FATORES QUE AFETAM O COMPORTAMENTO MECÂNICO

#### 3.3.1 Fatores materiais que afetam a deformação permanente

Medina e Motta (2005) citam que a deformabilidade em camadas granulares propicia o desenvolvimento de diversos defeitos. Sob o mesmo prospecto, Lekarp e Isacsson (1998) e Lekarp *et al.* (2000) provaram que a deformação permanente em materiais granulares é dependente de fatores como: a distribuição granulométrica, a mineralogia, o teor de umidade,

o grau de compactação, histórico de tensões, o número de ciclos de carga, o estado de tensões que está submetido e a rotação do eixo principal.

### 3.3.2 Distribuição de tamanho de grãos

A distribuição granulométrica é uma das características que asseguram estabilidade aos pavimentos, isso ocorre em função atrito interno obtido pelo entrosamento das partículas. Tal afirmação é fundamentada desde o início do século passado, quando a concepção das curvas de Fuller (Fuller e Thompson, 1907) apresentaram uma distribuição ideal, com o propósito de todos os grãos participarem idealmente para a distribuição da carga. Dessa forma, a sensibilidade para deformação, tanto resilientes, quanto permanentes, é menor para os materiais seguem distribuição granulométrica bem graduada.

No entanto, Kolisoja (1993), em seu estudo de deformações em base de pavimentos, adiciona que, para mesma distribuição granulométrica, o grau de compactação, o teor de umidade, e a distinta mineralogia produz diferentes efeitos sobre as propriedades de deformação.

### 3.3.3 O tamanho máximo do grão

O tamanho máximo dos grãos afeta claramente deformação resiliente e permanente, pois quanto maior o diâmetro máximo, menor as deformações (Hoff, 1999). Kolisoja (1993) realizou estudos quantitativos sobre a relação entre o tamanho máximo de grãos e a quantidade de deformações. O autor concluiu que é difícil, e muitas vezes equivocado, definir as características de deformação de uma amostra de pequenas dimensões em laboratório. Sob o mesmo ponto de vista, Malysz (2009) afirma que, no caso de mais materiais mais grosseiros, os testes laboratoriais devem ser de grande escala (como demonstrou no seu estudo de concepção de um triaxial de grande porte - 250x500mm - para avaliação de agregados). Kolisoja (1997) ainda afirma que, quanto menor o contato entre grãos (e maior índice de vazios), maiores serão as deformações.

Fredrikson e Lekarp (2004) avaliaram a contribuição do diâmetro máximo em testes acelerados, na qual o diâmetro máximo dos grãos nas camadas base variou de 90mm até 300mm. A Figura 19 ilustra a evolução do afundamento na trilha de rodas para cada estrutura conforme o número de repetições. Como pode ser observado, a estrutura que comportou agregados de até 300mm apresentou menores ATRs.

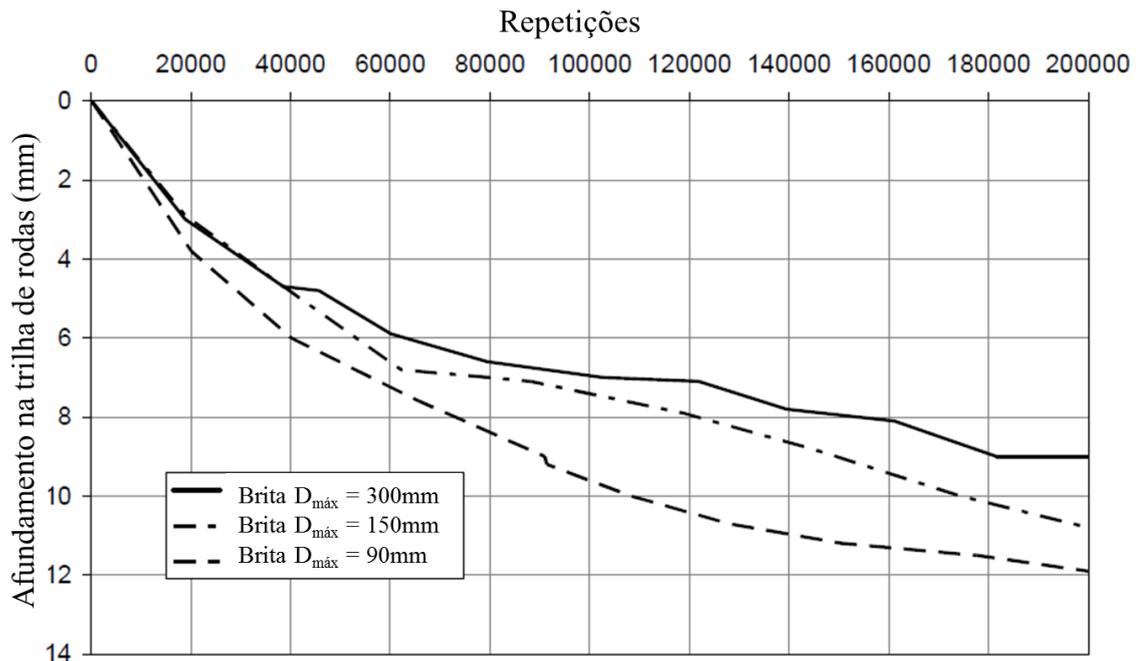


Figura 19 – Evolução dos afundamentos na trilha de rodas conforme o diâmetro máximo do agregado em cada camada de base analisada.

Fonte: Adaptado de Fredriksson e Lekarp (2004).

### 3.3.4 Porcentagem de finos

As pesquisas de Ekblad (2004) demonstraram que o módulo de resiliência é inversamente proporcional ao teor de finos (grãos menores que 0,075mm), pois quanto maior o teor de finos, maior será a superfície específica e, por conseguinte, o aumento na porcentagem de água na amostra, o que diminui a rigidez dos materiais. Dessa forma, o autor explica que os finos devem ser utilizados para preencher os espaços vazios, evitando a desagregação das amostras.

Além disso, Kolisoja (1997) descreve que, à medida que o teor de finos aumenta, os grãos maiores não entram necessariamente em contato com os outros para distribuir o carregamento. Assim, porcentagens elevadas de finos podem prejudicar o intertravamento dos agregados. Como exemplo dessa afirmação, o autor relata que o mesmo tipo de brita, com mesmo diâmetro máximo, porém com distribuição granulométrica que possuía 10% de finos, apresentou módulo de resiliência 15% mais baixo do que a outra distribuição que possuía somente 4%.

### 3.3.5 Grau de compactação

Para uma boa execução e, conseqüentemente, bom desempenho do pavimento, o grau de compactação é um dos fatores que implicam diretamente no comportamento das estruturas para que não ocorram defeitos prematuros. Lekarp *et al* (2000) demonstraram que o efeito do grau

de compactação é ainda maior sobre as deformações permanentes do que sobre as deformações resilientes. Por outro lado, Niekerk *et al.* (2002) adicionam que o grau de compactação produz efeitos mais incisivos para a deformação permanente do que a distribuição granulométrica.

Entretanto, Uthus (2007) demonstra que em camadas de suporte, a densidade seca, o grau de saturação e o nível de tensões são os principais parâmetros que guiam o comportamento quanto à deformação permanente.

Em pavimentos experimentais, Alkio *et al.*, (2001) descrevem que os ATRs em pistas com compactação insuficiente foram duas vezes mais profundos que os apresentados por estruturas mais densas, com grau de compactação em torno de 100%. Em testes de laboratório, Kolisoja (1997) mostra claramente como efeito do grau de compactação interfere no módulo de resiliência. Como apresentado na Figura 20, para elevadas tensões de confinamento, variações de 3% no grau de compactação podem proporcionar uma diferença de até 100MPa no módulo de resiliência.

Outra observação refere-se aos materiais britados. Odermatt *et al.* (2004) observaram que o efeito do grau de compactação é mais importante para agregados que passaram pelo processo de britagem do que para os agregados naturais. Na sua pesquisa, o autor executou duas estruturas, uma com base de agregados britados e a outra com agregados naturais (não britados), ambas possuíam granulometria idêntica (com diâmetro máximo de 32mm), mesma energia de compactação e carregamento semelhante. Inesperadamente, a estrutura de agregado natural deformou mais lentamente que a estrutura composta por agregados britados (Figura 21). Para verificar essa conjuntura, o autor analisou a mineralogia, forma das partículas, entre outros ensaios, e concluiu que o material britado necessita de uma maior energia de compactação.

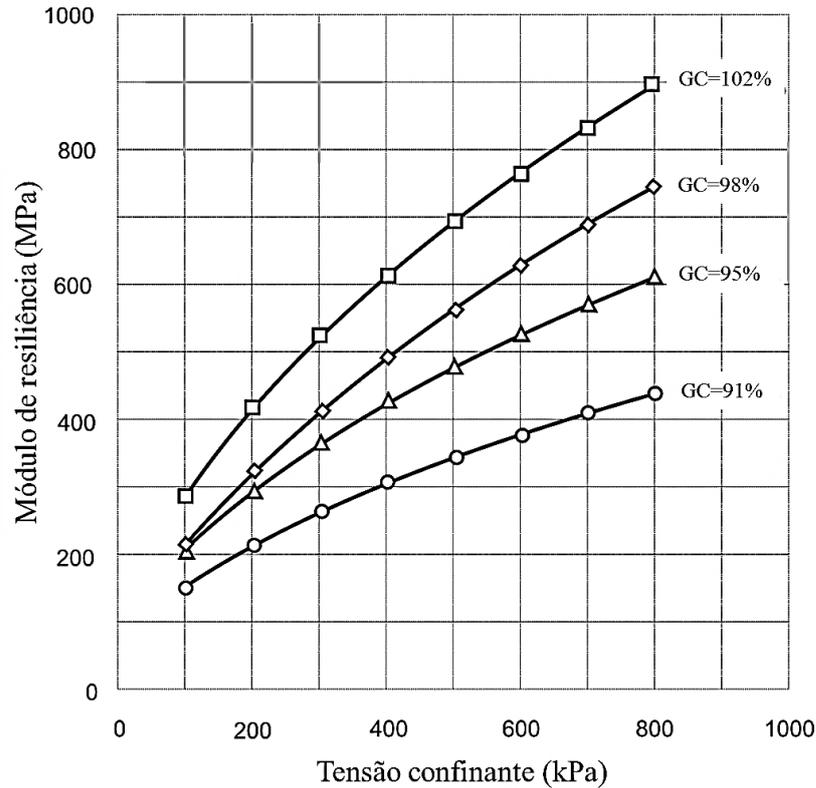


Figura 20 – Variação do módulo de resiliência conforme grau de compactação adotado.  
Fonte: Adaptado de Kolisoja (1997).

Korkiala-Tanttu (2008) cita que existem muitas investigações sobre as implicações do grau de compactação, porém a literatura carece de estudos sobre o efeito do grau inicial de compactação em estruturas recém concebidas, com relação as técnicas de avaliação mais adequadas, e as alterações causadas pelas condições sazonais.

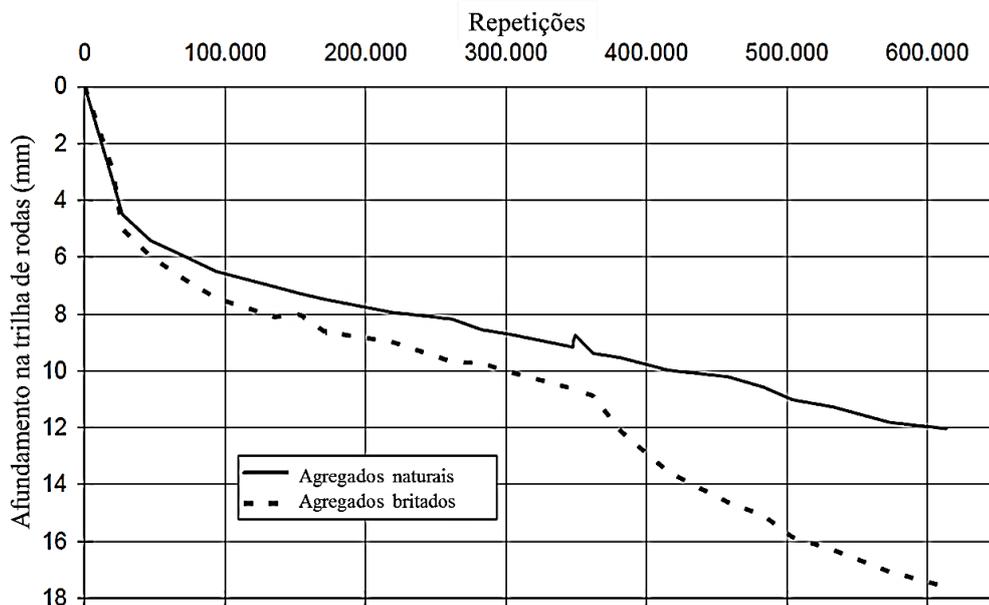


Figura 21 – Comparativo da evolução nos ATRs para agregados naturais e britados.  
Fonte: Odermatt *et al.* (2004).

### 3.3.6 Forma das partículas e rugosidade da superfície

A forma da partícula e a rugosidade da superfície afetam principalmente as propriedades de compactação e, indiretamente, as deformações permanentes. Formas mais alongadas beneficiam o intertravamento das partículas, porém são mais suscetíveis a quebra por esmagamento ou abrasão. Já superfícies mais rugosas propiciam maior atrito entre os grãos. Além disso, ressalta-se que a resistência das partículas é totalmente dependente da sua constituição mineralógica (Bernucci *et al.*, 2008).

Um apanhado geral é descrito na tabela 06, onde Korkiala-Tanttu (2008) congrega os principais fatores que contribuem para as deformações resilientes e permanentes em materiais granulares, avaliando qualitativamente os seus efeitos. O sinal de positivo representa aumento na resistência do material (ou da estrutura) e, por consequência, baixa deformação.

Tabela 06 - A estimativa qualitativa do efeito de diferentes fatores sobre a propriedades de deformação de materiais granulares

Características	Módulo de resiliência	Deformação permanente
Distribuição granulométrica	Contínua	++
	Descontínua	+
Diâmetro Máximo	>90mm	++
	Entre 30 e 90mm	Aumenta à medida que se aproxima da linha de densidade máxima
	<30mm	-
Porcentagem de finos	Grande	-
	Pequena	+
Grau de compactação	Denso	+++
	Solto	---
Forma das partículas	Arredondada	+
	Lamelar	-
Mineralogia	Duro	++
	Brando	-

Fonte: Adaptado de Korkiala-Tanttu (2008).

### 3.3.7 Fatores estruturais que afetam as deformações permanentes

Além dos materiais, outros fatores relacionados à estrutura do pavimento também afetam as deformações permanentes. Alguns podem ser controlados, outros ocorrem de maneira independente, porém ambos devem ser considerados para fins de projeto. Dentre esses fatores, cita-se:

- a) Número de repetições de carga;
- b) Geometria da estrutura (a espessura da camada, inclinação pavimento, distância do talude de aterro, etc.);
- c) Anisotropia das camadas do pavimento;
- d) Condições de umidade e temperatura;
- e) Carga (intensidade do carregamento, duração e frequência, histórico de tensões, rotação de o eixo principal, pressão dos pneus, tipo de eixo; fatores de equivalência, etc.);
- f) Comportamento periódico, devido às variações sazonais, variações no grau de saturação.

Todavia, existe uma certa complexidade ao se considerar todos estes fatores nos cálculos de deformação permanente, por isso alguns efeitos já estão incluídos nos parâmetros dos materiais, outros são desprezados e um certo número é considerado durante o dimensionamento (Medina e Motta, 2005; Balbo, 2007; Korkiala-Tanttu, 2008).

Kim *et al.* [2007] avaliaram a sensibilidade dos parâmetros de entrada do Software MEPDG (Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide) (NCHRP, 2004) para pavimentos com revestimento de concreto asfáltico. Os autores analisaram vários parâmetros de entrada individualmente para determinar com que severidade cada um interferia nas deformações, fadiga, trincamento, rugosidade, entre outros critérios. Então, classificaram o nível de sensibilidade de cada parâmetro em três categorias: muito sensível, sensível e insensível. Os resultados demonstraram que o único parâmetro muito sensível foi a tráfego médio diário anual, enquanto que as espessuras da sub-base, os materiais que a compõem e o coeficiente térmico dos agregados eram insensíveis. Outros parâmetros de entrada, como espessura e materiais da camada de base, pressão dos pneus, distribuição do tráfego, velocidade dos veículos e clima, foram classificados como sensíveis.

Outro aspecto que pode implicar nas deformações são as variações sazonais, principalmente nos países de baixas temperaturas, onde há ciclos de gelo e degelo. Essas mudanças afetam, por exemplo, o teor de água das camadas, o grau de saturação, tensões entre as partículas e, provavelmente, a densidade. Nesse prospecto, Ekblad (2004) apontou que o módulo de resiliência diminui para cerca da metade quando o grau de saturação aumenta entre 50% e 100%. Korkiala-Tanttu (2003), ao analisar a influência da saturação em pavimentos

experimentais com camadas granulares, provou que as deformações permanentes podem ser de duas à três vezes maiores quando o nível freático for elevado em até 50 centímetros acima do subleito.

Os efeitos da anisotropia também podem influenciar nas deformações, pois são originados pela orientação preferencial dos agregados. Como resultado, ocorre que certos pontos das camadas do pavimento não apresentam a mesma ligação (intertravamento) que outros. Vuong (1998) concluiu que diferentes métodos de compactação podem inibir os efeitos da anisotropia, pois se os efeitos anisotrópicos ocorrerem, afetarão mais as deformações horizontais do que a vertical, por essa última possuir maior rigidez em função das tensões atuantes (tensão desvio e tensão confinante).

### 3.4 PESQUISAS ACERCA DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA EM MATERIAIS GRANULARES

Na literatura, existem inúmeras pesquisas acerca da determinação do módulo de resiliência de materiais granulares. Entretanto, essa revisão abordará alguns trabalhos que analisaram essas características em agregados e RCD. Do mesmo modo, serão expostos resultados de estudos sobre deformações permanentes e parâmetros de resistência ao cisalhamento, a fim de efetuar possíveis comparações entre ambos.

Por meio de análises laboratoriais, Hicks (1970) investigou a influência de fatores como o peso específico aparente seco, a influência de finos ( $<0,075\text{mm}$ ) na distribuição granulométrica, e o grau de saturação no comportamento resiliente de agregados.

Através de medições dos deslocamentos axiais e radiais, o estudo apontou que a rigidez aumentou significativamente com o aumento da pressão confinante, porém esse crescimento foi discreto com o incremento da tensão axial. Por outro lado, o coeficiente de Poisson aumentou com o alívio da pressão confinante e com o aumento do número de aplicações carga. Além disso, o autor conclui que, para um determinado estado de tensões, o módulo de resiliência aumenta devido ao aumento do peso específico aparente seco, bem como com a diminuição da porcentagem de finos e com a diminuição do grau de saturação, sendo que a magnitude desse aumento depende do tipo de agregado.

Niekerk *et al.* (2000) avaliaram o comportamento elástico de agregados para base de pavimentos à diferentes graus de compactação, de modo a quantificá-los. Para isso, foram adotadas cargas cíclicas com frequência de 5 Hz, onde as deformações resilientes foram medidas no terço médio do corpo de prova (com auxílio de um transdutor do tipo LVDT) a cada estado de tensões após 50 ciclos de carga, e a dependência do módulo de resiliência foi delineada pelo modelo  $M_r - \theta / P_{atm}$ . Quando o grau de compactação aumentou de 97% para 105%, os módulos de resiliência aumentaram de 130 para 260MPa, quando  $\theta = 100\text{kPa}$ , e de 285 para 570MPa, quando  $\theta = 800\text{kPa}$ .

Segundo Lekarp e Isacsson (2001), as respostas das deformações resilientes e permanentes em materiais granulares são afetadas pelo tamanho da amostra. Na maioria das vezes, as amostras que necessitam do escalpo de agregados mais graúdos apresentam baixos módulos de resiliência e elevados coeficientes de Poisson. Nesse enfoque, os autores analisaram as deformações resilientes em três tipos agregados (brita calcária, concreto reciclado e uma mistura areia-pedregulho) com diferentes granulometrias e procedências. Para isso, os autores utilizaram um equipamento triaxial de grande porte, com corpos de prova de 50x100cm, compactados em 10 camadas com auxílio de um martelo vibratório. Os ensaios iniciaram com uma fase de condicionamento de 5000 ciclos e tensões confinantes variando de 10 a 100kPa e tensões desvio de 5 a 600kPa. As deformações resilientes foram medidas a cada 100 ciclos de carga, aplicados a uma frequência de 1Hz, com pressões confinantes entre 10 e 220kPa e tensões desvio entre 0 e 605kPa. Para fins comparativos, os ensaios foram executados com pressões de confinamento pulsantes ( $\sigma_3$  cíclico) e constantes, obtendo um comportamento muito semelhante. No entanto, os módulos de resiliência das amostras com confinamento cíclico apresentaram valores um pouco inferiores às que foram submetidas a confinamento constante.

Malysz (2004) analisou o comportamento resiliente de britas para utilização em camadas de base e sub-base, com variações de granulometria e grau de compactação. Para fins comparativos, a pesquisa utilizou uma brita graduada simples denominada “GG1” (com tamanho máximo de partícula de 1”, sem escalpo da fração graúda), com graus de compactação de 90 e 100% e uma brita uniforme miúda denominada “GUm” (com diâmetro máximo de partícula de ½”). Conforme a Figura 22, pode-se constatar o forte efeito da compactação no comportamento resiliente da brita “GG1”, principalmente para os estados de tensões mais elevados. Por outro lado, a brita uniforme apresentou módulos de resiliência bem inferiores em

tensões mais brandas, com valores da ordem de 50MPa para a tensão de confinamento de 21kPa.

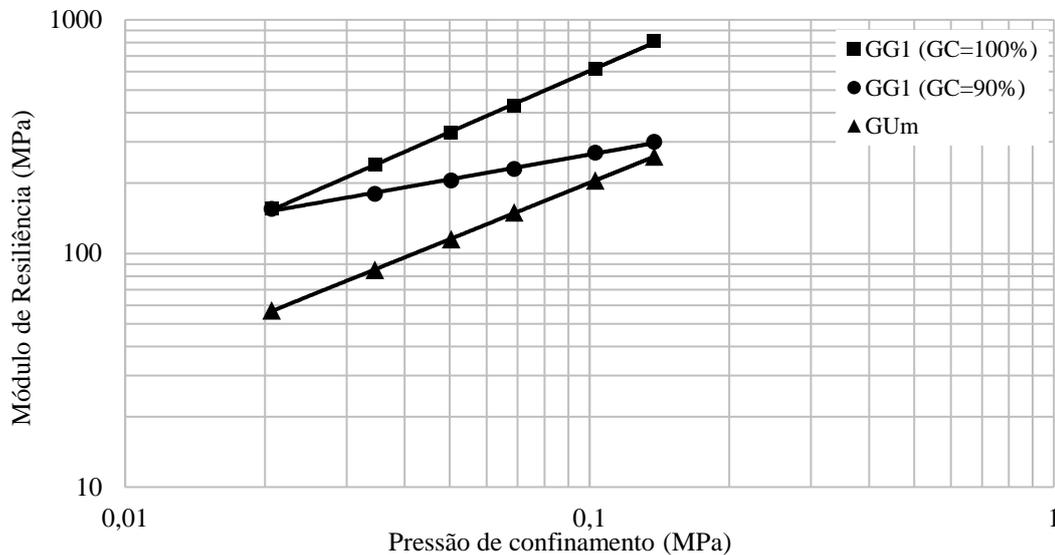


Figura 22 – Módulo de resiliência para as britas.  
Fonte: Adaptado de Malysz (2004).

Em sua pesquisa, Dias (2004) buscou aplicar resíduos da fabricação de telhas em pavimentos de baixo custo. Para isso, avaliou o comportamento mecânico do material com que foi dividido conforme composição e granulometria. As amostras denominadas ART<sub>1</sub> originaram-se da britagem dessas telhas e foram compostas por partículas passantes na peneira de 12,5mm, incluindo o material pulverulento. Já as amostras denominadas ART<sub>2i</sub>, possuiu a mesma granulometria das amostras ART<sub>1</sub>, porém são provenientes de uma segunda britagem. Já as amostras descritas como ART<sub>2c</sub>, também são originadas da segunda britagem, porém com granulometria restrita entre 12,5 e 0,6mm. De acordo com a Figura 23, é possível notar que, para as amostras que sofreram adição de 30 a 40% de solo local, os resultados de módulo são apresentaram significativa elevação, apresentando-se muito próximos quando submetidas a elevadas tensões de confinamento.

Quando pretende-se avaliar o comportamento mecânico dos RCD, a constituição dos agregados deve ser observada. No trabalho de Motta (2005), a autora analisou o comportamento de agregados reciclados de composição mista diante da variação do módulo de resiliência com a evolução do tempo de cura. Além do agregado in natura, foram ensaiadas amostras com a adição e outras com cimento Portland. Os ensaios foram realizados após a moldagem e em períodos de 28, 90 e 180 dias, com destaque para as amostras com adição química, que foram ensaiadas somente nesse último período. Conforme a Figura 24, as amostras in natura

apresentaram módulos de até 300MPa nos primeiros dias, chegando a 700 MPa quando submetidos à cura por 180 dias. Por outro lado, as amostras com adições químicas apresentaram valores mínimos de 700MPa, chegando a quase 3000MPa quando aplicadas elevadas tensões de confinamento.

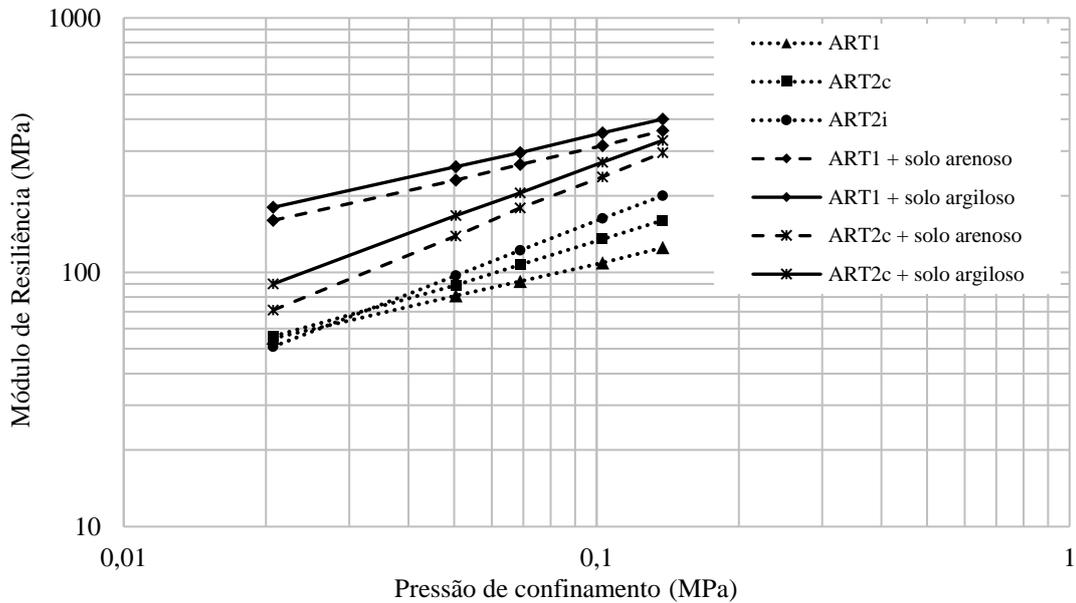


Figura 23 – Módulos de resiliência para agregados reciclados proveniente de telhas.  
Fonte: Adaptado de Dias (2004).

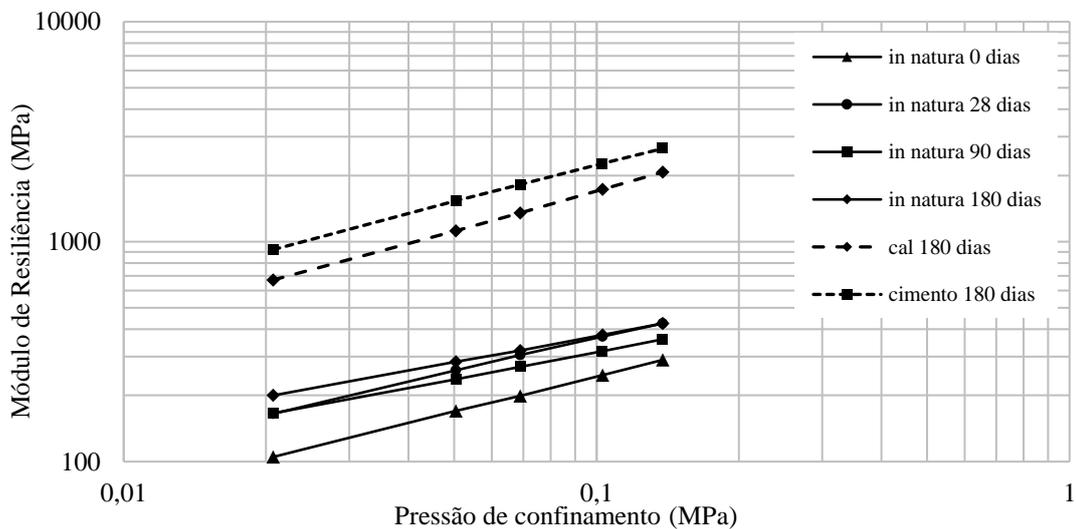


Figura 24 – Evolução dos módulos de resiliência do agregado reciclado com o tempo de cura.  
Fonte: Adaptado de Motta (2005).

As dimensões do corpo de prova podem inferir variações nos resultados de módulo de resiliência. Bonzanini (2011) avaliou quatro tipos de solos (arenoso, argiloso, arenoso fino laterítico e residual de granito) ensaiados em corpos de prova de 7,5x15cm, 10x20cm e 15x30

cm, nas energias normal e intermediária. O autor menciona que maiores variações nos resultados ocorrem com materiais mais finos, já nos mais grosseiros essa variação não é significativa. Uma das premissas que contribuem para esse comportamento envolve a capacidade de drenagem dos solos. Segundo Lambe & Whitman (1969), solos de alta permeabilidade, como no caso das areias, a drenagem ocorre rapidamente, dissipando o excesso de poro-pressão tão logo o carregamento é aplicado. Para solos de baixa permeabilidade, como no caso de argilas, é comum que quase nenhuma dissipação ocorra durante a aplicação da carga. No caso de um carregamento é aplicado em uma massa de solo saturada, ocorrem variações de tensões totais nas vizinhanças do local de aplicação da carga, gerando excesso de poro-pressão.

Por outro lado, Bonzanini (2011) aponta que, submetidos às mesmas condições, para pares de tensões mais elevados, com maior tensão de confinamento, as argilas apresentaram maiores módulos de resiliência em amostras de 15x30cm; enquanto que, com pares de tensões baixos, consequentemente com menor tensão de confinamento, amostras de 7,5x15cm apresentaram módulos superiores às moldadas com outras dimensões. Entretanto, nas areias, as dimensões do corpo de prova implicam nos resultados em baixos pares de tensões, porém com o acréscimo dos mesmos, essa variação é menos significativa. Além disso, de modo geral para todos os solos, nota-se que para energia de compactação normal, corpos de prova menores resistiram mais que os demais, todavia para a energia intermediária, corpos de prova com maiores dimensões apresentaram melhores resultados. Perante os resultados apresentados, o autor ressalta que a utilização de um modelo resiliente a todos os solos e dimensões resulta em coeficientes de determinação variáveis.

Segundo Fernandes (2004), a composição dos agregados é o fator que mais influencia nos valores de módulo de resiliência. Dessa forma, RCD derivados exclusivamente de concretos possuíram melhores resultados que os derivados de resíduos mistos. Ainda de acordo com esse autor, a granulometria, a energia de compactação e a origem do agregado exerceram pouca influência sobre este parâmetro, o que é discordante em relação a grande parte das pesquisas apresentadas. Contudo, Nataatmadja e Tan (2001) investigaram o comportamento resiliente de agregados reciclados de concreto empregados na construção de camadas de base e sub-base de pavimentos, onde foram analisadas quatro amostras de agregados reciclados provenientes de concretos com resistência à compressão simples de 15; 18, 49 e 75MPa. Com base nos resultados obtidos, os autores concluíram que quanto maior a resistência do concreto que deu origem do resíduo, maior são os valores de módulo de resiliência desses agregados. Ademais,

os autores afirmaram que esses resíduos apresentaram comportamento resiliente semelhante aos agregados convencionais utilizados em pavimentação. O que pode ser comprovado na Figura 25, através da pesquisa de Bennert *et al.* (2000), que apresenta o módulo de resiliência de um agregado reciclado de concreto e de uma brita graduada, ambos oriundos do Estado de Nova Jersey, nos Estados Unidos. Pode-se observar que os valores de módulo de resiliência do agregado reciclado de concreto foram superiores aos da brita utilizada para análise em todos os pares de tensões aplicados.

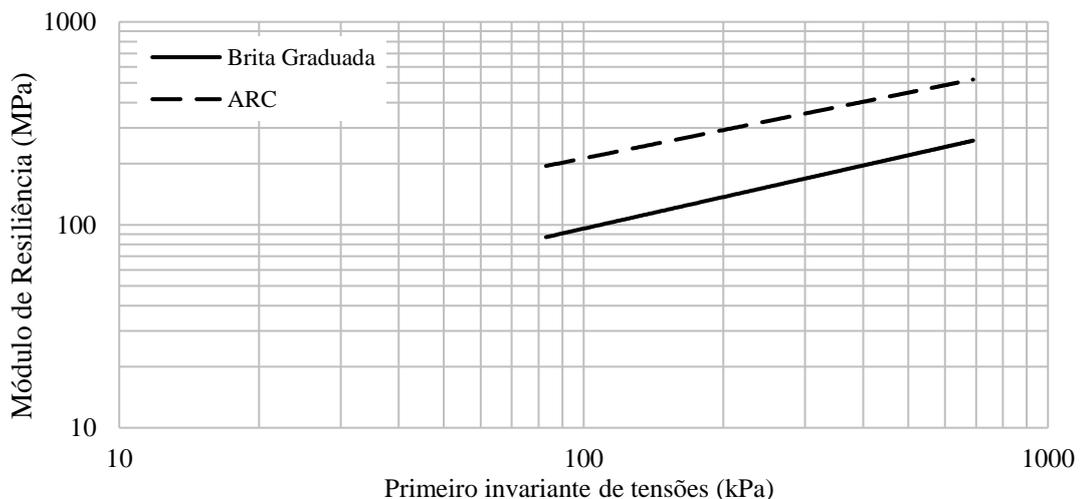


Figura 25 – Comparação entre módulos de resiliência de concreto e brita graduada.  
Fonte: Adaptado de Bennert *et al.* (2000).

Outro fator que pode elevar a rigidez do material refere-se à cimentação do agregado reciclado de concreto. As pesquisas de Arm (2001), Blankenagel (2005) e Poon *et al.* (2006) mencionam que esse efeito, quando observado em agregados empregados em camadas de base e sub-base, proporciona a elevação da resistência da estrutura com o tempo.

Para Arm (2001), a avaliação dos efeitos da cimentação no comportamento mecânico dos agregados reciclados de concreto pode ser notada ao longo do tempo através da variação dos resultados do módulo de resiliência. Ao longo de sua pesquisa, a autora analisou um agregado reciclado de concreto e um agregado mineral, empregado como material de referência (Figuras 26, 27 e 28).

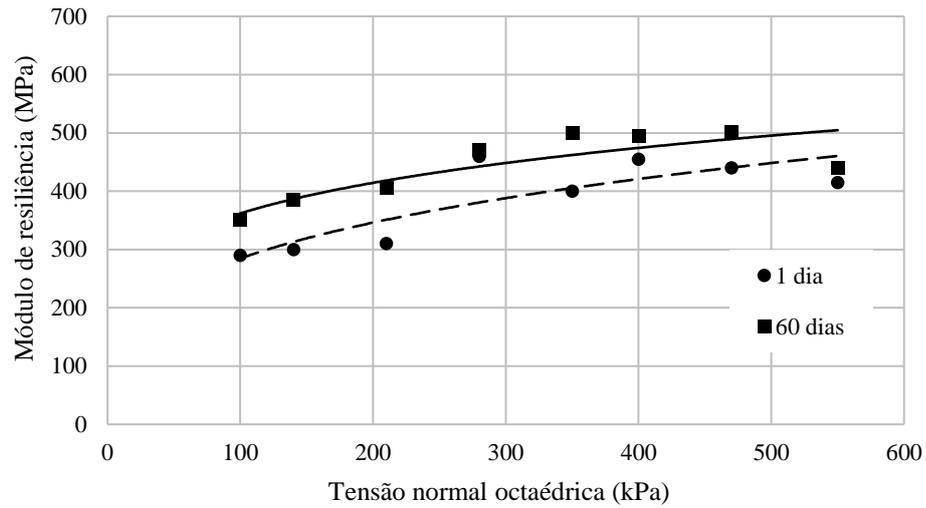


Figura 26 – Módulos de resiliência de ARC para diferentes tempos de cura.  
Fonte: Adaptado de ARM (2001).

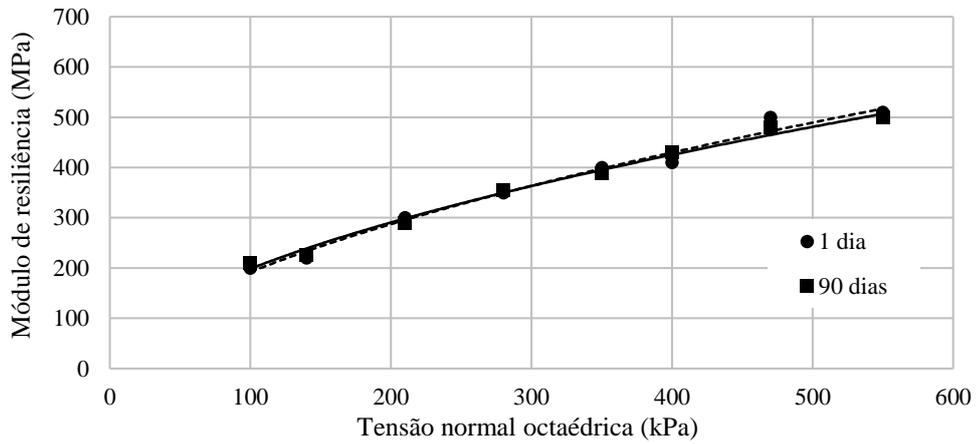


Figura 27 – Módulos de resiliência de agregados naturais para diferentes tempos de cura.  
Fonte: Adaptado de ARM (2001).

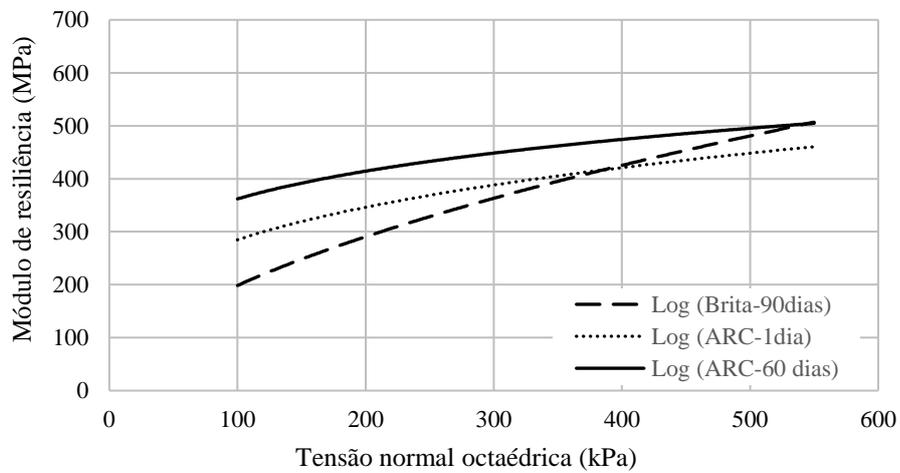


Figura 28 – Comparação do MR entre agregado natural e ARC.  
Fonte: Adaptado de ARM (2001).

Os ensaios de módulo de resiliência com agregados reciclados de concreto foram realizados para os tempos de cura de 1 e 60 dias, onde verificou-se um aumento no módulo com a evolução temporal (Figura 26). Por outro lado, o agregado natural não apresentou variação nos resultados, mesmo com um tempo de observação mais elevado (Figura 27).

A Figura 28 comporta uma relação entre as regressões resultantes do ensaio de módulo de resiliência para ambos agregados nos seus respectivos tempos de cura. Verifica-se que os valores de módulo de resiliência do agregado reciclado de concreto para o tempo de cura de 1 dia foram superiores ao do agregado natural (com 90 dias de cura) para tensões octaédricas inferiores a 350 kPa. Todavia, para tensões superiores, o agregado reciclado apresentou valores ligeiramente inferiores. Porém, quando se compara o ARC com 60 dias de cura com o agregado natural, observa-se que o agregado reciclado manifesta um comportamento resiliente superior para todos os níveis de tensão analisados.

Espera-se que em materiais granulares, o módulo de resiliência cresça com o incremento da tensão desvio. Não obstante, as diferentes pesquisas desenvolvidas com agregados reciclados apresentam módulos de resiliência crescentes com o aumento da tensão desvio. Isso poderia estar relacionado com o aumento de rigidez provocada pela quebra das partículas gerada durante a compactação, entretanto poderá ocasionar maiores deformações permanentes (Arm, 2001; Motta & Fernandes, 2003; Fernandes, 2004; Motta, 2005).

Os valores de módulo de resiliência mínimos, máximos e médios obtidos durante os ensaios triaxiais cíclicos da pesquisa de Gómez (2011), utilizando as energias de compactação Proctor intermediária e modificada são apresentados na Tabela 07. Nota-se que, as amostras compactadas na energia intermediária apresentaram maiores valores de módulo, possivelmente por manter distribuição granulométrica mais densa em relação a energia modificada após a compactação.

Tabela 07 – Módulos de resiliência para diferentes energias de compactação.

Valor	Módulos de Resiliência (MPa)	
	Proctor Modificada	Proctor Intermediária
Mínimo	90	90
Máximo	240	310
Médio	140	190

Fonte: Gómez (2011).

Pesquisadores como Zeghal (2009) e Leite *et al.* (2011) avaliaram o módulo de resiliência utilizando diferentes energias de compactação. Zeghal (2009) utilizou corpos de prova de material virgem e recompactados com graus de compactação de 95 e 90% do peso seco específico máximo obtido para a energia Proctor modificado, e mantendo a mesma umidade (ótima). A tensão desvio aplicada durante o ensaio foi de 50 KPa. Os resultados desta pesquisa indicam que ao aumentar a densidade de 90% para 95% o MR também apresenta um aumento. Entretanto, ao comparar os valores de módulo de resiliência do material antes e após o processo de compactação, para o mesmo grau de compactação, percebe-se uma diminuição no MR de 50%. Esta diminuição é atribuída à quebra das partículas durante a compactação. A Tabela 08 apresenta as variações do módulo de resiliência em um material antes e após ser submetido à compactação.

Tabela 08 – Mudança do módulo de resiliência devido à quebra das partículas, para uma tensão desvio de 50kPa.

Tipo de Agregado	Módulos de Resiliência (MPa)	
	95% do Modificado	90% do Modificado
Original (antes compactação)	320	204
Afetado (após compactação)	163	108

Fonte: Zeghal (2009).

Leite *et al.* (2011), avaliando agregados reciclados de RCD da cidade de São Paulo, encontraram que o incremento da energia de compactação gera um aumento no módulo de resiliência: para a energia intermediária o módulo variou entre 160 e 440 MPa, e para a energia modificada o MR variou entre 200 e 500 MPa, dependendo da tensão volumétrica.

Os valores de módulo de resiliência de RCD publicados na literatura geralmente variam numa faixa entre 150 MPa e 500 MPa, para corpos de prova compactados com a energia Proctor modificado. Zeghal (2009) encontrou valores entre 320 e 402 MPa para 95% de grau de compactação. Nataatmadja & Tan, (2001) apresentam valores entre 160 e 550 MPa. Os valores reportados por Leite *et al.* (2011) variaram entre 200 e 500 MPa. Os diversos valores de MR podem ser atribuídos à diversidade de composição dos materiais ensaiados pelos diferentes autores bem como aos distintos níveis de tensão aplicados durante os ensaios. Os valores de MR encontrados para o RCD utilizado nesta pesquisa são compatíveis com os valores encontrados na literatura.

### 3.5 PESQUISAS ACERCA DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM MATERIAIS GRANULARES

Embora a utilização de ensaios triaxiais não seja corrente em pavimentação, o emprego desses ensaios está em crescimento diante da concepção de modelos de comportamento mecânico mais apurados. Segundo Malysz (2009), esse tipo de ensaio permite a utilização de uma série de conceitos da mecânica dos solos clássica em pavimentação. Alguns métodos de projeto, como o da República Sul Africana, muito utilizado em pesquisas, por esse país apresentar características de solos, geologia e clima semelhantes às ocorrentes na região sul do Brasil, utilizam os parâmetros de resistência ao cisalhamento - obtidos nos ensaios triaxiais - no dimensionamento de pavimentos. Acrescenta-se ainda que a resistência ao cisalhamento pode ser utilizada na definição dos estados de tensões de ensaios triaxiais de deformações permanentes e na sua interpretação.

Diferentemente dos ensaios dinâmicos, os ensaios triaxiais estáticos têm o propósito de determinar a resistência ao cisalhamento dos materiais. Segundo Das (2013), a resistência ao cisalhamento é a resistência interna que pode resistir à rupturas e deslizamentos ao longo de qualquer plano de ruptura em seu interior, ou seja, corresponde a tensão cisalhante que ocorre no plano de ruptura, no instante da ruptura. Em laboratório, essa tensão é determinada em um ensaio de compressão triaxial, onde a amostra é submetida à uma pressão de confinamento, e então aplica-se uma tensão axial por meio de uma haste de carregamento vertical (também chamada de tensão desvio). Cada incremento de tensão axial corresponderá a uma dada deformação axial, isso ocorrerá até uma tensão limite (resistência ao cisalhamento de pico) onde o corpo de prova não mais resiste e ocorre a ruptura por cisalhamento. Adiciona-se também que com a realização desse ensaio e adequada instrumentação, indiretamente pode-se determinar o coeficiente de Poisson.

A partir dos dados resultantes da ruptura para cada tensão confinante, é possível delinear os círculos de Mohr. Então, a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento pode ser realizada através da interpretação do diagrama de Mohr-Coulomb (Figura 29), que proporcionará os seguintes parâmetros: intercepto coesivo efetivo ( $c'$ ) e ângulo de atrito interno efetivo ( $\phi$ ), segundo a equação (10). Ademais, a tensão vertical de ruptura ( $\sigma_{1f}$ ) é determinada a partir de  $c'$  e  $\phi$ , e também da tensão confinante efetiva ( $\sigma'_3$ ), conforme a equação (11).

$$\tau = c' + \sigma \cdot \text{tg}(\phi') \quad (10)$$

$$\sigma_{1,f} = \frac{(1 + \text{sen}\phi') \cdot \sigma'_3 + 2 \cdot (c' \cdot \text{cos}\phi')}{(1 - \text{sen}\phi')} \quad (11)$$

Onde:

- $\tau$  é a tensão de cisalhamento
- $c'$  é o intercepto coesivo efetivo
- $\phi'$  é o ângulo de atrito interno efetivo
- $\sigma$  é a tensão normal para a qual a envoltória de resistência ao cisalhamento tangencia o círculo de Mohr
- $\sigma_{1,f}$  é a tensão vertical de ruptura
- $\sigma_3$  é a tensão de confinamento

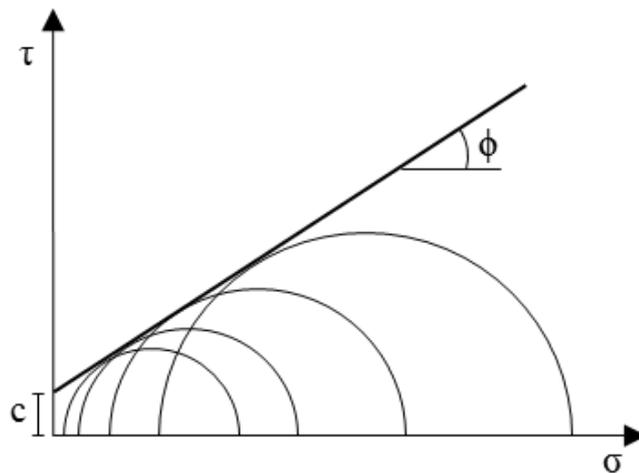


Figura 29 – Definição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb.  
Fonte: Adaptado de Das (2013).

Segundo Lambe e Whitman (1969), também é possível utilizar diagramas p-q para representar os resultados de ensaios triaxiais com maior precisão. Os pontos q e p, utilizados para o cálculo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, correspondem ao pico das curvas de tensão desvio versus deformação axial e são definidos pelas equações (12) e (13) respectivamente. A curva ajustada através desses pontos é chamada linha kf (ou envoltória de resistência). A envoltória de Mohr-Coulomb ou a linha kf podem ser usadas indistintamente. Porém, quando são feitos vários ensaios em série, é mais usual utilizar-se a linha kf, pois, é mais fácil ajustar uma curva aos pontos do diagrama p-q correspondentes à ruptura do que tangenciar diversos círculos de Mohr justapostos. A partir dos diagramas “p x q” são obtidos os parâmetros “a” e “α” e não os parâmetros de resistência ao cisalhamento tradicionais da envoltória de Mohr-Coulomb. A linha kf é apresentada em forma genérica através da equação (14). As relações

entre os parâmetros da curva kf e os parâmetros de resistência ao cisalhamento da envoltória de Mohr-Coulomb são apresentadas pelas equações (15) e (16). A Figura 30 ilustra de modo genérico um diagrama p-q e os parâmetros de resistência ao cisalhamento descritos acima.

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (12)$$

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (13)$$

$$q = a + p \cdot \operatorname{tg}(\alpha) \quad (14)$$

$$\operatorname{sen}(\phi) = \operatorname{tg}(\alpha) \quad (15)$$

$$c = \frac{a}{\cos \phi} \quad (16)$$

Onde:

- q é a metade da tensão desvio
- p é a média das tensões principais
- $\phi$  é o ângulo de atrito interno efetivo
- c é o intercepto coesivo
- $\sigma_1$  é a tensão vertical
- $\sigma_3$  é a tensão de confinamento
- a e  $\alpha$  são parâmetros de resistência do diagrama p x q

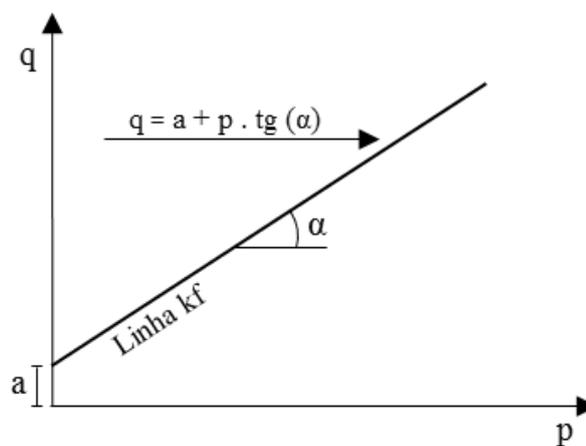


Figura 30 – Diagrama “p x q”.  
Fonte: Lambe e Whitman (1969).

Lekarp *et al.* (1996) avaliaram o comportamento mecânico de agregados comumente utilizados em sub-base de pavimentos no Reino Unido. Por meio de ensaios triaxiais em corpos de prova de 15x30cm, os autores determinaram os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos agregados. De acordo com a Tabela 09, é possível notar que propriedades como composição mineralógica, tamanho e forma do grão, e o índice de vazios condicionam a resistência do conjunto, principalmente no que tange o intertravamento e abrasão das partículas. Tais

características proporcionaram resultados relativamente elevados para o intercepto coesivo e o ângulo de atrito dos materiais britados (granodiorito, calcário e resíduos de ardósia), enquanto que os materiais mais finos (mistura de areia-pedregulho e areia) apresentam valores baixos para esses parâmetros.

Tabela 09 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por Lekarp *et al.* (1996).

<b>Material</b>	<b>c' (kPa)</b>	<b><math>\phi'</math> (°)</b>
Granodiorito	76	55
Calcáreo	79	59
Resíduo de ardósia	82	49
Areia e agregado	25	39
Areia	5	29

Fonte: Lekarp *et al.* (1996, apud MALYSZ, 2009).

Garg e Thompson (1997) analisaram as implicações que a variação de umidade promove aos parâmetros de resistência ao cisalhamento em agregados derivados de rocha britados, que são utilizados como base e sub-base de pavimentos. Para isso, os autores utilizaram seis composições granulométricas, moldadas em corpos de prova de 15x30cm, que foram submetidos à ensaios triaxiais de cisalhamento rápido (devido a utilização de alta velocidade de deformações axiais, sendo 12,5%/s), com tensões confinantes de 34, 69, 103, 138 e 207kPa. A partir das tensões aplicadas, foram obtidas coesões que variaram de 48 a 124kPa e ângulos de atrito interno oscilando entre 31 e 51°. No entanto, como principal consideração, os autores ressaltam que, quando a umidade do corpo de prova diminui, ocorre um acréscimo na tensão axial de ruptura e no ângulo de atrito interno.

Na Holanda, os RCD são muito utilizados como bases de pavimentos, pois como descrito no item 2.4, o país, além de possuir uma sólida indústria da construção civil, é um dos pioneiros a promover legislações específicas e consolidar o uso de agregados reciclados. Nesse prospecto, Niekerk *et al.* (2000) realizaram ensaios triaxiais convencionais em amostras desses agregados para uma curva média da faixa granulométrica especificada pelas normas holandesas, utilizando corpos de prova de 30x60cm, compactados nos teores de umidades de 6, 8, 10 e 12%, que resultaram em graus de compactação de 97, 100, 103 e 105%, respectivamente. Os ensaios foram realizados segundo a modalidade de deformações controladas, a uma velocidade de deformação axial de 0,167%/s. Os valores de  $\sigma_{1,f}$  foram obtidos em multiestágios de carga, isto é, após o corpo de prova mobilizar o máximo de resistência ao cisalhamento (para a pressão de

confinamento adotada), um acréscimo de pressão confinante era imposto ao sistema, aumentando a resistência ao cisalhamento do corpo de prova e então dava-se prosseguimento ao ensaio. A sequência de pressões de confinamento utilizada foi 12, 36 e 72kPa, obtendo-se coesões efetivas de 55, 98, 89 e 142kPa e ângulos de atrito interno de 37, 40, 43 e 44°, respectivamente para os teores de umidade citados.

Além de considerar a curva média da faixa granulométrica, Niekerk *et al.* (2002) avaliaram também os limites superior e inferior da curva especificada pelas normas holandesas, com grau de compactação equivalente à 100%. Nesses ensaios, que seguiram os mesmos padrões dos anteriores, as coesões obtidas foram de 49 e 31kPa e os ângulos de atrito interno foram de 42 e 43°, respectivamente. Para a curva média os valores foram  $c' = 48\text{kPa}$  e  $\phi' = 45^\circ$ , o que indica uma expressiva variabilidade da mistura, já que para o mesmo material e grau de compactação de 100%, foram encontrados valores de  $c' = 98\text{kPa}$  e  $\phi' = 40^\circ$  no estudo de Niekerk *et al.* (2000). Os autores também avaliaram uma granulometria considerada uniforme, porém atendendo às especificações granulométricas, para a qual se obteve  $c' = 20\text{ kPa}$  e  $\phi' = 43^\circ$ . A resistência ao cisalhamento também foi analisada em corpos de prova previamente submetidos a ensaios de deformações permanentes. A aplicação de 1.000.000 de ciclos de carga originou um acréscimo significativo no intercepto coesivo e um decréscimo no ângulo de atrito interno. Os autores concluíram que a distribuição granulometria dos RCD seguramente influencia no seu comportamento mecânico, porém possui uma função secundária quando comparada à influência do grau de compactação.

Malysz (2004) estudou o comportamento de britas utilizadas em camadas estruturais na região sul do Brasil. Para a determinação da resistência ao cisalhamento, o autor realizou ensaios triaxiais de carregamento monotônico adensados isotropicamente e drenados (CID), com velocidade de deformação axial de 0,063%/s e pressões de confinamento de 12,5, 25, 50 e 100kPa. Os materiais ensaiados condizem com os já apresentados no item 3.3, ou seja, as britas GUm e GG1, além de uma brita uniforme estudada por Casagrande (2003), denominada GU2. Por meio da Figura 31, observa-se que os interceptos coesivos variaram entre 0 e 49kPa e os ângulos de atrito interno entre 52 e 60°. Ressalta-se, novamente, que o grau de compactação em torno de 100% apresentou os melhores resultados.

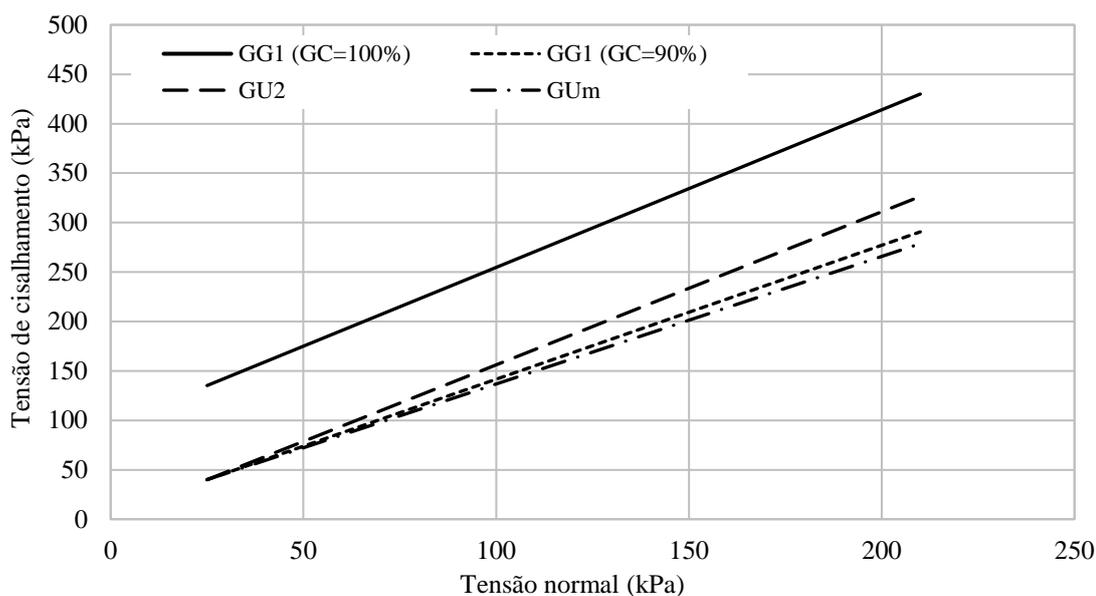


Figura 31 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento de britas  
Fonte: Adaptado de Malysz (2004).

Arulrajah *et al.* (2013) avaliaram os parâmetros geotécnicos de diversos materiais reciclados (RCD – derivados concreto, RCD – derivados de cerâmica, resíduos de mineração, asfalto reciclado e vidro reciclado) para possibilitar a utilização em camadas de sub-base de pavimentos. Dentre todos os resultados, apresentados na Tabela 10, destacam-se os ensaios de módulo de resiliência, realizados de acordo com a norma Australiana AG:PT/T053 (AustRoads, 2000). Os autores moldaram as amostras em três umidades de compactação, 70%, 80%, e 90% da umidade ótima e energia modificada, buscando simular o processo de saturação e secagem, ocorrido em campo. Nota-se que os valores de módulo de resiliência variam conforme a umidade de compactação e, de modo geral, crescem à medida que se diminuem as umidades. Essas variações podem apresentar módulos com valores de duas à três vezes superior ao medido nas condições próximas à umidade ótima, como no caso dos RCD derivados de concreto; porém é importante salientar que não se tratam de resistências estáveis, visto que essas variam minimamente com a saturação. Além disso, os resíduos derivados de concreto e asfalto reciclado possuem características geotécnicas semelhantes aos materiais usualmente empregados, como derivados de britas. Todavia, o autor recomenda que os demais resíduos possuem potencial para aplicação, desde que seja utilizado algum agente aglomerante. Destaca-se ainda que a condutibilidade hidráulica dos RCD é baixa, o que pode ser explicado pela presença de partículas finas nos derivados argamassados e de argila nos derivados cerâmicos.

Tabela 10 - Propriedades geotécnicas dos agregados reciclados.

Parâmetros	RCD (Concreto)	RCD (Cerâmico)	Resíduos de mineração	Asfalto reciclado	Vidro reciclado	Agregado mineral (BGS)
D10 (mm)	0,24	0,18	0,075	0,24	0,16	—
D30 (mm)	1,3	1,7	1,5	1,9	0,45	—
D50 (mm)	5	5,6	3,9	4,5	0,85	—
D60 (mm)	7,5	8	5,6	5,9	1,2	—
Cu	31,2	44,4	74,7	25,6	7,5	—
Cc	0,9	2	5,4	2,5	1,5	—
Agregados graúdos (%)	50,7	53,6	44,7	48	0	—
Agregados miúdos (%)	45,7	39,8	45,1	46	94,6	—
Finos (%)	3,6	6,6	10,2	6	5,4	<10
Classificação SUCS	GW	GW	SW	GW	SW	—
Densidade - Fração granular (kN/m <sup>3</sup> )	27,1	26,2	28,1	23,5	24,4	>19,62
Densidade - Fração fina (kN/m <sup>3</sup> )	26	25,8	28	23,4	24,3	>19,62
Absorção - Fração graúda (%)	4,7	6,2	3,3	2,2	1	<10
Absorção - Fração fina (%)	9,8	6,9	4,7	2,4	1,8	<10
Peso específico aparente seco - Energia modificada (kN/m <sup>3</sup> )	19,13	19,73	21,71	19,98	17,4	>17,5
Umidade ótima ( $\omega_{ot}$ ) - Energia Modificada (%)	11,0	11,25	9,25	8,0	10,5	8–15
Matéria orgânica (%)	2,3	2,5	1,0	5,1	1,3	<5
pH	11,5	9,1	10,9	7,6	9,9	7–12
Condutividade Hidráulica (m/s)	$3,3 \times 10^{-8}$	$4,5 \times 10^{-9}$	$2,7 \times 10^{-7}$	$3,5 \times 10^{-7}$	$1,7 \times 10^{-5}$	$>1 \times 10^{-9}$
Índice de lamelaridade (%)	11	14	19	23	—	<35
Abrasão Los Angeles (%)	28	36	21	42	25	<40
CBR (%)	118–160	123–138	121–204	30–35	42–46	>80
Coesão Aparente (kPa)	44	41	46	53	0	>35
Ângulo de atrito	49°	48°	51°	37°	37°	>35°
Módulo de resiliência – $\omega$ acima de 90% do teor ótimo (MPa)	239–357	301–319	121–218	—	—	125–300
Módulo de resiliência – $\omega$ acima de 80% do teor ótimo (MPa)	487–729	303–361	202–274	—	—	150–300
Módulo de resiliência – $\omega$ acima de 70% do teor ótimo (MPa)	575–769	280–519	127–233	—	—	175–400

Fonte: Arulrajah *et al.* (2013).

### 3.6 PESQUISAS ACERCA DAS DEFORMAÇÕES PERMANENTES EM AGREGADOS

Segundo Lekarp *et al.* (1996), o efeito da pós-compactação é variável para cada corpo de prova durante o desenvolvimento de deformações permanentes iniciais. Ademais, a pesquisa cita diversas características que influem nesse quesito:

- A magnitude das deformações permanentes em materiais granulares é diretamente influenciada pela presença de água. Para graus de saturação elevados, a resistência a deformações permanentes decresce rapidamente, provavelmente pelo excesso de poropressão gerado. Portanto, uma drenagem adequada nas camadas granulares é necessária.
- O aumento da massa específica aparente seca melhora significativamente a resistência a deformações permanentes.
- Quando o teor de finos (material passante na peneira nº4 - 0,075mm) aumenta, a resistência a deformações permanentes diminui.
- O efeito da distribuição granulométrica das partículas não ficou bem definido.
- Quanto à origem do agregado, foi sugerido que os materiais britados estão sujeitos a deformações permanentes menores que os pedregulhos naturais de formas mais arredondadas (não angulares).

Visando a eficiência no emprego de materiais alternativos em pavimentação, o governo da Nova Zelândia desenvolveu especificações baseadas diretamente no desempenho desses materiais. Agregados à essas especificações, estão os ensaios triaxiais de deformações permanentes, que oferecem grande significância quando realizados em materiais que não contemplam todos os requisitos das especificações tradicionais dos órgãos rodoviários. Dessa forma, os empreiteiros da Nova Zelândia puderam empregar materiais alternativos na construção de rodovias, verificando em laboratório o comportamento dos materiais utilizados em campo (Arnold, 2000).

Sob essa perspectiva, Arnold (2000) avaliou a resposta de materiais granulares quanto as condições de compactação e saturação. No seu experimento, amostras foram compactadas com

graus de compactação de 90 e 95%, sob condições drenadas e não drenadas, na umidade ótima e na condição de saturação. Após, foram aplicados até  $10^6$  ciclos de carga com uma tensão confinante ( $\sigma_3$ ) de 188kPa e uma tensão desvio ( $\sigma_d$ ) de 560kPa, medindo-se as deformações permanentes acumuladas e também as poro-pressões geradas.

Nas condições não drenada e de umidade ótima, estes ensaios se mostraram úteis para diferenciar os materiais quanto ao seu desempenho. No entanto, os corpos de prova com grau de compactação (GC) de 90% revelaram um desempenho satisfatório, contrariando a experiência de campo, de onde sabe-se que uma compactação deficiente leva a problemas. Já os ensaios realizados na condição drenada saturada mostraram todos os materiais com GC=90% apresentando desempenho inadmissível, condizente com a experiência de campo. Porém, sob condições drenadas e saturadas, o ensaio não consegue diferenciar o comportamento entre materiais com GC=95%. Logo, pode-se concluir que ensaios não-drenados, na umidade ótima, são mais sensíveis à granulometria e ensaios saturados drenados são mais sensíveis à compactação.

Avaliações de deformação permanente também foram efetuadas em resíduos de construção e demolição no Brasil. Dias (2004) avaliou brevemente essa propriedade nos agregados reciclados de telhas, como descrito no item anterior, utilizando três estados de tensões ( $\sigma_3 \times \sigma_d$ ): 100x200kPa, 100x300kPa e 150x500kPa. Os resultados demonstraram que os agregados apresentaram acomodamento para o nível de tensões mais baixo, porém foi observada uma tendência ao colapso para os estados de tensões mais elevados. A sensível melhora no módulo de resiliência, provocada pela adição de solo local ao agregado, apresentou-se mais discretamente no caso das deformações permanentes.

Ensaio triaxiais de carregamento repetido para avaliação das deformações permanentes em RCD foram realizados por Fernandes (2004), com agregados reciclados mistos oriundos da cidade do Rio de Janeiro. O autor utilizou uma composição com distribuição granulométrica próxima ao limite superior da Faixa D, conforme a especificação de serviço DNIT 141-ES (DNIT, 2010) para bases estabilizadas granulometricamente; as amostras foram compactadas na energia intermediária e seu módulo de resiliência foi determinado em amostras de 10x20cm. Todavia, para os ensaios de deformações permanentes foram escolhidas as amostras de melhor e pior desempenho nesses ensaios. Os resultados obtidos não superaram a deformação axial de 1% (2mm) para o estado de tensões com  $\sigma_3=105\text{kPa}$  e  $\sigma_d=315\text{kPa}$ , ainda que o modelo de ajuste

para o ensaio descrito como DMSIRJ01 apresente valores um pouco acima. Tal estado de tensões foi escolhido por ser o de maior magnitude na fase de condicionamento do ensaio de módulo de resiliência, produzindo as maiores deformações permanentes e por ser compatível com estados de tensões típicos de camadas de base. Foram realizados 3 ensaios para cada material permitindo uma avaliação da repetibilidade do ensaio. Os resultados obtidos foram ajustados pelo modelo de Monismith *et al.* (1975), conforme a equação (8), e são apresentados pela Figura 32. Nota-se que o material de menor módulo de resiliência (amostras derivadas de DMSIRJ) apresentou maiores deformações permanentes. Além disso, os autores observaram que, em agregados reciclados, a deformação permanente é muito mais sensível à distribuição granulométrica e à energia de compactação, analisadas em conjunto, do que ao Módulo de Resiliência.

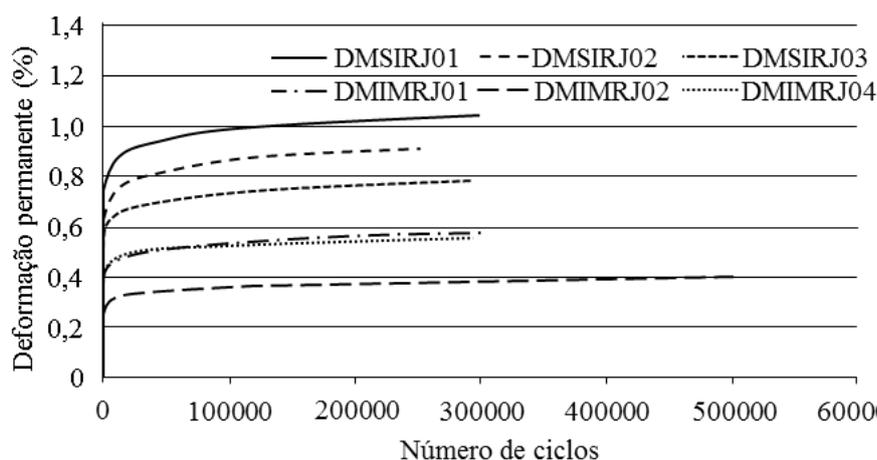


Figura 32 - Modelos de deformações permanentes.  
Fonte: Adaptado de Fernandes (2004).

Leite (2007) realizou uma série de avaliações, relacionadas a deformações permanentes em agregados reciclados de RCD visando observar o efeito da energia de compactação e do estado de tensões para comparar os resultados destes ensaios outros similares, realizados com um agregado britado convencional de mesma granulometria. Com relação à energia de compactação, foi observada uma pequena diferença de comportamento entre corpos de prova compactados na energia intermediária e na energia modificada, os quais apresentou maior tendência ao acomodamento. A verificação do efeito do estado de tensões foi realizada a partir das relações  $\sigma_d/\sigma_3 = 2; 4; 6$  e  $6,7$ . A partir dessas delimitações, notou-se que quanto maior esta relação, maiores são as respectivas deformações permanentes. Para Malysz (2009), o nível absoluto de tensões não foi considerado na análise destes resultados e idênticas relações  $\sigma_d/\sigma_3$

em diferentes magnitudes de tensões podem levar a conclusões distintas, pois comparando-os com o agregado britado convencional foram observadas deformações permanentes muito inferiores para o agregado reciclado. No entanto, Leite (2007) descreve que, embora os materiais tenham a mesma granulometria, o agregado reciclado demonstra maior coesão, que influencia no comportamento do material quando submetido à baixas tensões de confinamento. Além disso, a superfície irregular dos grãos aumenta o intertravamento no contato e propicia maior resistência ao cisalhamento nestas condições de tensão. Os modelos obtidos podem ser observados na Figura 33, onde os materiais são identificados como agregado reciclado (AR) ou brita graduada (BG), segundo a energia de compactação intermediária (I) ou modificada (M) e a relação  $\sigma_d/\sigma_3$  (2; 4; 6 ou 6,7) em que foi executado o ensaio.

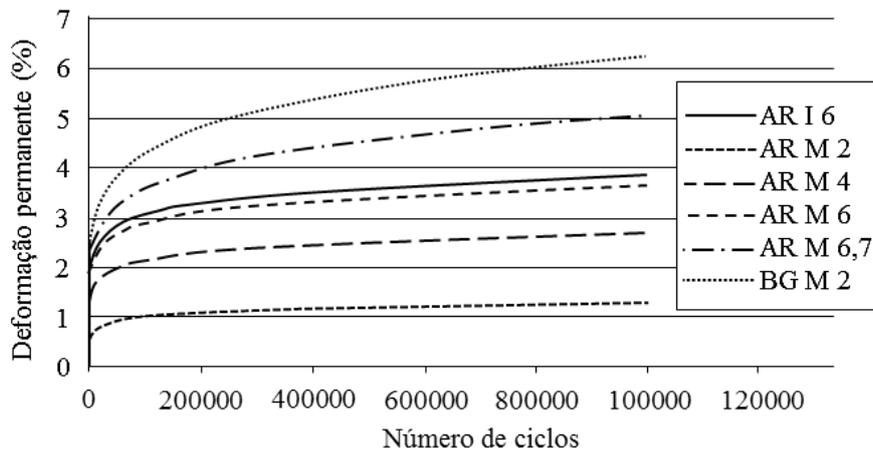


Figura 33 - Modelos de deformação permanente para agregados reciclados conforme o estado de tensões.  
Fonte: Adaptado de Leite (2007).

Gabr *et al* (2013), analisou o comportamento de agregados reciclados de concreto para aplicação em base de pavimentos, através de ensaios triaxiais de carga repetida, provenientes do sul da Austrália. As amostras analisadas possuíam tamanho nominal de 20mm e foram moldadas com saturação em torno de 60, 80 e 90% e densidade cerca de 98% da máxima, ambas amostras foram compactadas na energia Proctor modificada.

A Figura 34 demonstra a média dos resultados do ensaio triaxial para amostras com saturação de 90%. Nota-se que a deformação permanente cresce conjuntamente com o aumento de ciclos de carga. Porém, observa-se que as maiores variações ocorrem quando há mudanças nas tensões (10000 e 20000 ciclos), onde a deformação tende a estabilizar até essas ocorram, e no momento que são propiciadas, nota-se um incremento que proporciona uma variação angular nessa deformação. Constata-se também que os módulos de resiliência variaram entre 340 e 715MPa.

Para autor, esses valores estão acima dos resultados apresentados para britas virgens da região, as quais foram moldadas com as mesmas características dos agregados reciclados, e apresentaram valores de módulo entre 270 e 450MPa. O autor explica que esse comportamento se deve a granulometria dos agregados reciclados de concreto apresentar características de curvas densas e também pela alta abrasividade dos agregados da região. Dessa forma, o autor descreve que o módulo de resiliência é dependente principalmente do teor de umidade e da tensão aplicados, como também agregados reciclados podem apresentar características de resistência superiores aos agregados naturais, pois dependem exclusivamente da sua composição.

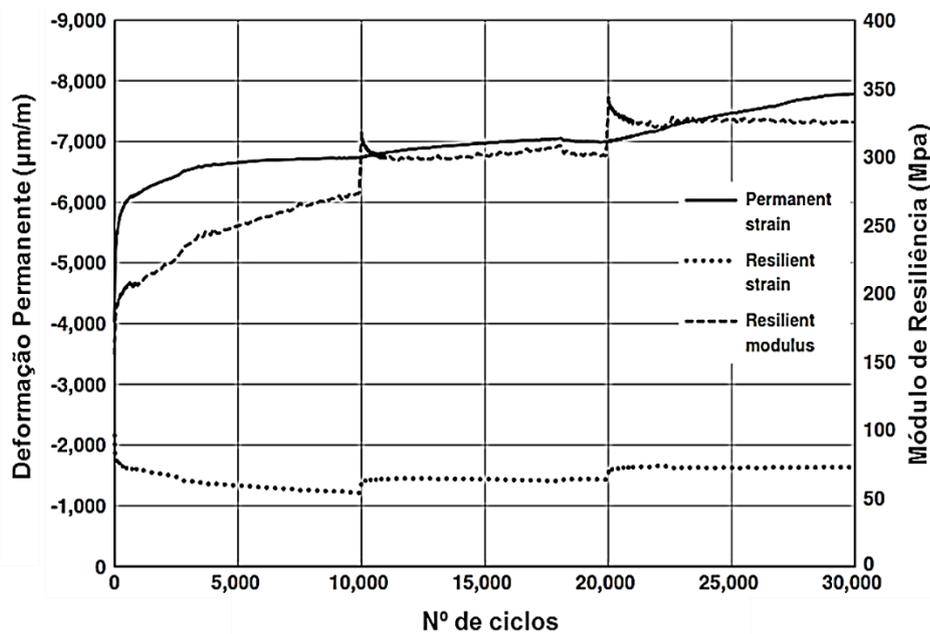


Figura 34 – Deformação permanente em amostras de agregado reciclado de concreto moldadas com 90% saturação.

Fonte: Adaptado de Gabr *et al.* (2013).

Na segunda fase da análise, Gabr *et al.* (2013) aplicou uma sequência crescente de múltiplos estágios de tensão de carga (66 etapas) com 200 repetições para cada fase. A partir da Figura 35, pode ser visto que o módulo de resiliência aumenta com a tensão desvio, onde os maiores picos ocorrem com o incremento dessa condicionante. Porém, isso só é obtido com elevada tensão de confinamento, pois ao passo que essa decresce, o módulo tende a apresentar valores menores e as oscilações amortizam, demonstrando que a partir do início desse comportamento a amostra entra em processo de colapso.

Segundo os dados apresentados pela avaliação de Gabr *et al.* (2013), os agregados reciclados podem ser utilizados como material de base quando preparados com densidade que varie no máximo 2% em torno da máxima, assim como índices de saturação variando entre 60 e 90%. Para essas amostras, o tráfego a ser suportado chegaria a até  $10^7$  solicitações.

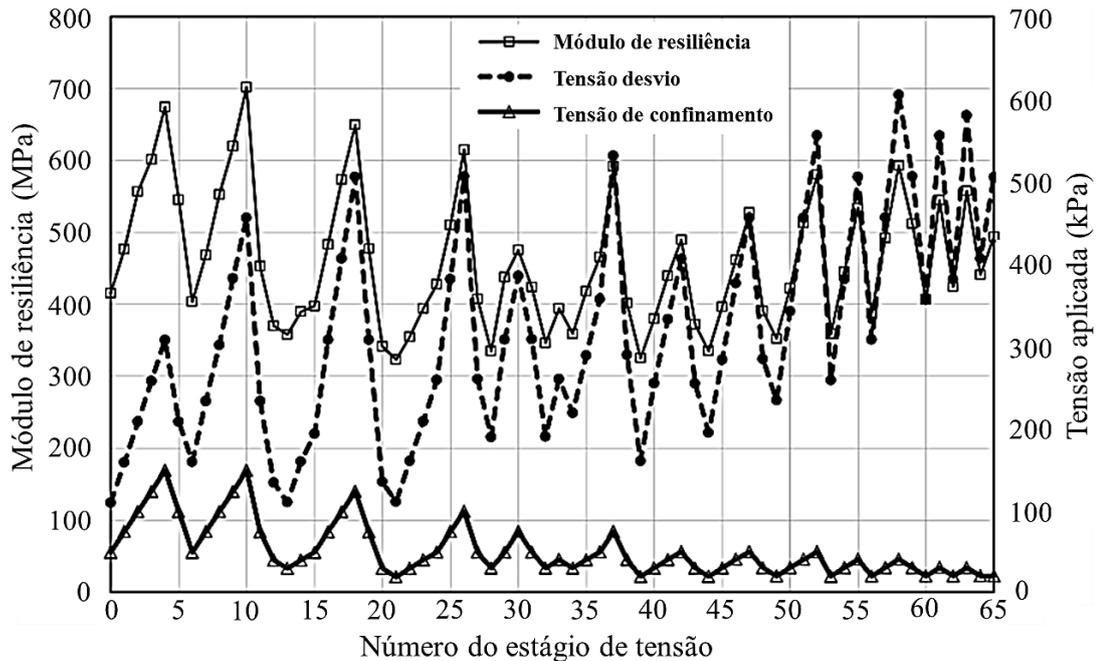


Figura 35 – Variação do módulo de resiliência conforme o incremento de tensões.  
Fonte: Adaptado de Gabr *et al.* (2013).

Uma característica importante a ser considerada durante a realização de ensaios de deformação permanente é apresentada por Malysz (2009) que, por meio de ensaios de deformação permanente em britas utilizando estágio único, demonstrou que o estado de tensões absoluto (pressão de confinamento e tensão desvio) se mostra mais influente do que a relação  $\sigma_d/\sigma_3$ . Em outras palavras, o autor afirma que o aumento da tensão desvio tende a acentuar o aparecimento de deformações permanentes, já o aumento de pressão de confinamento tende a inibi-las. Assim, a interação entre tensão desvio e pressão de confinamento apresenta pouca influência nos resultados, pois são obtidas deformações permanentes bem diferentes para relações semelhantes. Essa condição é ilustrada na Figura 36, onde os ensaios com tensões “38 x 96 kPa” ( $\sigma_d/\sigma_3 = 2,5$ ) e “53 x 149 kPa” ( $\sigma_d/\sigma_3 = 2,8$ ) apresentaram deformações permanentes da ordem de 0,6% e 1,3%.

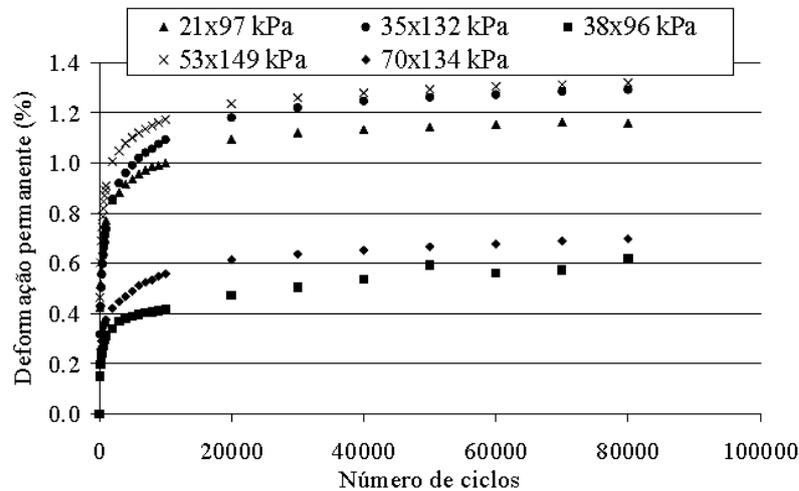


Figura 36 – Evolução das deformações permanentes em estágio único para corpos de prova de brita com dimensões de 10 x 20 cm.

Fonte: Adaptado de Malysz (2009).

Malysz (2009) também destaca a influência da tensão desviadora também na realização de ensaios de deformação permanente em multiestágios. Como é possível perceber na Figura 37, para baixas relações de tensões ( $\sigma_d/\sigma_3 = 1$ ), os corpos de prova tendem a estabilizar, porém ao aumentar a tensão outros fatores devem ser considerados, como as variações de comportamento ocasionadas pela mudança de tensões e os efeitos que provocam no material. De acordo com o autor, tal afirmação pode ser verificada no quinto estágio do ensaio com pressão de confinamento de 70 kPa, dado que a ruptura do corpo de prova ocorreu com a formação de superfície de cisalhamento. No entanto, ao considerar a envoltória de resistência do material, as trajetórias de tensões (obtida por meio de ensaios de resistência ao cisalhamento) delineadas até o quinto estágio para a referida tensão não atingiriam a envoltória de resistência.

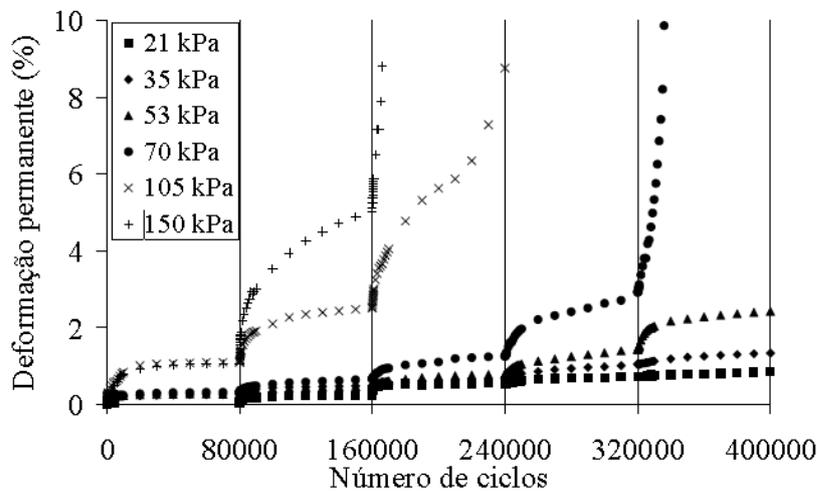


Figura 37 – Evolução das deformações permanentes em multiestágios para corpos de prova de brita com dimensões de 10 x 20 cm.

Fonte: Adaptado de Malysz (2009).

Por outro lado, ao realizar ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm (Figura 38), Malysz (2009) destaca que as curvas mostraram-se mais agrupadas. Pela semelhança entre tensões os ensaios podem ser comparados aos realizados em amostras de 10 x 20 cm (Figura 36), onde nota-se que a relação entre a tensão desvio e a pressão de confinamento ( $\sigma_d/\sigma_3$ ) mostrou maior influência nos resultados em relação ao obtido em corpos de prova de 10 x 20 cm. Além disso, observa-se que a magnitude dos resultados em amostras de 25 x 50 cm é menor, não chegando - na maioria dos casos - à metade da apresentada nos ensaios de 10 x 20 cm.

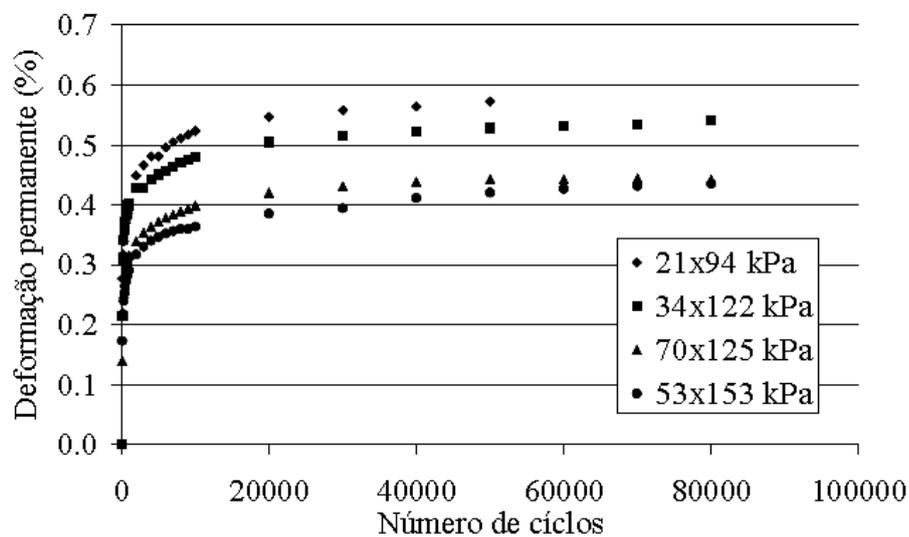


Figura 38 – Evolução das deformações permanentes em estágio único para corpos de prova de brita com dimensões de 25 x 50 cm.

Fonte: Adaptado de Malysz (2009).

A influência do tamanho da amostra também é verificada por Malysz (2009) (Figura 39), embora os ensaios de deformações permanentes em multiestágios utilizando corpos de prova de 25 x 50 cm foram realizados com as mesmas pressões de confinamento dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm e com os mesmos cinco estágios, é possível observar que os resultados apresentam curvas típicas em formato de escada. Do mesmo modo, os resultados apresentados não ultrapassam os 0,5% de deformações permanentes em nenhum caso, apresentando portanto deformações permanentes muito inferiores às apresentadas na Figura 37), bem como nenhuma amostra foi levada à ruptura.

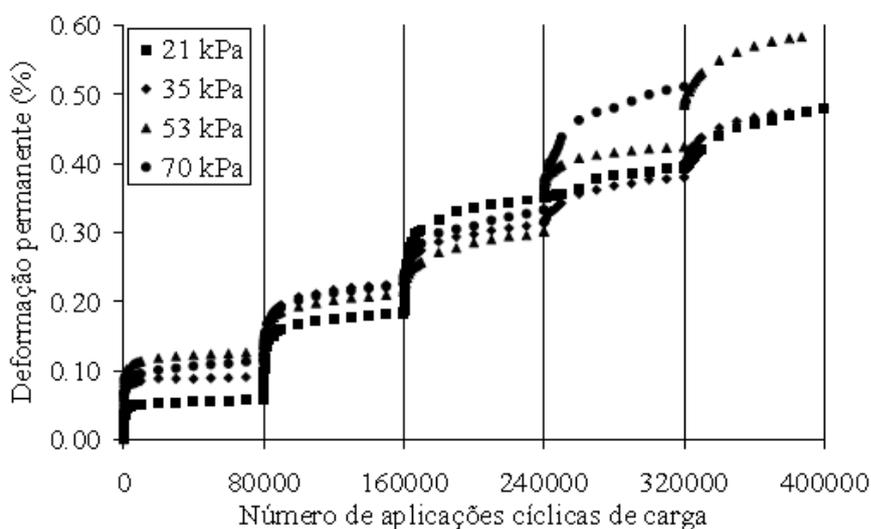


Figura 39 – Evolução das deformações permanentes em multiestágios para corpos de prova de brita com dimensões de 25 x 50 cm.

Fonte: Adaptado de Malysz (2009).

Tao et al. (2010) realizaram ensaios multiestágios em britas calcárias para reconhecer o comportamento do material aplicando a teoria do *Shakedown*. Conforme os autores, é possível delinear o comportamento a cada incremento de tensões com apenas 10.000 ciclos, porém é corrente na literatura que com essa quantidade de ciclos pode-se não captar devidamente a deformação inicial, principalmente para relações  $\sigma_d/\sigma_3$  mais elevadas. A Figura 40 demonstra esse ensaio para cinco estágios: I ( $\sigma_1 = 118,1$  kPa,  $\sigma_3 = 58$  kPa,  $q/p = 0,77$ ), II ( $\sigma_1 = 151,1$  kPa,  $\sigma_3 = 43$  kPa,  $q/p = 1,37$ ), III ( $\sigma_1 = 183,1$  kPa,  $\sigma_3 = 27$  kPa,  $q/p = 1,98$ ), IV ( $\sigma_1 = 211,1$  kPa,  $\sigma_3 = 11$  kPa,  $q/p = 2,58$ ) e V ( $\sigma_1 = 229,1$  kPa,  $\sigma_3 = 0$  kPa,  $q/p = 3,00$ ). É possível observar que, quanto mais a trajetória de tensão se aproxima da envoltória de resistência (Figura 41), maior é a deformação sofrida, até romper no quinto estágio. Por outro lado, ao avaliar as trajetórias de tensão e as deformações permanentes nos casos I e II, é propenso afirmar que ambos tendem a estabilizar e manter uma variação linear após a deformação inicial, porém ao analisar o comportamento segundo a teoria do *Shakedown* (Figura 42), é possível delimitar em qual região os mesmos se encontram. Embora as variações de tensões entre os estágios I e II tenham sido pequenas, as mesmas foram responsáveis por conduzir do regime elástico (estágio I), para o regime plástico (estágio II); nota-se também que o estágio III tende ao colapso com o aumento significativo no número de ciclos, o que não é necessário nos estágios IV, onde a plastificação é acentuada com um número pequeno de incremento de ciclos, e IV, onde há o colapso incremental logo após a mudança de estágio, pois a trajetória de tensões desse estágio está muito próxima a linha de falha (envoltória de resistência no diagrama  $p \times q$ ).

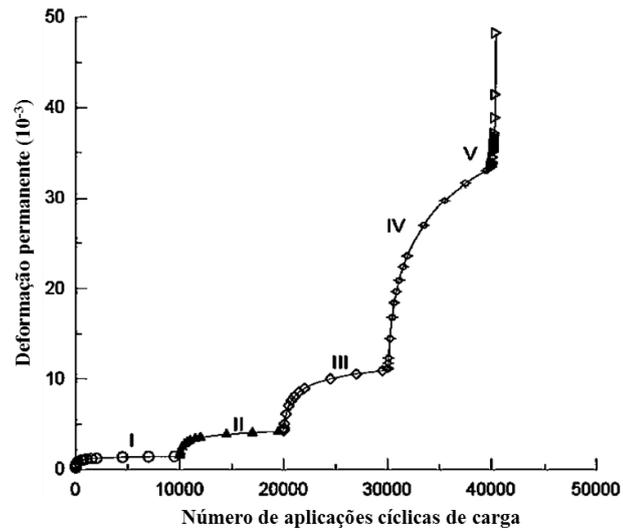


Figura 40 – Evolução das deformações permanentes em multiestágios para uma amostra de Brita Calcária.  
Fonte: Adaptado de Tao et al. (2010).

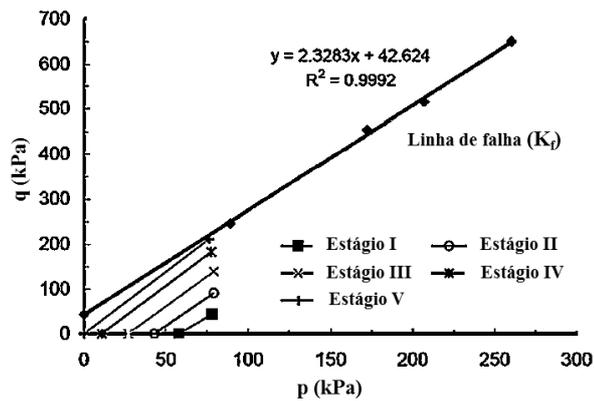


Figura 41 – Trajetórias de tensão durante os testes de deformação permanente em multiestágios para uma amostra de Brita Calcária.  
Fonte: Tao et al. (2010).

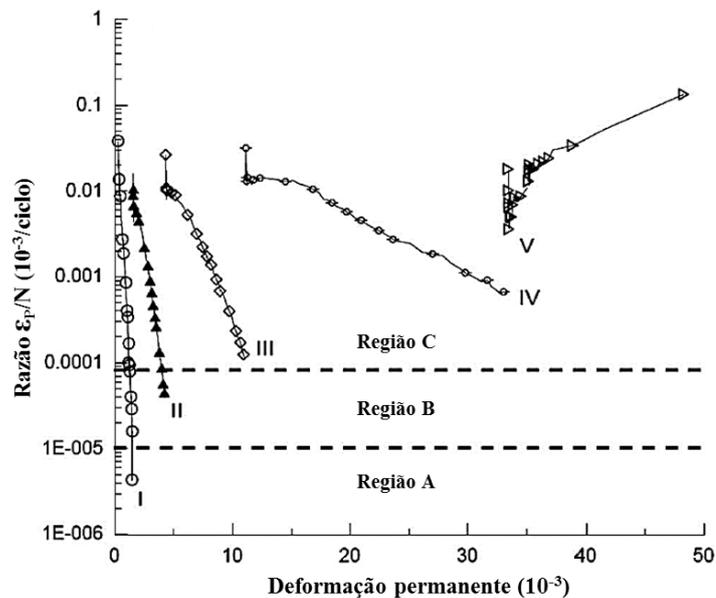


Figura 42 – Análise segundo a teoria do *Shakedown* para amostras de Brita Calcária.  
Fonte: Tao et al. (2010).

### 3.7 EQUIPAMENTOS TRIAXIAIS DE GRANDES DIMENSÕES PARA AGREGADOS

As dimensões do corpo de prova podem influenciar nos resultados de ensaios triaxiais em materiais granulares, como módulo de resiliência, deformações permanentes e resistência ao cisalhamento. Isso ocorre porque o diâmetro máximo dos agregados, pelas normas brasileiras, deve obedecer a relação de 1:5 da menor dimensão, ou seja, do diâmetro da base. Assim, os pesquisadores notaram a necessidade de ampliar as dimensões dos corpos de prova de modo que comportassem materiais de granulometria mais grosseira, como pedregulhos. Dessa forma, esse subcapítulo apontará experiências sobre o desenvolvimento de equipamentos de grande escala, bem como as limitações encontradas no seu funcionamento.

Lekarp e Isacson (2000) desenvolveram um equipamento triaxial com capacidade para aplicação de tensões desvio e confinante, ambas cíclicas, em corpos de prova com dimensões cilíndricas de 500x1000mm, o que permitiu utilizar agregados com até 100mm. A instrumentação do equipamento é composta por quatro transdutores de deslocamentos eletromagnéticos do tipo LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*), sendo três para a medição de deformações verticais e outro acoplado a um sistema de fixação para a medição de deformações radiais, além de uma célula de carga para a medição de cargas verticais e um transdutor de pressão para medição de pressão de confinamento. A carga vertical é aplicada por um atuador hidráulico com capacidade de até 250kN (correspondendo a uma tensão desvio de 1270kPa para um corpo de prova de 500mm de diâmetro) e frequência de até 10Hz. A pressão confinante é aplicada através de óleo de silicone com auxílio de um atuador hidráulico servo-controlado com capacidade para 50kN. Operando em conjunto com um cilindro de pressão com 320mm de diâmetro, o sistema é capaz de aplicar pressões confinantes cíclicas de até 620kPa com uma frequência de 2 a 3Hz. Os autores ensaiaram quatro tipos de materiais, sendo dois tipos de brita, uma mistura de areia-cascalho e agregados reciclados de concreto britados. Além da obtenção do módulo de resiliência e da deformação permanente, a medição da deformação radial possibilitou definir o coeficiente de Poisson.

Na Noruega, Skoglund *et al.* (2000) desenvolveram um equipamento triaxial de grandes dimensões para ensaiar materiais utilizados em engenharia ferroviária, assim o equipamento pode acomodar corpos de prova com dimensões de 300x600mm, sendo que o equipamento

também é capaz de aplicar tensões desvio e pressões confinantes cíclicas. O agregado utilizado na pesquisa foi uma brita de basalto, utilizada como lastro de ferrovias, com mais de 10% de material com dimensões entre 63 e 73mm. Nesse equipamento, as tensões desvio e as pressões confinantes são aplicadas por atuadores hidráulicos que transmitem as cargas para as hastes da câmara triaxial. Já a pressão confinante cíclica é aplicada com auxílio de um cilindro pneumático de membrana, utilizando água destilada como fluido. Os corpos de prova são compactados por um compactador vibratório de placa. A instrumentação consiste em oito LVDTs, sendo quatro para medir deformações verticais e quatro para medir deformações radiais, além de uma célula de carga para medir a tensão desvio. Os LVDTs são sustentados por braceletes metálicos que, por sua vez, são fixados diretamente no agregado graúdo (perfurando-se a membrana) com resina epóxi. A aquisição de dados é realizada por sistemas de aquisição de dados da empresa HBM, modelo Spider 8, o mesmo utilizado na pesquisa de Malysz (2009) e, por conseguinte, nessa pesquisa.

Na República da África do Sul, Glatz e Jenkins (2007) descrevem o desenvolvimento de um equipamento semelhante ao de Skoglund *et al.* (2000), que comporta instrumentação semelhante e amostras de mesmas dimensões. Entretanto, há uma peculiaridade na moldagem das amostras, os autores utilizaram uma mesa vibratória para a compactação dos corpos de prova, porém não conseguiram atingir os 105% do peso específico aparente seco máximo obtido no ensaio de Proctor normal, conforme requerido pelo programa experimental proposto. As tensões desvio são aplicadas por um atuador hidráulico com capacidade para até 500kN e frequência de até 5Hz. As pressões de confinamento atingiram até 500kPa quando foi utilizada água como fluido de confinamento e 350kPa quando foi utilizado ar. Além disso, o equipamento comporta uma válvula de alívio de segurança para pressão de 600kPa, caso fossem aplicadas pressões confinantes acima da capacidade da câmara triaxial.

Bhanitiz (2007) descreve o desenvolvimento um equipamento triaxial para investigar o comportamento de materiais utilizados como lastro de ferrovias, que pode ser solicitado sob carregamento estático e cíclico, onde os corpos de prova obedeceram às dimensões de 300x450mm. A carga axial é aplicada através de um cilindro pneumático que é monitorado por duas células de carga, uma externa, com capacidade de 100kN, e uma interna, com capacidade de 64kN, para aferir a precisão. Os deslocamentos são medidos por LVDTs submersíveis ligados diretamente à amostra. Entretanto, a principal diferença desse equipamento consiste na

utilização de um sistema apresentado em Ni *et al.* (2002), com base em na medição da pressão diferencial (hidrostática) para a variação de volume, em vez do deslocamento radial. O autor considerou que esse seria o melhor método de verificar a deformação radial, visto que materiais granulares para lastro apresentam acentuadas irregularidades na superfície.

Malysz (2009) desenvolveu um equipamento triaxial de grandes dimensões, na UFRGS, para avaliação de agregados mais grosseiros. O equipamento comporta amostras de 250x500mm, o que permite agregados de até 50mm na sua composição, e possibilita a realização de ensaios estáticos e dinâmicos. Em ensaios dinâmicos, a tensão desvio é aplicada por um cilindro pneumático com capacidade nominal de 20kN, já os ensaios de resistência ao cisalhamento são realizados por uma unidade de levantamento com capacidade para 200kN, situada sobre a base. A variação dos pares de tensões pode ser ajustada manualmente. O equipamento também utiliza sensores de deslocamento do tipo LVDT, transdutores de pressão, para avaliação da confinante e da pressão no cilindro pneumático, e célula de carga para medição da tensão desviadora. O equipamento utiliza o sistema de aquisição de dados e programa para gerenciamento de dados da HBM, Spider 8 e Catman 4.5, respectivamente. O autor comparou os resultados obtidos com outros realizados com materiais similares, porém para equipamentos com dimensões menores. Os resultados demonstraram maior significância em função do tamanho da amostra, porém o autor cita que eventos aleatórios podem comprometer o ensaio, como posicionamento correto dos sensores no corpo de prova, processo de compactação, influência da vibração, entre outros, os quais devem ser observados na análise.

Kakuda *et al* (2010) desenvolveu um equipamento de grande porte para ensaios em laboratório de estruturas de pavimentos com materiais, espessuras de camadas e condições de carregamento similares às de campo. O equipamento possui base com dimensões de 1,5 x 1,5m e altura de 1,2m, e o carregamento cíclico é proporcionado por um cilindro pneumático que aplica a carga sobre uma superfície por meio de uma placa metálica circular com 300mm de diâmetro e 25,4mm de espessura. Ao se aplicar cargas cíclicas de 40kN, com duração de 1Hz, reproduz-se a condição preconizada para o ensaio.

### 3.8 PRINCÍPIOS DA ANÁLISE MECANÍSTICA

A análise dos resultados de ensaios realizados nos materiais, por si só, não fornece informações suficientes para avaliar o desempenho de um pavimento. Visto que o comportamento dos materiais apresenta variações dependendo do estado de tensões a que são submetidos. A mudança de um material em uma estrutura de pavimento pode ocasionar variações específicas, por exemplo, na resistência à fadiga de um revestimento, como pode alterar significativamente o comportamento do pavimento como um todo. Portanto, para uma avaliar detalhadamente os estados de tensões atuantes nas camadas de pavimentos, deve-se utilizar um procedimento denominado análise mecanística (ou mecanicista). Através das respostas obtidas nessa análise, em conjunto com modelos existentes na literatura, pode-se (MALYSZ, 2009; BALBO, 2007; MEDINA & MOTTA, 2005):

- a) Determinar a estrutura mais apropriada para projetos;
- b) Controlar a qualidade estrutural das camadas a serem executadas;
- c) Determinar a vida útil remanescente de um pavimento;
- d) Avaliar a estrutura do pavimento para eventual restauração;
- e) Selecionar a carga por roda que será permitida no pavimento (geralmente quanto o pavimento já está construído).

Vários programas encontram-se disponíveis para essa finalidade, alguns comerciais, outros de domínio público. Todavia, cada programa possui características distintas e limitações. Grande parte deles são determinados pelo sistema elástico de camadas, baseados em cálculos analíticos, e outros são fundamentados no método dos elementos finitos. Dentre os programas que utilizam o modelo elástico, citam-se: BISAR (desenvolvido pela Shell), Kenlayer, Everstress, JULEA, MnLayer, ELSYM5, entre outros. Entre os que utilizam o método dos elementos finitos, destacam-se: Everstress FE, ARKPave e FENLAP, sendo que esse último é baseado na teoria do *Shakedown*.

Buscando melhorar os projetos de pavimentação, em termos de eficiência estrutural, de modo a utilizar diversos materiais cujo desempenho de campo ainda não se tem experiência suficiente, Franco (2007) desenvolveu um método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos consolidado em um programa de computador. O programa utiliza, em conjunto, a análise elástico-linear e a elástico não linear, sendo os danos estimados por modelos

de previsão de fadiga, deformação permanente e deformação máxima admissível no topo do subleito, adequados às condições ambientais do país e considerados diversos tipos de configuração de eixos. O programa encontra-se em aprimoramento permanente, visto que considera um número elevado de variáveis. Todavia, mostrou-se como uma consistente ferramenta para melhorar os métodos de dimensionamento existentes no país.

Masad e Little (2004) realizaram uma análise da sensibilidade da resposta de camadas granulares a partir do guia de projeto da AASHTO (2002), considerando o efeito de diversos parâmetros no desempenho dos pavimentos. Foram comparadas as deflexões medidas em campo com as previstas nos modelos que consideram a anisotropia dos materiais. Os melhores resultados foram obtidos com o módulo de resiliência horizontal sendo aproximadamente 1/3 do módulo vertical. Além disso, foram realizadas análises quanto a deformações permanentes e vida de fadiga. Entretanto, as análises considerando materiais anisotrópicos levaram à deformações permanentes maiores para base e revestimento em relação àquelas considerando materiais isotrópicos. Por outro lado, a vida de fadiga calculada para os pavimentos analisados foi maior quando se utilizou propriedades anisotrópicas não-lineares. Em suma, a análise de sensibilidade mostrou que a rigidez e a espessura da base granular têm influência expressiva na irregularidade e no trincamento longitudinal. Já a influência das propriedades da base granular no trincamento por fadiga é cerca da metade daquela desempenhada sobre o trincamento longitudinal e oferece pouca influência nas deformações permanentes.

Peraça (2007) desenvolveu análises mecânicas com auxílio do programa Everstress 5.0, desenvolvido pelo Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Washington (EVERSERIES, 2005), muito utilizado pela sua abrangência na área técnica e pela sua interface simples. O programa realiza análises elásticas e não lineares em estruturas formadas por até cinco camadas, que podem ser solicitadas por até 20 carregamentos, distribuídos em eixos e rodas distintos. O autor analisou quatro estruturas com o objetivo de avaliar o desempenho de solos saprolíticos de rochas vulcânicas da região central do Rio Grande do Sul, de acordo com as possibilidades de utilização dos referidos materiais como sub-base, base ou revestimento primário. Para a análise como material de base foram considerados revestimentos do tipo tratamento superficial e pré-misturado a quente. Por outro lado, para avaliação como material de sub-base, a base foi considerada de brita graduada e o revestimento em concreto asfáltico. Com os estados de tensões determinados, foram realizadas análises de fadiga para os

revestimentos asfálticos, de resistência ao cisalhamento para os materiais granulares e de deformações permanentes excessivas no subleito, segundo modelos propostos pelo método de dimensionamento de pavimentos flexíveis da República da África do Sul – SAMDM (SAPEM, 2013). Os resultados demonstraram a elevada influência do grau de compactação e do teor de umidade no desempenho das estruturas avaliadas, de modo que estruturas mais compactas alcançaram melhores resultados em termos de resistência às deformações cisalhantes.

## 4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS RECICLADOS

Para viabilizar o emprego dos RCD como material alternativo em camadas inferiores de pavimentos, é necessário conhecer algumas características tecnológicas, uma vez que o desempenho de materiais granulares está ligado a propriedades como composição mineralógica, granulação, composição química, tendência à degradação e abrasão. Desse modo, a primeira etapa da análise laboratorial deteve-se no reconhecimento desses aspectos para interpretar suas implicações no comportamento dos agregados.

#### 4.1.1 Avaliação dos processos de captação e Beneficiamento de RCD

Todas as características dos agregados reciclados estão ligadas ao seu ciclo produtivo, principalmente aos processos de captação e beneficiamento para transformação em matéria prima renovável. Dessa forma, é imprescindível avaliá-los para verificar as possíveis implicações desses processos na qualidade e heterogeneidade do material, bem como no seu comportamento mecânico. Nesse sentido, essa etapa consistiu em uma pesquisa dos processos de captação e beneficiamento dos RCD nos pontos de coleta, os quais foram escolhidos em função da sua natureza e representatividade na região: um deles proveniente do sistema público, constituído por uma ONG, e o outro por uma empresa privada, ambos na cidade de Porto Alegre.

O modelo adotado para avaliação desses procedimentos seguiu alguns dos preceitos estabelecidos na pesquisa de Fernandes (2013), a qual se baseou na Metodologia dos Sistemas Flexíveis. Nela, é indicado uma abordagem das diferentes percepções e perspectivas de todos os envolvidos nos processos, buscando delimitar características comuns a ambos, tal como situações conflitantes. No entanto, a análise baseou-se preponderantemente nos aspectos que possam beneficiar a área de pavimentação.

Por meio de visitas técnicas e observações em campo, investigou-se qualitativamente as ações propostas nas unidades de beneficiamento e como estas são executadas. Assim, essa fase foi dividida nas seguintes etapas:

- a) Efetuou o diagnóstico das plantas existentes em cada unidade, analisando os seguintes aspectos: como os RCD chegam ao local e onde são dispostos, quais são os processos de triagem, tipos de equipamentos usados no beneficiamento, e como ocorre a divisão e o armazenamento após britagem.
- b) Realizou-se a análise do material coletado, de onde são provenientes os resíduos recebidos em cada unidade; os procedimentos de triagem observados no gerador, as possíveis contaminações e o transporte até as unidades de reciclagem.
- c) Se considerou a análise pós-emprego onde foram avaliadas as implicações dos processos de captação e beneficiamento nas características e no comportamento dos agregados reciclados, a serem observados no decorrer da análise laboratorial. Dessa maneira, essa fase buscou inferir proposições que viabilizem a padronização da oferta e diminuam as variações no comportamento dos RCD para promover futuras aplicações em pavimentos.

#### 4.1.2 Coleta dos agregados

Na construção civil, para se obter maior eficiência e melhorar a produção, geralmente o cronograma das obras prevê que as etapas construtivas sejam realizadas conforme as condições climáticas (principalmente pluviométricas) propiciadas pelas diferentes estações do ano. Além disso, como abordado no subcapítulo 2.1, muitos autores consideram que deve ocorrer uma distinção entre resíduos de construção e resíduos de demolição, visto que os primeiros ainda podem apresentar potencialidades para reagir com um agente aglutinador, caso fosse utilizado.

Buscando um material que englobasse toda essa heterogeneidade, a coleta dos agregados foi realizada de três modos distintos: na parte externa das pilhas, na parte interna das pilhas, e com anteparo posicionado abaixo da correia transportadora dos britadores, durante o processo de britagem. Essas coletas englobaram pilhas distintas de RCD misto, tanto da unidade de reciclagem pública - ONG, quanto da unidade privada.

#### 4.1.3 Caracterização Física

A caracterização física dos agregados reciclados objetiva, principalmente, a determinação do tamanho das partículas, dos tipos de materiais que os compõem e suas implicações no conjunto. As análises que compreendem essa caracterização são descritas a seguir.

#### 4.1.3.1 Análise granulométrica

A granulometria do agregado é uma das características que asseguram estabilidade aos pavimentos, decorrente do atrito referente ao entrosamento das partículas. A distribuição granulométrica dos agregados coletados na usina de determina o encaminhamento da pesquisa, pois orienta os processos de adequação. Assim, o ensaio foi realizado de acordo com a norma DNER–ME 83 (DNIT, 1998) referente a agregados, para que se possa analisar a granulometria, o diâmetro máximo e os parâmetros da curva granulométrica de cada coleta.

#### 4.1.3.2 Análise quali-quantitativa das partículas

Como já visto no item 2.6, somente os resíduos Classe “A” devem ser submetidos ao processo de reciclagem para produção de agregados. Dessa forma, os agregados reciclados mistos tendem a ser constituídos majoritariamente por resíduos cinzas e vermelhos (derivados de cimento e cerâmica, respectivamente). No entanto, esses compostos possuem características distintas, que podem interferir nas demais propriedades.

Para verificar a eficiência do processo, paralelamente à análise granulométrica, procedeu-se com a caracterização quali-quantitativa das amostras. Esse procedimento compreendeu a separação das partículas graúdas segundo as classes apresentadas na Resolução 307 do CONAMA (CONAMA, 2002), bem como ocorreu uma subdivisão nos materiais predominantemente encontrados nas amostras.

A realização do processo se deu por catação e foi dividida conforme o tamanho das partículas retidas nas malhas das peneiras 50mm (2”), 25mm (1”), 19mm (3/4”) e 9,5mm (3/8”), pois os agregados com essas dimensões são mais suscetíveis ao desgaste por abrasão.

#### 4.1.3.3 Resistência ao desgaste por abrasão

Durante a preparação de amostras para ensaios mecânicos ou no decorrer da execução de uma camada ocorre a degradação de alguns materiais por meio de choques mecânicos ou pelo atrito entre as partículas. Esse fenômeno altera a resistência, visto que modifica a granulometria inicial, decorrente do aumento de partículas finas e/ou da modificação da textura.

Assim sendo, esse ensaio objetivou verificar o desgaste físico sofrido pelos agregados quando submetidos à uma carga abrasiva. O mesmo colaborou para o entendimento de como esse efeito

é capaz de afetar os demais processos, que podem culminar com a modificação do tamanho dos grãos e, por conseguinte, da granulometria inicial, como: preparação do material, compactação ou ensaios para avaliação do comportamento mecânico. Para isso, os agregados foram submetidos ao ensaio com graduação condizente com as distribuições granulométricas que representam os RCD coletados em ambas as unidades, como prescrito na norma rodoviária DNER–ME 35 (DNIT, 1998).

#### 4.1.4 Caracterização Química

Devido à constituição dos RCD apresentar grande variabilidade, onde se pode encontrar alguns minerais ou compostos que podem agir na aglutinação, contribuir para expansividade do conjunto ou degradar-se pela ação de agentes corrosivos, evidenciou-se a importância da realização da análise de algumas características químicas para o entendimento do comportamento desses agregados. Neste sentido, a análise química foi executada com as amostras de ambas as unidades e abordou a composição de elementos e a durabilidade frente a condições ambientais.

##### 4.1.4.1 Ensaios de Fluorescência de Raios-X

O emprego das análises por Fluorescência de Raios-X (FRX) é usual no ramo da petrologia, porém pode ser utilizada para fins geotécnicos com o objetivo de identificar os elementos compõe os RCD.

As análises compreenderam duas amostras de cada unidade de beneficiamento, compostas por material passante na peneira 0,075mm (#200). Para realização do ensaio, as amostras seguiram as especificidades relacionadas no trabalho de Injuk et al. (2006), onde foram preparadas em pastilhas comprimidas.

As análises de FRX foram executadas pelo Laboratório de Materiais Cerâmicos (LACER) da UFRGS. Os teores dos diversos compostos presentes nos materiais estudados foram determinados por análise sem padrões (*standardless*). Para tal, foi empregado um espectrômetro por fluorescência de raios X, modelo *inVia*, marca Renishaw. Já as análises de Perda ao Fogo (PF), que visam identificar a presença de matéria orgânica e substâncias voláteis no material, foram efetuadas submetendo as amostras à queima com temperatura de aproximadamente 1000°C durante uma hora, onde procedeu-se a avaliação da variação termogravimétrica.

#### 4.1.4.2 Avaliação da durabilidade

O desgaste que o material pode sofrer quando exposto às condições ambientais ou por meio do contato com substâncias corrosivas afeta sua resistência e, por consequência, seu desempenho em campo. Em rochas, a solução saturada de sulfato de sódio penetra nos interstícios e, por meio dos ciclos de molhagem e secagem, promove a precipitação dos íons, que se cristalizam e exercem pressões nos poros e nas microfissuras causando desintegração.

No caso dos RCD, que são compostos por materiais distintos, dentre os quais há uma parcela de concreto (denominado como “pedra artificial”) e outros materiais cimentados, essa avaliação torna-se mais importante, visto que além da desintegração que poderá ocorrer no material rochoso, poderá haver uma reação com as ligações químicas desses compostos.

Dessa maneira, a durabilidade frente às intempéries – também conhecido como sanidade – será avaliada em duas amostras representativas, uma de cada unidade de beneficiamento (pública e privada), conforme descreve a norma rodoviária DNER–ME 089 (DNIT, 1994), de maneira a identificar quais compostos apresentam maior a resistência à desintegração química e quantificar essas variações.

## 4.2 ADEQUAÇÃO GRANULOMÉTRICA

Em uma usina de reciclagem de RCD, existem dificuldades em manter a produção uniforme, bem como a distribuição granulométrica dos agregados reciclados após o beneficiamento. Isso ocorre por vários motivos que podem estar ligados aos equipamentos utilizados, ao material processado e/ou à falha humana.

É oportuno estabelecer alguns limites ao longo da pesquisa, que podem ser inferidos ao processo produtivo ao passo que os resultados são apresentados. Por isso, os resultados das distribuições granulométricas obtidas foram enquadrados nos limites da norma DNIT 141–ES (DNIT, 2010), que especifica as faixas granulométricas para material granular em bases de pavimentos conforme diferentes volumes de tráfego (Tabela 11). Ademais, o enquadramento nessas faixas simplifica a comparação com outros tipos de agregados.

Buscando simplificar os processos, essa pesquisa considerou a utilização de um diâmetro máximo pré-estabelecido de 64mm. Desse modo, podem ocorrer duas variações

granulométricas dentro do limite determinado: graduação distinta em virtude do processo de beneficiamento ou variações decorrentes da quebra das partículas em procedimentos mecânicos.

Tabela 11 - Especificações para material granular conforme volume de tráfego.

Tipos	N > 5x10 <sup>6</sup>				N < 5x10 <sup>6</sup>		Tolerâncias da faixa de projeto
	A	B	C	D	E	F	
Peneiras	% em peso passando						
2"	100	100	-	-	-	-	±7
1"	-	75-90	100	100	100	100	±7
3/8"	30 - 65	40-75	50-85	60-100	-	-	±7
nº4	25 - 55	30-60	35-65	50-85	55-100	70-100	±5
nº10	15 - 40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100	±5
nº40	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70	±2
nº200	2-8	5-15	5-15	10-25	6-20	8-25	±2

Fonte: DNIT 141-ES (DNIT, 2010).

Ressalta-se novamente que, segundo a literatura – subcapítulo 2.2, a abrasividade dos agregados é elevada. Sendo assim, esse também pode ser um condicionante para estabelecer o diâmetro máximo, visto que após a decomposição das partículas, essas podem ultrapassar ou se adequar a esses limites, bem como mudar a graduação da curva.

Para simplificar as comparações com demais trabalhos que utilizaram RCD (Delongui, 2012) ou Britas Graduadas (Malysz, 2004; Malysz, 2009), as curvas resultantes da análise granulométrica foram enquadradas nas faixas especificadas na Tabela 11, na qual foi escolhida a que apresentava melhor distribuição entre os limites.

A distribuição granulométrica do material coletado na unidade pública (ONG) e na unidade privada (UP) apresentaram diâmetro máximo de 50mm e 64mm, respectivamente. No entanto, uma fração da distribuição granulométrica da UP não obedece a relação de 1/5 do diâmetro do corpo de prova para representatividade em ensaios mecânicos, que é de 250 mm para os ensaios triaxiais em equipamento de grande porte, nem o diâmetro máximo especificado na faixa A da norma DNIT 141-ES (DNIT, 2010), que é 50mm (2"). Sendo assim, o diâmetro máximo da unidade privada teve que ser adequado para que ficasse similar ao da pública. Para isso, dois processos foram executados: o de substituição (onde a porcentagem de material retida na

peneira 50mm é substituída em iguais proporções às graduações inferiores da curva granulométrica inicial) e o escalpo<sup>1</sup> (onde a porcentagem retida na peneira 50mm é substituída em iguais proporções por material passante na peneira 50mm e retido na peneira 25mm). Esses procedimentos visam demonstrar as implicações ao serem implantados nas unidades, principalmente com relação a mudança na distribuição granulométrica, bem como suas inferências no comportamento mecânico.

### 4.3 AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE COMPACTAÇÃO

A compactação das amostras seguiu as orientações da norma DNIT–ME 164 (DNIT, 2013). Ademais, adotou-se a energia intermediária, como prescreve a NBR 15116 (ABNT, 2004) para execução de camadas de sub-base, base e revestimento primário constituídos de agregados reciclados de RCD.

A norma ainda descreve que é possível utilizar a energia modificada para a camada de base, porém entende-se que, por apresentarem elevada abrasividade, os agregados reciclados são predispostos a se fragmentar durante o processo de compactação, podendo modificar abruptamente a distribuição granulométrica inicial. Além disso, se os agregados reciclados forem utilizados como camada de pavimentos, a utilização da energia modificada encareceria o processo. Para quantificar a fragmentação desse material, análises granulométricas foram realizadas antes e após os ensaios.

Outro aspecto que influencia diretamente na compactação e, por conseguinte, no comportamento mecânico dos agregados reciclados é a quantidade de água no conjunto. Entretanto, controlar o teor de umidade em campo não é uma tarefa simples, dado que muitos fatores estão envolvidos: clima, composição dos materiais, absorção, armazenamento, entre outros. Nesse sentido, para todas as distribuições analisadas, a pesquisa buscou reproduzir as principais situações que ocorrem em campo quanto ao armazenamento dos materiais:

- a) Em regiões ou estações secas, onde há baixa precipitação e/ou temperaturas elevadas: nesse caso, o material apresenta apenas a umidade higroscópica e pode absorver água

---

<sup>1</sup> O procedimento de escalpo adotado possui uma pequena variante do recomendado na norma DNIT-ME 134 (DNIT, 2010), onde determina que a substituição do material retido seja feita em um intervalo específico. No entanto, por grande parte dos ensaios especiais serem realizados em corpos de prova de 250 x 500 mm, e pela facilidade de implantação em uma usina de processamento, adotou-se o procedimento supracitado.

do conjunto, o que diminuiria a água capilar e – em grandes quantidades – tornaria o agregado mais propício a quebra, pois diminuiria a “lubrificação” entre as partículas, bem como a resistência. Para representar essa situação, os agregados foram secos em estufa por 24h à 60°C, após foram retirados e expostos ao ar até atingirem a temperatura ambiente e submetidos ao ensaio com teor de umidade variando de 10% a 16% do seu peso. Para esse modo de umedecimento adotou-se a designação “Seco”.

- b) Quando o material se encontra em uma zona onde o clima é úmido, com alta taxa de precipitação ou com índices pluviométricos elevados (típico de regiões de clima subtropical, principalmente no inverno): nesse evento, a exposição do material ao clima possibilita que a pilha fique encharcada, ocorrendo percolação para o seu interior. Esse tempo de exposição a essas condições faz com que alguns componentes possam absorver grandes quantidades de água, o que pode ser benéfico para o comportamento mecânico, visto que não irá retirar a água nos capilares e favorecerá o acomodamento das partículas. Para reproduzir essa situação, as distribuições foram umedecidas por 24h com teores de umidade que também variaram de 10% a 16% do seu peso, onde a homogeneização da umidade se deu com o material dentro de sacos plásticos lacrados por 24h com o teor escolhido. Após esse período, o material preparado foi retirado e submetido diretamente ao ensaio (Figura 43 – a). Para esse modo de umedecimento, adotou-se a sigla “U24h”.
- c) Após um período de chuva, em pontos de precipitação moderada ou quando o material é espalhado ainda úmido para ser compactado, principalmente em locais onde há altos índices de evaporação: Diante dessa circunstância, os materiais mais finos (por apresentarem maior superfície específica) secam mais rapidamente, enquanto que os materiais mais grosseiros evaporam a água superficial, mantendo o interior úmido. Essa situação apresenta os mesmos benefícios da anterior - visto que a absorção já ocorreu nas partículas graúdas, já o controle de umidade do conjunto é facilitado pela inserção de água nas partículas mais finas. Para essa situação, os agregados considerados graúdos, retidos ou na peneira 4,75mm (# n°4) ou superiores, foram imersos durante 24h; então foram retirados e levados a peneira 4,75 mm para drenagem e posterior exposição ao ar por 10 minutos. Após isso, foram pesados para saber a quantidade de água absorvida e misturados com os miúdos, então acrescentou-se água até atingir os teores similares aos demais (Figura 43 – b, c, d, e, f). O controle da umidade baseou-se na análise da água absorvida na fração graúda, por pesagem antes e depois do

umedecimento; após isso, acrescentou-se a fração miúda com teor de umidade necessário para atingir o teor desejado em todo o conjunto. Para esse modo de umedecimento adotou-se a sigla “FGSS”.



Figura 43 – Preparação do material e processo de compactação: (a) umedecimento do material por 24h, (b) imersão da fração grosseira e secagem da água superficial, (c) mistura da fração fina (seca) com a fração grosseira (superfície seca), (d) separação dos materiais em frações com proporções semelhantes, (e) quebra do material grosseiro durante a compactação dinâmica, (f) partícula grosseira de uma amostra que não passou por umedecimento por tempo prolongado, no detalhe verifica-se que a absorção ocorre somente na superfície.

Fonte: Acervo do Autor (2016).

A quebra que as partículas podem sofrer pelo método de compactação também foi analisada. De posse dos resultados de ensaio, foram moldadas amostras pelo método dinâmico e vibratório na densidade e umidade ótima correspondente para cada caso. O método dinâmico consistiu no uso de soquete, como definido na norma DNIT–ME 164 (DNIT, 2013); já o método vibratório, que foi utilizado para amostras de grande porte (25 x 50 cm), empregou um martelo rompedor. Após a moldagem, os corpos de prova foram desmembrados com cuidado e secos em estufa a uma temperatura de 60°C por 24h, então procedeu-se novamente com a análise granulométrica.

A opção pela compactação com martelo rompedor em amostras de grande porte baseou-se no trabalho de Malysz (2009), onde o autor demonstra que, para atingir a densidade desejada com soquete em amostras de britas graduadas compactadas na energia modificada, seriam necessários mais de 2000 golpes por camada, o que inviabilizaria a grande quantidade de ensaios. O equipamento utilizado nessa tese foi um martelo rompedor da marca DeWALT, modelo D25901K, pesando 10,5 kg, com potência de 1500W e frequência variável de 1020 a 2040 golpes por minuto, com energia variando de 5 a 25 Joules, respectivamente. Para todos os ensaios dessa pesquisa, a frequência utilizada foi a mais baixa, isto é, 1020 golpes por minuto.

#### 4.4 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO

A análise do comportamento mecânico constituiu-se por ensaios que procuram simular as solicitações que podem ser geradas em campo. Desse modo, essa avaliação objetivou descrever como os agregados reciclados poderão responder aos esforços decorrentes do tráfego quando utilizados como camadas inferiores de pavimentos. Por meio dos resultados desses ensaios será possível obter parâmetros que respondam à diversas situações e assim utilizá-los como referência para futuros projetos.

##### 4.4.1 Módulo de resiliência

Para efetuar relações e comparar os resultados, os ensaios foram realizados em dois equipamentos triaxiais para carregamento repetido: um convencional (denominado também de pequeno porte), que possibilita analisar amostras de 10 x 20 cm, e outro de grande porte, que utiliza amostras de 25 x 50 cm.

O equipamento convencional, legitimado nas pesquisas do Laboratório de Pavimentação da UFRGS, segue todos os preceitos determinados na norma rodoviária DNER–ME 131 (DNIT, 1994). O equipamento triaxial de grande porte, desenvolvido por Malysz (2009), já descrito no subcapítulo 3.7, permite a utilização de partículas com até 50mm, respeitando a proporção da norma, que é de 1/5 do diâmetro. Em contrapartida, o equipamento convencional suporta partículas de até 20 mm. É importante ressaltar ainda que o diâmetro máximo das partículas é limitado nesses valores após a compactação.

A especificação nacional delimita que, após a preparação do corpo de prova na câmara triaxial, seja realizado um condicionamento inicial, o qual, segundo Medina e Motta (2005), é importante para eliminar as grandes deformações plásticas que ocorrem no início da aplicação das cargas. Após o condicionamento, deverão ser aplicados 200 ciclos para cada estado de tensões, tanto para a fase de condicionamento, quanto para a fase de ensaio (onde devem ser medidas as deformações resilientes). Tanto para o triaxial convencional, com amostras de 10x20cm, quanto para o de grandes dimensões, com amostras de 25x50cm (Figura 44), cada estágio de aplicação de carga registra a deformação resiliente referente àquele estado de tensões tomando-se a média dos cinco últimos pulsos de deslocamento.

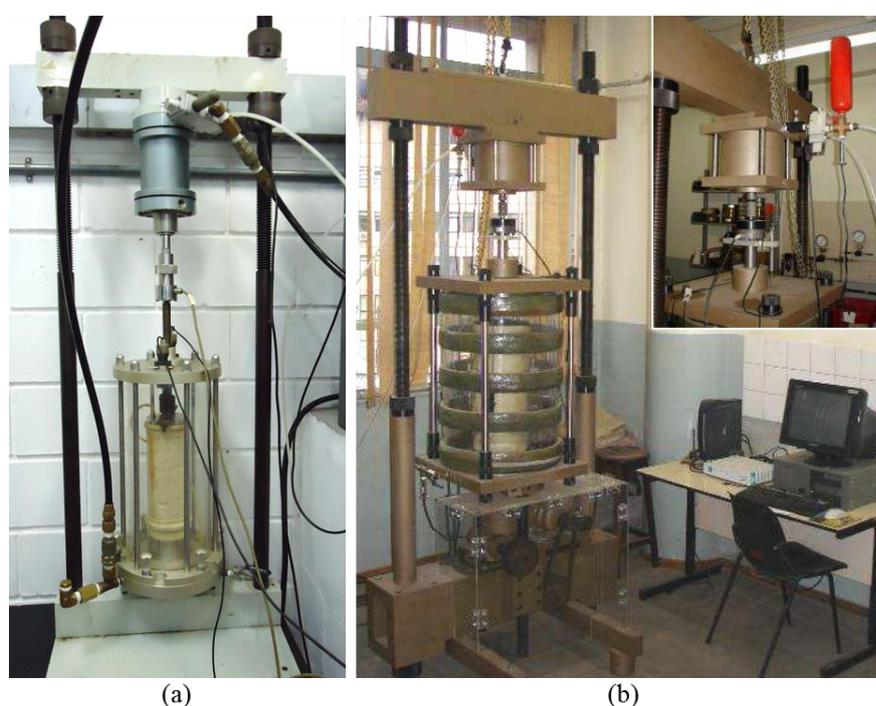


Figura 44 – Equipamentos triaxiais para carregamento repetido: (a) convencional (amostras de 10x20cm) e (b) de grandes dimensões (amostras de 25x50cm). No detalhe, o sistema de aplicação de carregamento cíclico.

Fonte: Acervo do autor e adaptado de Malysz (2009).

Ambos os equipamentos aplicam um ciclo de carga por segundo ou 1Hz, com duração de 0,1s, de modo que estão adequados ao método nacional, já exposto, e aos procedimentos internacionais, como descrito nas normas TP46-94 da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) e AFNOR NF P 98-231-1. A diferença entre ambos os equipamentos se encontra na duração do pulso, pois, em virtude dos atuadores serem diferentes, o triaxial de grande porte teve que ser calibrado para manter a duração da carga em 0,1s.

Para a leitura do deslocamento vertical, ambos os equipamentos utilizam transdutores de deslocamento vertical do tipo LVDT (*Linear Variable Differential Transducer*). O equipamento de grandes dimensões possui dois transdutores posicionados internamente à câmara triaxial e um terceiro externamente. As deformações obtidas a partir dos registros do LVDT externo foram calculadas em relação à altura total do corpo de prova e as obtidas a partir dos LVDTs internos, calculadas em relação ao seu terço médio para evitar os efeitos de borda. Já o equipamento triaxial convencional possui dois transdutores localizados na parte externa da câmara, onde os registros foram calculados em relação à altura total do corpo de prova. Os deslocamentos registrados, aliados às leituras da célula de carga, permitiram o cálculo do módulo de resiliência.

A avaliação do comportamento resiliente dos RCD foi dividida em duas partes: análise de todas as configurações pré-determinadas na compactação para as amostras de pequeno porte (triaxial convencional, amostras de 10 x 20 cm), e reprodução das mais promissoras no triaxial de grande porte (25 x 50 cm). Essa opção foi considerada em virtude das variantes do processo: quantidade de material (em que o volume de material utilizado para uma amostra de grande porte é aproximadamente o utilizado para 15 amostras de pequeno porte), processo de compactação, manuseio da câmara, preparação, calibração e checagem dos equipamentos, entre outros (Figura 45).

Com relação aos ensaios de pequeno porte, no triaxial convencional, foram moldadas três amostras para cada configuração analisada no ensaio de compactação. Para isso, foi adotado o processo de densificação, executado por compactação dinâmica - em cinco camadas iguais - até atingir a massa específica máxima e a umidade ótima provenientes dos ensaios de compactação. O mesmo procedimento foi utilizado para as amostras de grande porte, a não ser pela compactação vibratória e pelo número de camadas, visto que a amostra foi subdividida em 10 camadas iguais em virtude do seu tamanho. Para avaliar o efeito do tipo de compactação e do tamanho da amostra, para as configurações consideradas mais promissoras (utilizadas nos ensaios de grande porte), foram moldadas amostras adicionais de 10 x 20 cm pelo método vibratório.

Para melhor visualização do comportamento resiliente, os resultados obtidos foram ajustados com auxílio computacional pelos modelos  $MR-\sigma_3$  e  $MR-\theta/P_{atm}$ , frequentemente utilizados em

programas de análise mecânica, de modo a determinar a suscetibilidade de cada configuração ao carregamento e à tensão de confinamento.



Figura 45 – Preparação para ensaio triaxial de grande porte: (a) Afixação do molde tripartido, (b) compactação com martetele, (c) retirada do molde e checagem de possíveis imperfeições na amostra, (d) sapatas para fixação dos sensores de deslocamento no terço médio da amostra, (e) encamisamento com a membrana e posicionamento dos sensores de deslocamento internos, (f) posicionamento da câmara de acrílico, (g) posicionamento dos sensores de deslocamento externos e aferição dos transdutores de pressão e da célula de carga.

Fonte: Acervo do autor (2016).

#### 4.4.2 Ensaios Triaxiais de Carregamento Monotônico

Os ensaios triaxiais de carregamento monotônico foram realizados segundo a modalidade de deformações controladas, adensados isotropicamente e drenados (CID), ou seja, a drenagem é permitida tanto na fase de adensamento quanto na fase de cisalhamento. Assim sendo, foi possível analisar o comportamento quanto à deformabilidade elástica dos RCD e quanto à resistência ao cisalhamento.

O equipamento utilizado para ensaios em corpos de prova convencionais (10 x 20 cm) foi uma prensa da marca *Wykeham Farrance Int.* com capacidade para 50kN e velocidade de deslocamento máxima considerada de 6mm/min, porém a mesma opera com velocidade de 5,99999mm/min, que corresponde a 3%/min ou 0,05%/s. Para manter os mesmos 0,05%/s em um corpo de prova com 50cm de altura, a prensa do triaxial de grande porte necessitou operar com velocidade de 15mm/min. Essa velocidade foi escolhida em razão de o ensaio ser drenado, com ínfimo efeito da poropressão, e por ser a mesma adotada nas pesquisas de Niekerk *et al.* (2000) e Malysz (2009), realizadas com agregados reciclados de RCD e britas graduadas, respectivamente. Ambos os equipamentos utilizados na pesquisa são expostos na Figura 46.

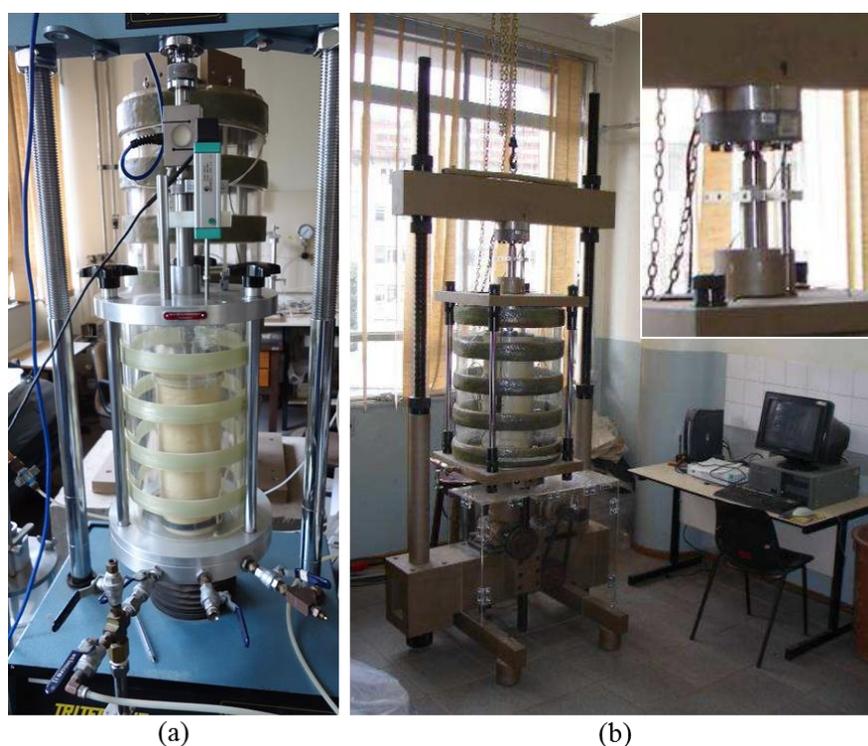


Figura 46 – Equipamentos triaxiais para carregamento monotônico: (a) prensa convencional (amostras de 10x20cm) e (b) triaxial de grandes dimensões (amostras de 25x50cm) adaptado. No detalhe, sistema de aplicação de carregamento monotônico.

Fonte: Acervo do autor e adaptado de Malysz (2009).

Os estados de tensões típicos de camadas de pavimentos são aqueles sugeridos pelas normas de ensaios de módulo de resiliência e, nessa pesquisa, podem ser tomados como referência para os ensaios de carregamento monotônico. Dessa forma, os ensaios triaxiais de carregamento monotônico foram conduzidos segundo as pressões confinantes de 25, 50 e 100kPa, obtidas com ar comprimido. Segundo a norma AASTHO TP46-96, a menor tensão confinante sugerida para materiais de subleito é 13,8kPa, um pouco abaixo do intervalo de tensões proposto. Porém,

para camadas de base ou sub-base, a maior tensão é 137,9kPa, encontrando-se acima desse intervalo. Já as pressões confinantes sugeridas pela normatização nacional, conforme a norma DNIT-ME 134 (DNIT, 2010), encontram-se entre 20,7 e 137,9kPa. Nesses casos, os intervalos propostos para os ensaios estão próximos ao limite inferior, mas para pressões horizontais acima de 100kPa, os resultados dos ensaios precisam ser extrapolados. Essas delimitações foram adotadas em conformidade às pesquisas de Malysz (2004) e Malysz (2009), de modo a permitir comparações entre o comportamento mecânico de agregados reciclados e de britas utilizadas em camadas inferiores, descritas nessas pesquisas.

Os ensaios de resistência ao cisalhamento seguiram as mesmas proposições dos ensaios de módulo de resiliência, onde foram analisadas todas as configurações pré-determinadas na compactação para as amostras de 10 x 20 cm. Da mesma forma, houve a reprodução das mais promissoras no triaxial de grande porte (25 x 50 cm), porém ressalva-se que, em virtude do grande volume de material utilizado por amostra e do ensaio de módulo de resiliência ser considerado um ensaio não destrutivo, após a realização de alguns desses, era reconfigurado o equipamento triaxial e então procedia-se com o carregamento monotônico.

A partir das tensões de ruptura em cada pressão de confinamento foram definidas as envoltórias de ruptura em diagramas  $q \times p'$  de Lambe e Whitman (1969), onde também foram representadas as trajetórias de tensões. Os diagramas  $\tau \times \sigma$  de Mohr-Coulomb também podem ser obtidos, entretanto a análise concentrou-se nos diagramas  $q \times p'$  pois os mesmos são calculados, diferentemente dos diagramas  $\tau \times \sigma$  que partem de processos gráficos, que podem apresentar incertezas durante a obtenção dos parâmetros.

A determinação do coeficiente de Poisson, que expressa a relação entre a deformação transversal e a deformação longitudinal, é determinada pela variação radial do corpo de prova perante a aplicação de carga axial conjuntamente com a variação de altura, conforme ilustra a Figura 47. Essas deformações denominam-se deformação radial ( $\epsilon_r$ ) e deformação axial ( $\epsilon_a$ ), respectivamente expressas nas equações (17) e (18). Já o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) é expressado pela razão dessas deformações, conforme demonstra a equação (19).

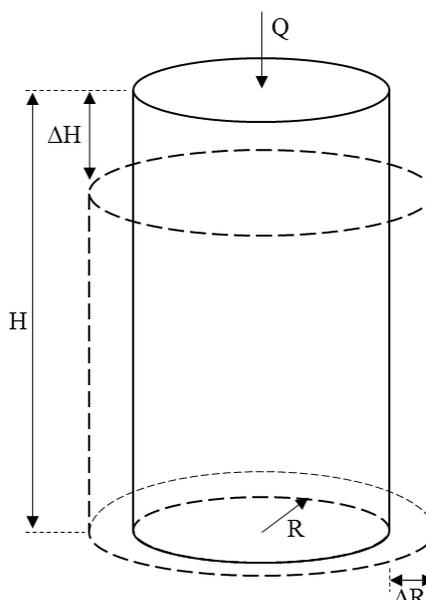


Figura 47 - Deformações no corpo de prova frente à aplicação de carga axial.  
Fonte: Adaptado de Vilar e Bueno (1985)

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta H}{H} \quad (17)$$

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta R}{R} \quad (18)$$

$$\nu = \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} \quad (19)$$

Para a determinação do mesmo, foi desenvolvido um aparato radial (Figura 48), composto por um anel de alumínio, que possuía um sensor de deslocamento na abertura, onde o suporte do sensor permitia giro. O contato do anel com a amostra era proporcionado por duas ponteiros igualmente espaçadas. Para equilibrar o peso do aparato, opostamente ao sensor, foi adicionado um contrapeso ao anel, que manteve o mesmo estável durante a realização dos ensaios. Essa determinação se deu de forma indireta, onde o sensor de deslocamento foi previamente calibrado em função da expansão radial. O posicionamento do aparato se deu na metade da altura do corpo de prova, local onde ocorre a maior variação radial, e a variação axial era medida por um sensor externo preso ao pistão. A verificação da variação radial ocorreu em conjunto com ensaios de resistência ao cisalhamento, nas respectivas tensões de confinamento.

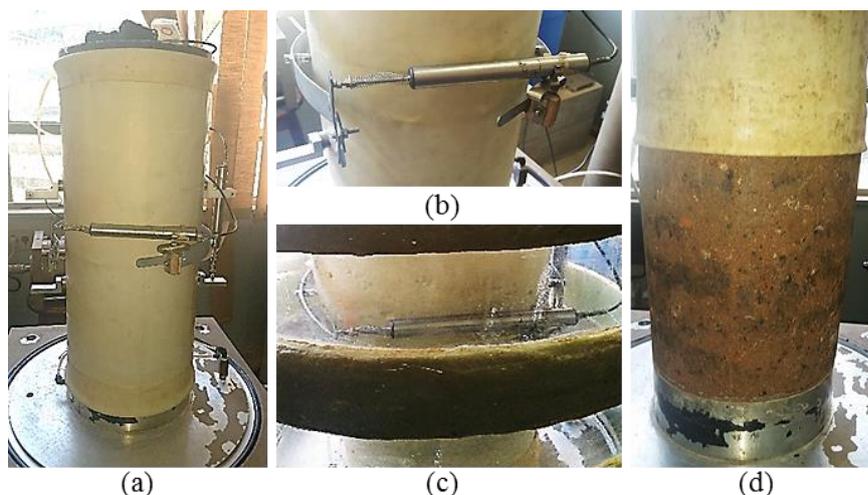


Figura 48 – Aparato para medição da deformação radial: (a) posicionamento na amostra, (b) ponteiras em detalhe, (c) espaçamento dentro da câmara e (d) superfície de contato íntegra após ensaio.

Fonte: Acervo do autor (2016).

#### 4.4.3 Ensaio Triaxiais de Deformações Permanentes

Os ensaios de deformação permanente foram realizados essencialmente no triaxial de grande porte (amostras de 25 x 50 cm), pois esse é capaz de utilizar a granulometria delimitada e, por isso, expressa com mais representatividade o comportamento dos agregados quando utilizados em campo. Devido à inexistência de normas nacionais para tal finalidade, os procedimentos seguiram os preceitos de Malysz (2009) e outros trabalhos expostos no item 3.2, todos baseados na norma francesa AFNOR NF P 98-231-1. Entretanto, os ensaios de deformações permanentes não foram realizados exatamente como determina essa norma, pois o sistema utilizado não foi desenvolvido para aplicar pressões confinantes cíclicas, como determina a norma francesa.

Nos ensaios de deformações permanentes, primeiramente foi aplicada a pressão de confinamento e, em seguida, os ciclos de tensão desvio. No decorrer do ensaio, foram monitoradas as respostas do corpo de prova ao estado de tensões escolhido, desconsiderando-se o primeiro ciclo de carga, com o objetivo de eliminar os efeitos de acomodamento do pistão, do cabeçote (*top-cap*), reproduzindo o condicionamento do ensaio de módulo de resiliência. O ensaio pode ser realizado em estágio único ou em multiestágios de carregamento. No primeiro, apenas um estado de tensões pré-definido é aplicado ao corpo de prova. No segundo, uma vez escolhida a pressão de confinamento (constante em todo ensaio), são aplicadas tensões desvio segundo as relações  $\sigma_d/\sigma_3$  de 1, 2, 3, 4 e 5, sendo que cada relação corresponde a um estágio.

Em virtude do grande volume de material a ser despendido, a escolha das tensões para a realização dos ensaios em estágio único foi relacionada ao comportamento resiliente do material. A partir dos resultados, foram realizadas análises mecânicas que simulassem o emprego da configuração mais representativa em pavimentos urbanos, para vias com baixo volume de tráfego, típico das regiões periféricas, onde há maior possibilidade de emprego desses agregados. Com auxílio dos *Softwares Everstress 5.0* e *KenPave*, foram avaliados os seguintes arranjos estruturais para o carregamento padrão (ESRD – 8,2t, sendo 20500N por rodado, com pressão de inflação dos pneus de 560 kPa e raio de contato de 10,795 cm):

- a) Revestimento composto de Blocos intertravado de concreto – considerando o conjunto bloco (8cm) + colchão de areia (3cm) – MR = 2000 Mpa; Coeficiente de Poisson = 0,15 (especificações sugeridas por Cruz, 2003).
- b) Base de RCD: Espessuras de 15, 20 e 50 cm; Coeficiente de Poisson = 0,35.
- c) Subleito: MR = 30, 50, 75 e 100 Mpa; Coeficiente de Poisson = 0,45.

Foram analisadas as tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  no topo, no meio e na base da camada de RCD. De posse desses valores, foram analisadas as tensões mais altas de cada arranjo e então escolhidas as que compuseram os ensaios em estágio único. Para possibilitar a comparação com outros materiais e conhecer o comportamento do material sob diversos estados de tensões, independentemente da camada em que esteja inserido, somou-se às elegidas algumas tensões utilizadas no trabalho de Malysz (2009), que executou ensaios de deformação permanente com britas graduadas. Da mesma forma, estes também serviram para a verificação da influência da pressão de confinamento, da tensão desvio e da relação  $\sigma_d/\sigma_3$ .

O método multiestágios é considerado promissor entre os projetistas, pois descreve as condições reais de carregamento de uma rodovia. Além disso, proporciona resultados confiáveis e seu tempo de execução é ínfimo se comparado à ensaios em estágio único, onde também se utiliza um número muito maior de corpos de prova (Malysz, 2009). Nesses ensaios, foram adotadas as mesmas pressões de confinamento que para os ensaios em estágio único. Utilizando-se as relações  $\sigma_d/\sigma_3$  supracitadas foram executados ensaios no triaxial de grande porte com pressões de confinamento de aproximadamente 21, 35, 50 e 70 kPa.

De modo a procurar correlações e analisar a influência do tamanho da amostra na deformação permanente, foram realizados ensaios no triaxial convencional (corpos de prova de 10 x 20 cm)

com as mesmas relações supracitadas, utilizando compactação dinâmica. Além disso, o tipo de compactação pode influenciar nos resultados, por isso amostras adicionais foram moldadas por compactação vibratória e submetidas ao ensaio com tensões confinantes relativamente baixas e elevadas, sendo 35 e 70 kPa, respectivamente.

A norma francesa determina que 80.000 ciclos de carga são suficientes para a determinação do comportamento quanto às deformações permanentes de solos e agregados. Então, para cada estágio de carga, o final do ensaio ocorreu quando houve a ruptura física do corpo de prova (colapso incremental) ou ao final dos 80.000 ciclos de carga, ainda que autores como Arnold *et al.* (2004) afirmem que 50.000 ciclos são suficientes para caracterizar o comportamento do material.

As leituras da instrumentação foram realizadas interna e extremamente no triaxial de grande porte e externamente no triaxial convencional. No início, as leituras foram realizadas em um pequeno intervalo, de modo a contemplar as altas deformações iniciais; com o incremento de ciclos, as partículas tendem a se acomodar e a deformação propende a estabilizar, apresentando crescimento baixo e constante após essa fase. Buscando satisfazer ambas as afirmações, as leituras foram realizadas a cada 600 ciclos, onde ocorria por dois segundos a uma frequência de 60 Hz, abrangendo as deformações resiliente e permanente para cada par de tensões avaliado. Para expressar o comportamento dos mesmos, os resultados obtidos em ensaios de estágio único foram ajustados segundo alguns modelos descritos no subcapítulo 3.2.1.

Os resultados das deformações obtidas em ensaios executados segundo a modalidade multiestágios de carga, apresentam curvas sucessivas assemelhando-se a uma escada, como demonstrado na Figura 49, onde cada degrau corresponde a um estágio ou estado de tensões. Cada degrau deve ser isolado e a partir destes são calculados os parâmetros de deformações permanentes. A Figura 50 exemplifica o cálculo dos parâmetros  $\varepsilon_{pi}$  (deformação permanente inicial) e TDP (taxa de deformações permanentes) conforme o modelo da equação (5). Além disso, pode-se classificar a TDP quanto à sua magnitude correlacionando-a com o parâmetro “B” do modelo proposto por Barksdale (1972) na equação (7). Para os demais modelos é necessário trazer a curva para a origem, com o número de ciclos começando em zero. Entretanto, o objetivo principal de ter utilizado esse método de ensaio refere-se ao fato de que esses procedimentos são idênticos aos realizados por Werkmeister *et al.* (2000) e Malysz (2009) para estabelecer os limites *Shakedown*.

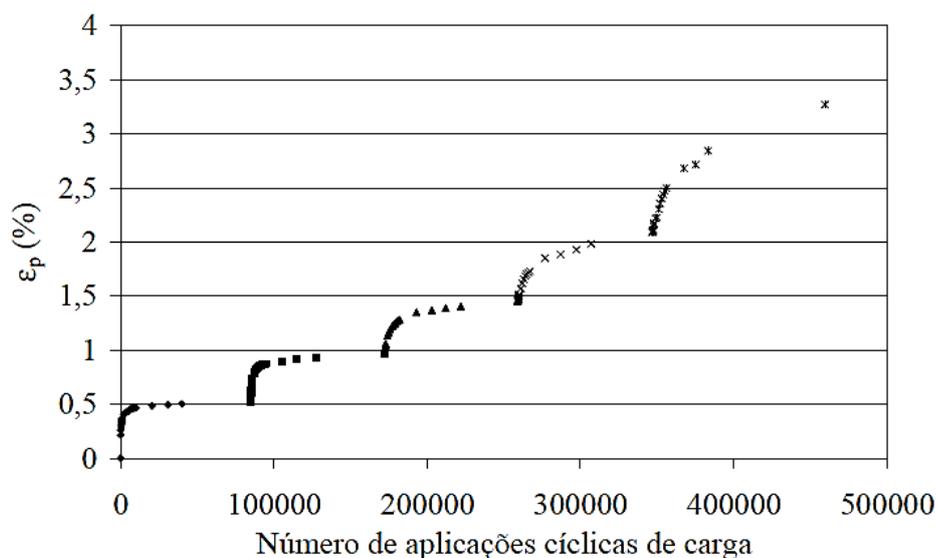


Figura 49 – Resultado típico de ensaios triaxiais de deformações permanentes em multiestágios.  
Fonte: Adaptado de Malysz (2004).

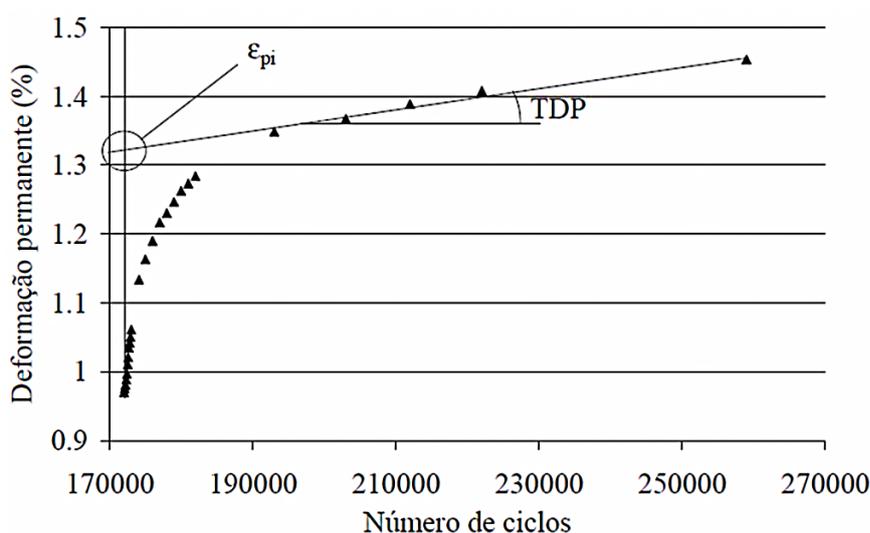


Figura 50 – Exemplo da obtenção dos parâmetros  $\epsilon_{pi}$  e TDP.  
Fonte: Adaptado de Malysz (2009).

De modo a estabelecer parâmetros para projeto, foram realizadas análises segundo a teoria do *Shakedown*, a fim de dispor os resultados em gráficos com a razão entre a deformação permanente e o número de ciclos no eixo das ordenadas *versus* a deformação permanente no eixo das abscissas, conforme foi referido na teoria descrita por Werkmeister *et al.* (2000). Esses gráficos apontam se o comportamento, para cada estado de tensão ensaiado, é do tipo A (*Shakedown Elástico*), B (*Shakedown Plástico*) ou C (*Colapso Incremental*), de acordo com o que foi descrito no item 3.2.2. Segundo Malysz (2009), pode-se perceber onde esses tipos se encontram de acordo com o comportamento do gráfico da deformação. O comportamento do tipo A é reconhecido pelo formato convexo descendente da curva obtida no gráfico. Quando as

deformações permanentes tendem ao colapso (*Shakedown C*) a referida curva torna-se horizontal e eventualmente ascendente. O comportamento do tipo B apresenta-se intermediário aos outros dois (Figura 17). Assim, quando definidos o tipo de comportamento para cada estado de tensões, podem ser estabelecidos limites de transição entre os mesmos. Estes limites podem ser apresentados de várias formas, como no espaço “p x q”, onde pode-se avaliar se a ruptura ocorreu pelo número de ciclos acumulados e implicações do ensaio, ou por exceder a resistência ao cisalhamento.

## 5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo destina-se à apresentação e análise dos resultados obtidos no programa experimental proposto. O mesmo é dividido em três partes principais: análise dos pontos de coleta, caracterização do material e ensaios de avaliação do comportamento mecânico. A partir dessas, são apresentadas comparações e apontamentos desde o beneficiamento nas unidades até o método de compactação utilizado, buscando delimitar tendências, correlações e implicações desses processos no comportamento mecânico dos RCD. Dessa forma, foi possível apontar as técnicas mais promissoras, bem como estabelecer critérios e limitações para o emprego dos RCD em futuros projetos.

### 5.1 CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS RECICLADOS

#### 5.1.1 Unidades de processamento

A análise das unidades de processamento, pública e privada, bem como de todos os processos que envolvem os agregados reciclados, desde a coleta até sua utilização como matéria-prima renovável, são demonstradas nesse subcapítulo. Para melhor entendimento, serão analisadas separadamente e posteriormente correlacionadas, de modo a demonstrar quais os fatores que delimitam as características dos RCD e implicam a qualidade do material oferecido.

##### 5.1.1.1 Unidade pública

A unidade pública de processamento dos RCD é constituída por uma organização não governamental (ONG), localizada na zona sul da cidade de Porto Alegre, ocupando uma área com cerca de mil m<sup>2</sup> no perímetro urbano da cidade. A ONG é uma organização popular, sem fins lucrativos, que tem como objetivo promover o desenvolvimento sustentável. Para isso, a ONG conta com o projeto Centro de Transformação Sócio Ambiental (CTSA), que busca alternativas de geração de renda para famílias de carroceiros. Bigolin (2013) adiciona que com a criação da Lei Municipal 10.531 de 2008, a cidade de Porto Alegre instituiu o Programa de Redução Gradativa do Número de Veículos de Tração Animal e de Veículos de Tração Humana, a qual proíbe, a partir de 2016, as atividades desses trabalhadores. Com o advento dessa lei, os catadores não mais terão a possibilidade de fazer do recolhimento dos materiais recicláveis, sua principal fonte de renda. Em contrapartida, o projeto CTSA da ONG busca

contribuir para o desenvolvimento econômico e social desses trabalhadores, através da capacitação, inserção e reinserção social de pessoas com baixa escolaridade no mundo do trabalho, com condições adequadas e compatíveis aos diferentes públicos (BIGOLIN, 2013).

Dentre as ações realizadas para qualificação e geração de emprego, o projeto que mais se destaca consiste na produção de blocos de concreto para vedação ou pavimentação com a utilização de agregados reciclados de RCD. Nesse projeto, a produção dos blocos abrange todos os processos existentes na ONG para beneficiamento dos RCD, constituídos pelas seguintes etapas:

- a) Recebimento dos RCD (Figura 51-a);
- b) Triagem para retiradas de materiais de Classes B, C, D e contaminantes;
- c) Britagem dos agregados de classe A com a utilização de um britador de mandíbulas (Figura 51-b);
- d) Peneiramento dos agregados conforme granulometria específica;
- e) Mistura com demais agregados e compostos aglomerantes (Figura 51-c);
- f) Transporte para a vibro-prensa (Figura 51-d)
- g) Prensagem para formação dos blocos (Figuras 51-e, f);
- h) Retirada das formas e cura dos blocos (Figuras 51-g, e, i).

Para contemplar o objetivo dessa pesquisa, primeiramente a análise *in loco* iniciou pela captação dos RCD para unidade de processamento. Os agregados são coletados sem critérios específicos pelos colaboradores, isto é, são coletados todos os tipos de resíduos de construção e demolição que são postos para descarte, não importando a classe específica. Os mesmos provêm, principalmente, de obras pequenas ou informais, reformas ou deixados em local público, entre outros. A semelhança entre esses geradores se deve ao fato de descartarem qualquer tipo de RCD, podendo estar contaminado por resíduos perigosos ou rejeitos, onde os geradores não detêm conhecimento da legislação ou a preterem, pois são raros os pontos de entrega voluntária (PEV) no município, resultando no descarte irregular. Nesse panorama, a função dos coletores é essencial pela sua finalidade, pois dão um destino nobre e apropriado a esses resíduos, mesmo acarretando inconvenientes à ONG.

Outro aspecto relatado refere-se ao transporte dos materiais para a ONG, que muitas vezes é realizado de forma inapropriada, em bicicletas, carrinhos de coleta, etc. Quando não são

devidamente acomodados e os cestos não são fechados, os RCD podem ser extraviados no movimento dos veículos, sem que o condutor o perceba. Esses materiais são então transportados por agentes externos, podendo se desagregar e chegar a um córrego, APP, etc. Esse infortúnio contribui para o assoreamento do sistema de drenagem, assim como a presença de materiais não-inertes gera a contaminação do solo e das águas.



Fonte: O autor (2014).

Ao chegar na unidade de processamento, por meio de uma inspeção visual, parte dos RCD é descartada, dado a grande quantidade de resíduos de classe B no montante, principalmente derivados de madeira, papel/papelão, ferro e plástico. Tal fato gera retrabalho, visto que os mesmos são destinados a locais de reciclagem específicos; em caso de inexistência desses locais para alguns tipos de resíduos, os mesmos são enviados a um aterro de resíduos. Ademais, muitas

cargas que chegam na usina são totalmente rejeitadas pela ausência de RCD de classe A. Ambas as situações causam desabastecimento de matéria-prima para produção de blocos e, no caso específico de insumos para pavimentação, o volume oferecido é pequeno.

No processo de triagem, observou-se que o mesmo ocorre manualmente passando por vários operários, o que torna o processo minucioso, porém mais lento. Após esse processo, os RCD são enviados para a britagem, onde é utilizado um britador móvel de mandíbulas com capacidade de processamento de 3 toneladas por dia, a abertura é regulável e diâmetro máximo usual é de 50mm. Quando os agregados saíam do britador ainda eram encontrados alguns materiais que não eram percebidos na triagem, principalmente derivados de ferro e vidro. Em camadas estruturais inferiores de pavimentos, como base e sub-base, os mesmos não apresentariam problemas significativos; entretanto na presença de agentes aglomerantes, poderiam reagir causando expansibilidade ou enfraquecimento do conjunto, reações álcali-agregado, etc.

Após a britagem, os RCD são acondicionados em uma área coberta, posteriormente, são enviados para a moldagem de blocos ou dispostos para a venda como agregado reciclado misto. Notou-se que a capacidade de produção da unidade é pequena, visto que a britagem não ocorre todos os dias, não há insumos suficientes ou não são adequados para alimentar o britador. No entanto, a produção satisfaz as necessidades da ONG, pois a mesma se localiza dentro da cidade e a área de estoque é pequena. Dessa forma, foi coletado apenas 1 m<sup>3</sup> de material da unidade, visto que a produção era lenta em função das características anteriormente expostas.

Em todos estágios de acompanhamento, evidenciou-se que a ONG cumpre com sua principal proposta: qualificação de mão de obra. Porém, com relação à lucratividade dos processos, no atual panorama ao qual se insere, a produção de blocos é mais atrativa, pois o produto final possui valor agregado significativamente maior para a mesma quantidade de insumos. Entretanto, ao considerar os custos de implantação dos equipamentos para moldagem, custo dos agentes aglomerantes, o tempo total de cura (28 dias) e as análises necessárias para verificar suas características técnicas para venda, esse lucro se dissolve. Por outro lado, a produção de agregados de resíduo misto é benéfica por envolver menor tempo e menos processos para oferecer o produto final. No entanto, ambos são dependentes da qualidade desses agregados, as quais serão avaliadas nos subcapítulos seguintes.

### 5.1.1.2 Unidade Privada

A unidade de beneficiamento privada está localizada na zona norte de Porto Alegre, devidamente licenciada nos órgãos públicos competentes, onde atua na reciclagem de resíduos da construção civil, preponderantemente nas classes A e B. De forma integrada, oferece consultoria para gestão no canteiro de obras, por meio de treinamento de mão de obra e implantação de procedimentos para garantir a separação e destino adequado dos RCD. A área da unidade possui cerca de 13 mil m<sup>2</sup>, onde são realizados todos os estágios que compreendem a reciclagem, desde a triagem inicial até a estocagem para venda.

A captação dos resíduos é realizada por meio de transporte próprio, onde o mesmo é feito de forma segregada, nas Classes A, B, C e D. Conjuntamente, a empresa fornece o manifesto de transporte de resíduos, onde contempla o local de descarte, atestando a regularidade do serviço. Outras empresas também podem descartar os resíduos na unidade, desde que sigam as normas quanto a segregação dos materiais, posto que tal medida é adotada para mitigar a contaminação nas cargas.

Ao chegar na usina, esses resíduos são acomodados em pilhas separadas conforme a composição predominante (Figura 52 – a). Essas são divididas em RCD de composição mista, RCD de concreto e resíduos de infraestrutura, compostos na sua maioria por resíduos de revestimento asfáltico. Após a chegada de cada carregamento, há uma triagem dos resíduos e rejeitos maiores, que vêm misturados ao demais e não são percebidos na inspeção visual (Figura 52 – b). Esses são enviados ao local de reciclagem ou descarte correspondente à sua composição. O solo da área de estocagem é avaliado com frequência para verificar a presença de contaminantes, de modo a evitar a percolação desses ao lençol freático, caso sejam detectados.

Para a britagem, a unidade utiliza um britador de mandíbulas, da Marca *Franzoi*, modelo TRI 1611, móvel, com diâmetro máximo de saída adotado de 70mm, o qual pertence à uma empresa que mantém parceria com a unidade privada, com capacidade de produção de 50 toneladas por hora. Por esse motivo, o processo só ocorre quando há um volume mínimo necessário e os contaminantes já tenham sido removidos. Um ponto muito importante, que diferencia o processo da unidade pública, advém da separação magnética dos elementos ferrosos após a britagem, na própria correia transportadora. Após a britagem, não há peneiramento do material

processado e os agregados são estocados separadamente conforme o tipo prevalecente anteriormente citado (Figura 52 – c).

A coleta dos RCD na unidade privada (UP) abrangeu somente os resíduos de composição mista, e foi realizada com o posicionamento das bombonas logo abaixo da correia transportadora, para não haver segregação (Figura 52 – d). Foram coletados 3 m<sup>3</sup> de material para esta pesquisa, procedentes de diferentes pilhas, com intervalos distintos durante a britagem, buscando uma amostragem global dos agregados reciclados da UP.



Figura 52 – Procedimentos adotados na unidade privada: (a) recebimento e estocagem do RCD de classe A conforme constituição predominante (derivados de infraestrutura, derivados de concreto e resíduos de composição mista, respectivamente); (b) triagem para retirada de resíduos de outras classes ou rejeitos; (c) britagem e separação conforme constituição e (d) coleta dos RCD mistos para pesquisa.

Fonte: O autor (2015).

Por meio de entrevistas e visitas de campo, a análise pós-emprego constatou que os agregados reciclados, tanto mistos, quanto de concreto, são empregados como material de terraplenagem, geralmente em obras privadas, como condomínios. Os resíduos de concreto também são utilizados como material de assentamento de blocos para construção de calçadas e caminhos. Os resíduos de infraestrutura são utilizados em vias vicinais ou periféricas da região, em substituição ao processo conhecido como “Cascalhamento” ou em camadas inferiores, sem controle adequado ou critérios pré-estabelecidos. Esses destinos apontam o receio dos técnicos com o comportamento dos RCD, os quais podem ser atenuados com os resultados dessa pesquisa.

### 5.1.2 Análise granulométrica

A distribuição granulométrica é uma das características que asseguram estabilidade às camadas do pavimento. Sem a presença de agentes cimentantes, isso ocorre principalmente em função intertravamento das partículas. Dessa forma, como ponto de partida, buscou-se conhecer a distribuição granulométrica dos agregados provenientes da unidade pública (ONG) e da unidade privada (UP).

Durante a britagem dos agregados, os equipamentos podem apresentar variações em função dos materiais que são britados, modificando distribuição granulométrica durante o processo. Procurando verificar a ocorrência desse efeito, bem como a regularidade da distribuição oferecida para o mercado em ambas as unidades, foram realizados três ensaios para cada metro cúbico de material coletado, o que totalizou três ensaios para o material coletado na ONG e nove ensaios para o material coletados UP. Pela pouca variação nos resultados, os mesmos são apresentados em razão da média para cada unidade, conforme é apresentado na Figura 53. A partir dessas, determinaram-se os parâmetros referentes às curvas granulométricas, apresentados na Tabela 12.

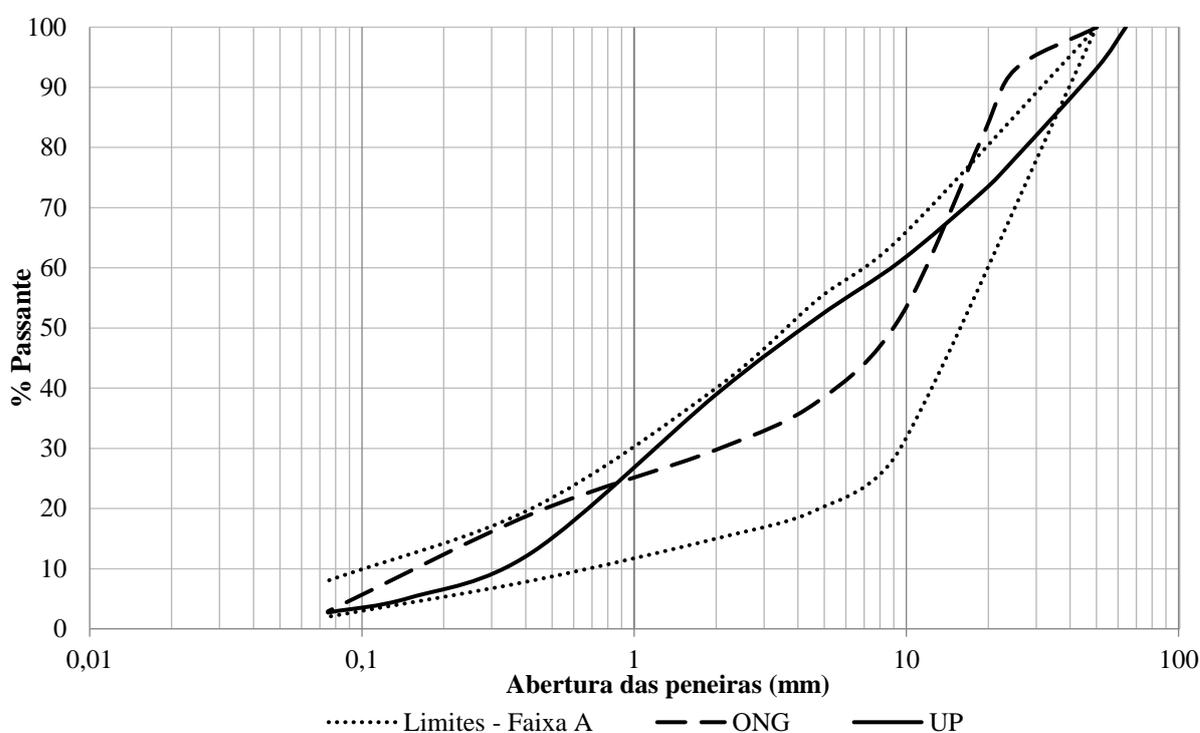


Figura 53 – Distribuição granulométrica dos RCD conforme unidade de processamento.

Tabela 12 – Parâmetros das distribuições granulométricas.

<b>Coleta</b>	<b>Diâmetro efetivo (D10) (mm)</b>	<b>Coefficiente de Não Uniformidade (CNU)</b>	<b>Coefficiente de Curvatura (CC)</b>
ONG	0,15	86,7	2,5
UP	0,33	27,3	0,6

É possível observar que ambas as curvas podem ser inseridas nos limites da Faixa A da Norma Rodoviária DNIT 141-ES (DNIT, 2010), que designa 6 faixas de material granular para camadas de base ou sub-base, conforme capacidade de tráfego. A Faixa A é a que permite a utilização de material mais grosseiro entre todas as apresentadas na norma, com diâmetro máximo igual a 50mm, sendo indicada para  $N > 5 \times 10^6$ . Entretanto, em ambas as curvas, parte da fração acima de 19mm não se insere completamente nesses limites.

Na curva da ONG, a distribuição apresenta diâmetro máximo igual a 50mm e parte da granulometria grosseira (entre 19mm e 50mm) com porcentagens inferiores aos limites da faixa. Por outro lado, na curva da UP, a fração acima da peneira 25mm se encontra fora do limite superior, sendo essa distribuição mais grosseira, com diâmetro máximo igual a 64mm.

O Coeficiente de Curvatura resultante da distribuição da ONG está entre os limites de um material bem graduado (entre 1 e 3), porém é notável uma descontinuidade, com um degrau entre as peneiras 9mm e 25mm. Já a distribuição da UP se apresenta mais densa, porém aberta, com insuficiência de material fino para preencher os vazios deixados pelos maiores, o que justifica o coeficiente de curvatura não estar enquadrado nos limites supracitados.

Frente aos Coeficientes de Não Uniformidade (CNU) apresentados, ambas as curvas satisfazem os limites da NBR 15116 (ABNT, 2004) para utilização em camadas inferiores. Da mesma forma, a quantidade de material passante na peneira 0,42mm (nº40) está entre 10% e 40% em ambos os casos, o que, segundo essa norma, exprime uma boa tendência em preencher os vazios deixados pelos agregados maiores. No entanto, o Diâmetro Efetivo da distribuição da UP é o dobro da ONG e a porcentagem resultante na peneira #200 (0,075mm) é semelhante para ambas as curvas, o que demonstra que o melhor preenchimento dos vazios tende a ser o da distribuição da ONG.

### 5.1.3 Composição dos RCD

Buscando avaliar os principais componentes dos RCD, realizou-se a análise da composição granulométrica nas amostras da ONG e da UP. A análise se deu pelo processo de catação e foi executada com agregados retidos nas peneiras 3/8" (9,5mm), 3/4" (19mm), 1" (25mm) e 2" (50mm). No entanto, a distribuição da ONG não avaliou os agregados retidos na peneira 2", visto que o diâmetro máximo dessa distribuição é 50mm, por conseguinte, não há material retido nessa peneira.

A Tabela 13 demonstra os resultados referentes a ONG e a UP. Observa-se que na composição da ONG mais da metade dos agregados são compostos por derivados de cerâmica, sem distinção entre os tipos, isto é, compreendem tijolos, telhas, blocos, azulejos, etc. É perceptível que os agregados de concreto são encontrados em maiores quantidades nas peneiras maiores 1" e 2", dado que sua desagregação durante a britagem gera derivados de argamassa e agregados, resultando em maior número nas peneiras 3/4" e 3/8". Outro aspecto a ser ressaltado, refere-se à quantidade de contaminantes, menores que 2% no total, ou seja, estão abaixo dos limites estabelecidos pela NBR 15116 (ABNT, 2004) para agregados graúdos.

Tabela 13 – Análise quali-quantitativa da fração graúda de ambas as unidades.

Material Peneira	ONG			UP			
	1"	3/4"	3/8"	2"	1"	3/4"	3/8"
<b>Cerâmica</b>	49	55	52	21	16	24	26
<b>Argamassa</b>	15	19	22	27	49	36	32
<b>Concreto</b>	21	10	8	33	19	21	13
<b>Agregados</b>	14	15	17	19	15	17	28
<b>Outros</b>	<1	<1	<1	<1	<1	2	<1

Os efeitos do tipo de captação entre as unidades são evidentes na análise da composição dos materiais. Por se tratar de obras de reforma e pequeno porte, a composição da ONG tende a apresentar maior quantidade de material cerâmico, enquanto que a UP, que coleta diretamente das obras, na maioria sobras do processo construtivo, apresenta maior diversidade e equilíbrio entre as frações, o que pode ser observado na Figura 54. Por outro lado, a ONG apresenta maior quantidade de material de demolição. Em princípio, os derivados de concreto advindos de

sobras construtivas possuem maior potencial de reagir que os de demolição, logo esses podem ser mais benéficos para aplicação, pois elevariam a resistência do conjunto ao longo dos anos.



Figura 54 – Análise quali-quantitativa dos componentes do RCD.

Conjuntamente a análise da fração graúda, foi realizada análise da fração fina (passante na peneira #200) por meios de ensaios de espectrometria por fluorescência de raios-x, em três amostras de cada unidade, de modo a verificar quais são os elementos encontrados e se esses poderiam reagir entre si ou se beneficiariam as reações com agentes aglomerantes. Os resultados apresentados na Tabela 14 demonstram a majoritária presença de sílica no composto, seguido pelo óxido de cálcio, alumínio e ferro, compostos que podem reagir e, corroborando com o exposto anteriormente, melhorar a resistência do conjunto. Tal afirmação baseia-se na experiência atestada por Leite (2001), que avaliou a adição de RCD em concretos, onde esses compostos podem propiciar reações pozolânicas ou cimentantes.

Um índice expressivo de material é perdido quando submetido ao fogo, principalmente nas amostras da ONG, onde essas perdas podem ser propiciadas pela matéria orgânica presente nos RCD. Esses geralmente estão misturados com outros compostos e mesmo com solo, que também integra os resíduos de Classe A. Ao considerar a utilização somente da fração fina para fins de pavimentação, tal característica seria prejudicial para resistência, pois pode retardar reações e se decompor ao longo dos anos, culminando em vazios no conjunto. No entanto, como a fração analisada é inferior à peneira #200 (0,075mm) constitui menos de 3% das distribuições de ambas as unidades, esse índice possivelmente não implicará consequências representativas.

Além disso, observa-se a baixíssima presença de metais altamente reativos, pesados ou tóxicos, como o Potássio, Fósforo, Rubídio e Sulfatos, que somados não chegam a 1%, ou seja, com baixa potencialidade de contaminação ao meio ambiente. Da mesma forma, os índices satisfazem os limites da NBR 15116 (ABNT, 2004) para contaminantes em agregados miúdos, que é de 2%.

Tabela 14 – Resultados da espectrometria por fluorescência de raios-x.

Elemento	ONG1	ONG2	ONG3	UP1	UP2	UP3
	(% em massa)					
<b>SiO<sub>2</sub></b>	50,5	50,2	50,4	53,0	54,0	54,0
<b>CaO</b>	13,6	13,4	13,4	14,3	14,6	14,8
<b>Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub></b>	10,4	10,3	10,1	11,1	11,2	11,0
<b>Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub></b>	6,5	6,4	6,6	6,7	6,8	6,9
<b>K<sub>2</sub>O</b>	1,5	1,4	1,5	1,6	1,6	1,6
<b>MgO</b>	1,2	1,1	1,1	1,3	1,3	1,3
<b>TiO</b>	1,1	1,2	1,1	1,2	1,2	1,2
<b>SO<sub>3</sub></b>	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
<b>P<sub>2</sub>O<sub>5</sub></b>	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
<b>ZrO<sub>2</sub></b>	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
<b>MnO</b>	<0,1	<0,1	<0,1	<0,1	<0,1	<0,1
<b>SrO</b>	<0,1	<0,1	<0,1	<0,1	<0,1	<0,1
<b>ZnO</b>	<0,1	<0,1	<0,1	<0,1	<0,1	<0,1
<b>Rb<sub>2</sub>O</b>	<0,1	<0,1	<0,1	<0,1	<0,1	<0,1
<b>Perda ao fogo</b>	14,1	14,6	14,3	9,5	8,0	8,1

Embora não tenha sido foco desse estudo, para complementar a análise foram realizados ensaios de Difração de Raios X (DRX) em todas as amostras, as quais apresentaram-se com cristais já formados. Entretanto, as amostras da UP ainda apresentaram traços amorfos, ou seja, por ser material predominante de sobras de construção, a mesma tem maior capacidade de reagir em comparação com os RCD da ONG. Tal constatação corrobora com estudos realizados no LAPAV/UFRGS por Rutzen (2015), que demonstraram o potencial de reatividade dos RCD com Cal.

#### 5.1.4 Abrasividade

O ensaio de abrasão “Los Angeles” procurou verificar o desgaste físico sofrido pelos agregados quando submetidos a cargas abrasivas. A partir dos resultados desse ensaio, é possível analisar

quais constituintes dos RCD sofrem maior degradação, bem como presumir como o material vai se comportar durante o processo de compactação.

As análises foram realizadas conforme a graduação mais representativa para cada caso; porém, em virtude das suas distribuições, ambas as amostras, da ONG e da UP, foram enquadradas na graduação A, que analisa os efeitos para a distribuição contida no intervalo de 9,5mm a 38mm, com uma massa de 5,0kg, submetida a 500 ciclos, segundo a norma DNER-ME 035 (DNIT, 1998).

Entretanto, para avaliar se a abrasão era uniforme em toda a distribuição ou se a mesma ocorria majoritariamente em agregados graúdos, foram realizados dois ensaios adicionais nos agregados da UP, nas graduações F e G, mais grosseiras (que foram possibilitados em função do seu diâmetro máximo ser maior que o da ONG). Ambas as graduações analisaram o intervalo de 25mm a 50mm e de 19mm a 38mm, respectivamente, e necessitaram de 10kg de material, que foram submetidos a 1000 ciclos. Essa quantidade mais elevada de material e exposição maior à carga abrasiva procurou analisar se uma quantidade maior de massa implicava em maior quebra, como também se o número de rotações que as acompanhavam aumentaria esse índice.

Conforme os resultados apresentados na Tabela 15, nota-se que os valores são muito elevados independente da graduação, variando no intervalo de 55% a 60%. Tal comportamento decorre da composição dos mesmos, majoritariamente derivados de cerâmica e argamassados, que são frágeis ao entrar em contato com as cargas abrasivas. Ao comparar ambas as unidades na Graduação A, observa-se que os valores são muito próximos, sendo que os RCD provenientes da ONG apresentam resultado ligeiramente superior que os da UP, o que pode ser explicado pela maior quantidade de cerâmica, visto que os constituintes da UP apresentaram maior quantidade de derivados de concreto e agregados minerais, por conseguinte, mais resistentes.

Tabela 15 – Resultados dos ensaios de abrasão “Los Angeles”.

<b>Amostra</b>	<b>Abrasividade (%)</b>
ONG - A	59
UP - A	55
UP - F	57
UP - G	57

A NBR 15116 (ABNT, 2004) não faz menção sobre a abrasão máxima que os agregados podem indicar para utilização em camadas inferiores. Em contrapartida, a norma DNIT 141-ES (DNIT, 2010), que delimita as especificações para materiais utilizados em sub-base e base de pavimentos estabilizados granulometricamente, indica um limite de 55%. Pelos resultados serem elevados e ligeiramente superiores a esse índice, o efeito da abrasão pode implicar em mudanças no esqueleto mineral das distribuições após a compactação, ocasionado pela quebra das partículas; da mesma forma, aumentaria a fração miúda, que pode ajudar no preenchimento dos vazios e/ou prejudicar o intertravamento, pois facilitaria o rolamento das partículas, podendo ocasionar instabilidade ao conjunto.

### 5.1.5 Sanidade

Por serem compostos de diferentes tipos de materiais e matérias-primas, cada componente dos RCD se comporta de maneira diferenciada quando exposto à um agente agressivo. Dessa forma, o ensaio de durabilidade buscou qualificar quais os elementos e quantificar quais as frações que mais sofreriam com a ação desses agentes (Figura 55-a, b). Para isso, sete amostras condizentes com a distribuição granulométrica da UP foram submetidas ao ensaio, que foi escolhida por apresentar maior diâmetro máximo e heterogeneidade nos constituintes.

Conforme os resultados apresentados na Tabela 16, nota-se a significativa perda de material, superior a 40%, muito acima dos 12% indicados por Bernucci *et al.* (2008) para agregados minerais utilizados em camadas de base e revestimento; o que requer atenção quanto ao local de aplicação desses agregados e ao tráfego que passará sobre as estruturas constituídas pelos mesmos. Além disso, pode-se observar que a perda não se concentrou em uma fração ou em um intervalo, sendo elevada na grande maioria. No entanto, quando avaliamos a perda ponderada, nota-se que os agregados mais grosseiros foram os mais afetados.

Na análise qualitativa, observou-se que os derivados de revestimento asfáltico, de concreto e argamassados sofreram desagregação em grande parte do seu volume, todavia os agregados minerais que os constituíam permaneceram inalterados. Os derivados cerâmicos apresentaram comportamentos distintos: tijolos, sofreram maior desagregação que blocos, pisos e telhas (Figura 55-c); o que pode ser explicado por esses possuírem maior potencial de absorção e pelo maior número de vazios, onde permite que a solução penetre e, com a cristalização dos sais nesses capilares, expanda, provocando fissuras que fragilizam o componente e causam

desagregação. Com relação aos agregados minerais, os derivados de rochas foram os que menos sofreram com a ação dos sulfatos, com exceção das rochas sedimentares, onde a ação dos sulfatos ocasionou fissuração (Figura 55-d).

Tabela 16 – Resultados do ensaio de sanidade.

Composição granulométrica da amostra original		%	Peso das frações da amostra antes do ensaio	Peso das frações da amostra após ensaio (P <sub>n</sub> )	Percentagem da fração após o ensaio, que passa na peneira em que foi originalmente retida (% de perda)	Média ponderada calculada com base na granulometria da amostra original (% de perda corrigida)
Passando (mm)	Retido (mm)					
63,5	50	26	1505	997	33,7	8,7
50	38	26	1505	609	59,5	15,4
38	25	17	1001	783	21,8	3,8
25	19	9	503	234	53,5	4,6
19	12,7	11	670	266	60,3	6,9
12,7	9,5	6	335	99	70,5	4,1
9,5	4,8	5	301	258	14,2	0,7
					Total	44,2

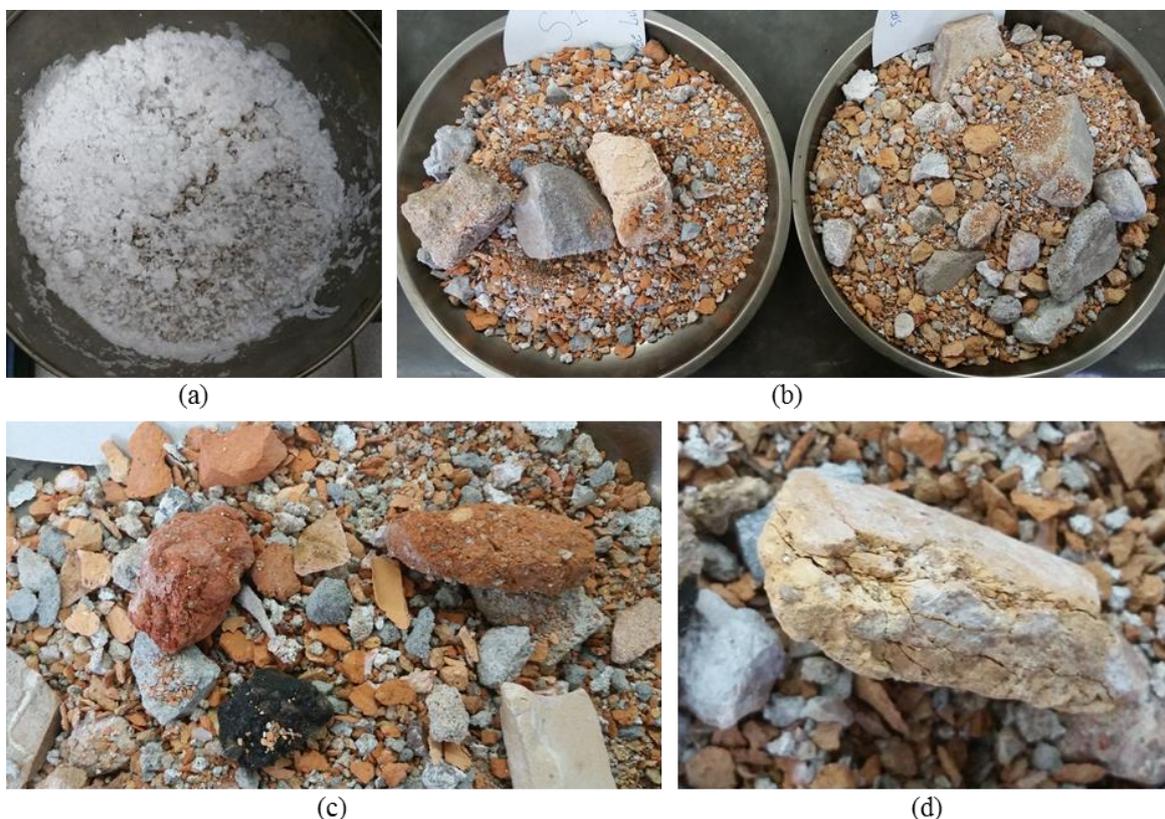


Figura 55 – Avaliação da durabilidade (sanidade): (a) amostra imersa em solução de sulfato de sódio; (b) decomposição da amostra ao final dos ciclos (no detalhe, derivados de rocha permaneceram intactos); (c) detalhe da decomposição de derivados cerâmicos e (d) fissuras em derivado de rocha sedimentar.

## 5.2 ANÁLISE DOS MÉTODOS DE COMPACTAÇÃO

### 5.2.1 Adequação granulométrica

A adequação granulométrica teve como objetivo principal limitar o diâmetro máximo dos agregados em 50 mm (2”). Essa condição considerou a relação entre o diâmetro máximo das partículas e o tamanho do corpo de prova, que é de um quinto (1/5) do diâmetro, e também as recomendações da norma DNIT 141-ES (DNIT, 2010) para materiais granulares, que adota o mesmo diâmetro máximo de 50 mm para Faixa A, onde o material foi enquadrado previamente.

Para isso, a distribuição da UP, que possuía diâmetro máximo de 64mm, foi adequada de duas maneiras distintas: por substituição (onde a porcentagem de material retida na peneira 50mm é substituída em iguais proporções às graduações inferiores da curva granulométrica inicial) e por escalpo (onde a porcentagem retida na peneira 50mm é substituída em iguais proporções por material passante na peneira 50mm e retido na peneira 25mm). Após essa adequação, as novas distribuições granulométricas foram denominadas “UP Substituição” e “UP Escalpo”, respectivamente.

Diante do exposto na Figura 56, é possível perceber que ambas as adequações aproximaram a distribuição original da UP (demonstrada na Figura 53) do limite inferior da Faixa A, sendo que a curva UP Substituição apresenta-se dentro dos limites em toda sua distribuição. Por outro lado, a curva UP Escalpo praticamente sobreescreve o limite inferior nas frações acima de 1 mm, excedendo-o minimamente entre 2mm (nº10) e 9,5mm (3/8”).

Ao comparar os parâmetros da distribuição original (Tabela 12) e após a adequação (Tabela 17), nota-se que ambas as distribuições não tiveram modificações significativas na fração fina, o que pode ser comprovado pelo diâmetro efetivo que não se modificou. Analogamente, após as adequações, o coeficiente de curvatura não se alterou, o que sugere que as novas distribuições não alteram a graduação, tal qual os espaços deixados pelas partículas maiores para serem preenchidos pelas menores mantêm a proporção. O Coeficiente de Não Uniformidade sofreu uma pequena alteração, sendo maior na distribuição UP Escalpo, entretanto permanece acima de 15, índice onde ocorre a transição de desuniforme para mediamente uniforme; conseqüentemente, haveria o aumento do índice de vazios após a compactação.

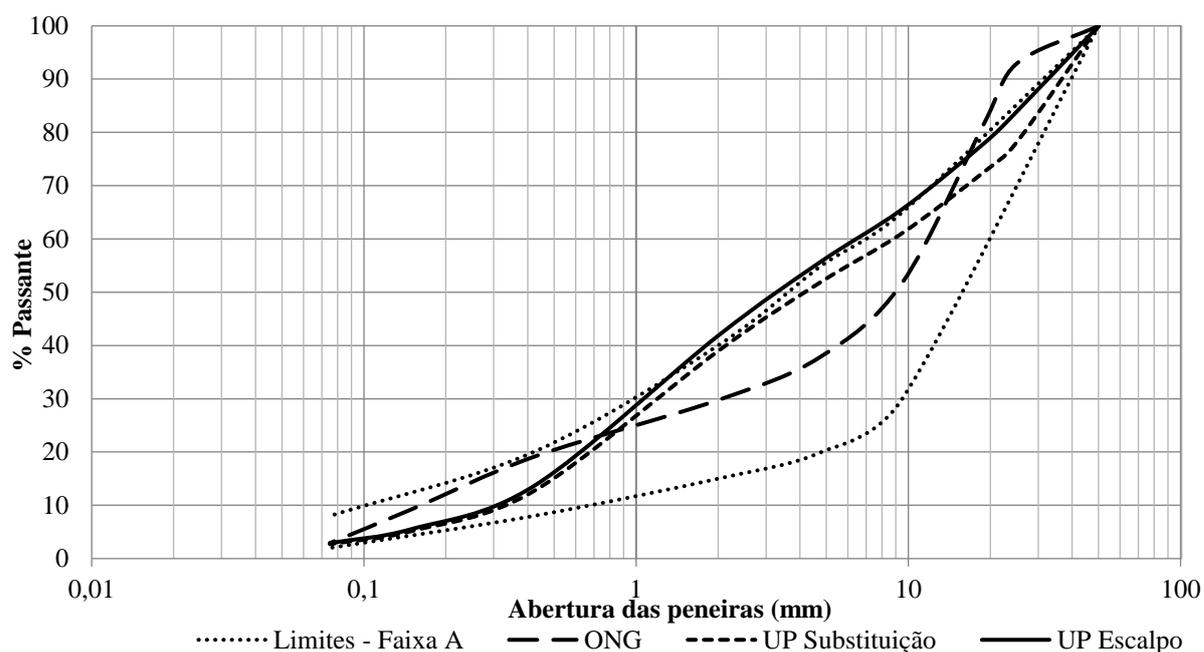


Figura 56 – Adequação das curvas granulométricas.

Tabela 17 – Parâmetros das distribuições granulométricas após adequação.

Coleta	Diâmetro efetivo (D10) (mm)	Coefficiente de Não Uniformidade (CNU)	Coefficiente de Curvatura (CC)
ONG	0,15	86,7	2,5
UP Substituição	0,33	25,8	0,6
UP Escalpo	0,32	20,3	0,6

### 5.2.2 Análise dos métodos de umedecimento e de compactação

Os ensaios de compactação contemplaram as três distribuições granulométricas, como também os três modos de umedecimento citados no subcapítulo 4.5, todos na energia intermediária. A apresentação dos resultados abordará, primeiramente, cada distribuição em conjunto com os três modos de umedecimento; seguidos do comparativo entre os modos de umedecimento. As siglas utilizadas para cada modo de umedecimento são: “Seco” para a condição em que todo o material foi previamente seco em estufa e então misturado com água; “U24h” para o material que foi umedecido por 24h na umidade desejada; e “FGSS” para o material que teve a fração grosseira umedecida por 24h e drenado para alcançar condição de superfície seca, e então adicionou-se material fino e água até atingir a umidade desejada, conforme as designações “a”, “b” e “c”, citadas no subcapítulo anterior. Preliminarmente à realização dos ensaios, foram

realizados ensaios de absorção com os materiais retidos em todas as peneiras que contemplam o intervalo das distribuições analisadas, procedentes da UP e ONG; os quais apresentaram resultados variando entre 10% e 14%, aproximadamente. Tais resultados condizem com os valores encontrados para a umidade ótima, entretanto essa relação pode variar conforme a composição dos resíduos.

Diante do exposto na Figura 57, é possível notar que as curvas da ONG, pela sua constituição ser majoritariamente de materiais cerâmicos, aproximaram-se do formato da curva de compactação clássica (forma de sino); enquanto que os da UP, demonstrados nas figuras 58 e 59, apresentaram oscilações, que podem ser resultantes da variabilidade na composição, onde as porcentagens podem sofrer alterações significativas a cada amostra. Outro aspecto relevante refere-se aos resultados das curvas da ONG, independentemente do tipo de umedecimento os resultados apresentaram-se muito próximos, reforçando a hipótese que as curvas são vinculadas ao tipo de material e à energia aplicada.

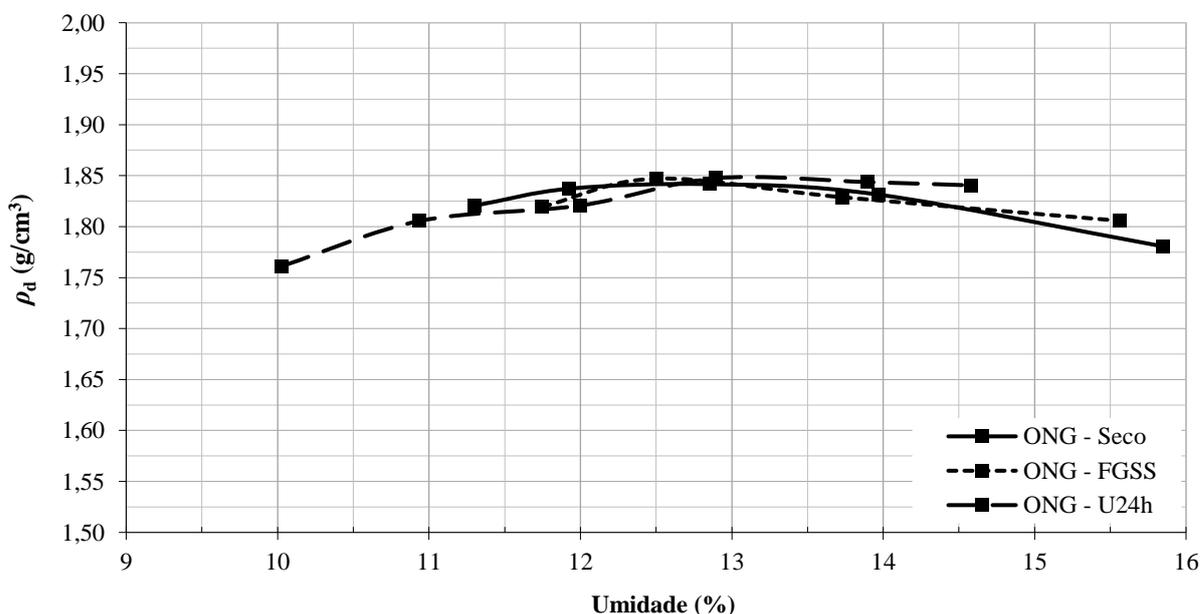


Figura 57 – Curvas de compactação da distribuição ONG.

Dentre as curvas da UP apresentadas nas Figuras 58 e 59, nota-se que ambas apresentam dispersões maiores que as da ONG, sendo ainda maior nas curvas com escalpo. Quando relacionamos as curvas da UP com mesma distribuição granulométrica, independentemente do método de umedecimento, a umidade ótima varia menos que 1%, porém a densidade máxima aparente seca apresenta variações mais significativas.

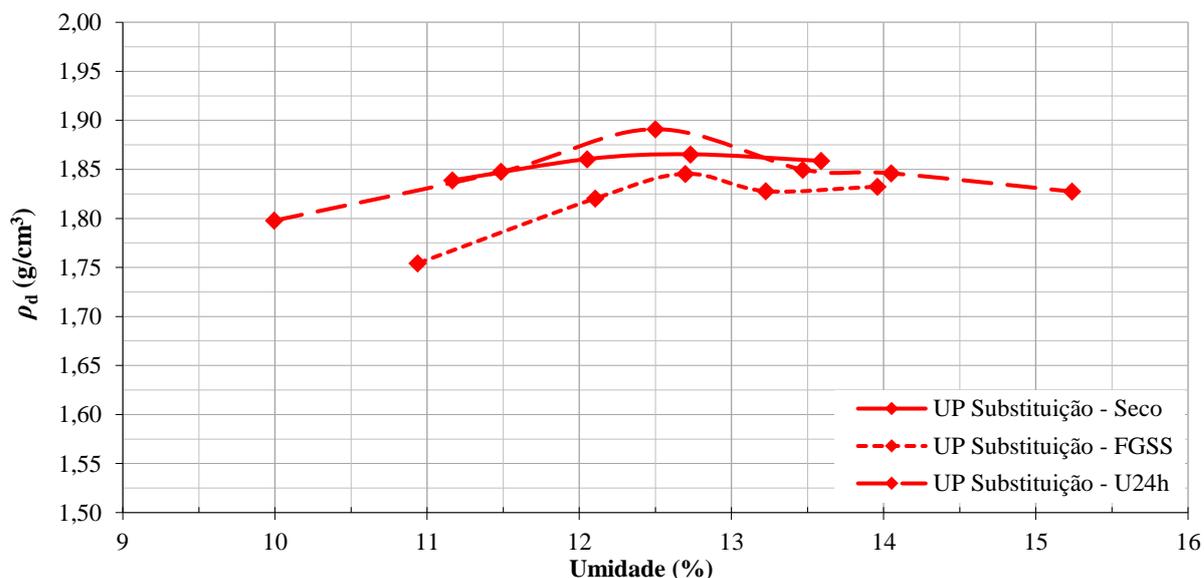


Figura 58 – Curvas de compactação da distribuição UP Substituição.

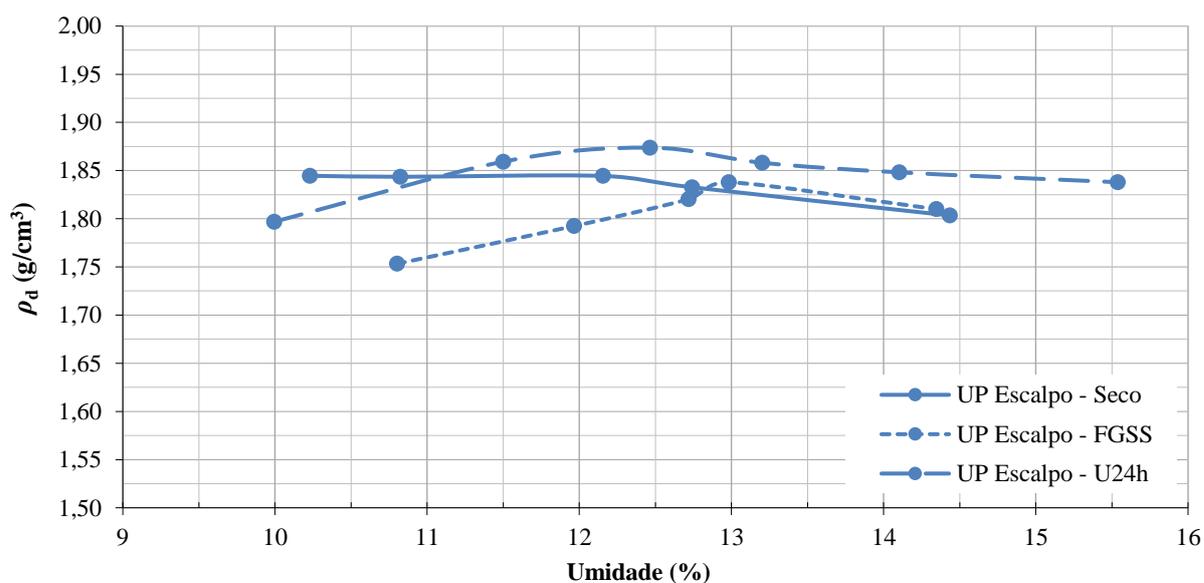


Figura 59 – Curvas de compactação da distribuição UP Escalpo.

Relacionando as curvas de compactação com mesmo o modo de umedecimento (Figuras 60, 61 e 62), nota-se que essas apresentam comportamento similar, mesmo que as distribuições granulométricas sejam distintas. Nos métodos de umedecimento U24h e FGSS, onde a fração graúda é umedecida previamente, as curvas praticamente se sobrepõem, principalmente no ramo úmido. Ademais, observa-se que no ramo seco há maior dispersão entre as curvas, pois os materiais absorvem a umidade conforme suas capacidades, se o teor de umidade for insuficiente, os mesmos não preenchem os interstícios dos materiais e/ou do conjunto; ao aumentar o teor, a saturação aumenta com o preenchimento dos vazios, e as curvas começam a se agrupar logo após a umidade ótima, onde se inicia a exsudação.

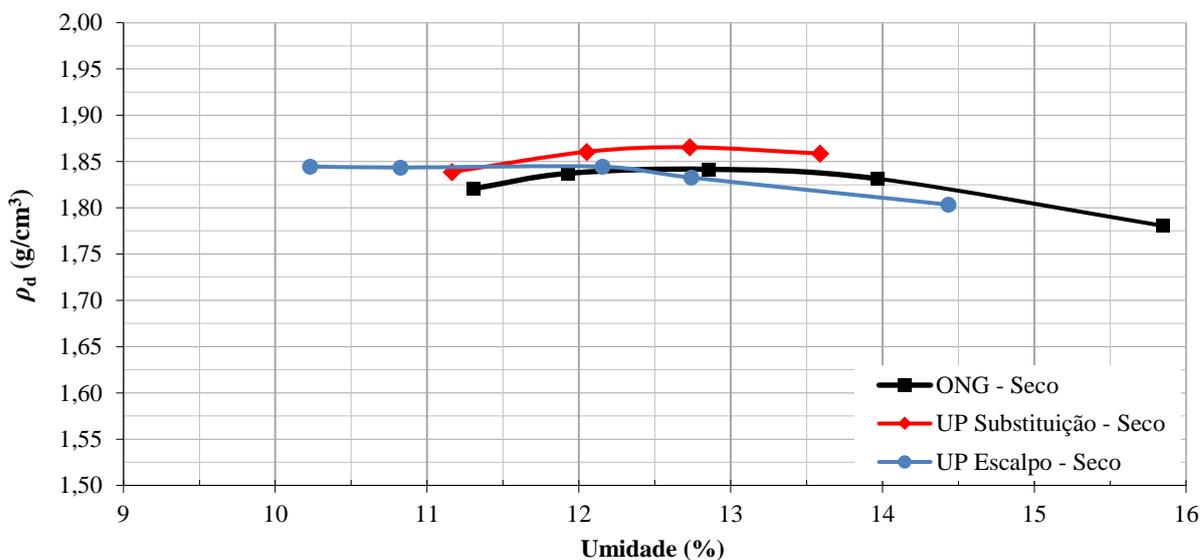


Figura 60 – Comparativo entre as curvas de compactação com método de umedecimento Seco.

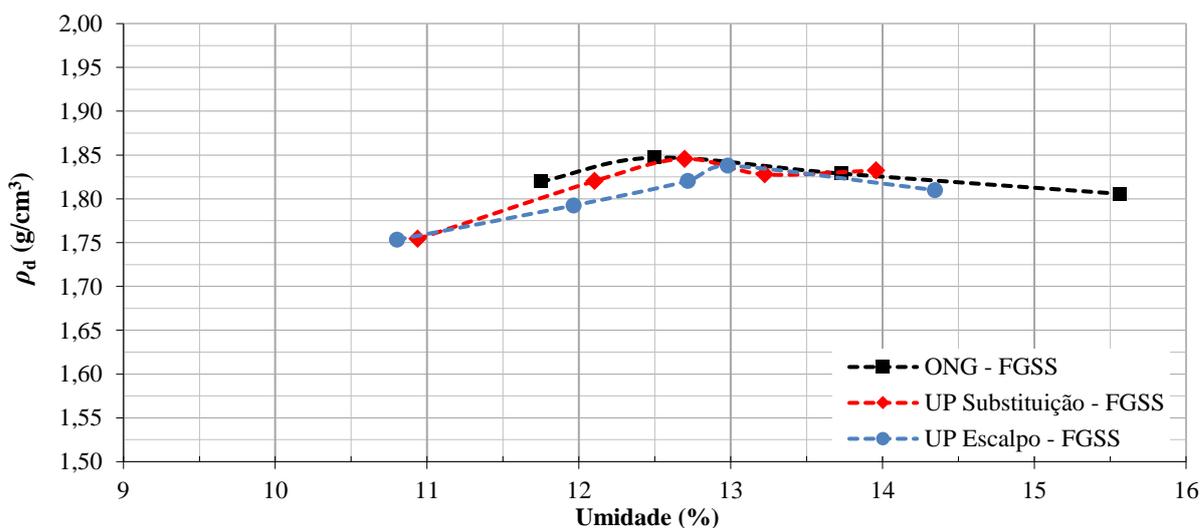


Figura 61 – Comparativo entre as curvas de compactação com método de umedecimento FGSS.

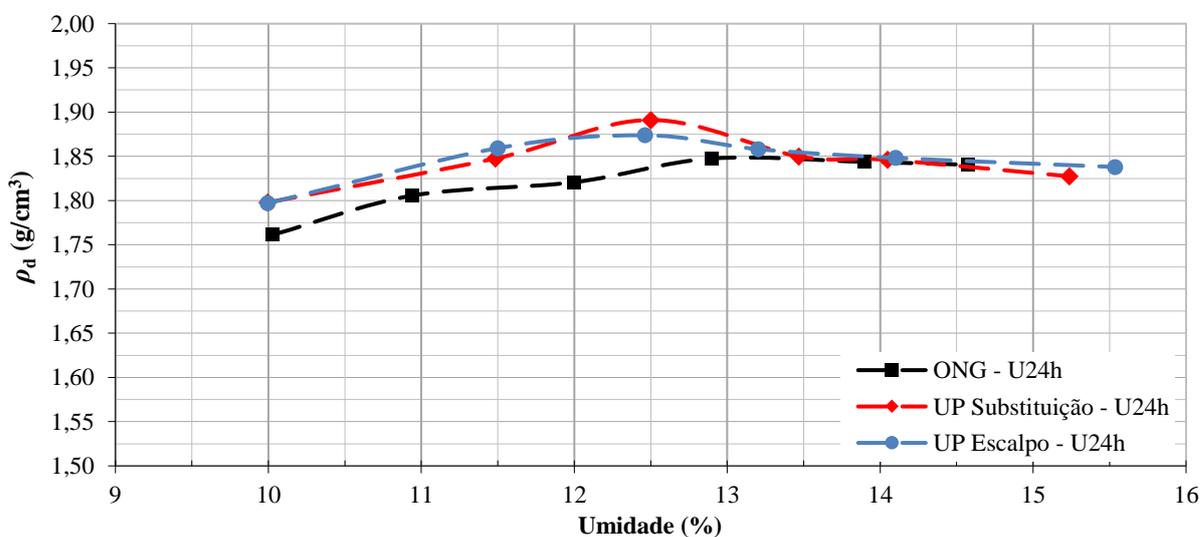


Figura 62 – Comparativo entre as curvas de compactação com método de umedecimento U24h.

Quando avaliadas em conjunto (Figura 63), as curvas de compactação obtidas por compactação dinâmica apresentaram pequenas variações na massa específica aparente seca máxima e na umidade ótima. Conforme a Tabela 18, independentemente de distribuição granulométrica e método de umedecimento, essas variações foram, no máximo, de 2,7% e 1,2%, respectivamente. No entanto, faz-se uma consideração acerca das amostras que foram umedecidas pelo método U24h, que em virtude da homogeneização de umidade e da absorção, apresentaram maior massa específica aparente seca em todas as distribuições granulométricas. As amostras UP Substituição proporcionaram os maiores valores em relação às demais distribuições, pois a curva mostra-se melhor distribuída entre os limites da Faixa A.

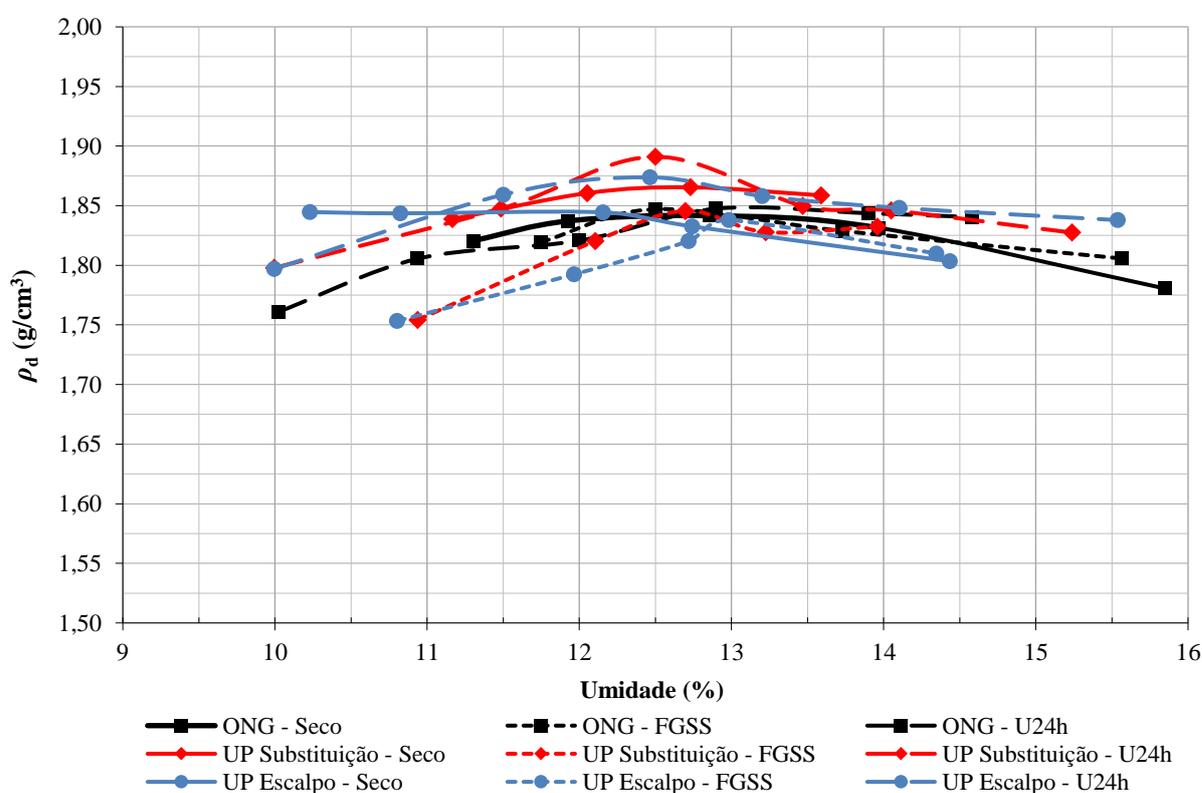


Figura 63 – Comparativo entre todas as curvas de compactação e métodos de umedecimento.

Devido ao tamanho das amostras de grande porte, seguindo o mesmo procedimento de cálculo adotado por Malysz (2009) para calcular o número de golpes, para compactar uma camada na energia intermediária, seriam necessários em torno de 150 golpes de soquete por camada. Por isso, optou-se pela compactação com equipamento vibratório nessas amostras, onde seu efeito foi avaliado somente na umidade ótima previamente determinada pelos ensaios de compactação. Na Tabela 18, também são apontados os valores atingidos pela compactação vibratória, onde pode-se observar que as variações são irrelevantes. Ao comparar os valores

médios de ambos os tipos de compactação, obteve-se 1,86 g/cm<sup>3</sup> para a massa específica aparente seca máxima e 12,6% para a umidade ótima obtidos com compactação dinâmica, frente à 1,84 g/cm<sup>3</sup> e 12,7%, respectivamente, para a compactação vibratória.

Tabela 18 – Relação entre os resultados de ensaios realizados com compactação dinâmica e vibratória.

Distribuição granulométrica	Umedecimento	Compactação dinâmica		Compactação Vibratória		Variação entre tipos de compactação	
		w (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	w (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	w (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )
ONG	Seco	12,7	1,84	12,9	1,84	0,2	0,00
	FGSS	12,5	1,85	12,8	1,85	0,3	0,00
	U24h	13,1	1,85	12,9	1,84	0,2	0,01
UP Substituição	Seco	12,6	1,87	12,5	1,84	0,1	0,02
	FGSS	12,7	1,85	12,7	1,85	0,0	0,00
	U24h	12,5	1,89	12,6	1,85	0,1	0,04
UP Escalpo	Seco	11,9	1,85	12,0	1,84	0,1	0,01
	FGSS	13,0	1,84	13,0	1,84	0,0	0,00
	U24h	12,4	1,88	12,5	1,85	0,1	0,03

### 5.2.3 Variação granulométrica por quebra de partículas

Um dos aspectos que influenciam no comportamento mecânico dos agregados, seja como amostra para ensaio laboratorial ou como camada de pavimento, é a quebra que as partículas podem sofrer durante o processo de compactação. Por isso foram comparadas as curvas granulométricas antes e após o processo de compactação, seja pelo método dinâmico ou vibratório. Para realização dessa verificação, foram moldadas novas amostras, compactadas na umidade ótima e massa específica aparente seca máxima. Nas Figuras 64, 65 e 66 são apresentados os resultados contemplando os modos de umedecimento e tipo de compactação, sendo as siglas “Din” e “Vib” referentes à compactação dinâmica e vibratória, respectivamente. Maiores detalhes acerca das variações, bem como a apresentação dos dados separadamente, são apresentados no Apêndice A.

Durante os ensaios de compactação, foi possível perceber que as amostras com modo de umedecimento U24h apresentaram melhor trabalhabilidade que as demais, pois havia menor quantidade de água livre no sistema. Além disso, nota-se que esse método de umedecimento apresentou maior quebra de partículas na maioria dos casos. Tal fato pode contribuir para o fechamento dos vazios, como pode prejudicar o esqueleto mineral, porém as consequências desse efeito serão apresentadas no subcapítulo 5.4.

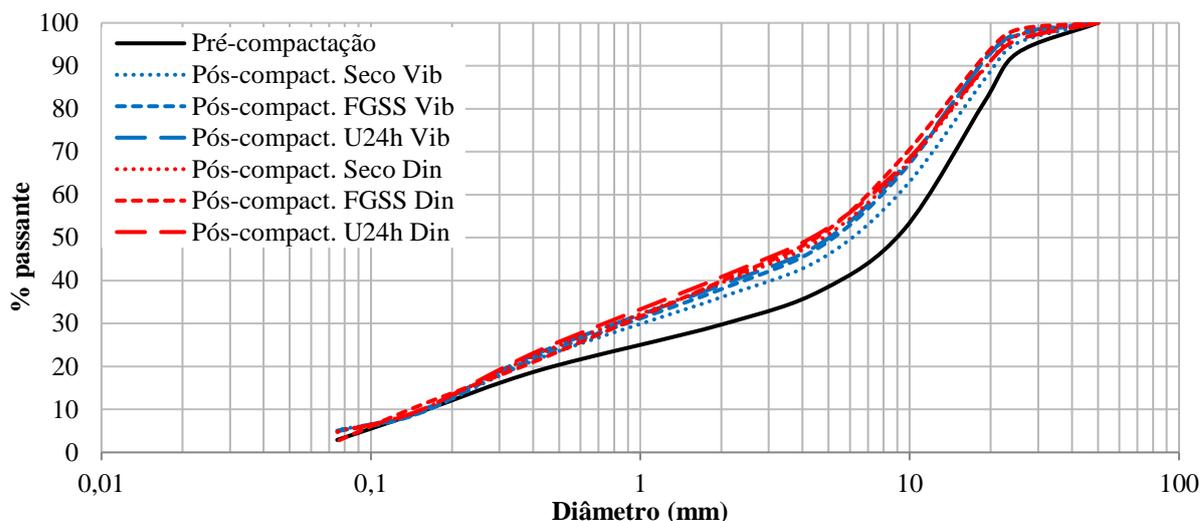


Figura 64 – Comparativo da variação granulométrica entre os métodos de compactação da distribuição ONG.

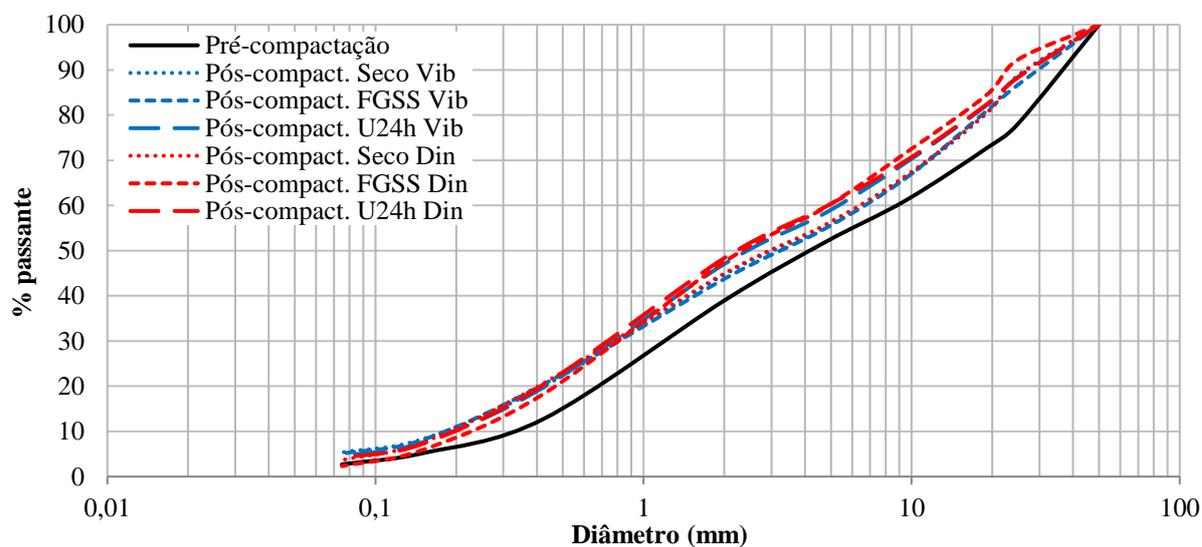


Figura 65 – Comparativo da variação granulométrica entre os métodos de compactação da distribuição UP Substituição.

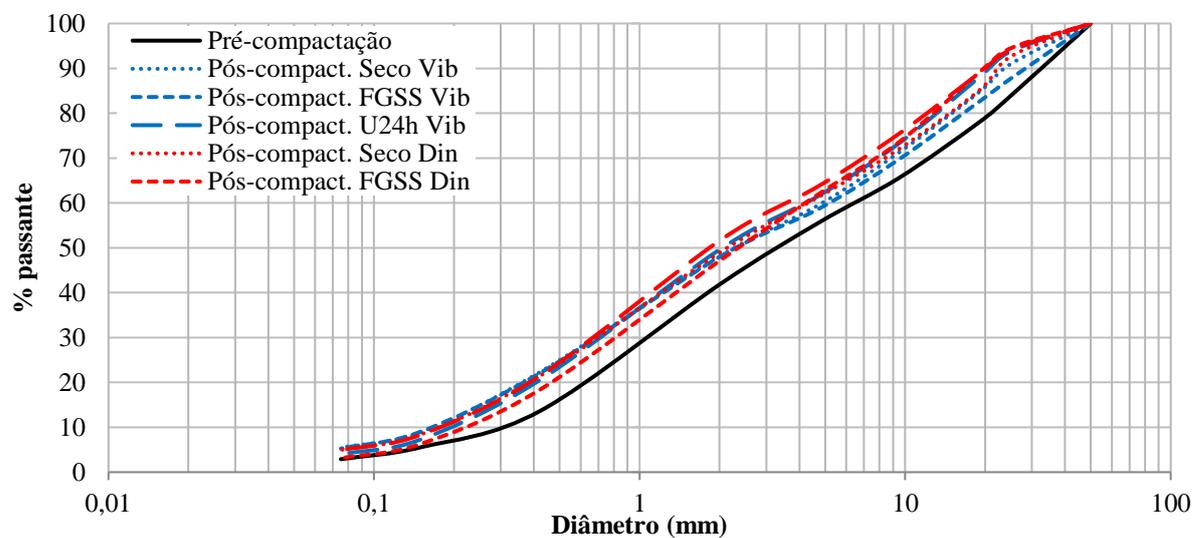


Figura 66 – Comparativo da variação granulométrica entre os métodos de compactação da distribuição UP Escalpo.

Com relação à distribuição granulométrica, por apresentar maior quantidade de material graúdo, as curvas da ONG obtiveram maiores quebras. Na utilização da compactação dinâmica, essas foram acentuadas nas peneiras maiores (superiores a 9,5mm), aumentando significativamente as frações compreendidas entre 9,5mm e 2,0mm, chegando a 15% em alguns casos. Em contrapartida, na compactação vibratória, a quebra foi menor e mais distribuída, pois notou-se que o efeito do marteleto desgasta as partículas, gerando maior quantidade de material fino, enquanto que o principal efeito do soquete é trincar as partículas maiores, evidenciado no comparativo ilustrado na Figura 64.

As variações granulométricas das curvas UP substituição, tanto dinâmica, quanto vibratória, apresentaram-se melhor distribuídas entre as peneiras; o que, de certa forma, deve-se a melhor graduação dessa distribuição frente às outras. Além disso, as variações resultantes da compactação dinâmica apresentaram valores um pouco superiores a vibratória, elevando a quantidade de agregados compreendidos entre as peneiras 0.42mm e 25mm em até 10%, dependendo do método de umedecimento. Entretanto, a variação da curva UP Substituição Seco não acompanhou esse comportamento, pois produziu maior quantidade de finos em relação às condições previamente umedecidas, U24h e FGSS.

Por outro lado, as variações obtidas por compactação vibratória produziram uma parcela um pouco maior de agregados miúdos, abaixo de 0.42mm, não produzindo variação significativa entre as peneiras 2.0mm e 9.5mm. Ressalva-se ainda o comportamento das curvas homogêneas por 24 horas (U24h), que foram idênticas, independentemente do tipo de compactação.

Para maioria dos modos de umedecimento, o comportamento das curvas da UP escalpo após a compactação foram similares às da UP Substituição. Porém, devido a maior parcela de agregados graúdos, a distribuição da UP escalpo apresentou uma diminuição maior na fração grosseira em relação à UP Substituição, ambas submetidas à compactação dinâmica. Ao empregar compactação vibratória, nota-se o mesmo comportamento da UP Substituição, porém com maior variação.

## 5.3 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO

Este subcapítulo destina-se a apresentação dos resultados que fundamentaram a avaliação do comportamento mecânico dos RCD. Primeiramente são apresentadas as análises dos ensaios de módulo de resiliência, seguidos por ensaios de resistência ao cisalhamento e deformação permanente. Diversas comparações foram realizadas, de forma a avaliar as implicações da distribuição granulométrica, tipo de umedecimento e compactação, dimensões da amostra e diâmetro máximo permitido. De posse dos resultados, os valores foram ajustados aos modelos mais utilizados em cada análise, de maneira a simplificar e/ou auxiliar futuros projetos de pavimentos que venham a utilizar RCD como camada estrutural.

### 5.3.1 Módulo de resiliência

Com o propósito de descrever a deformação elástica que os RCD manifestam, este item descreve os resultados obtidos em ensaios de módulo de resiliência. Como sua determinação é um elemento preponderante para o dimensionamento mecanístico-empírico, os valores obtidos foram ajustados segundo os modelos  $MR-\sigma_3$  e  $MR-\theta/P_{atm}$  (apresentados no subcapítulo 3.1.1), de modo a demonstrar o mais eficiente. Vale ressaltar que as unidades de tensões utilizadas nas análises de módulo de resiliência foram sempre em MPa.

#### 5.3.1.1 Ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm

Os ensaios de módulo de resiliência em corpos de prova de 10 x 20 cm foram realizados segundo o apresentado no item 4.6.1; contemplando três ensaios para cada relação entre distribuição granulométrica e método de umedecimento, o que totalizou 27 ensaios compactados pelo método dinâmico. Com relação a moldagem dos corpos de prova, a mesma foi realizada por densificação, de modo que os índices obtidos em relação aos ensaios de compactação apresentaram variações de  $\pm 1,2\%$  em relação à umidade ótima e  $\pm 2,3\%$  em relação ao grau de compactação ideal ( $GC=100\%$ ).

Os resultados são apresentados desde a Figura 67 até a Figura 72, onde cada comportamento é resultante da média das três amostras e foram ajustados segundo os modelos propostos. Por meio dessas, é possível observar que:

- a) Na maioria dos casos, o modo de umedecimento influencia significativamente o comportamento resiliente. É possível observar que o umedecimento U24h apresentou maiores valores na maioria das distribuições, sendo prosseguido pelo modo FGSS e Seco, exceto na distribuição UP Escalpo;
- b) Quanto maior a quantidade da fração grosseira (acima da peneira nº4 - 4,75mm), mais sensível ao método de umedecimento e à tensão de confinamento é o comportamento. Quanto maior a parcela de material que for submetida a homogeneização da umidade, maior será a sensibilidade ao incremento de tensões.
- c) Nota-se que a distribuição da ONG apresenta maior dispersão entre os modos de umedecimento, o que pode ser efeito da descontinuidade na distribuição granulométrica e da absorção, visto que essa distribuição é composta na sua maioria por materiais cerâmicos.
- d) Comparando as três distribuições, a UP Substituição apresentou menor variação entre os métodos de umedecimento, o que pode ser consequência da sua distribuição ser a melhor graduada entre as demais.
- e) Independentemente da granulometria e modo de umedecimento, em baixas tensões de confinamento os valores se apresentam muito próximos, com o aumento da mesma, as dispersões são mais evidentes.
- f) O método de umedecimento seco apresentou menores dispersões de comportamento entre as distribuições, o que evidencia a influência da absorção dos materiais no mesmo. Nesse método, há uma maior quantidade de água livre no sistema, ocasionando perda de sucção entre as partículas, o que pode fazer essas se acomodarem conforme o incremento de tensões.
- g) Numa análise minuciosa da distribuição UP Escalpo, pode-se observar que o umedecimento prévio de toda fração (U24h) não ocasionou aumento nos valores de módulo, como ocorreu nas demais. Assim, pode-se dizer que esses efeitos são menos significativos quanto mais fina for a distribuição granulométrica dos RCD.

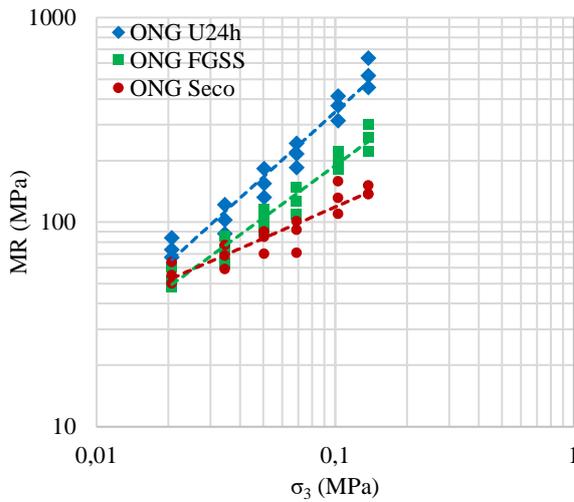


Figura 67 – Comportamento resiliente das amostras de 10 x 20 cm da distribuição ONG segundo o modelo MR- $\sigma_3$ .

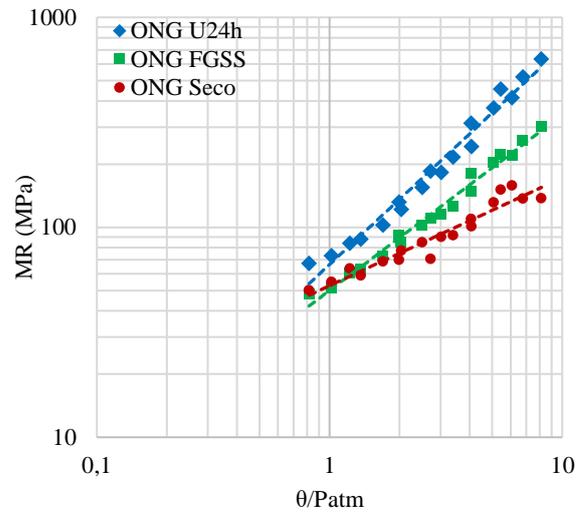


Figura 68 – Comportamento resiliente das amostras de 10 x 20 cm da distribuição ONG segundo o modelo MR- $\theta/P_{atm}$ .

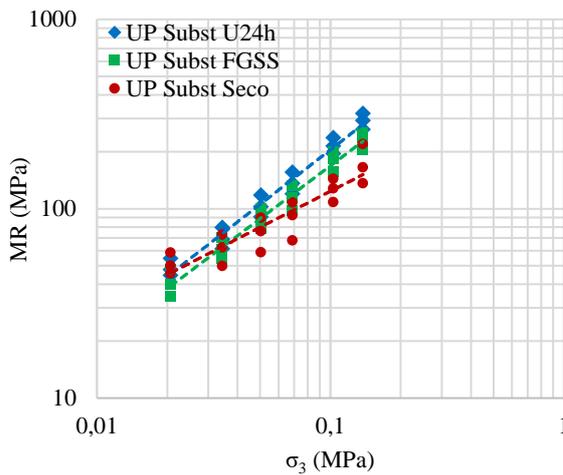


Figura 69 – Comportamento resiliente das amostras de 10 x 20 cm da distribuição UP Substituição segundo o modelo MR- $\sigma_3$ .

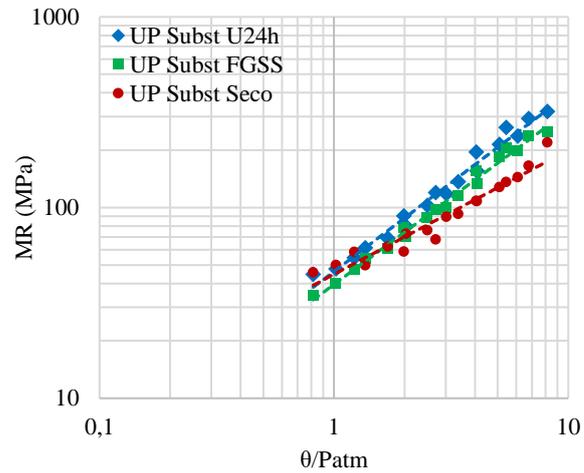


Figura 70 – Comportamento resiliente das amostras de 10 x 20 cm da distribuição UP Substituição segundo o modelo MR- $\theta/P_{atm}$ .

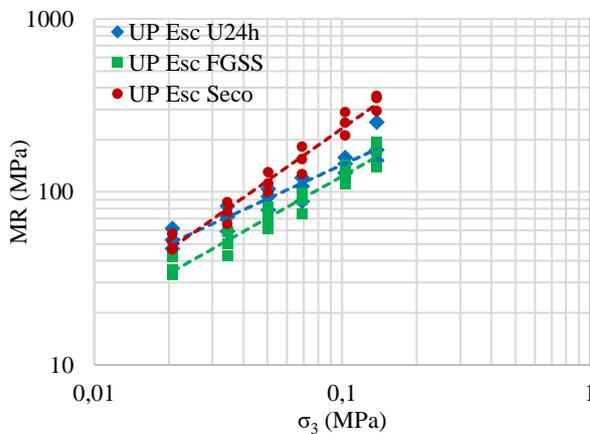


Figura 71 – Comportamento resiliente das amostras de 10 x 20 cm da distribuição UP Escalpo segundo o modelo MR- $\sigma_3$ .

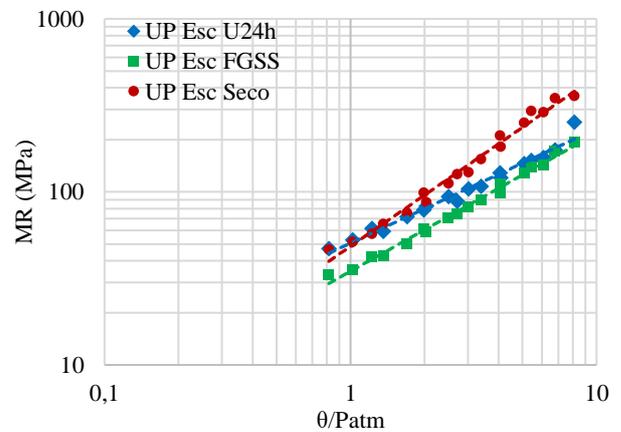


Figura 72 – Comportamento resiliente das amostras de 10 x 20 cm da distribuição UP Escalpo segundo o modelo MR- $\theta/P_{atm}$ .

Para avaliar os efeitos que o tamanho da amostra infere no comportamento resiliente foram realizados os ensaios em amostras de 25 x 50 cm. Entretanto, como mencionado nos subcapítulos 3.7 e 4.5, a compactação de uma amostra desse porte é inviável por meio de soquete e a quebra das partículas pela utilização desse é mais elevada, respectivamente. Por isso, foram realizados cinco ensaios de módulo de resiliência em corpos de prova compactados pelo método vibratório na distribuição e modo de umedecimento escolhidos para os ensaios em equipamento de grande porte.

Elegeu-se para tal finalidade a distribuição UP Escalpo U24h, pois essa apresenta a forma mais simplificada de implantação em uma usina de beneficiamento, seus índices satisfazem todas as inferências da NBR 15116 (ABNT, 2004) e a quebra das partículas é uma das mais acentuadas entre todas as distribuições. Além disso, o método de umedecimento escolhido possibilita melhor homogeneização e trabalhabilidade do material, pois a cada camada o mesmo é retirado do saco e introduzido ao molde, o que traz maior fiabilidade ao teor de umidade adicionado e reduz a probabilidade de exsudação da amostra, como ocorreu em um ensaio teste em corpo de prova de 25 x 50 na mesma distribuição, porém com material seco sendo misturado no momento do ensaio (Figura 73). Salienta-se que a relação escolhida não apresentou os melhores comportamentos quanto às deformações elásticas e à resistência ao cisalhamento entre as todas analisadas. No entanto, sua escolha se deu justamente por esse motivo, pois pequenas variações durante o processo construtivo podem interferir no comportamento do material. Assim, os dados resultantes podem contemplar melhor essas alterações, se aproximando mais adequadamente do comportamento em campo.



Figura 73 – Água livre não absorvida em amostra teste da distribuição UP Escalpo sem umedecimento prévio.

Como pode ser observado nas Figuras 74 e 75, os resultados do comparativo entre os métodos de compactação em amostras UP Escalpo U24h demonstraram o mesmo comportamento, porém em módulos distintos. As amostras compactadas pelo método dinâmico apresentaram valores que variaram, em média, de 50 a 200 MPa; já as compactadas pelo método vibratório variaram de 120 a 500 MPa, ou seja, em torno de 2,5 vezes. Além disso, nas amostras moldadas por compactação dinâmica, a tensão desvio apresentou maior influência nos resultados de módulo de resiliência. Tal fato pode ser observado no modelo MR- $\sigma_3$ , onde os valores relativos a cada tensão desvio apresentam-se distanciados dentro da mesma pressão de confinamento.

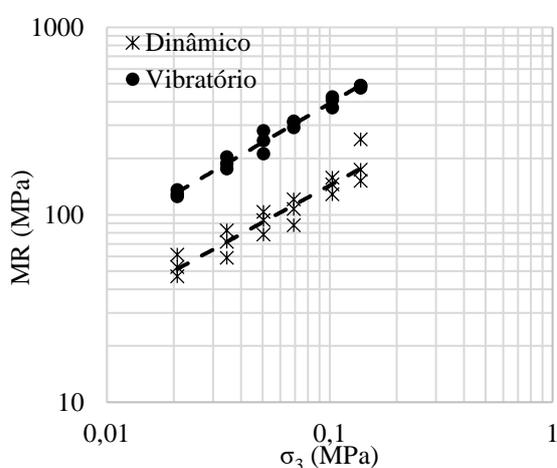


Figura 74 – Comparativo entre o comportamento resiliente das amostras de 10 x 20 cm da distribuição UP Escalpo U24h compactadas de modo dinâmico e vibratório segundo o modelo MR- $\sigma_3$ .

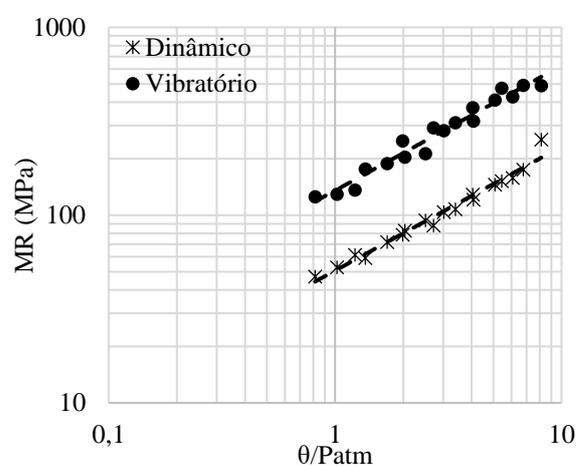


Figura 75 – Comparativo entre o comportamento resiliente das amostras de 10 x 20 cm da distribuição UP Escalpo U24h compactadas de modo dinâmico e vibratório segundo o modelo MR- $\theta/P_{atm}$ .

A Tabela 19 apresenta os resultados ajustados aos parâmetros dos modelos MR- $\sigma_3$  e MR- $\theta/P_{atm}$ . Nela pode-se observar que o modelo MR- $\sigma_3$ , indicado pela norma DNIT-ME 134 (DNIT, 2010) para materiais granulares e muito utilizado na literatura brasileira, apresenta coeficientes  $K_2$  variando de 0,5 a 1,05, sendo que quanto maior o seu valor, maior será a influência da tensão de confinamento. No outro caso, o modelo MR- $\theta/P_{atm}$ , em virtude de ser composto pelo somatório de tensões (demonstrado no subcapítulo 3.1.1) e muito utilizado em programas de análise mecânica, como o “*Everstress*” (Everseries, 2005), apresentou menores variações que o modelo MR- $\sigma_3$ , e também propiciou coeficientes de determinação mais elevados, obtendo-se uma média de 97% de confiabilidade. A variação inferida pelo tipo de compactação na distribuição UP Escalpo U24h também pode ser observada numericamente, onde o coeficiente  $K_1$ , que exprime a magnitude inicial, apresenta-se com valor em torno de três vezes maior para a compactação vibratória.

Tabela 19 - Parâmetros dos modelos (3) e (4) para os ensaios de módulo de resiliência realizados em corpos de prova de 10 x 20 cm.

Distribuição	Umedecimento	Tipo de Compactação	MR- $\sigma_3$			MR- $\theta/P_{atm}$		
			K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>
ONG	Seco	Dinâmica	384	0,51	0,85	53	0,51	0,93
	FGSS		1337	0,85	0,95	50	0,84	0,98
	U24h		3918	1,05	0,95	67	1,03	0,98
UP Substituição	Seco		529	0,63	0,83	45	0,65	0,94
	FGSS		1431	0,93	0,96	39	0,91	0,99
	U24h		1856	0,96	0,97	46	0,93	0,98
UP Escalpo	Seco		2353	1,01	0,96	48	0,99	0,98
	FGSS		785	0,80	0,94	35	0,80	0,99
	U24h		644	0,65	0,89	51	0,66	0,97
		Vibratória	1947	0,69	0,98	135	0,67	0,96

### 5.3.1.2 Ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm

Os ensaios de módulo de resiliência em corpos de prova de 25 x 50 cm foram realizados segundo o prescrito no item 4.6.1. Acrescenta-se que os corpos de prova foram moldados em dez camadas iguais até atingir a  $\rho_{d,m\acute{a}x}$ , onde o material homogeneizado previamente por 24h dentro de sacos plásticos era diretamente submetido à compactação. Ademais, o molde era lubrificado com óleo para que o material não grudasse e assim prejudicasse a amostra durante a desforma. Após isso, o corpo de prova era encamisado com a membrana e posicionavam-se os LVDTs internos para medição no terço médio. A câmara era fechada e então procedia-se com a verificação de vazamentos, dado que o confinamento era realizado com ar comprimido.

Por não ser totalmente automatizado, uma checagem em todos os componentes do equipamento triaxial era realizada antes de cada ensaio, onde ocorria a aferição dos sensores, duração dos pulsos elétricos e de carregamento pelos atuadores. O procedimento buscou reproduzir as mesmas condições de ensaio propostas por Malysz (2009), que atendem as normas nacionais e internacionais para realização desse ensaio.

Foram realizados cinco ensaios com a distribuição e umidade elegidas, denominadas AM1 à AM5. A moldagem dos corpos de prova foi realizada por densificação pelo método vibratório, onde os seus dados são apresentados na Tabela 20. As figuras 76 e 77 apresentam os resultados obtidos com instrumentação interna, e as Figuras 78 e 79 com instrumentação externa, onde os resultados foram ajustados aos modelos MR- $\sigma_3$  e MR- $\theta/P_{atm}$ .

Tabela 20 - Dados da moldagem dos corpos de prova de 25 x 50 cm utilizados nos ensaios triaxiais de módulo de resiliência.

Amostra	Teor de umidade (%)	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Grau de compactação (%)
AM1	12,3	1,86	100,5
AM2	13,0	1,84	99,4
AM3	12,7	1,87	101,1
AM4	12,8	1,85	100,2
AM5	13,2	1,83	98,9

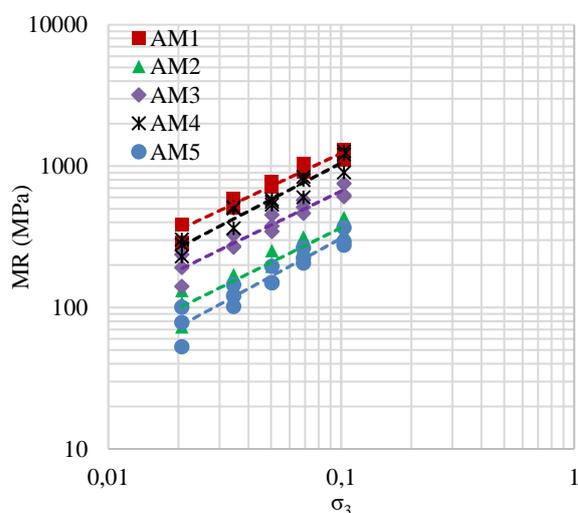


Figura 76 – Comportamento resiliente das amostras de 25 x 50 cm da distribuição UP Escalpo U24h obtidas com instrumentação interna, segundo o modelo MR- $\sigma_3$ .

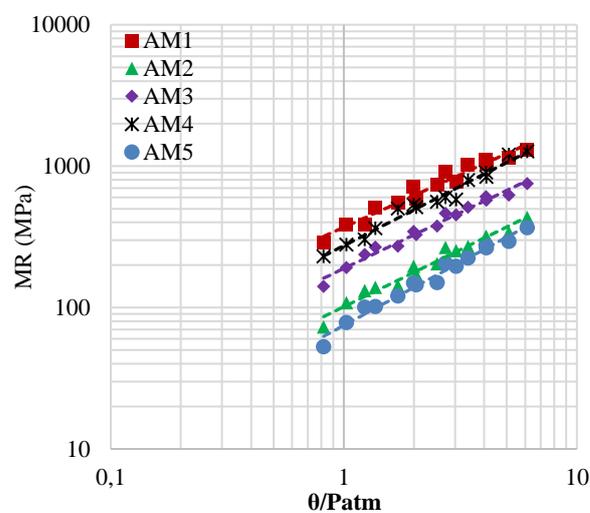


Figura 77 – Comportamento resiliente das amostras de 25 x 50 cm da distribuição UP Escalpo U24h obtidas com instrumentação interna, segundo o modelo MR- $\theta/P_{atm}$ .

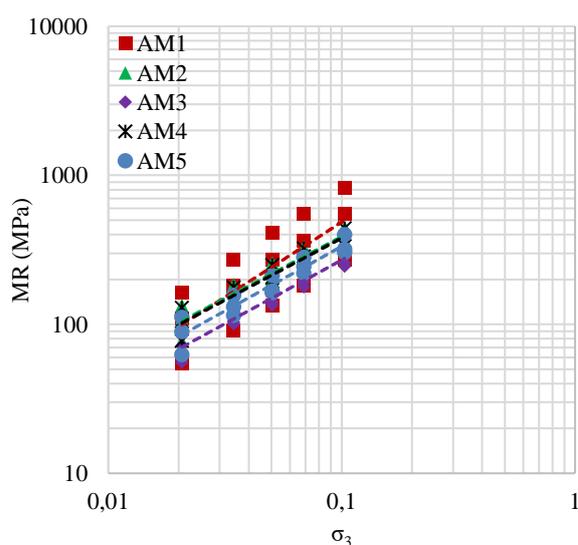


Figura 78 – Comportamento resiliente das amostras de 25 x 50 cm da distribuição UP Escalpo U24h obtidas com instrumentação externa, segundo o modelo MR- $\sigma_3$ .

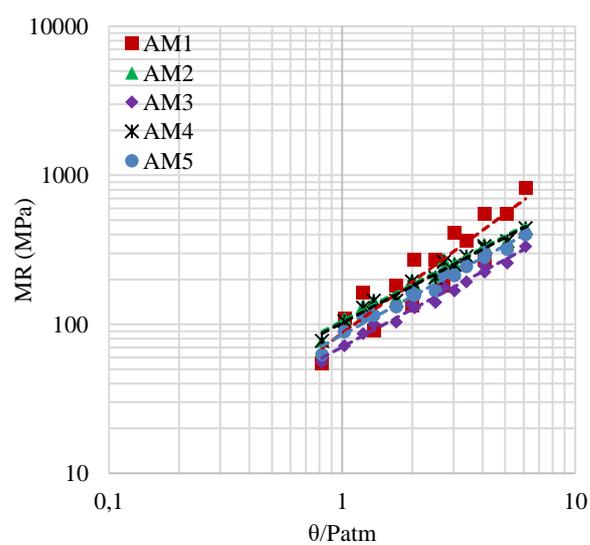


Figura 79 – Comportamento resiliente das amostras de 25 x 50 cm da distribuição UP Escalpo U24h obtidas com instrumentação externa, segundo o modelo MR- $\theta/P_{atm}$ .

A partir desses resultados, é possível constatar que:

- a) Nota-se que em todas as amostras e em ambos os modelos, o comportamento é semelhante, variando apenas a magnitude inicial.
- b) A deformação no terço médio (sensores posicionados internamente) é menor e mais sensível, apresentando variações superiores a 400 MPa para instrumentação externa, como pode ser observado nas amostras AM1, AM3 e AM4. Coincidentemente, essas amostras apresentaram graus de compactação muito próximos do ideal ( $GC=100\%$ ) ou um pouco superiores.
- c) As amostras AM2 e AM5 apresentaram comportamento semelhante para instrumentação interna e externa. Além disso, o grau de compactação das mesmas ficou ligeiramente abaixo de 100%.
- d) Os efeitos de borda foram notados durante a compactação das amostras, principalmente na inferior. Após a realização do ensaio, notou-se que essa ficou mais compacta em virtude da dissipação de energia advinda da compactação das camadas superiores. Em contrapartida, o efeito na borda superior foi menor, principalmente ocasionado pelo nivelamento do corpo de prova.
- e) Os resultados obtidos com sensores externos, em que o módulo é determinado em relação à altura total do corpo de prova apresentou valores muito semelhantes em ambos os modelos. Embora menores que os obtidos por sensores internos, os resultados dos sensores externos minimizam os efeitos de uma possível deficiência na compactação de uma camada ou da disposição de agregados, seja pelo tipo ou tamanho de partícula, pois essas imprecisões apresentam menor significância ao se considerar todo o corpo de prova.
- f) É possível notar que, em ambos os modelos, o comportamento resultante por medição interna não foi tão afetado pela tensão desviadora quanto o comportamento obtido por instrumentação externa (principalmente no modelo  $MR-\sigma_3$ ) (Figura 78), o que leva a crer que em amostras de dimensões maiores a tensão é dissipada ao longo da sua espessura; situação que também ocorre em campo, quando utilizado como camada de pavimento.
- g) Da mesma forma que nas amostras de 10 x 20 cm, o Modelo  $MR-\theta/P_{atm}$  apresentou menor dispersão entre os resultados, convergindo todas amostras para um comportamento semelhante, no caso da medição por sensores externos.

- h) Os valores de módulo normalizados pelo somatório das tensões principais a cada estágio de tensões resultou, em média, 170 MPa e 85 MPa, respectivamente para as medições internas e externas.

As análises supracitadas podem ser comprovadas pelos ajustes feitos aos parâmetros dos modelos MR- $\sigma_3$  e MR- $\theta/P_{atm}$  demonstrados na Tabela 21. Nela é perceptível a variação da magnitude inicial, bem como evidencia que a dependência da tensão confinante é similar para a maioria das amostras. Com relação a fiabilidade dos ajustes, o modelo MR- $\sigma_3$  apresentou coeficiente de determinação médio de 0,89, frente a 0,96 atingido pelo modelo MR- $\theta$ .

Tabela 21 - Parâmetros dos modelos (3) e (4) para os ensaios de módulo de resiliência realizados em corpos de prova de 25 x 50 cm.

Amostra	Instrumentação	MR- $\sigma_3$			MR- $\theta/P_{atm}$		
		K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>
AM1	Interna	7396	0,78	0,95	370	0,75	0,96
	Externa	4910	1,01	0,60	87	1,15	0,85
AM2	Interna	2398	0,82	0,90	101	0,81	0,97
	Externa	2596	0,83	0,91	105	0,82	0,98
AM3	Interna	4202	0,80	0,92	189	0,80	0,98
	Externa	1922	0,85	0,93	70	0,84	0,98
AM4	Interna	7582	0,86	0,92	274	0,84	0,97
	Externa	2573	0,83	0,92	102	0,82	0,98
AM5	Interna	2427	0,90	0,90	75	0,89	0,98
	Externa	2438	0,86	0,91	85	0,86	0,98
Média	Interna	4784	0,82	0,94	202	0,80	0,99
	Externa	2885	0,89	0,85	90	0,91	0,98

### 5.3.1.3 Influência do tamanho do corpo de prova no comportamento mecânico

Um aspecto que corroborou para essa elevação do módulo no comportamento das amostras de 25 x 50 cm refere-se à quebra das partículas. A Figura 80 apresenta a variação granulométrica média das amostras ensaiadas no subcapítulo 5.3.3. Pode-se notar que essa variação é maior que nas amostras de 10 x 20 cm, principalmente na fração graúda (acima de 9,5 mm). Por outro lado, na fração mais fina, abaixo de 0,425 mm, as porcentagens são idênticas.

Durante o processo de compactação das amostras de grande porte, notou-se que o material grosseiro se acomodava mais facilmente pela vibração e espaço no molde. Quando ocorriam as

fragmentações das partículas maiores (Figura 81), essas geravam grande parcela material miúdo ou fino pela abrasão causada durante o processo. Isso pode explicar a similaridade da variação granulométrica em frações inferiores à 0,425 mm.

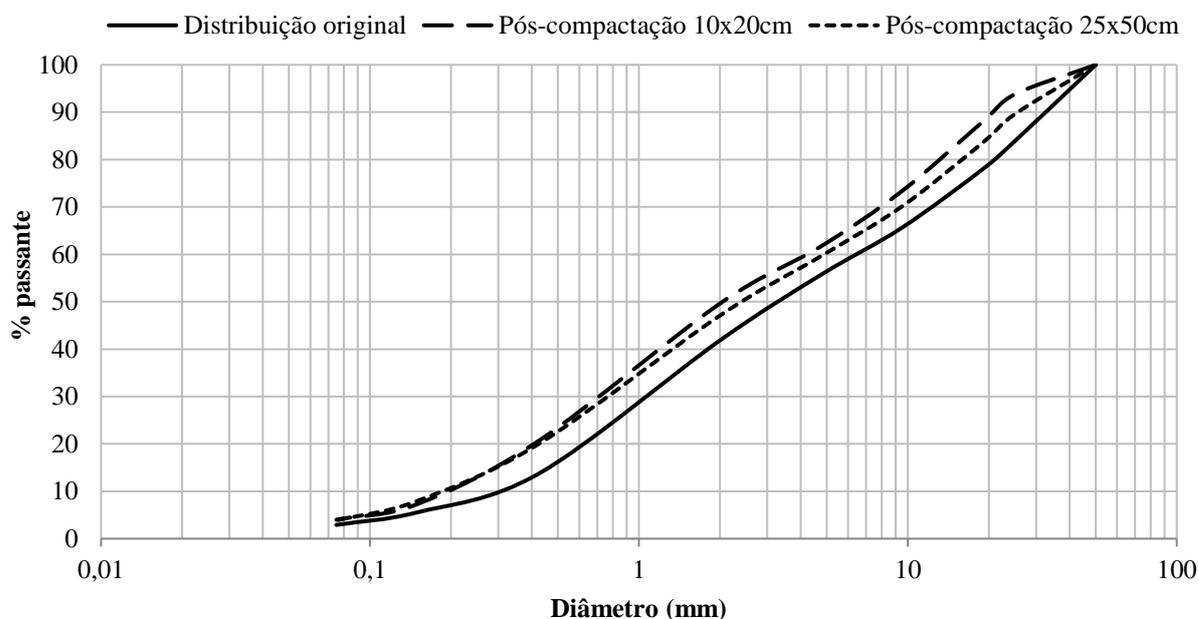


Figura 80 – Comparativo entre as variações granulométricas da distribuição UP Escalpo U24h compactadas de modo vibratório para amostras de 10 x 20 cm e 25 x 50 cm.



Figura 81 – Detalhe da fragmentação das partículas mais grosseiras durante a vibrocompactação.

Fonte: Acervo do Autor (2016).

Para elucidar os efeitos do tamanho do corpo de prova, realizou-se um comparativo entre os resultados dos ensaios para amostras de 10 x 20 cm e 25 x 50 cm, com o modo de compactação e medição condizentes às suas características, ambos ajustados nos modelos MR- $\sigma$ 3 e MR-

$\theta/P_{atm}$ , conforme demonstrado nas Figuras 82 e 83. A partir dessas, é possível notar que os resultados obtidos por medições externas também apresentam dispersões dentro da mesma tensão de confinamento. No entanto, as amostras de 25 x 50 cm apresentam maior sensibilidade à tensão confinante, possivelmente interligado à menor quebra de partículas. Além disso, o comportamento dessas amostras é mais afetado pela tensão desviadora, principalmente em tensões confinantes mais elevadas.

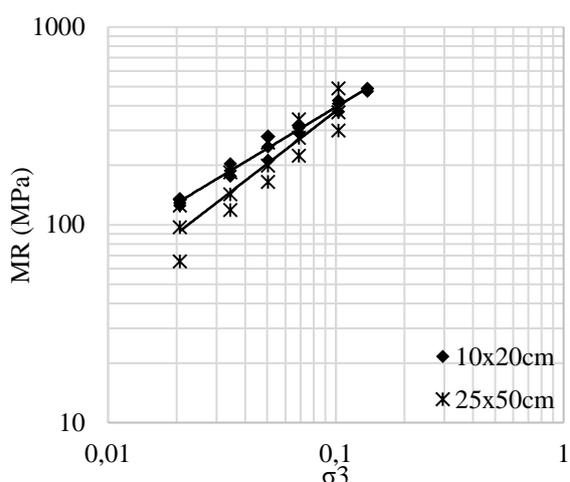


Figura 82 – Comparativo entre o comportamento resiliente das amostras da distribuição UP Escalpo U24h de diferentes dimensões compactadas pelo método vibratório, segundo o modelo MR- $\sigma_3$ .

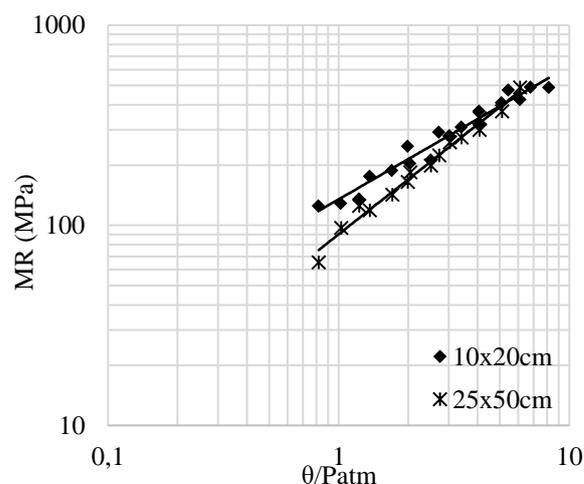


Figura 83 – Comparativo entre o comportamento resiliente das amostras da distribuição UP Escalpo U24h de diferentes dimensões compactadas pelo método vibratório, segundo o modelo MR- $\theta/P_{atm}$ .

#### 5.3.1.4 Correlações entre RCD e BGS

Por não haver estudos a nível nacional e internacional em relação à módulo de resiliência de RCD em amostras de grande porte, esse estudo buscou comparar os resultados obtidos com a pesquisa de Malysz (2009), que utilizou BGS, com granulometria dentro dos limites da Faixa A da Norma Rodoviária DNIT 141-ES (DNIT, 2010), da mesma forma que essa pesquisa. O autor utilizou compactação dinâmica para as amostras de 10 x 20 cm e vibratória para as de 25 x 50 cm, porém optou pela energia modificada. Salienta-se que as considerações apresentadas foram obtidas em condições de ensaio distintas, que só foram realizadas pela inexistência de outros ensaios com o equipamento triaxial de grande porte.

Como há uma vasta bibliografia para o comportamento resiliente de britas graduadas (BGS) e - em menor número - para RCD, que contempla em sua maioria amostras de 10 x 20 cm ou 15 x 30 cm, os resultados de algumas pesquisas foram também observados nessa comparação. A

Figura 84 demonstra as comparações supracitadas utilizando o modelo MR- $\sigma_3$  com o intervalo onde os resultados dessas pesquisas se encontram. Por meio desta, é possível observar que:

- Os resultados apresentados pelos RCD, independentemente do tamanho da amostra ou modo de compactação, estão dentro dos intervalos apresentados por materiais granulares;
- Analisando todas as amostras, é possível notar que os menores valores foram referentes às amostras menores (10 x 20 cm) moldadas por compactação dinâmica. Além disso, por ser um material mais homogêneo e resistente, a BGS apresentou melhores valores para esse tamanho de amostra;
- As amostras de RCD de 10 x 20 cm compactadas pelo modo dinâmico apresentaram módulos mais baixos que as de BGS e sensibilidade ligeiramente maior à tensão confinante;
- As amostras de 25 x 50 cm de RCD e BGS apresentaram valores muito próximos, porém o comportamento resiliente da brita é um pouco menos influenciado pela tensão de confinamento. Nota-se que para baixas tensões de confinamento, os valores da BGS são ligeiramente superiores, já para tensões mais altas eles se sobrepõem;
- Diferentemente da brita graduada, a influência da tensão de confinamento apresenta menor dispersão nos RCD, independentemente do tamanho da amostra, variando a magnitude do módulo.

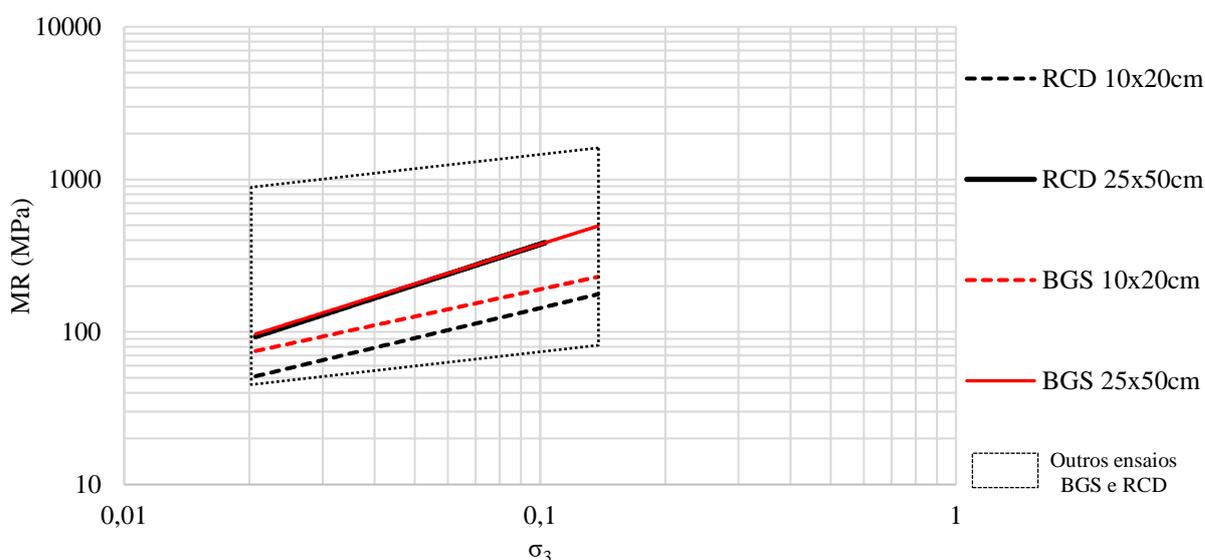


Figura 84 – Comparativo entre o comportamento resiliente das amostras da distribuição UP Escalpo U24h, compactadas pelo método dinâmico (10 x 20 cm) e vibratório (25 x 50 cm), segundo o modelo MR- $\sigma_3$ , frente aos resultados de outras pesquisas com BGS e RCD.

A Tabela 22 agrupa os resultados da distribuição UP Escalpo U24h - escolhida pela sua representatividade - em ambas as dimensões ensaiadas, com valores encontrados por Malysz (2009) para a BGS. Por meio desta é possível elucidar algumas análises descritas, da mesma forma que corrobora para as afirmações acerca da magnitude inicial, analisada pelos valores de  $K_1$ , e pela dependência da tensão de confinamento e/ou do somatório das tensões principais, analisada pelos valores de  $K_2$ . Novamente é possível perceber que o ajuste  $MR-\Theta/P_{atm}$  proporcionou melhores coeficientes de determinação, sendo confiável para utilização em programas de análise mecânica; todavia o modelo  $MR-\sigma_3$  apresentou maior número de informações quando analisado de forma gráfica.

Tabela 22 – Comparativo entre os parâmetros obtidos pelos dos modelos  $MR-\sigma_3$  e  $MR-\Theta/P_{atm}$  para os ensaios de módulo de resiliência com RCD e BGS.

Distribuição	Dimensões	Tipo de Compactação	Medição	MR- $\sigma_3$			MR- $\Theta/P_{atm}$		
				$K_1$	$K_2$	$R^2$	$K_1$	$K_2$	$R^2$
RCD (UP Escalpo U24h)	10 x 20 cm	Dinâmica	Externa	644	0,65	0,89	51	0,66	0,97
				2885	0,89	0,85	90	0,91	0,98
	25 x 50 cm	Vibratória	Interna	4784	0,82	0,94	<b>202</b>	<b>0,80</b>	0,99
BGS (Malysz, 2009)	10 x 20 cm	Dinâmica	Externa	812	0,62	0,79	71	0,65	0,94
				2281	0,75	0,93	111	0,75	0,97
	25 x 50 cm	Vibratória	Interna	4976	0,72	0,95	223	0,75	0,87

### 5.3.2 Ensaios de resistência ao cisalhamento

Com o propósito de avaliar a resistência à ruptura que os RCD suportam em diferentes tensões, este item descreve os resultados obtidos em ensaios de resistência ao cisalhamento, segundo a modalidade de ensaios triaxiais adensados isotropicamente e drenados (CID), seguindo os procedimentos expostos no item 4.6.2. Foram analisadas todas as distribuições e modos de umedecimento para amostras de 10 x 20 cm; porém, os ensaios em amostras de 25 x 50 cm utilizaram somente a relação UP Escalpo U24h, seguindo a opção descrita no item 5.4.1.1. Os resultados obtidos foram analisados no espaço “p x q” de Lambe e Whitman (1969), que foi escolhido por se tratar de um método calculado, com menor probabilidade de erros que a utilização de círculos de Mohr no espaço “ $\sigma$  x  $\tau$ ”. Após as análises, são apresentados os parâmetros “a”, “ $\alpha$ ”, “c” e “ $\phi$ ”, esses últimos por relações de equivalência entre os métodos.

### 5.3.2.1 Ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm

A moldagem dos corpos de prova de 10 x 20 cm seguiu o mesmo procedimento dos ensaios de módulo de resiliência, por densificação. Foram realizados três ensaios para cada relação entre distribuição granulométrica e método de umedecimento, totalizando 30 ensaios, sendo 27 compactados pelo método dinâmico e 3 pelo método vibratório, esses para comparação com ensaios de grande porte. Após a moldagem, os índices obtidos em relação aos ensaios de compactação apresentaram variações de  $\pm 1,0\%$  em relação à umidade ótima e  $\pm 2,5\%$  em relação ao grau de compactação ideal ( $GC=100\%$ ).

As Figuras 85 e 86 apresentam exemplos do comportamento tensão-deformação para as pressões de confinamento de 25, 50 e 100 kPa, realizadas em amostras de 10 x 20 cm em estágio único, tanto para a compactação dinâmica quanto vibratória da distribuição UP Escalpo U24h. Para as demais distribuições, os mesmos estão dispostos no Apêndice B, porém os resultados da tensão de ruptura para cada tensão de confinamento estão dispostos na Figura 87.

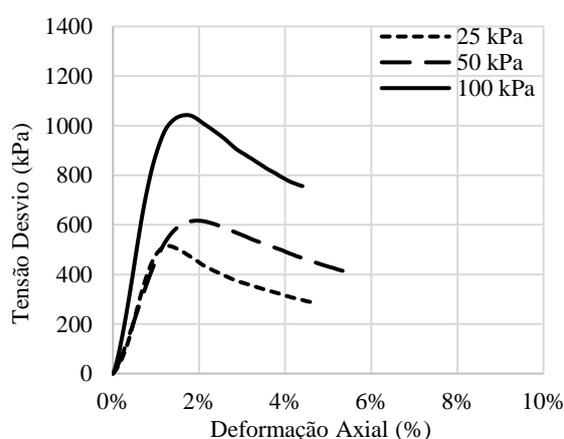


Figura 85 – Curvas tensão-deformação da distribuição UP Escalpo U24h, compactadas pelo modo dinâmico, em amostras de 10 x 20 cm em estágio único.

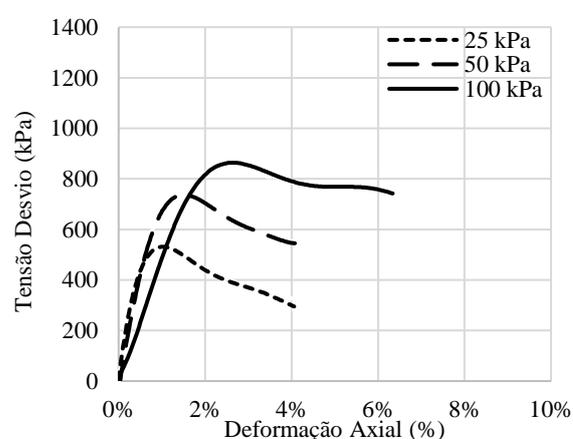


Figura 86 – Curvas tensão-deformação da distribuição UP Escalpo U24h, compactadas pelo modo vibratório, em amostras de 10 x 20 cm em estágio único.

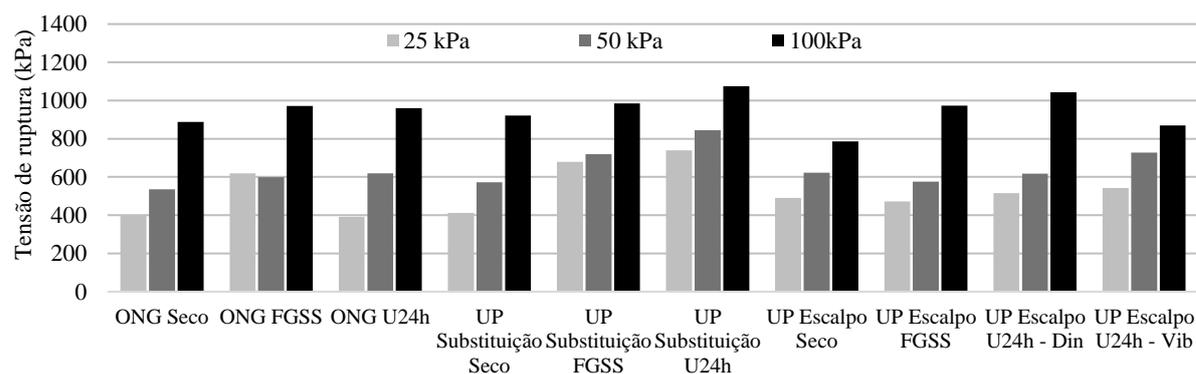


Figura 87 – Comparativo entre as tensões desvio atingidas na ruptura dos corpos de prova de 10 x 20 cm.

Ao analisá-las, é possível observar que:

- Embora o material seja heterogêneo e as proporções dos constituintes não se mantêm a cada amostra, os valores apresentados para tensão de ruptura seguem a proporcionalidade da tensão de confinamento, ou seja, quanto maior essa tensão, maior é a resistência do conjunto;
- Quanto menor é a tensão de confinamento, menor é a deformação suportada. Na maioria dos casos, observou-se que para  $\sigma_3 = 25$  kPa, a ruptura ocorreu entre 1% e 2% de deformação, enquanto que para  $\sigma_3 = 100$  kPa, ocorreu entre 2% e 4%;
- O tipo de ruptura variou de acordo com o incremento da tensão de confinamento. Conforme a Figura 88, os corpos de prova nos ensaios realizados com pressão confinante de 25 kPa romperam por embarrilamento, já para os submetidos a 100 kPa, o corpo de prova rompeu apresentando uma superfície de cisalhamento bem definida;
- No geral, o método de umedecimento U24h apresentou maior resistência dentro das distribuições, independentemente da tensão confinante aplicada, seguido pelo FGSS e pelo Seco;
- Na comparação entre os métodos de compactação da relação UP Escalpo U24h, ambos não apresentaram tendências nas deformações, dado que pequenas as oscilações nas curvas tensão-deformação ocorrem nos dois métodos.

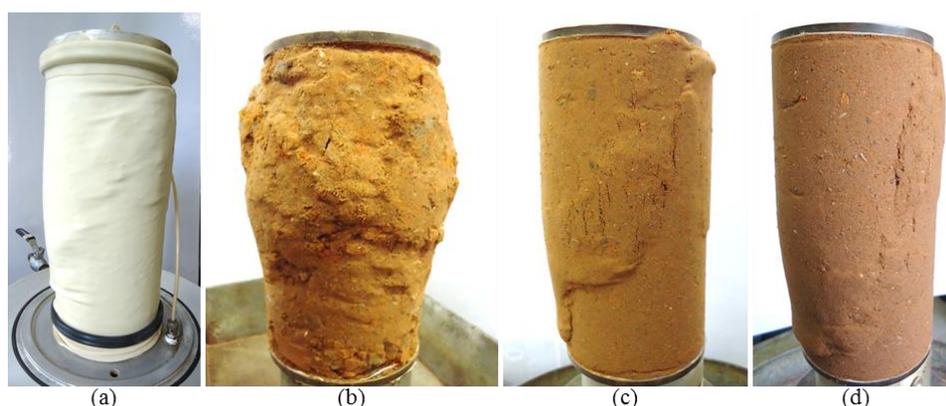


Figura 88 – Corpos de prova após ensaios triaxiais de resistência ao cisalhamento: (a) retirada da amostra; variação do tipo de ruptura conforme o incremento da tensão confinante, para (b) 25 kPa, (c) 50 kPa e (d) 100 kPa.

### 5.3.2.2 Ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm

Os ensaios triaxiais de resistência ao cisalhamento em amostras de 25 x 50 cm foram realizados segundo o apresentado no item 4.6.2. Foram realizados dois ensaios em estágio único, sendo o

primeiro com tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa, utilizando amostras virgens, e outro com tensões confinantes de 75, 100 e 125 kPa, sendo já ensaiadas no módulo de resiliência. Ademais, em virtude da quantidade de material utilizado em cada amostra, foi realizado um ensaio em multiestágios - com amostra virgem - para avaliar a representatividade do mesmo. Nesse, quando a carga estabilizava, aumentava-se a tensão de confinamento.

A tabela 23 apresenta os dados da moldagem para os sete corpos de prova utilizados para o ensaio na distribuição e umidade elegidas, UP Escalpo U24h. A moldagem dos corpos de prova foi realizada por densificação pelo método vibratório, assim como nos ensaios de módulo de resiliência. O comportamento tensão-deformação é apresentado nas Figuras 89, 90 e 91, e as tensões de ruptura estão expostas na Figura 92.

Tabela 23 - Dados da moldagem dos corpos de prova de 25 x 50 cm utilizados nos ensaios triaxiais de módulo de resiliência.

Amostra	Tensão aplicada (kPa)	Tipo de amostra	Teor de umidade (%)	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Grau de compactação (%)
GP1 – Estágio Único	50	Virgem	12,2	1,86	100,4
	100		12,6	1,85	100,2
	150		12,1	1,84	99,7
GP2 – Estágio Único	75	Utilizada – AM1	12,3	1,86	100,5
	100	Utilizada – AM2	13,0	1,84	99,4
	125	Utilizada – AM3	12,7	1,87	101,1
Multiestágios	50, 75, 100, 125	Virgem	12,4	1,86	100,6

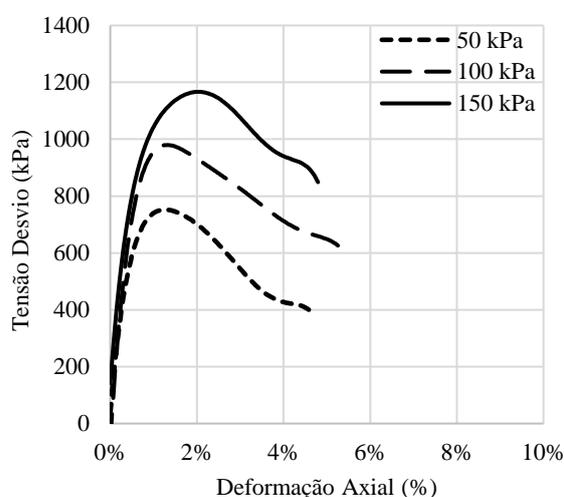


Figura 89 – Curvas tensão-deformação da distribuição UP Escalpo U24h, compactadas pelo modo vibratório, em amostras de 25 x 50 cm em estágio único (GP1).

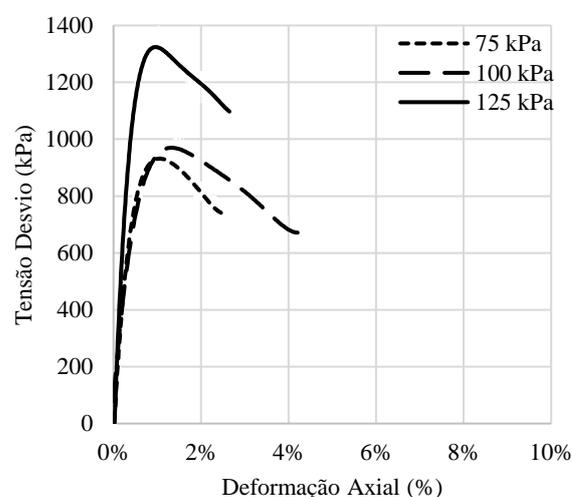


Figura 90 – Curvas tensão-deformação da distribuição UP Escalpo U24h, compactadas pelo modo vibratório, em amostras de 25 x 50 cm em estágio único (GP2).

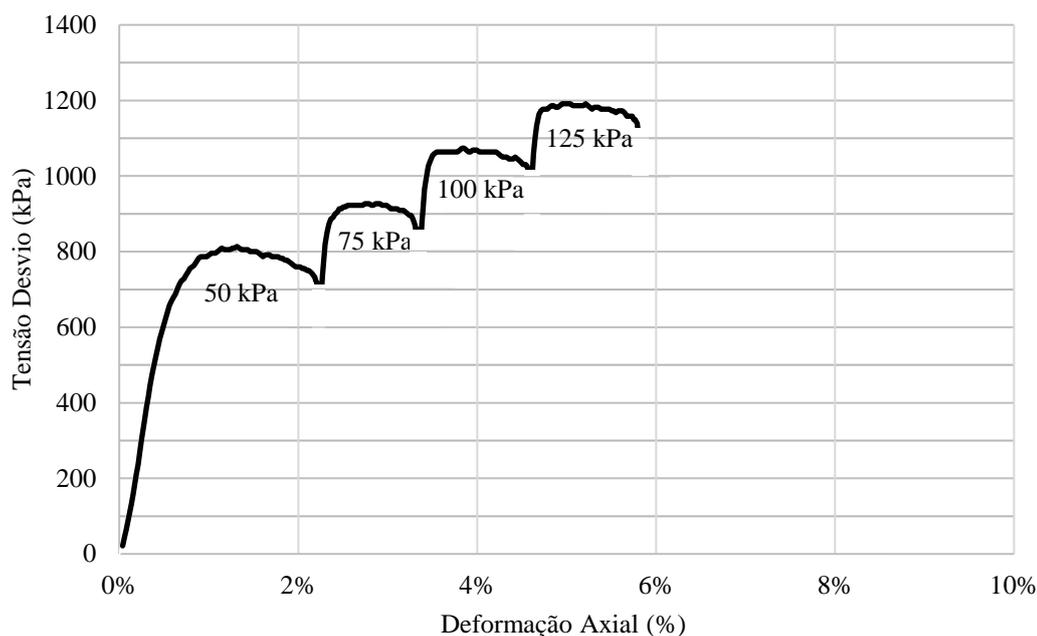


Figura 91 – Curvas tensão-deformação da distribuição UP Escalpo U24h, compactadas pelo modo vibratório, em amostra de 25 x 50 cm em multiestágios (GPME).

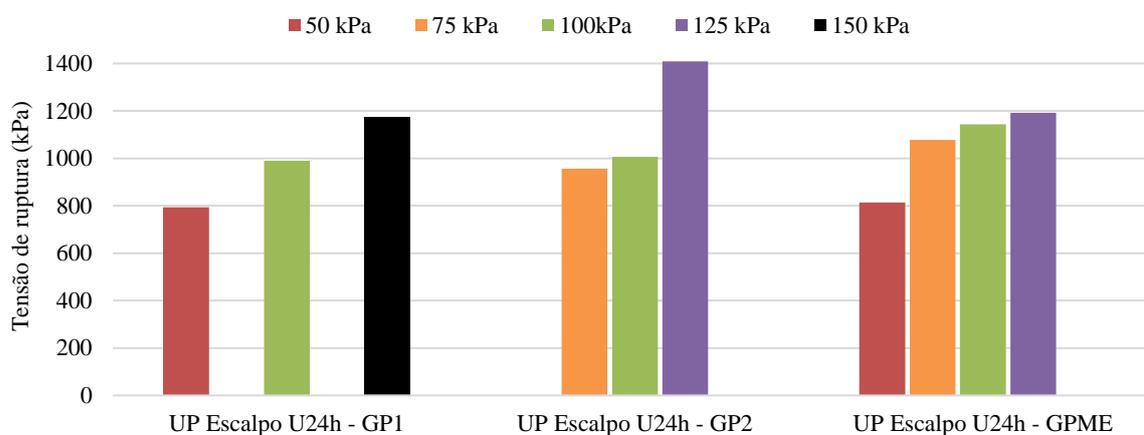


Figura 92 – Comparativo entre as tensões desvio atingidas na ruptura dos corpos de prova de 25 x 50 cm.

Analisando os dados apresentados, foi possível observar que:

- As amostras de 25 x 50 cm deformam menos que as de 10 x 20 cm. Pode-se notar que as rupturas ocorreram antes de atingido 2% da deformação, independente da tensão aplicada;
- No ensaio GP2, que utilizou amostras já ensaiadas no módulo de resiliência, o efeito combinado entre um bom grau de compactação (igual ou levemente superior a 100%) e o adensamento promovido pela execução prévia do ensaio, aparentemente elevou a

resistência da amostra na tensão confinante de 125kPa, ficando acima do atingido na tensão de 150 kPa do ensaio GP1;

- c) Analisando as duas amostras em estágio único, percebe-se que as amostras que possuem grau de compactação menor que 100% deformam mais até atingir a tensão de ruptura;
- d) As tensões de ruptura no ensaio em multiestágios, para as mesmas tensões de confinamento, foram maiores que as resultantes no ensaio GP1 com amostras virgens, porém foram idênticas ou menores que as resultantes do ensaio GP2, com amostras já utilizadas. Tal fato corrobora com o efeito de enrijecimento sofrido no primeiro estágio, do mesmo modo que as amostras que foram submetidas ao ensaio de módulo de resiliência;
- e) Pela menor deformabilidade apresentada, a superfície de ruptura em amostras de 25 x 50 cm é bem delimitada, como pode ser confirmado na Figura 93.



Figura 93 – Superfície de ruptura de uma amostra de 25 x 50 cm submetida ao ensaio triaxial de resistência ao cisalhamento em estágio único (GP1 – 100 kPa).

Fonte: Acervo do Autor (2016).

### 5.3.2.3 Influência do tamanho do corpo de prova e do tipo de compactação

De modo a corroborar para as análises do efeito do tamanho do corpo de prova e do tipo de compactação, foram analisados todos os ensaios e respectivas tensões de ruptura para cada tensão de confinamento, os quais foram citados anteriormente. Analisando os dados obtidos, é possível perceber que:

- a) Comparando todas os ensaios da relação UP Escalpo U24h, a tensão de ruptura para mesma tensão de confinamento foi maior nas amostras compactadas pelo método dinâmico;
- b) O efeito do tamanho das amostras é mais perceptível em baixas tensões de confinamento, onde necessita-se de uma tensão maior para romper as amostras de grande porte;
- c) Independentemente da tensão confinante aplicada, a capacidade de deformação de amostras de 25 x 50 cm foi menor que em amostras de 10 x 20 cm. Essas chegam a deformar quase o dobro do apresentado por amostras de grande porte até atingir a ruptura;
- d) As amostras que não tiveram umedecimento prévio apresentaram as tensões de ruptura mais baixas;
- e) Em amostras de 25 x 50 cm, a superfície de ruptura é bem delimitada, independente da tensão confinante aplicada.

### 5.3.2.4 Análise dos parâmetros de resistência ao cisalhamento

A partir das tensões de ruptura obtidas nos ensaios triaxiais de resistência ao cisalhamento, foi possível traçar as trajetórias de tensões e envoltórias de resistência de cada relação entre distribuição granulométrica e método de umedecimento. As Figuras 94 e 95 apresentam as análises das amostras de 10 x 20 cm para relação UP Escalpo U24h para compactação dinâmica e vibratória, respectivamente; já a Figura 96 apresenta um comparativo entre esses métodos. As demais trajetórias de tensões para amostras de 10 x 20 cm são exibidas no Apêndice B.

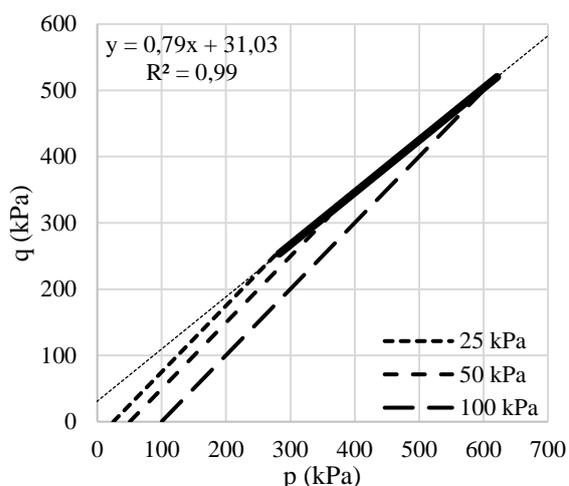


Figura 94 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 10 x 20 cm provenientes da distribuição UP Escalpo U24h compactadas pelo método dinâmico.

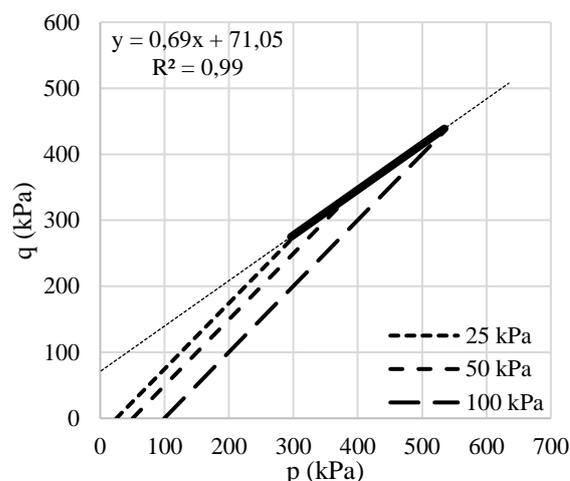


Figura 95 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 10 x 20 cm provenientes da distribuição UP Escalpo U24h compactadas pelo método vibratório.

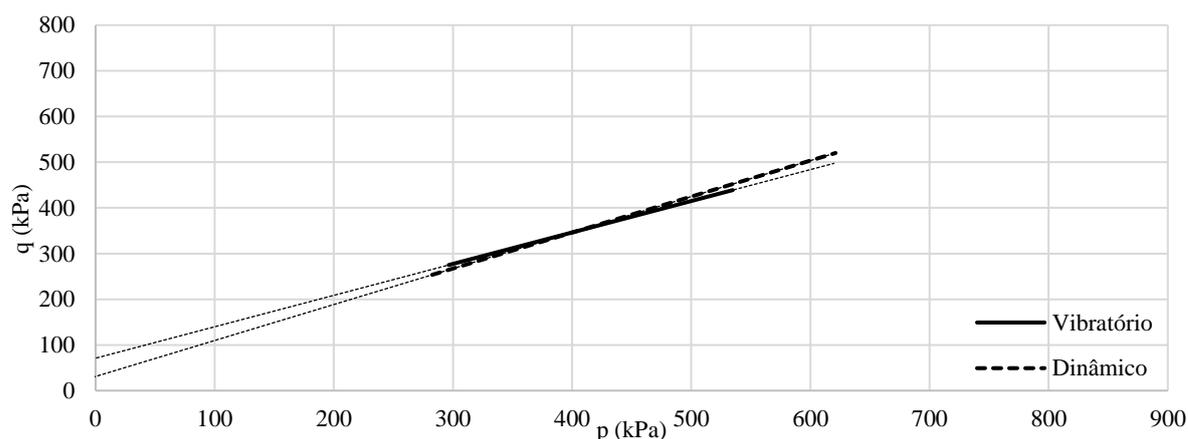


Figura 96 – Comparativo entre as envoltórias de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 10 x 20 cm provenientes da distribuição UP Escalpo U24h compactadas pelo método dinâmico e vibratório.

Os resultados decorrentes das amostras de 10 x 20 cm demonstram que as pequenas oscilações na distribuição granulométrica, bem como o método de adequação utilizado (Substituição ou Escalpo), não apresentaram grandes variações na declividade da envoltória de resistência. Entretanto, a maior variação ocorre nos valores de “a” (onde o prolongamento da envoltória corta o eixo vertical), que pode ser decorrente de vários aspectos combinados durante o ensaio triaxial, como: tipo de constituinte e quantidade presente na amostra, efeito da sucção, grau de compactação, intertravamento das partículas, entre outros. Além do mais, como pode ser visto na Figura 96, diferentemente do módulo de resiliência, o efeito da compactação vibratória não proporcionou aumento na resistência da relação UP Escalpo U24h.

Da Figura 97 a 99 são apresentadas as análises para amostras de 25 x 50 cm, que utilizaram a mesma relação (UP Escalpo U24h). As siglas GPEU1 e GPEU2 referem-se ao ensaio realizado com amostras virgens e com amostras já utilizadas em ensaio de módulo de resiliência, respectivamente. Já a sigla GPME refere-se ao ensaio realizado em multiestágios, com amostra virgem.

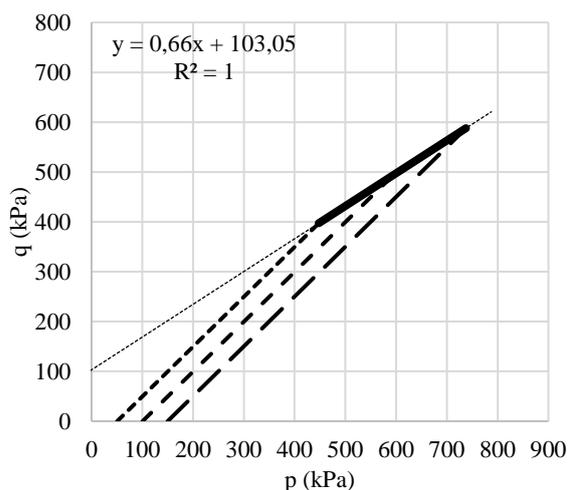


Figura 97 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 25 x 50 cm provenientes da distribuição UP Escalpo U24h, compactadas pelo método vibratório, em estágio único (GPEU1).

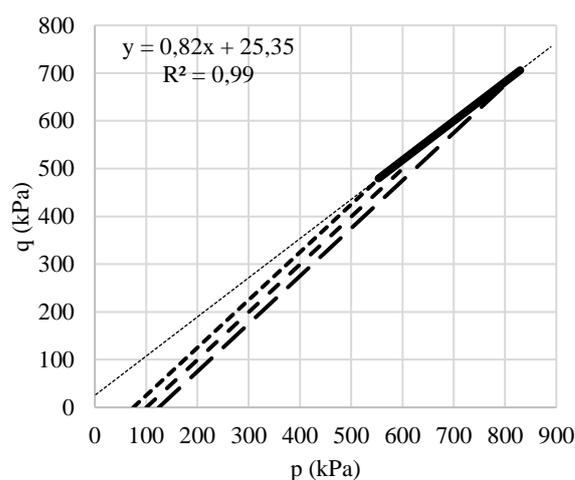


Figura 98 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 25 x 50 cm provenientes da distribuição UP Escalpo U24h, compactadas pelo método vibratório, em estágio único (GPEU2).

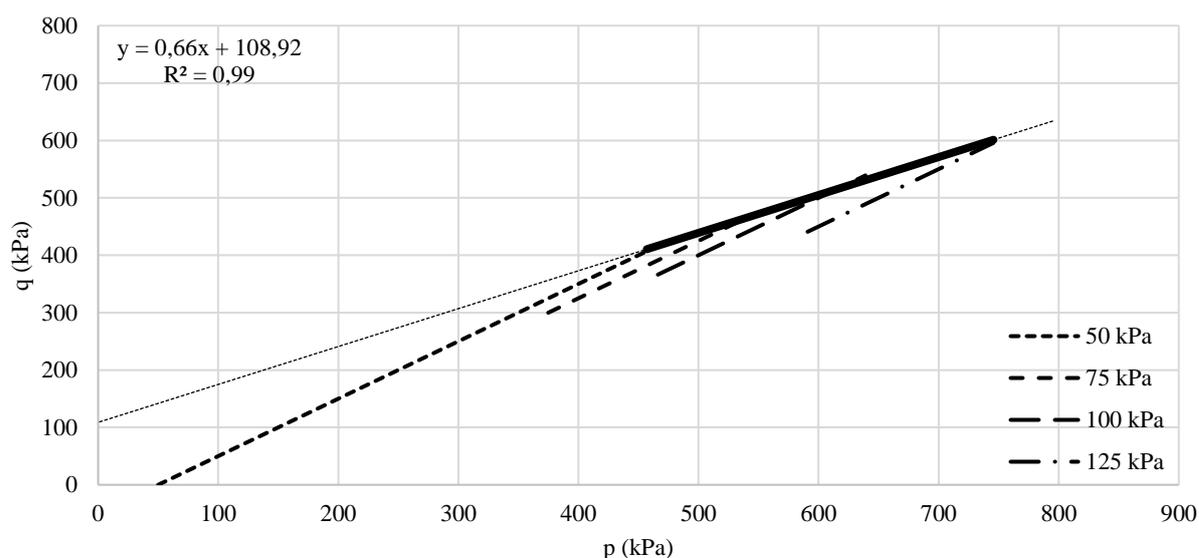


Figura 99 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 25 x 50 cm provenientes da distribuição UP Escalpo U24h, compactadas pelo método vibratório, em multiestágios (GPME).

Nas análises referentes as amostras de 25 x 50 cm, notou-se que os ensaios em estágio único apresentaram a maior diferença entre todas as análises, onde a envoltória de resistência da análise GPEU1 (Figura 97) apresenta menor declividade que a GPEU2 (Figura 98). Tal fato pode ser explicado pelo enrijecimento da amostra GPEU2 ocasionado pelo ensaio de módulo de resiliência, onde as tensões aplicadas nesse ensaio elevaram o grau de compactação da amostra GPEU2. Ademais, o ensaio em multiestágios apresentou-se como uma boa opção dado que os valores apresentados encontram-se entre os apresentados em estágio único.

As Figuras 100 e 101 reúnem a envoltória de resistência (ou linha de falha) e as envoltórias de ruptura, respectivamente, para relação UP Escalpo U24h, tanto nas dimensões 10 x 20 cm e 25 x 50 cm, quanto nos modos estágio único e multiestágios. Já a Tabela 24, apresenta todos os resultados das análises do diagrama “p x q” de Lambe e Whitman (1969), parâmetros “a” e “ $\alpha$ ”. Por correspondência, na mesma tabela são apresentados os parâmetros “c” e “ $\phi$ ”, referentes ao Critério de Mohr-Coulomb no espaço “ $\sigma$  x  $\tau$ ” (DAS, 2013).

Observa-se que os valores obtidos para “ $\alpha$ ” apresentam variações muito pequenas, independente do tamanho da amostra, onde a média dos mesmos resulta em 36°. A maior variação entre os valores de “ $\alpha$ ” ocorre entre as amostras de 25 x 50 cm em estágio único, resultando em 33° e 39°, respectivamente para GPEU1 e GPEU2. No entanto, os valores de “a” não apresentam a mesma tendência, variando inversamente ao valor de “ $\alpha$ ”, ou seja, os valores de “a” tenderam a ser mais elevados quanto mais baixo era o valor de “ $\alpha$ ”. Essas análises se tornam mais evidentes quando avaliamos os resultados transpostos para o espaço “ $\sigma$  x  $\tau$ ”, na qual os valores do intercepto coesivo (c’) variam de 34 a 136 kPa e ângulo de atrito interno ( $\phi$ ) de 41° a 52°. Como citado anteriormente, nota-se que o efeito da coesão é maior nas amostras de 25 x 50 cm, onde, ao considerar somente amostras virgens com mesmo método de compactação (vibratório), o valor do intercepto coesivo nessas dimensões apresenta cerca do dobro do valor das amostras de 10 x 20 cm; concomitantemente, o valor do ângulo de atrito diminuiu.

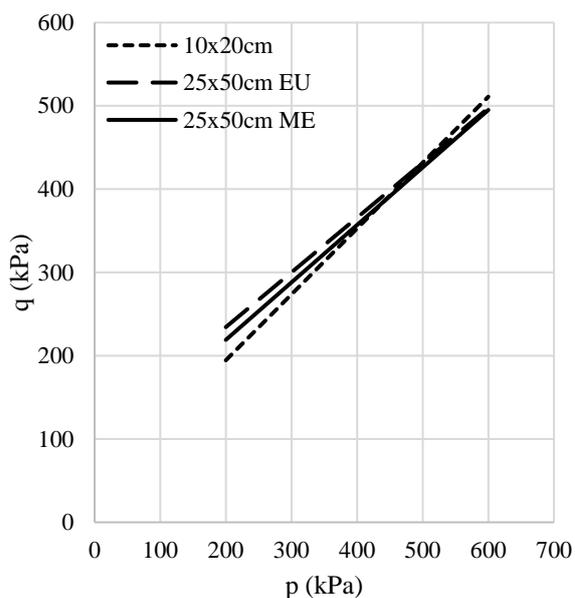


Figura 100 – Comparativo das envoltórias de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” entre todas as distribuições, dimensões, modos de umedecimento e métodos de compactação.

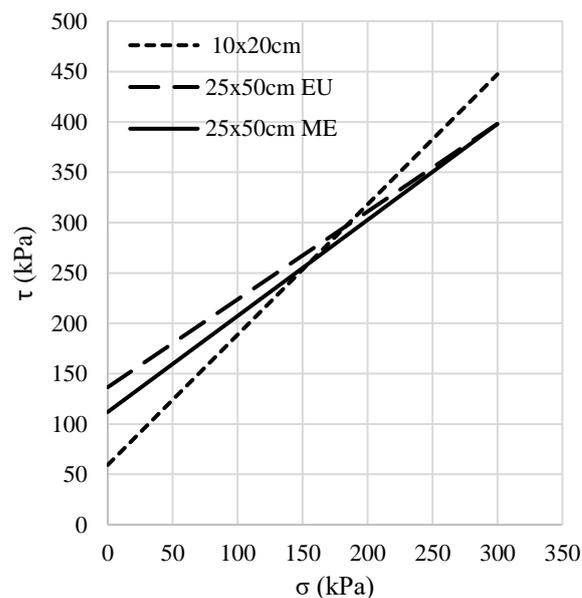


Figura 101 – Comparativo das envoltórias de ruptura no diagrama Mohr-Coulomb entre todas as distribuições, dimensões, modos de umedecimento e métodos de compactação.

Tabela 24 – Parâmetros das envoltórias de ruptura obtidos a partir dos diagramas “p x q” para as amostras de RCD.

Distribuição	Umedeci-mento	Dimensões	Tipo de Compactação	p x q		σ x τ			
				a (kPa)	α (°)	c (kPa)	φ (°)		
ONG	Seco	10 x 20 cm EU	Dinâmica	72	35	102	45		
	FGSS			65	36	93	46		
	U24h			21	38	34	52		
UP Substituição	Seco			27	38	43	51		
	FGSS			95	34	128	42		
	U24h			96	35	133	44		
UP Escalpo	Seco			25 x 50 cm EU - Virgem 25 x 50 cm EU - Pós MR 25 x 50 cm ME	Vibratória	65	34	88	42
	FGSS					60	36	87	47
	U24h					37	38	60	51
						36	38	59	52
		103	33			<b>136</b>	<b>41</b>		
		26	39			44	54		
		81	35			112	44		

### 5.3.2.5 Correlações entre RCD e BGS

Para melhor analisar o comportamento dos RCD quanto à resistência ao cisalhamento, os resultados da composição representativa foram comparados com os obtidos pela BGS pesquisada por Malysz (2009), para amostras de 10 x 20 cm e 25 x 50 cm ensaiadas em estágio único (EU) e multiestágios (ME). A Figura 102 apresenta essa comparação no espaço “ $p \times q$ ” e a Figura 103 sua transposição para o espaço “ $\sigma \times \tau$ ”. Da mesma forma, a Tabela 25 apresenta os valores dos parâmetros encontrados em ambas as pesquisas.

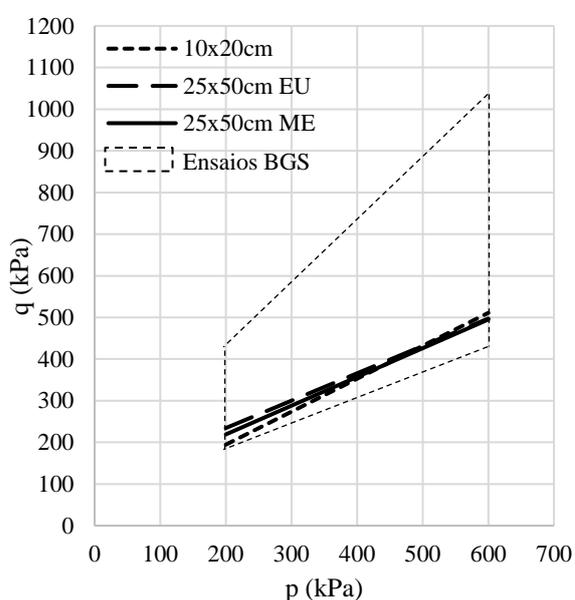


Figura 102 – Comparativo das envoltórias de resistência ao cisalhamento no diagrama “ $p \times q$ ” entre RCD e BGS.

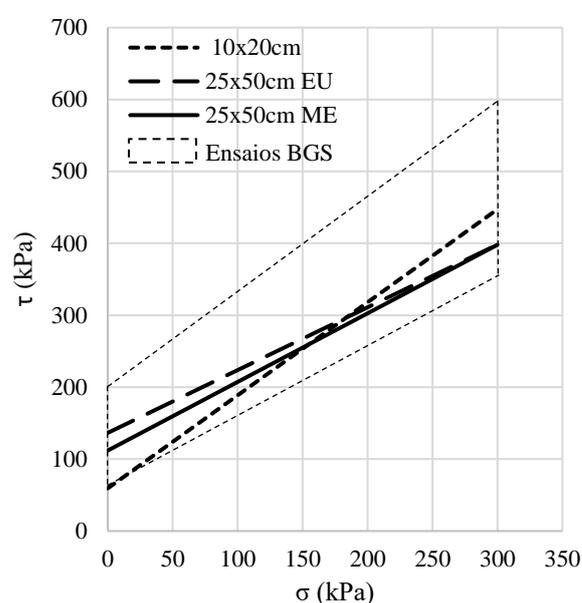


Figura 103 – Comparativo das envoltórias de ruptura no diagrama Mohr-Coulomb entre RCD e BGS.

Tabela 25 – Parâmetros das envoltórias de ruptura obtidos a partir dos diagramas “ $p \times q$ ” para as amostras de RCD e BGS.

Distribuição	Dimensões	Tipo de Compactação	$p \times q$		$\sigma \times \tau$	
			a (kPa)	$\alpha$ (°)	c (kPa)	$\phi$ (°)
RCD (UP Escalpo U24h)	10 x 20 cm EU	Dinâmica	37	38	60	51
	25 x 50 cm EU	Vibratória	103	33	<b>136</b>	<b>41</b>
	25 x 50 cm ME		81	35	112	44
BGS (Malysz, 2009)	10 x 20 cm EU	Dinâmica	30	41	71	60
	25 x 50 cm EU	Vibratória	34	42	142	58
	25 x 50 cm ME		150	31	179	46

A partir desses resultados, é possível notar que:

- Na escala de variação das amostras no espaço “p x q”, ao comparar os RCD com o intervalo de resultados apresentado pela BGS, os resultados dos RCD apresentam-se praticamente uniformes;
- Os RCD e a BGS apresentaram as mesmas variações ao se aumentar as dimensões da amostra, o valor do intercepto coesivo elevou consideravelmente e o valor do ângulo de atrito diminuiu.
- Ao observar que a variação de ambos os parâmetros - nos RCD e na BGS - apresenta a mesma tendência quando se modificam as dimensões das amostras, os valores elegidos como mais representativos para utilização na fase de anteprojeto são  $c' = 60$  kPa e  $\phi' = 41^\circ$ .

A utilização dos parâmetros de resistência ao cisalhamento não é considerada nos métodos de dimensionamento nacionais. Entretanto, o *South African Mechanistic Design Method (SAMDM)* (SAPEM, 2013), que se adequa bem às características da região sul do Brasil, utiliza esses parâmetros para calcular o fator de segurança (FS) contra a ruptura por cisalhamento, por meio da equação (20):

$$FS = \frac{\sigma_3 \left\{ K \left[ tg^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right] \right\} + 2Kc'.tg \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (20)$$

Onde:

- FS é o fator de segurança
- $c'$  é o intercepto coesivo efetivo
- $\phi'$  é o ângulo de atrito interno efetivo
- $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  são as tensões principais
- K é a constante de saturação (saturado - 0,65; moderado - 0,80; normal - 0,95)
- $\sigma_3$  é a tensão de confinamento

De posse do FS, pode-se estimar o valor de N admissível para esse caso, considerando o modelo que condiz com a categoria da via a que o material será empregado. No caso do modelo C, que é sugerido para vias locais ou de baixo volume de tráfego, o valor de N admissível seria dado pela equação (21):

$$N_c = 10^{(2,605122.FS + 3,983324)} \quad (21)$$

Onde:

- $N_c$  é o N admissível para a categoria de via C.
- FS é o fator de segurança resultante da equação 20.

### 5.3.2.6 Relação entre a deformação transversal e vertical

De acordo com os procedimentos expostos no item 4.6.2, foram realizadas medições das deformações transversais nas amostras de 25 x 50 cm em ensaios triaxiais convencionais, isto é, em estágio único com tensões de confinamento de 50, 75, 100 (duas vezes), 125 e 150 kPa. Como a análise foi realizada de maneira indireta, ou seja, por meio de um anteparo preso à meia altura do corpo de prova, onde a abertura do anel – proporcional a deformação diametral – foi calibrada previamente. A relação entre as deformações transversais e verticais foi determinada logo após a acomodação inicial, enquanto a relação entre tensão e deformação permanecia linear. Nesse intervalo, calculou-se a média das relações para determinação do coeficiente de Poisson.

A Figura 104 apresenta os resultados dessas relações. Pode-se observar que, em função da variabilidade na sua constituição, os resultados apresentaram pequenas dispersões. Por isso, optou-se pela realização de uma análise estatística por regressão simples, onde verificou-se que, no intervalo analisado (de 50 a 150 kPa), a deformação transversal decresce tenuemente conforme o incremento da tensão de confinamento.

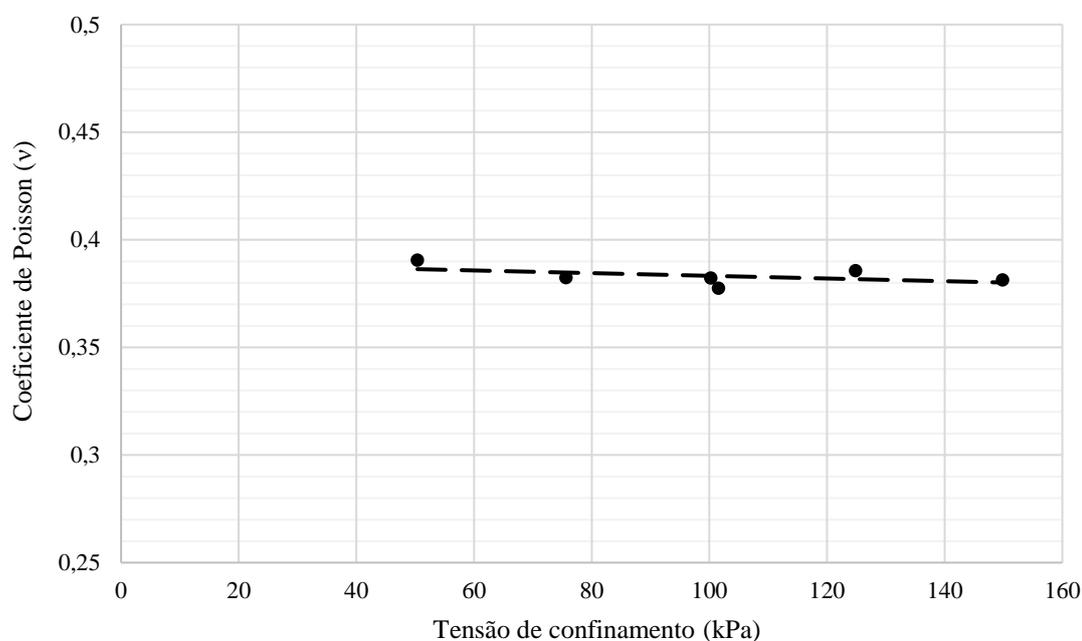


Figura 104 – Coeficiente de Poisson resultante para diferentes tensões de confinamento em corpos de prova de 25 x 50 cm.

A média dos resultados obtidos convergiu para um coeficiente de Poisson de 0,38. Segundo Yoder & Witczak (1975) e orientações contidas nas Instruções de Projeto do DER-SP (2006),

os valores do Coeficiente de Poisson frequentemente encontrados para BGS situam-se em torno de 0,35. Nas análises mecânicas, os valores adotados para camadas granulares compreendem o intervalo de 0,30 a 0,45, e nas camadas de solo, subleito ou terraplenagem, os valores utilizados variam entre 0,4 e 0,5, sendo recomendado o valor intermediário em ambas as situações. Nesse prospecto, os RCD estão dentro dos limites dos materiais granulares e, em virtude dos seus constituintes, apresentam maior deformabilidade que a BGS, a ser verificada no subcapítulo seguinte.

### 5.3.3 Análise da deformação permanente

Com o propósito de analisar como ocorreriam as deformações plásticas impostas pela passagem do tráfego, este item descreve os resultados de ensaios de deformação permanente em amostras de 10 x 20 cm e 25 x 50 cm analisados em estágio único e em multiestágios. A partir dos resultados obtidos e comportamentos apresentados, foram estabelecidos os limites descritos na Teoria do *Shakedown* (Werkmeister *et al.*, 2001) para utilização de camadas de RCD.

#### 5.3.3.1 Delimitação das relações de tensões

Devido a inexistência de normas nacionais acerca dos ensaios de deformação permanente, a escolha das tensões para execução dos ensaios partiu da análise das tensões atuantes em uma estrutura representativa de pavimentos urbanos, sobretudo para vias de baixo volume de tráfego, a qual foi delimitada no item 4.6.3.

Utilizando-se a análise mecânica, foram obtidos os estados de tensões atuantes para diferentes espessuras da camada de base e módulos do subleito, de modo verificar diversas configurações em que os RCD podem ser empregados e abranger solos com comportamentos distintos. A Tabela 26 apresenta os resultados das tensões verticais ( $\sigma_1$ ) e das horizontais ( $\sigma_3$ ) para as estruturas consideradas. As análises ocorreram abaixo e entre as rodas, bem como os resultados apresentados referem-se aos pontos no topo da camada de base, local em que essa recebe a maior tensão de compressão, objeto do estudo das deformações permanentes. Os resultados foram obtidos com auxílio do Software *Everstress* (Everseries, 2005), utilizando como parâmetros de entrada de dados os valores de  $k_1$  e  $k_2$  referentes ao modelo MR- $\theta$ /P<sub>atm</sub> da relação mais representativa: UP Escalpo U24h, ensaiados em corpos de prova de 25 x 50 cm.

Tabela 26 – Estados de tensões atuantes para diferentes pontos de análise (abaixo ( $x = 0$  cm) e entre as rodas ( $x = 15$  cm) do eixo padrão - ESRD) obtidos por meio de análise mecanística.

Base (cm)	Módulo do Subleito (MPa)	Estado de tensões atuantes (kPa)			
		$x = 0$ cm		$x = 15$ cm	
		$\sigma_3$	$\sigma_1$	$\sigma_3$	$\sigma_1$
15	30	22	172	48	135
	50	32	197	62	150
	75	39	215	73	161
	100	44	227	81	167
20	30	29	178	54	142
	50	36	199	67	154
	75	43	215	76	163
	100	47	225	82	169
50	30	41	180	66	150
	50	44	190	70	156
	75	45	195	73	160
	100	46	200	75	162

É possível perceber que as tensões horizontais variaram conforme o ponto de análise, por isso optou-se por combinar as mesmas e avaliar quais as relações  $\sigma_1/\sigma_3$  eram mais representativas, o que resultou em relações da ordem de 2 a 5. Porém, como as análises foram abordadas por meio de relações  $\sigma_d/\sigma_3$ , as essas variações ocorrem em uma ordem a menos, ou seja, entre 1 e 4.

As tensões de confinamento escolhidas para a modalidade de estágio único foram de 21, 34, 53 e 70 kPa, valores que também foram utilizados nos ensaios de módulo de resiliência. Em virtude dos resultados apresentados pela tensão vertical, nem todas as tensões de confinamento foram ensaiadas nas quatro relações ou próximas a elas, principalmente as tensões de confinamento mais baixas - 21 e 35 kPa, pois as tensões verticais foram muito superiores as horizontais. Além disso, nessa modalidade os ensaios foram, na sua maioria, realizados em equipamento triaxial de grande porte (corpos de prova de 25 x 50 cm), o que demandou grande quantidade de material e um período de preparação e execução elevado.

Para os ensaios na modalidade multiestágios em corpos de prova de 25 x 50 cm, as tensões de confinamento foram as mesmas que em estágio único. Por outro lado, acrescentou-se a tensão de confinamento de 103 kPa aos ensaios realizados em corpos de prova de 10 x 20cm, de maneira a verificar as implicações de tensões mais elevadas. No entanto, o mesmo não foi possível em corpos de prova de 25 x 50 cm, pois para essa tensão o efeito combinado entre a

pressão gerada na câmara triaxial e o tempo de abertura da válvula que alimentava o atuador não permitiu que a carga ficasse em contato com a amostra pelo período de 0,1s, o que descaracterizaria os resultados.

### 5.3.3.2 Ensaio em estágio único

Os ensaios de deformação permanente em estágio único foram realizados segundo os procedimentos apresentados no item 4.6.3. Sua evolução foi verificada até 80.000 ciclos, sendo que a taxa de crescimento constante foi atingida muito antes desse valor. As análises contemplaram 14 ensaios, sendo 12 em corpos de prova de 25 x 50 cm (com relações  $\sigma_d/\sigma_3$  de 21 x 94, 34 x 68, 34 x 102, 34 x 135, 53 x 53, 53 x 106, 53 x 153, 53 x 207, 70 x 70, 70 x 125, 70 x 200, 70 x 250, todos em kPa) e 2 em corpos de prova de 10 x 20 cm (com relações  $\sigma_d/\sigma_3$  de 21 x 94 e 34 x 135, também em kPa). A escolha pela avaliação majoritária em ensaios de grande porte deve-se pela semelhança com as condições encontradas em campo (tipo de compactação, distribuição granulométrica, aplicação da carga, distribuição de tensões, etc.), todavia as realizadas em equipamento convencional objetivaram verificar a diferença de comportamento com a redução das dimensões da amostra.

Primeiramente, foram analisadas as variações de comportamento em relação ao tipo de instrumentação em amostras de 25 x 50 cm, onde as Figuras 105 e 106 trazem esses comparativos para a tensão de confinamento de 70 kPa, com relações  $\sigma_d/\sigma_3$  aproximadas de 1 e 4. Para as demais tensões, esses são apresentados no Apêndice C.

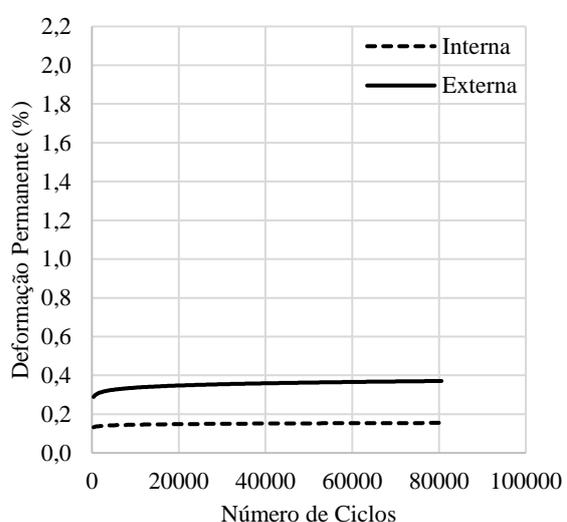


Figura 105 – Evolução da deformação permanente em estágio único para relação 70 x 70 kPa.

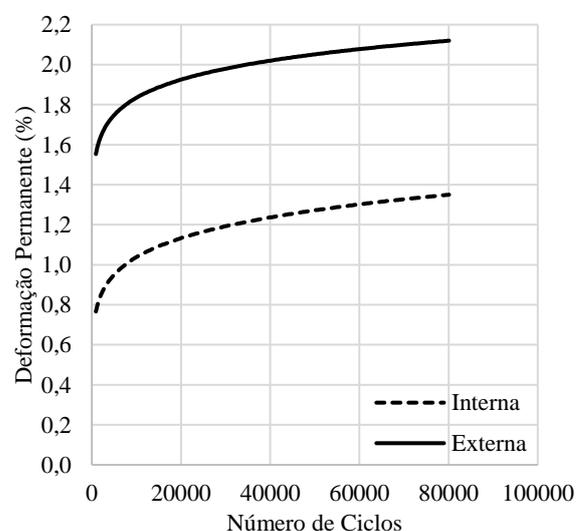


Figura 106 – Evolução da deformação permanente em estágio único para relação 70 x 250 kPa.

É possível observar que as evoluções das deformações permanentes são similares para todos os casos, variando apenas a magnitude inicial. Essas variaram entre 1,5 e 5 vezes, sendo que as maiores diferenças ocorreram para relações  $\sigma_d/\sigma_3$  mais baixas ( $\leq 2$ ). No entanto, deve-se ressaltar que a instrumentação externa está afixada na haste que transfere a carga para o cabeçote (top-cap) e que somado aos efeitos de borda apresenta maior variação durante a aplicação da carga, o que não é transmitido com a mesma intensidade para toda amostra, principalmente com baixas tensões desviadoras, sendo dissipadas majoritariamente no terço superior do corpo de prova. Por outro lado, as relações que apresentaram maiores dispersões entre as instrumentações foram aquelas que apresentaram menor magnitude, ou seja, pequenas variações implicaram grandes diferenças. Para as relações mais elevadas ( $\sigma_d/\sigma_3 \geq 3$ ), as variações entre instrumentações foram menos dispersas, ficando em torno de 1,5 a 2 vezes.

A Figura 107 apresenta o comparativo entre as evoluções das deformações permanentes para todas as relações ensaiadas em estágio único, com corpos de prova de 25 x 50 cm e medição interna; já as características de ensaio e os parâmetros de compactação são apresentados na Tabela 27. O mesmo comparativo, agora com medição externa, é apresentado no Apêndice C, onde as variações concentraram-se na magnitude inicial, sendo que as evoluções foram semelhantes às apresentadas pela medição interna. Incorpora-se a essa análise a Tabela 28, que apresenta a taxa de deformação permanente (especificada no item 3.2.1) para quando a variação se torna constante em cada relação, isto é, após a deformação permanente inicial.

Tabela 27 - Dados da moldagem dos corpos de prova de 25 x 50 cm utilizados nos ensaios de deformação permanente em estágio único.

$\sigma_3 \times \sigma_d$ (kPa)	Teor de umidade (%)	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Grau de compactação (%)
21 x 94	12,4	1,85	99,8
34 x 68	12,7	1,83	98,9
34 x 102	12,6	1,86	100,7
34 x 135	12,1	1,83	99,0
53 x 53	12,8	1,85	100,2
53 x 106	13,1	1,87	101,1
53 x 153	12,9	1,82	98,4
53 x 207	12,8	1,87	101,8
70 x 70	12,9	1,83	99,1
70 x 125	12,7	1,86	100,8
70 x 200	12,8	1,85	100,4
70 x 250	12,6	1,84	99,7

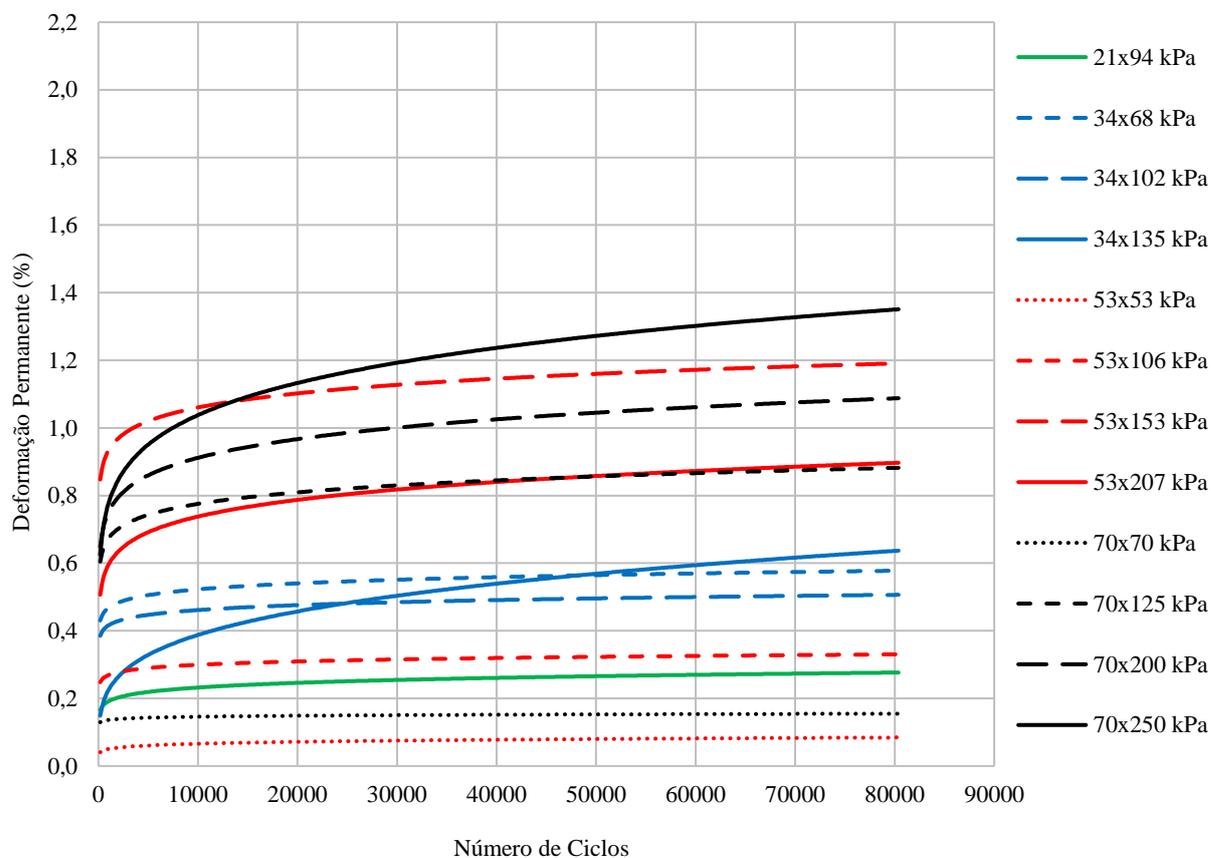


Figura 107 – Comparativo entre as evoluções das deformações permanentes obtidas em estágio único para amostras de 25 x 50 cm com instrumentação interna.

Tabela 28 – Taxa de deformação permanente obtidas após deformação permanente inicial para as relações de tensões ensaiadas em estágio único para corpos de prova de 25 x 50 cm.

$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	Relação $\sigma_d/\sigma_3$ (aproximada)	TDP ( $10^{-6}$ )
21	94	4	2,0
	68	2	1,3
34	102	3	2,7
	135	4	3,3
53	53	1	0,4
	106	2	1,2
	153	3	2,7
	207	4	6,6
70	70	1	0,6
	125	2	1,8
	200	3	3,6
	250	4	5,4

Com base nos resultados apresentados, é possível observar que:

- a) A deformação permanente inicial é tanto maior quanto mais elevada for a tensão desviadora. Pode-se observar que as tensões desvio de 250, 207 e 200 kPa foram as que apresentaram maiores deformações nos primeiros ciclos (até 20.000).
- b) Baixas relações  $\sigma_d/\sigma_3$  ( $\leq 2$ ) estabilizam as deformações iniciais com baixo número de ciclos de carga, menores que 20.000, enquanto que relações maiores ( $\geq 3$ ) levam até o dobro (40.000 ciclos) para chegar a uma taxa de crescimento constante;
- c) A taxa de deformação permanente cresce consideravelmente conforme eleva-se a relação de tensões, aumentando de 1,5 a 3 vezes ao elevar a ordem;
- d) Dentro da mesma tensão confinante, a TDP aumenta conforme eleva-se a tensão desviadora. No entanto, para a mesma tensão desviadora ela pode diminuir significativamente quando se eleva a tensão confinante;
- e) Dentro da mesma relação de tensões, a deformação permanente será tanto maior quanto a tensão desviadora atuante;
- f) As maiores deformações permanentes foram registradas no ensaio com a maior tensão desvio (250 kPa), e também com a maior tensão de confinamento. Entretanto, isso só pode ser verificado após a evolução das mesmas, pois a deformação inicial foi mais lenta que a amostra 53 x 153 kPa, mas após a deformação permanente inicial a TDP demonstrou que essa crescerá ao longo do tempo.
- g) Ao analisarmos os casos das relações de tensões 34 x 68 kPa e 34 x 102 kPa, assim como 53 x 153 kPa e 53 x 207 kPa, nota-se que as maiores deformações dentro das mesmas tensões de confinamento são para as tensões desviadoras mais baixas, o que pode ser explicado pelo grau de compactação, em que essas apresentaram valores inferiores ao ideal ( $GC = 100\%$ ), o que acarreta em maior deformação permanente inicial referente ao maior número de vazios deixado na compactação. Porém, ao observar a TDP, nota-se que as mesmas seguiram os comportamentos anteriormente descritos;
- h) Diante dos resultados obtidos, o estado de tensões absoluto (pressão de confinamento e tensão desvio) se mostrou mais influente do que a relação  $\sigma_d/\sigma_3$ , isto é, o aumento da tensão desvio tende a acentuar o aparecimento de deformações permanentes e o aumento de pressão de confinamento tende a inibi-las.

- i) A interação entre tensão desvio e pressão de confinamento apresenta pouca influência nos resultados, já que são obtidas deformações permanentes bem diferentes para relações semelhantes.

A Tabela 29 demonstra os parâmetros dos modelos (6) e (7) obtidos nos ensaios<sup>1</sup>, onde nota-se que ambos se adequam bem aos resultados. Além disso, é possível comprovar as análises supracitadas, principalmente com relação a deformação inicial e a taxa de deformação permanente. Tal afirmação se torna mais nítida ao avaliar a tensão confinante de 70 kPa, onde a tensão desviadora produziu evoluções de deformação permanente mais acentuadas a cada mudança na relação de tensões, os valores do coeficiente “B” aumentam gradativamente a medida que se acresce a tensão desvio.

Tabela 29 – Parâmetros dos modelos (6) e (7) obtidos com resultados de ensaios em estágio único com corpos de prova de 25 x 50 cm (medição interna).

$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$\epsilon_p = A(N)^B$			$\epsilon_p = A+B.\text{Log}(N)$		
		A	B	R <sup>2</sup>	A	B	R <sup>2</sup>
21	94	0,107	0,084	0,95	0,050	0,020	0,96
	68	0,335	0,048	0,95	0,289	0,026	0,96
34	102	0,305	0,045	0,97	0,267	0,021	0,97
	135	0,043	0,238	0,98	-0,557	0,104	0,97
53	53	0,022	0,119	0,79	-0,003	0,008	0,83
	106	0,194	0,047	0,97	0,168	0,014	0,97
	153	0,634	0,056	0,98	0,504	0,061	0,96
	207	0,311	0,094	0,98	0,075	0,072	0,97
70	70	0,112	0,029	0,83	0,107	0,004	0,84
	125	0,438	0,062	0,96	0,326	0,049	0,97
	200	0,418	0,085	0,98	0,176	0,080	0,98
	250	0,324	0,127	0,92	-0,278	0,144	0,89

Para verificar o efeito das dimensões do corpo de prova, foram realizados dois ensaios adicionais com tensões  $\sigma_d/\sigma_3$  de 21 x 94 kPa e 34 x 135 kPa, apresentados nas Figuras 108 e 109, respectivamente. Esses foram comparados com os resultados das amostras de grande porte para a mesma relação de tensões, porém foram inseridos os resultados das medições externas,

<sup>1</sup> Referentes a medição interna. As evoluções das deformações permanentes e os parâmetros dos modelos (6) e (7) para medição externa encontram-se no Apêndice C.

visto que não foi possível realizar medições internas nos corpos de prova de 10 x 20 cm. Em seguida, é apresentado um comparativo entre a taxa de deformação permanente obtida para ambas as relações e dimensões (Tabela 30).

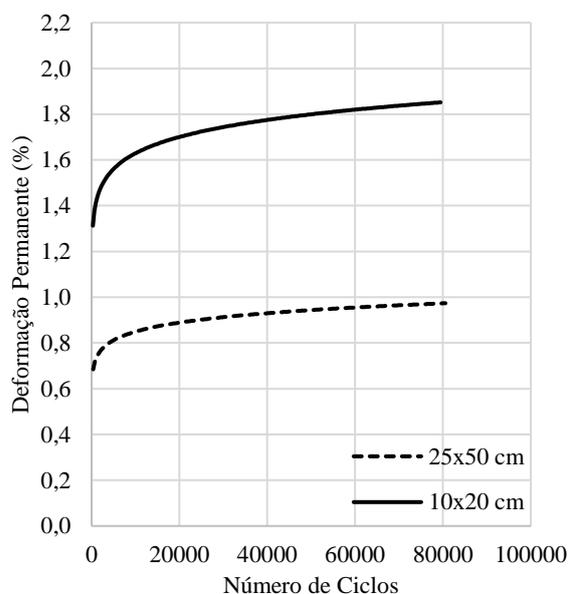


Figura 108 – Comparativo entre as evoluções da deformação permanente obtidas em estágio único para a relação de tensões 21 x 94 kPa com diferentes dimensões e instrumentação externa.

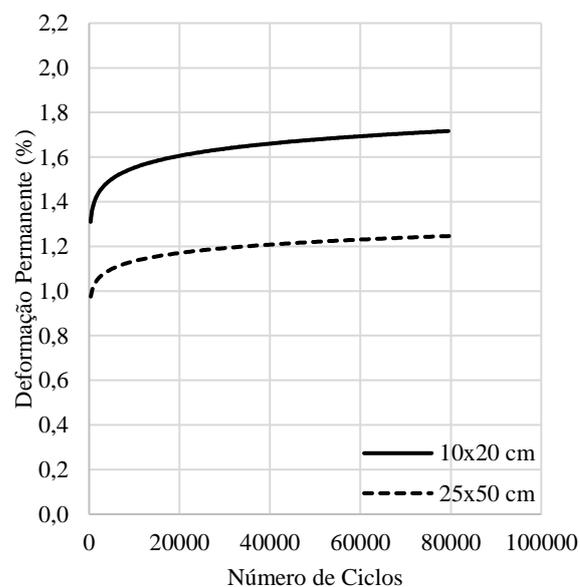


Figura 109 – Comparativo entre as evoluções da deformação permanente obtidas em estágio único para tensão de confinamento de 34 x 135 kPa com diferentes dimensões e instrumentação externa.

Tabela 30 – Comparativo entre as taxas de deformação permanente obtidas após deformação permanente inicial em ensaios realizados em estágio único.

$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	Dimensão do corpo de prova	TDP ( $10^{-6}$ )
21	94	10 x 20 cm	5,0
		25 x 50 cm	2,0
34	135	10 x 20 cm	4,1
		25 x 50 cm	3,3

Ao analisar os resultados percebe-se que a magnitude inicial é sempre maior nas amostras de 10 x 20 cm, chegando, no primeiro caso, a ser quase o dobro do apresentado pela amostra de 25 x 50 cm. Além disso, as deformações plásticas iniciais necessitam de mais ciclos para se estabilizar e atingir a evolução constante. Quando essas são atingidas, as amostras de dimensões convencionais (10 x 20 cm) apresentam taxa de deformação permanente mais elevadas que as de grandes dimensões (25 x 50cm). Nesse caso, o efeito da coesão aparente pode ter contribuído, dado que a mesma apresentou-se maior à medida que se aumentaram as dimensões

da amostra e, por conseguinte, a superfície específica, conforme já mencionado no subcapítulo 5.4.2. Outro aspecto refere-se a quebra das partículas, em que as amostras de 10 x 20 cm sofrem maior efeito (como demonstrado na Figura 80), o que prejudica o intertravamento das mesmas.

As mudanças de comportamento ocorridas conforme variação nas dimensões das amostras podem ser observadas também na Tabela 31. Ao analisarmos o coeficiente “A”, principalmente no modelo (7), nota-se que as amostras de 25 x 50 cm apresentam valores menores, dado a menor deformação inicial apresentada, as quais referem-se aos aspectos anteriormente descritos.

Tabela 31 – Comparativo entre os parâmetros dos modelos (6) e (7) para ensaios de deformação permanente em amostras de 10 x 20 cm e 25 x 50 cm.

$\sigma_3 \times \sigma_d$ (kPa)	Dimensão do CP (cm)	$\epsilon_p = A(N)^B$			$\epsilon_p = A+B.\text{Log}(N)$		
		A	B	R <sup>2</sup>	A	B	R <sup>2</sup>
21 x 94	10 x 20	0,922	0,062	0,94	0,769	0,094	0,95
	25 x 50	0,465	0,065	0,96	0,329	0,057	0,96
34 x 135	10 x 20	0,853	0,063	0,98	0,647	0,096	0,97
	25 x 50	0,713	0,051	0,95	0,609	0,058	0,94

Os resultados obtidos em equipamento triaxial de grande porte revelaram que a evolução da deformação permanente apresenta taxas menores de crescimento em relação as amostras convencionais. Além dos dados já apresentados, tal fato evidencia-se ao comparar os dados obtidos nas Figuras 105 e 106 (inclui-se os resultados da Figura 159 do Apêndice C), com os resultados de Leite (2007), também para RCD. Todas as relações de tensões similares a esse estudo apresentaram taxas de deformação mais elevadas, bem como os valores, que situaram-se na faixa de 1 a 3%, porém ressalta-se que a autora utilizou a energia de compactação modificada.

Ao comparar os resultados dos RCD (Figura 107) com os obtidos por Malysz (2009) para BGS (Figura 38), também em estágio único com medição interna, é possível notar que:

- Os RCD apresentaram deformação inicial superior a BGS para os mesmos estados de tensões, em média duas vezes maior;
- Os RCD necessitam de maior número de ciclos para apresentar taxa de crescimento constante, o que pode estar relacionado ao fato da rigidez da BGS ser maior que a dos RCD;

- c) Da mesma forma que os RCD, na BGS o estado de tensões absoluto se mostrou mais influente do que a relação  $\sigma_d/\sigma_3$ ;
- d) Ao analisarmos os resultados da BGS em amostras de 10 x 20 cm (Figura 36) para as mesmas tensões das Figuras 108 e 109, verificou-se que a taxa de deformação permanente do RCD mantém-se mais elevada, e a magnitude das deformações variam cerca de 1,5 a 2 vezes o apresentado pela BGS, corroborando com o que foi apresentado nas amostras de 25 x 50 cm, citado no item “a”.

### 5.3.3.3 Ensaio em multiestágios

Os ensaios de deformação permanente em multiestágios demonstram como evoluem as deformações após o corpo de prova já ter sofrido um carregamento mais baixo. Da mesma forma que buscam simular como se comportariam as deformações permanentes em campo com a mudança no tipo de tráfego. Os mesmos foram realizados para as tensões de confinamento de 21, 35, 50 e 70 kPa para corpos de prova de 25 x 50 cm e 10 x 20 cm, sendo que no de menores dimensões adicionou-se a tensão de 103 kPa. Foram analisados quatro incrementos de tensão, sendo o ensaio composto por cinco estágios de 80.000 ciclos que contemplaram relações  $\sigma_d/\sigma_3$  de 1 até 5.

O efeito do incremento de tensões pode ser percebido antes mesmo de analisar os resultados, já na tela de captação dos dados pelo *Software*. A Figura 110-a apresenta os dados referentes a um ensaio com baixa tensão de confinamento e a Figura 110-b a com tensão de confinamento mais elevada, onde a curva em vermelho refere-se aos sensores externos e as curvas em verde e azul aos internos. Ao observar as medições externas, que apresentam maiores magnitudes e são mais claras para delinear o comportamento, nota-se que na primeira, as variações iniciais são pequenas e estabilizam com um número pequeno de ciclos, enquanto que na segunda as tensões resultam em curvas melhor delineadas, assemelhando-se a uma “escada”, onde cada degrau corresponde a um estágio ou estado de tensões. Além disso, pode-se observar o efeito no acréscimo da tensão desvio, onde as variações entre máximos e mínimos de cada ponto correspondem ao deslocamento resiliente provocado pela aplicação da carga, bem como ocorre o aumento na deformação permanente em relação ao ponto inicial. Por outro lado, os sensores internos apresentaram flutuações, o que pode ser explicado pela sua sensibilidade e pela

afixação dentro da amostra, onde pequenas inclinações na amostra geradas durante a aplicação de carga são capturadas; por isso, trabalhou-se com a média de ambos.

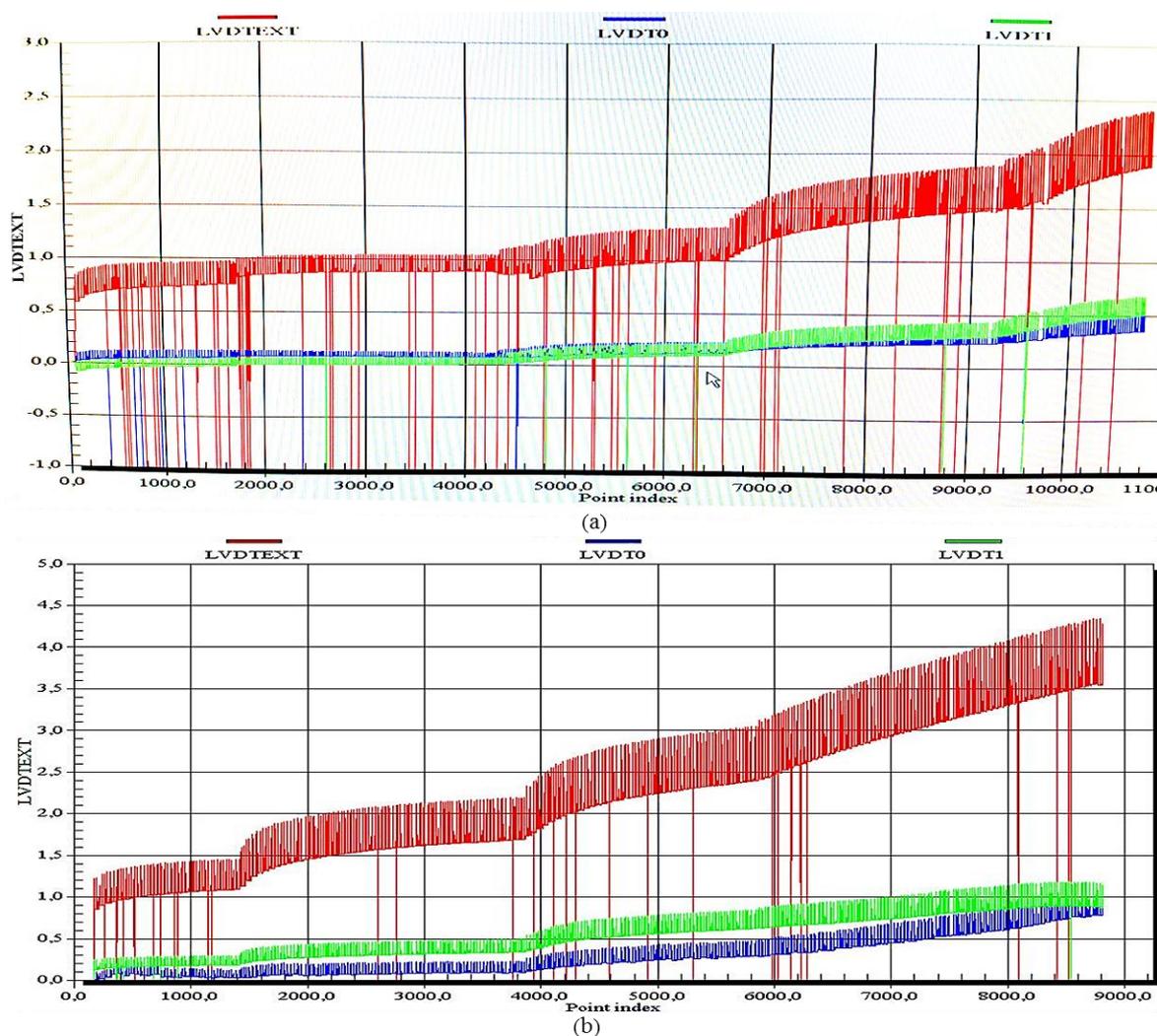


Figura 110 – Comparativo entre as evoluções das deformações permanentes obtidas em multiestágios para amostras de 25 x 50 cm com instrumentação interna e tensões confinantes de (a) 35 kPa e (b) 70 kPa.

Fonte: Acervo do Autor (2016).

Pelos mesmos princípios adotados na análise em estágio único, a avaliação em multiestágios iniciou-se pelos ensaios de grande porte. As medições foram realizadas interna e externamente, porém são apresentados somente os resultados da medição interna em virtude da sua representatividade, os demais estão dispostos no Apêndice C. Ressalta-se que o comportamento foi idêntico, onde as diferenças concentraram-se na magnitude. A Tabela 32 apresenta os parâmetros de moldagem, e a Figura 111 os ensaios realizados em corpos de prova de 25 x 50 cm.

Tabela 32 - Dados da moldagem dos corpos de prova de 25 x 50 cm utilizados nos ensaios de deformação permanente em multiestágios.

$\sigma_3$ (kPa)	Teor de umidade (%)	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Grau de compactação (%)
21	12,4	1,85	99,8
35	12,7	1,86	100,8
53	12,9	1,83	98,7
70	12,3	1,87	101,1

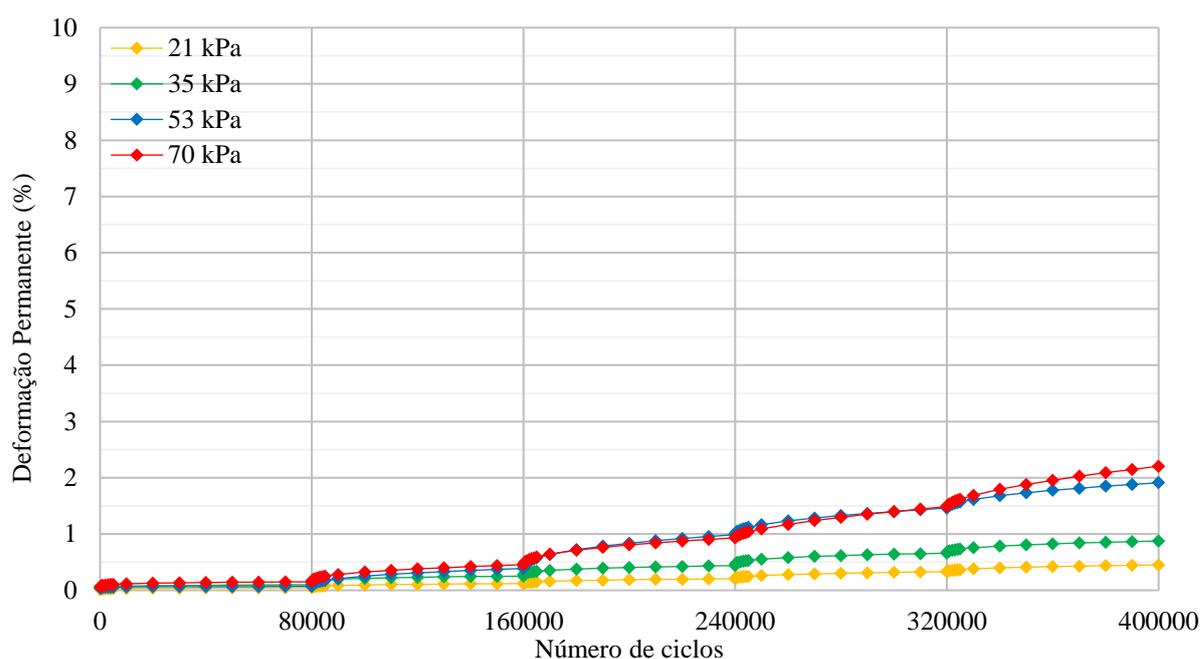


Figura 111 – Evolução das deformações permanentes em ensaios multiestágios para corpos de prova de 25 x 50 cm com instrumentação interna.

De acordo com os resultados apresentados, é possível notar que:

- As deformações crescem a cada incremento da tensão desviadora. Analisando a tensão confinante de 70 kPa, nota-se que no segundo estágio ela atinge comportamento similar ao quarto estágio da tensão confinante de 35 kPa, onde as mesmas apresentam tensão desvio de 140 kPa. Os valores não são semelhantes por causa das deformações acumuladas nos estágios precedentes;
- A cada novo estágio de carregamento, a taxa de deformação permanente aumentava, sendo esse mais expressivo quanto maior a tensão de confinamento. Verifica-se que os resultados apresentaram-se muito próximos na primeira relação de tensões, dispersando-se da segunda em diante;
- Após os estágios iniciais, as deformações levaram um número maior de ciclos para atingir uma taxa constante (em relação às ensaiadas em estágio único). Ao analisar as

tensões confinantes de 53 e 70 kPa a partir do terceiro ciclo, nota-se que essas variações estabilizaram passados cerca de 50000 ciclos (a partir da mudança de estágio).

- d) Por outro lado, as deformações plásticas iniciais após cada incremento de ciclo se apresentavam cada vez menores, em virtude do enrijecimento causado pelos estágios anteriores;
- e) O valor das deformações permanentes para cada relação de tensões, na maioria dos casos, apresenta valores menores ou semelhantes aos atingidos para relações aproximadas ensaiadas em estágio único;
- f) Os resultados relativos às tensões confinantes de 53 e 70 kPa apresentaram-se muito próximos, oscilando entre si a cada incremento de carga. No entanto, constata-se que essas foram propiciadas pela deformação inicial a cada mudança de ciclo, no momento do acomodamento das partículas. Um dos motivos para esse comportamento está ligado a moldagem. A mesma apresentou umidade ligeiramente acima da ótima e grau de compactação abaixo do ideal ( $GC = 100\%$ ).
- g) A amplitude das variações entre medições internas e externas vai reduzindo conforme ocorrem as mudanças de estágio. A partir do terceiro ciclo, as medições externas apresentaram deformações entre 25% a 35% maiores que as internas. Nos primeiros ciclos os valores foram muito discrepantes, porém não tão significativos quanto os de ciclos mais avançados, visto que os valores das deformações são muito baixos e cada pequeno deslocamento acarreta em módulos elevados.

Para avaliar possíveis correlações, ou se há discrepância no comportamento, foram analisadas amostras de 10 x 20 cm compactadas pelo método dinâmico. A Tabela 33 expressa os parâmetros da moldagem, e a Figura 112 as evoluções das deformações permanentes para corpos de prova de 10 x 20 cm.

Tabela 33 - Dados da moldagem dos corpos de prova de 10 x 20 cm utilizados nos ensaios de deformação permanente em multiestágios, compactados pelo método dinâmico.

$\sigma_3$ (kPa)	Teor de umidade (%)	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Grau de compactação (%)
21	12,9	1,82	98,5
35	12,6	1,87	101,2
53	12,2	1,84	99,6
70	13,1	1,83	99,0
100	12,3	1,81	97,9

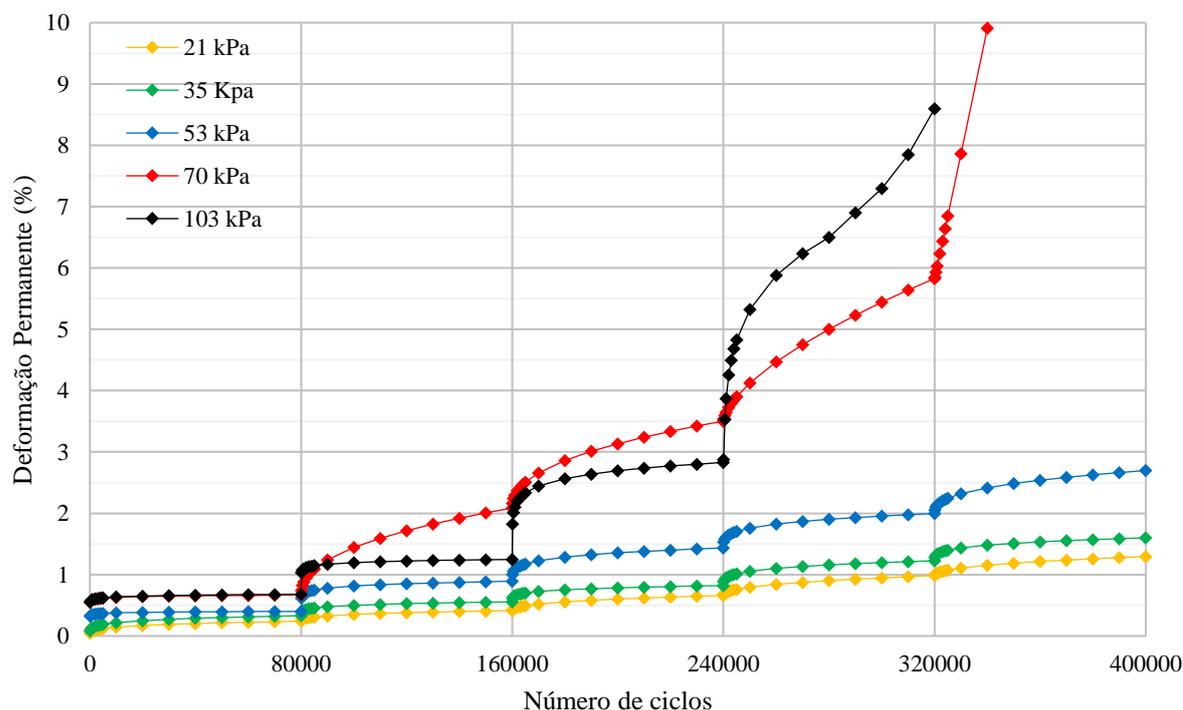


Figura 112 – Evolução das deformações permanentes em ensaios multiestágios para corpos de prova de 10 x 20 cm com instrumentação externa e compactação pelos métodos dinâmico e vibratório.

Conforme os resultados apresentados, é possível apontar que:

- A tensão desviadora está ligada ao aumento de deformações a cada mudança de estágio. No entanto, diferentemente das amostras de 25 x 50 cm, a deformação inicial se manifesta com maior intensidade (maior descontinuidade na troca de tensões);
- A deformação inicial estabiliza-se mais rapidamente, atingindo evolução constante com menor número de ciclos, entre 20.000 e 40.000;
- Comparando cada relação de ambas as dimensões, no geral as taxas de deformação permanente são mais elevadas que nos ensaios de grande porte, aumentando conforme eleva-se a relação de tensões;
- Tensões confinantes mais baixas tiveram comportamento similar em ambas as dimensões, apenas com magnitude diferente, como é o caso das tensões confinantes de 21 e 35 kPa;
- Tensões desvios mais elevadas produziram mudanças expressivas no comportamento para mesmas relações  $\sigma_d/\sigma_3$ . Ao analisar as tensões confinantes de 70 e 103 kPa, nota-se que o incremento na tensão desvio gera um acréscimo na taxa de deformação ou gera uma deformação permanente inicial mais severa, respectivamente. Esse excesso de deformações levou as amostras à ruptura.

- f) Outro aspecto que pode ter contribuído para esse comportamento refere-se ao fato que a amostra utilizada para a tensão de confinamento de 103 kPa ficou 2% abaixo do grau de compactação ideal e umidade menor que a ótima, o que contribuiu para abrupta deformação inicial a cada mudança de ciclo.
- g) Por outro lado, a amostra moldada para a tensão de confinamento de 70 kPa apresentou teor de umidade acima do ideal, o que pode ter ocasionado essa deformação mais acentuada ao longo dos estágios, pois o ensaio era drenado e a expulsão da água excedente era lenta, não apresentando o mesmo comportamento da amostra analisada com  $\sigma_3 = 103$  kPa.
- h) Nessa análise, as dimensões da amostra podem levar a equívocos, pois a sensibilidade das mesmas a pequenas variações de tensões pode não condizer com o apresentado em campo, tanto com relação a deformação manifestada, quanto ao mecanismo de ruptura. Ao avaliarmos as relações de tensões  $\sigma_d/\sigma_3 \geq 4$ , o ensaio convencional descreve que essas irão romper, enquanto que no de grande porte, as deformações encontram-se estabilizadas.

A Figura 113 apresenta os corpos de prova de 10 x 20 cm utilizados para os ensaios nas tensões de confinamento de 21, 35, 53 e 70 kPa. Nota-se o achatamento dos mesmos conforme o tipo de tensões a que foram submetidos. Destaca-se o corpo de prova da amostra submetida relações de tensões para  $\sigma_3 = 70$  kPa, a mesma aparece embarrigando com fissuração, indicando que vai desagregar. Tal fato pode ser comprovado na Figura 114, que apresenta as trajetórias de tensões para todas as relações avaliadas nos ensaios de 10 x 20 cm, as quais foram confrontadas com a envoltória de resistência para o tipo de distribuição e método de umedecimento utilizado, nela observa-se que nenhuma das trajetórias de tensão atinge a linha kf, ou seja, não romperam por cisalhamento, o que indica que a ruptura se deu por acúmulo de deformações.

Para analisar as consequências do tipo de compactação em amostras de 10 x 20 cm, foram realizados dois ensaios extras com tensões de confinamento de 35 kPa e 70 kPa, que abrangem os principais comportamentos apontados anteriormente para compactação dinâmica. Os parâmetros da moldagem encontram-se na Tabela 34 e a comparação é exposta na Figura 115.



Figura 113 – Corpos de prova de 10 x 20 cm após ensaios de deformação permanente em multiestágios; utilizados para as tensões de confinamento de 21, 35, 53 e 70 kPa, respectivamente da esquerda para direita.  
Fonte: Acervo do Autor (2016).

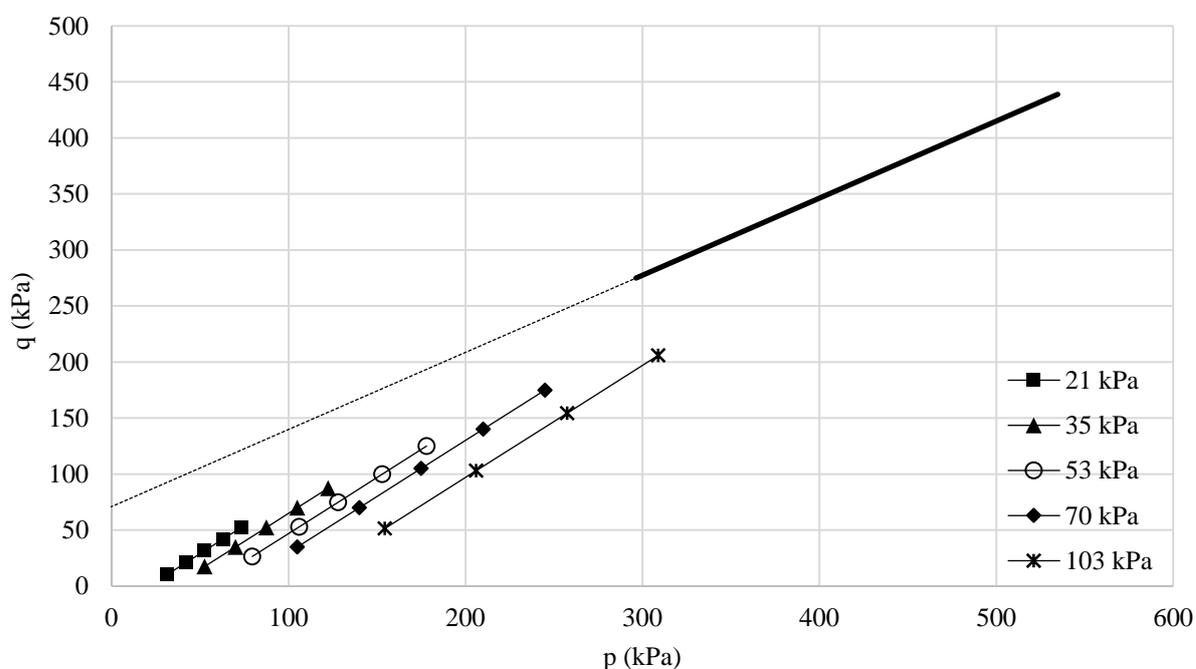


Figura 114 – Trajetórias de tensões atingidas em ensaios multiestágios em corpos de prova de 10 x 20 cm e envoltória de resistência da distribuição UP Escalpo U24h.

Tabela 34 - Dados da moldagem dos corpos de prova de 10 x 20 cm utilizados nos ensaios de deformação permanente em multiestágios, compactados pelo método vibratório.

$\sigma_3$ (kPa)	Teor de umidade (%)	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Grau de compactação (%)
35	13,2	1,82	98,6
70	13,0	1,83	99,1

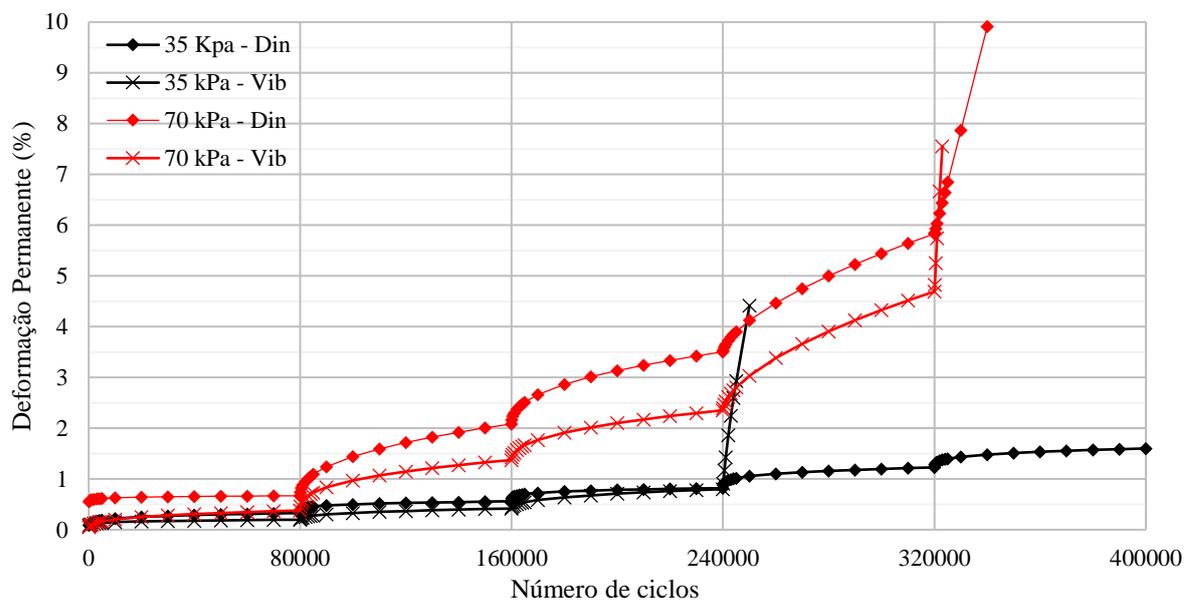


Figura 115 – Comparativo entre as evoluções das deformações permanentes em ensaios multiestágios, realizados em corpos de prova de 10 x 20 cm compactados pelo método dinâmico e vibratório.

É possível constatar que os comportamentos relativos a cada tensão de confinamento praticamente não se alteram quando se modifica o tipo de compactação, com exceção da deformação inicial, que ocasiona a diferença nas evoluções. Em ambas as tensões confinantes as amostras compactadas pelo método dinâmico apresentaram valores mais elevados que às obtidas pelo método vibratório. Outro fato observado refere-se à estabilização das deformações, as amostras compactadas pelo método vibratório atingem taxas de deformação constantes com menor número de ciclos, assim como as taxas de deformação permanente são levemente superiores às obtidas pelo método vibratório.

Percebe-se também que amostra compactada pelo método vibratório para a tensão de confinamento de 35 kPa rompeu no início do quarto incremento de tensões, tal fato pode ser explicado pelo excesso de umidade e pelo grau de compactação, que se encontrou abaixo do ideal. No entanto, outro fator pode ter sido determinante, a quebra das partículas. Como visto na Figura 80, após a compactação, essa é maior nas amostras compactadas pelo método dinâmico, o que leva a preencher os vazios com mais facilidade. No caso da compactação vibratória, a quebra pós-compactação é menor, o que leva a uma resistência maior. Porém, após sucessivos ciclos de carga, bem como o incremento desses, ainda podem ocorrer quebras nas partículas, o que modificaria o esqueleto mineral, contribuindo para o colapso nessa tensão.

Para complementar a análise, foram comparados os resultados obtidos pela compactação vibratória em corpos de prova de 10 x 20 cm e 25 x 50 cm (Figura 116), de modo a verificar as implicações da dimensão da amostra. Vale ressaltar que para possibilitar essa relação, os resultados apresentados são relativos à medição externa.

De acordo com os resultados apresentados, nota-se a diferença que o tamanho da amostra gera no comportamento para a mesma relação de carregamento. É perceptível que a deformação permanente inicial após cada transição de estágio é mais elevada nas amostras de 10 x 20 cm. Ademais, o comportamento destoa com maior expressividade quanto maior a tensão desviadora aplicada, dado que as taxas de deformação permanente – após a estabilização – apresentam-se maiores nas amostras de 10 x 20 cm.

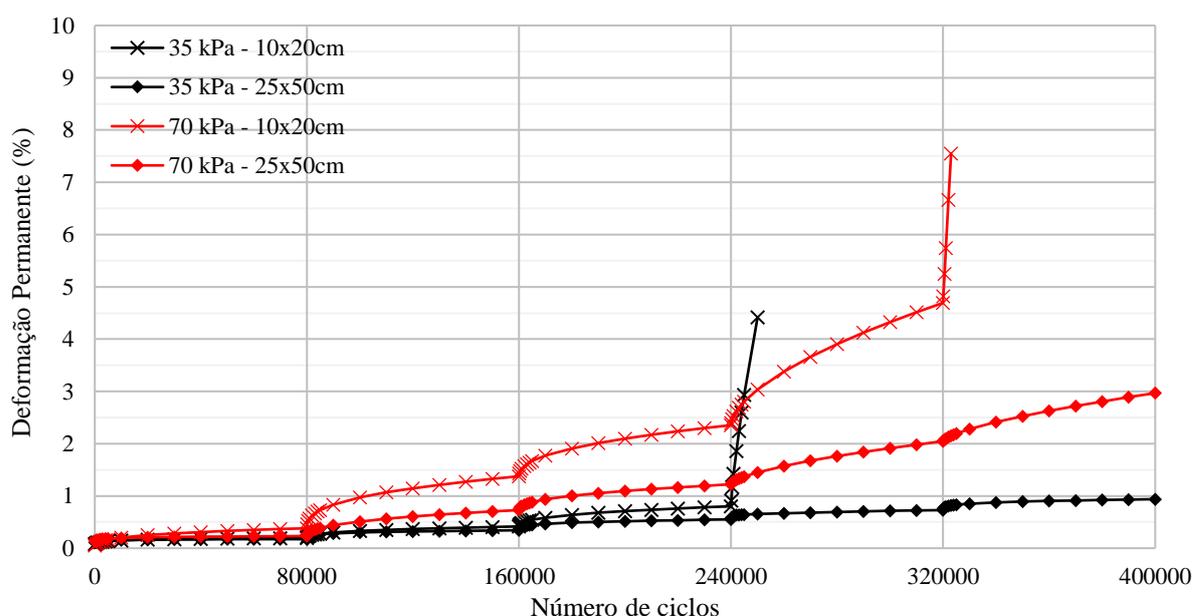


Figura 116 – Comparativo entre as evoluções das deformações permanentes em ensaios multiestágios, realizados em corpos de prova de 10 x 20 cm compactados pelo método dinâmico e vibratório.

Pode-se dizer que para o mesmo tipo de compactação, as dimensões do corpo de prova influem significativamente na capacidade de suportar deformações. Dimensões maiores no corpo de prova, portanto maior área de contato entre as partículas, possibilitam absorção e distribuição das tensões de maneira mais eficiente. Além disso, durante os ensaios, foi observado que os corpos de prova de 25 x 50 cm não apresentaram inclinações durante o carregamento, diminuindo possíveis problemas ocasionados por pequenas excentricidades ou nivelamento da superfície que acomoda o *top-cap*, que contribuem para acelerar a desagregação da amostra.

No Apêndice C encontram-se as Tabelas 38, 39 e 40, que apresentam os parâmetros para os modelos (6) e (7) obtidos nos ensaios de deformação permanente em multiestágios, tanto para corpos de prova de 25 x 50 cm, com medição interna e externa; e de 10 x 20 cm com medição externa, contemplando ambos métodos de compactação. A partir deles, é possível confirmar as considerações citadas anteriormente. Vale ressaltar que a magnitude da deformação permanente inicial pode ser relacionada com o coeficiente “A”; e a taxa de deformação permanente (TDP) com o coeficiente “B”, quanto maior esse se apresenta, maior é a taxa. Outro aspecto refere-se aos modelos utilizados, nota-se que o modelo (6) indica melhor ajuste para o primeiro estágio de tensões; porém, a partir do segundo estágio, o modelo (7) mostra-se mais adequado. Esse também expõe com maior clareza o aumento na TDP, onde o coeficiente “B” cresce a cada estágio.

#### 5.3.3.4 Análise segundo a Teoria do *Shakedown*

A análise segundo a teoria do *Shakedown* consiste em outra forma de apresentar os resultados da deformação permanente. Contudo, o modo como os resultados são reproduzidos permite classificar o tipo de deformação em três tendências: a deformação irá se estabilizar; a deformação irá se acentuar com o incremento no número de ciclos; ou a deformação crescerá de forma abrupta, resultando em um colapso incremental durante a aplicação da tensão correspondente. Para isso, os resultados foram dispostos em gráficos com a razão entre a deformação permanente e o número de ciclos no eixo das ordenadas e com a deformação permanente no eixo das abscissas, conforme disposto por Werkmeister et al. (2001). Maiores informações acerca de como reconhecer o comportamento estão descritas no item 3.2.2.

Foram analisadas todas as deformações obtidas pelos ensaios em multiestágios, por este apresentar deformações similares ou mais severas que as em estágio único, e pela quantidade de relações  $\sigma_d/\sigma_3$  que possibilita uma análise mais abrangente. Na Figura 117, são apresentados os dados referentes a ambas as dimensões de amostras compactadas pelo método vibratório. Ressalta-se que a escala do eixo das ordenadas está diferente entre as análises, isso foi necessário para avaliar a tendência das mesmas e apontar os limites *Shakedown*. As demais curvas, que analisaram o método dinâmico em amostras com dimensões de 10 x 20 cm, e o comparativo entre todas elas realizado na mesma escala, estão expostos no Apêndice D.

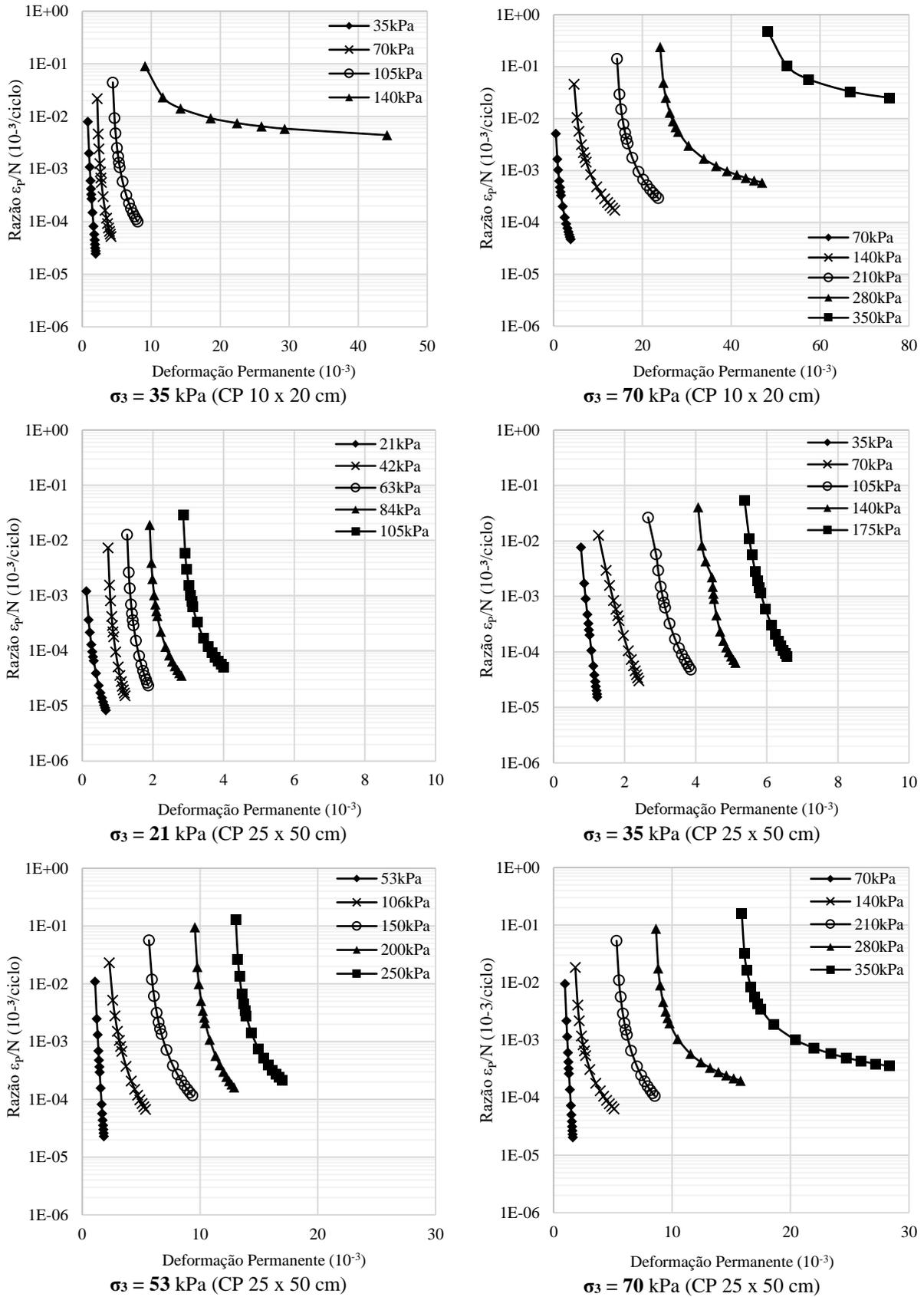


Figura 117 - Análise segundo a teoria do *Shakedown* em corpos de prova de 10 x 20 cm e 25 x 50 cm compactados pelo método vibratório.

Baseado nesses resultados, é possível apontar que:

- a) Os comportamentos do tipo colapso incremental (*Shakedown C*) são facilmente identificados pela tendência das curvas se tornarem horizontais. Este tipo de comportamento foi observado para os ensaios com pares de tensões ( $\sigma_3 \times \sigma_d$ ) 35 x 140 kPa, 70 x 280 kPa, 70 x 350 kPa (compactação dinâmica) e 70 x 350 kPa (compactação vibratória) em corpos de prova de 10 x 20 cm;
- b) Na relação 70 x 350 kPa, referente à amostra de 25 x 50 cm, a curvatura indica que a deformação irá se agravar ainda mais antes de chegar ao colapso. Embora a curva seja menos acentuada que a mesma relação para amostra de 10 x 20 cm (independente do tipo de compactação); considera-se que com o aumento no número de ciclos essa tende a entrar em colapso;
- c) As curvas com formato convexo ou retilíneo descendente identificam os ensaios com comportamento do tipo *Shakedown* elástico (*Shakedown A*). Nesse intervalo, as deformações permanentes ocorrem por um número finito de ciclos e após são observadas apenas deformações resilientes. Alguns ensaios são claramente identificados como apresentando este comportamento. No caso dos corpos de prova de 10 x 20 cm, compreendem os pares de tensão: 21 x 21 kPa, 21 x 42 kPa, 35 x 35 kPa, 53 x 53 kPa, 103 x 103 kPa e 103 x 206 kPa. Já nos corpos de prova de 25 x 50 cm, essas são identificadas nos pares de tensão 21 x 21 kPa, 21 x 42 kPa, 21 x 63 kPa, 35 x 35 kPa, 35 x 70 kPa, 53 x 53 kPa e 70 x 70 kPa;
- d) As demais curvas, não contidas nos itens anteriores, estão no chamado *Shakedown* Plástico (*Shakedown B*). Nesse intervalo as deformações permanentes se acentuam, podendo estabilizar com um número muito elevado de ciclos ou crescer ainda mais, chegando ao limite *Shakedown C*;
- e) Constatou-se que quanto maior a pressão de confinamento, menor é a relação  $\sigma_d/\sigma_3$  necessária para levar o material a mudança de comportamento. Como pode ser observado nas análises referentes aos corpos de prova de 25 x 50 cm;
- f) A maioria das curvas resultantes das análises realizadas em amostras de 10 x 20 cm apresentaram comportamento dentro dos mesmos limites que às amostras de 25 x 50 cm, com exceção da magnitude das deformações;
- g) Pelos mesmos motivos apresentados anteriormente no item 5.4.3.3, as dimensões do corpo de prova influenciaram na análise *Shakedown*. As amostras de grandes dimensões

(25 x 50 cm) possibilitaram estimar os limites com maior precisão, visto que não são tão suscetíveis a eventuais problemas de moldagem quanto as de tamanho convencional (10 x 20 cm);

- h) Ao analisar todas as curvas, nota-se que o comportamento da curva passa de retilíneo para curvo para relações de tensões  $\sigma_d/\sigma_3$  em torno de 2, e as mesmas tendem a ficar horizontais para relações  $\sigma_d/\sigma_3$  próximas de 4. Em decorrência disso, propõe-se a relação  $\sigma_d/\sigma_3 < 2$  como limite *Shakedown* Elástico (*Shakedown A*), e  $\sigma_d/\sigma_3 \geq 4$  como a zona de transição do limite *Shakedown* Plástico (*Shakedown B*) para colapso incremental (*Shakedown C*). Esses limites foram demonstrados na Figura 118;
- i) Independentemente da tensão confinante, as amostras começaram a acentuar as deformações para tensões  $\sigma_d \geq 175$  kPa nas análises realizadas em corpos de prova de 10 x 20 cm. Porém, para os de 25 x 50 cm, esse mesmo efeito é observado em tensões  $\sigma_d \leq 210$  kPa. Como as amostras de grande porte representaram melhor as condições ocorridas em campo, essa tensão foi definida como limite para manter as deformações dentro da região elástica (*Shakedown A*), caso as considerações anteriormente citadas permitam;
- j) Da mesma forma, independente da tensão confinante e das dimensões do corpo de prova, para tensões  $\sigma_d \geq 280$  kPa as curvas tendem a ficar horizontal, o que caracteriza que as deformações não irão cessar. Nesse caso, essa tensão foi adotada como a limite em que se inicia o colapso incremental (*Shakedown C*), caso as considerações anteriormente citadas permitam.

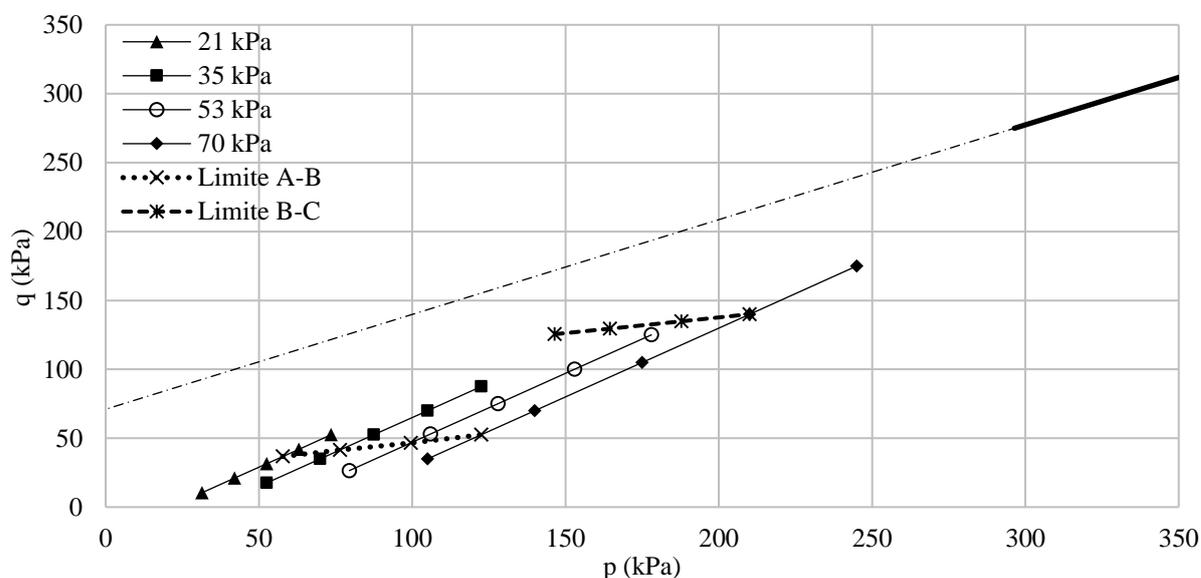


Figura 118 – Trajetórias de tensões, limites *Shakedown* para ensaios de 25 x 50 cm e envoltória de resistência da distribuição UP Escalpo U24h.

Para complementar a análise, as deformações permanentes obtidas em estágio único também foram avaliadas à luz da Teoria do *Shakedown* (Werkmeister et al., 2001). Os resultados das análises para os pares de tensões demonstradas na Figura 107 apresentaram comportamento semelhante aos seus quando analisados em multiestágios, porém com magnitudes diferenciadas. Tal fato, contribui para a afirmação do ensaio de deformação permanente em multiestágios para avaliar qual a tendência das deformações com o incremento de ciclos.

Como esperado, em razão das deformações serem mais elevadas que a BGS analisada por Malysz (2009), os limites obtidos pelos RCD são mais baixos que os demonstrados pela BGS. No entanto, a relação de tensões para manter a deformação dentro do limite elástico é idêntica ( $\sigma_d/\sigma_3 < 2$ ); já a transição para o colapso incremental não foi possível comparar em razão de que a BGS não apresentou tendências à ruptura dentro dos estados de tensões avaliados pelo autor para amostras de 25 x 50 cm.

#### 5.3.3.5 Considerações adicionais

Ao verificar as tensões apontadas na Tabela 26 para as estruturas compostas de revestimento de blocos intertravados e base de RCD, nota-se que os RCD se encontram na região B (*Shakedown* Plástico). Conseqüentemente, a concepção dessas estruturas possivelmente resultará em afundamento gradual com a evolução do tráfego. Entretanto, como citado no item 5.4.3.1, essas análises foram realizadas no topo da camada de base, por esse sofrer maior tensão de compressão, sendo que as mesmas irão se dissipar ao longo da profundidade.

Nesse caso, para as estruturas avaliadas, seria prudente que os RCD fossem utilizados em camadas subjacentes, sub-base ou reforço do subleito, dado que as tensões transmitidas a elas serão menores e possivelmente conduziriam os RCD à região elástica (*Shakedown* A). Porém, ao analisar o emprego do mesmo, faz-se uma ressalva do tipo de tráfego: ao ser empregado em regiões periféricas – com baixo volume de tráfego – ou em vias locais, a severidade será menor ao longo de sua vida útil, retardando a evolução das deformações caso empregado na camada de base.

### 5.3.4 Considerações acerca do emprego dos parâmetros no dimensionamento dos pavimentos

Este item tem como finalidade orientar como proceder o dimensionamento de pavimentos que venham a utilizar RCD como camada de suporte, assim como indicar parâmetros para a fase de anteprojeto, os quais são resultantes dessa pesquisa.

#### 5.3.4.1 Sugestão de como proceder o dimensionamento de uma estrutura com RCD

Para dimensionar pavimentos de baixo e médio volume de tráfego com emprego de RCD, propõe-se empregar os modelos apresentados no *South African Mechanistic Design Method (SAMDM)* (SAPEM, 2013), que utiliza a maioria dos parâmetros encontrados nessa pesquisa. Os procedimentos são direcionados a materiais granulares – caso dos RCD – e visam estimar a espessura da camada que comporta esse material para que resista à ruptura por cisalhamento e por deformações plásticas excessivas (ou graduais), sendo elencados da seguinte forma:

- 1) Definir o modelo do módulo de resiliência condizente ao material a ser utilizado;
- 2) Arbitrar a estrutura que será implantada, de modo a definir a espessura das camadas e os parâmetros principais para análise mecânica (Módulo de Resiliência e Coeficiente de Poisson);
- 3) Calcular as tensões principais ( $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ ) no plano médio da camada granular;
- 4) Calcular o fator de segurança (FS) contra a ruptura por cisalhamento, que utiliza as tensões principais ( $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ ) e os parâmetros obtidos nos ensaios de resistência ao cisalhamento ( $c'$  e  $\phi$ );
- 5) De posse do FS, estimar o valor de N admissível, considerando o modelo que condiz com a categoria da via à que o material será empregado (nesse caso, sugere-se a utilização dos modelos C ou D, que contemplam as principais indicações de emprego apontadas nessa pesquisa, ou seja, para vias locais ou de baixo volume de tráfego);
- 6) Avaliar o risco de acúmulo das deformações permanentes, considerando o valor de N encontrado, bem como os coeficientes relativos à categoria da via e a deformação vertical resultante no topo do subleito (verificado na análise mecânica);
- 7) Confrontar as tensões encontradas com as relações  $\sigma_d/\sigma_3$  propostas, de modo a verificar em que região se localizam (*Shakedown* A, B ou C). Nesse caso, é prudente que a resultante dessa relação esteja localizada na região A;

- 8) Caso todas as condições sejam satisfeitas, deve-se proceder com análises complementares delimitadas por cada região; senão deve-se alterar a espessura das camadas e/ou o tipo de material empregado;

Existem vários métodos de dimensionamento, cada qual com suas peculiaridades. No caso proposto acima, foram apresentadas sugestões que servem de apoio para a fase de anteprojeto. Lembrando que as condições sujeitas em campo nem sempre reproduzem os mesmos efeitos que as análises em laboratório, o que pode acarretar em comportamentos diferentes do esperado, por isso deve-se analisar cada caso com cautela e seguir as diretrizes propostas para a região na qual será empregado.

#### 5.3.4.2 Parâmetros indicados para anteprojeto

Do ponto de vista técnico, é imprescindível para o dimensionamento de pavimentos a realização de ensaios pertinentes. No caso dos RCD, como já discutido, o dimensionamento racional pressupõe a determinação prévia de módulo de resiliência e de parâmetros de resistência ao cisalhamento. Igualmente, como já mostrado, é muito importante avaliar o comportamento do material quanto às deformações permanentes, através da teoria do *Shakedown*.

Contudo, sabe-se das grandes dificuldades enfrentadas pelos técnicos das prefeituras municipais no que tange à realização de ensaios como os mencionados. Raríssimas prefeituras dispõem de laboratórios e laboratoristas, o que pode inviabilizar a aplicação do método proposto no item anterior. Por isso, neste item apresentam-se parâmetros de *default*, que poderão ser empregados com razoável confiabilidade em anteprojetos de pavimentos urbanos com RCD.

Baseado nas análises realizadas ao longo dessa pesquisa, são sugeridos como parâmetros iniciais – para a fase de anteprojeto – os resultados mais representativos das avaliações do comportamento mecânico. Ressalta-se que essas indicações não devem ser sobrepostas a resultados de análises existentes, caso existam para o material a ser utilizado no projeto.

Em relação ao módulo de resiliência, sugerem-se para os parâmetros  $k_1$  e  $k_2$  – referentes aos modelos (3) e (4) – os valores da distribuição UP Escalpo U24h apresentados na Tabela 35, por esses serem mais representativos das condições em campo. Além disso, as dimensões dos corpos de prova avaliados na relação sugerida (25 x 50 cm) e a obtenção dos dados por medição interna colaboraram para suprimir variáveis que podiam implicar em discrepâncias durante a realização do ensaio. Todavia, os valores de  $k_1$  elegidos consideraram características do material e variáveis como: método de umedecimento, compactação, efeito da coesão e tensões

atuantes; por isso a escolha do valor baixo de  $k_1$  entre todas as amostras analisadas nessa mesma relação. Em estudos preliminares à fase de anteprojeto, onde eventualmente o comportamento resiliente é preterido em análises mecánísticas e utilizam-se valores constantes, sugere-se 150 MPa como o valor de módulo para os RCD.

Tabela 35 – Parâmetros dos modelos (3) e (4) sugeridos para análise do comportamento resiliente (tensões de entrada e resultados em MPa).

Modelo	$k_1$	$k_2$
MR- $\sigma_3$	2398	0,82
MR- $\theta/P_{atm}$	101	0,80

Para os parâmetros de resistência ao cisalhamento, os valores sugeridos referem-se a mesma relação escolhida para os módulos de resiliência, os quais são exibidos na Tabela 36. O valor do ângulo de atrito apresentado por essa relação é considerado prudente em relação aos demais, pois minimiza o efeito desse na resistência da camada, o que contribui para a segurança. Ademais, o valor da coesão aparente pode variar conforme as condições de campo em que o material empregado estará sujeito. Caso o projetista considere o valor sugerido elevado, recomenda-se diminuir para a ordem de 90 kPa.

Tabela 36 – Parâmetros indicados para análise da resistência ao cisalhamento.

Espaço	$\sigma \times \tau$	
	$c'$ (kPa)	$\phi$ (°)
Parâmetros	60	41

Com relação ao coeficiente de Poisson, para cálculo das tensões atuantes e análises mecánísticas, sugere-se o valor de 0,38, observado conjuntamente aos ensaios triaxiais de resistência ao cisalhamento.

Para as deformações permanentes, as análises sugerem que para mantê-las no regime elástico, *Shakedown A*, as relações precisam obedecer aos limites descritos na Figura 119.

Tais considerações referem-se a pesquisa realizada, o que não significa que todos os materiais terão o mesmo comportamento frente à essas condições. Por isso, ressalta-se a importância de uma avaliação prévia, bem como serve de alerta para o efeito da tensão vertical, independentemente da tensão confinante observada.

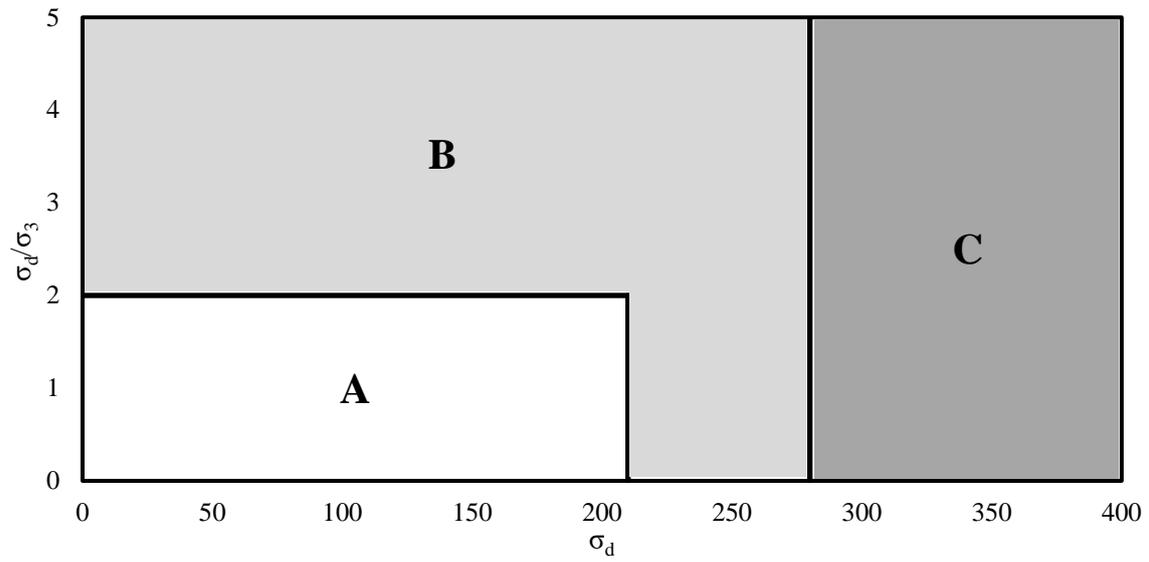


Figura 119 – Delimitação das regiões *Shakedown* conforme o estado de tensões atuante, sendo: “A” Elástica, “B” Plástica e “C” Colapso Incremental.

## 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo são apresentadas as conclusões desta tese e sugestões para futuros trabalhos. São discutidas as conclusões sobre os tipos de usinas e processos de beneficiamento dos RCD, a caracterização dos agregados reciclados, os métodos de compactação e umedecimento, o comportamento mecânico dos agregados e as implicações do tamanho do corpo de prova nos resultados. Ao final, a experiência adquirida ao longo dessa pesquisa possibilitou algumas sugestões para trabalhos futuros que venham analisar o comportamento e o emprego dos RCD em pavimentação.

### 6.1 CONCLUSÕES

O objetivo geral desta tese foi analisar o comportamento mecânico de agregados reciclados, provenientes de RCD, de modo a identificar suas principais características e fornecer parâmetros a projetos de pavimentos que empregam esse material como camadas de base e/ou sub-base. Entende-se que este objetivo foi alcançado, pois a pesquisa analisou as características dos RCD desde sua captação até os ensaios especiais, onde foram analisados diferentes métodos de adequação, compactação e umedecimento; além de avaliar o comportamento mecânico por meio de ensaios especiais, os quais possibilitaram delimitar o comportamento resiliente, a resistência ao cisalhamento e acompanhar as evoluções da deformação permanente. Ao confrontar todos os resultados obtidos, possibilitou-se ainda sugerir parâmetros para o dimensionamento de pavimentos que venham a utilizar RCD nas camadas inferiores (base, sub-base e reforço do subleito), os quais são indicados para a fase de anteprojeto. As análises realizadas para alcançar esse objetivo forneceram uma série de conclusões acerca dos temas abordados e são detalhadas a seguir.

#### Quanto à produção dos agregados reciclados:

- A captação realizada pela unidade pública (ONG) é mais abrangente, pois recebe resíduos de vários coletores sem critérios específicos, enquanto que a coleta da unidade privada (UP) é mais específica, visto que tem seu próprio sistema de coleta (ou coletores credenciados) e seleciona o melhor material para beneficiamento, geralmente resíduos

- de construção. A seleção prévia desses materiais diminuiu o tempo de triagem para a retirada de resíduos de outras classes e rejeitos no momento da britagem, o que acelerou a produção e proporcionou agregados reciclados com baixos índices de contaminantes;
- A captação também influenciou na constituição dos RCD, uma vez que os agregados da ONG – por serem majoritariamente coletados de obras de demolição – eram compostos na sua maioria por derivados de cerâmica; já os agregados da UP, por serem provenientes de obras de construção, apresentaram a sua composição – em proporções mais equilibradas - derivados de concreto, argamassa, cerâmica e agregados. Além disso, por terem sido recentemente utilizados, esses têm maior capacidade de reagir com outros compostos;
  - A utilização do britador de mandíbulas é considerada a mais viável para o beneficiamento dos RCD, por serem de baixo valor agregado. Esse tipo de britador possibilitou ajustar o diâmetro máximo de saída dos agregados dentro do valor estabelecido nas normas nacionais (63mm) e manteve a distribuição granulométrica com poucas variações durante todo o processo. No entanto, a sua utilização produziu grande quantidade de agregados lamelares, com maior probabilidade de quebra durante os processos mecânicos.
  - A utilização de britador móvel com separador magnético por parte da UP possibilitou ampla vantagem no beneficiamento e estocagem dos agregados reciclados. Esse equipamento aumenta a severidade da triagem, dado a grande quantidade de resíduos desse tipo que chegam misturados nas cargas e não são perceptíveis, e possibilita a estocagem em pontos específicos, de acordo com o tipo predominante de resíduo. Além disso, em casos onde há uma grande geração de RCD e demanda por esse material em locais nas proximidades, é possível realizar o beneficiamento *in loco*;

Quanto aos ensaios de caracterização dos agregados reciclados:

- Ao realizar as análises granulométricas, observou-se que os materiais retidos nas peneiras mais graúdas (acima de 25mm) eram predominantemente derivados de concreto ou rochas, ou seja, mais resistente à choques. Entretanto essa característica não influenciou na avaliação da abrasividade, pois independentemente da procedência, composição ou faixa analisada, os agregados demonstraram elevados índices, em torno

de 57%, onde o dano foi equivalente em toda a distribuição. No caso da sanidade, a desagregação desses agregados também ocorreu, principalmente pela penetração e cristalização dos sais nos capilares (com exceção de alguns tipos de rochas), onde os índices de perda foram superiores a 44%;

Quanto aos métodos de umedecimento e tipo de compactação:

- As distribuições granulométricas e os métodos de umedecimento utilizados nos ensaios de compactação – que simularam situações ocorridas em campo – produziram resultados muito próximos. Isso demonstrou que a umidade ótima e a massa específica aparente seca máxima independem desses fatores, pois essas variações concentraram-se em intervalos de 1,2% e 2,7%, respectivamente, em relação aos valores médios obtidos por todas as relações analisadas. Nesse caso, esses parâmetros estão ligados ao tipo de material constituinte e à energia de compactação aplicada;
- O efeito da compactação vibratória alcançou os mesmos índices que a compactação dinâmica para as umidades propostas. Todavia a utilização do método vibratório produziu menor variação na distribuição granulométrica pós-compactação, sendo esse o mais indicado para os RCD em campo;
- Na análise pós-compactação, os resultados de todas as distribuições granulométricas se aproximaram de uma “curva de densidade máxima”, o que demonstra que, para um material de elevada abrasividade, a decomposição – ou quebra das partículas – irá se estabilizar quando a maior parte dos vazios estiver ocupada, porém esse efeito pode prejudicar o intertravamento e, por conseguinte, o comportamento mecânico;
- O método de umedecimento influenciou o comportamento resiliente das distribuições granulométricas; porém, quanto melhor a graduação da distribuição, menor é sua interferência;

Quanto ao comportamento tensão-deformação e resistência:

- A utilização de amostras de grande porte proporcionou resultados diferenciados à pesquisa, pois possibilitou maior número de detalhes nas análises e suas dimensões se assimilam com as condições de campo, o que as tornou mais representativas;

- Os módulos de resiliência ajustados pelo modelo  $MR = k_1(\theta/P_{atm})^{k_2}$  apresentaram valores elevados do coeficiente de determinação ( $R^2$ ). Além disso, constatou-se uma significativa dependência do módulo em função do estado de tensões atuantes, com  $k_2$  variando de 0,51 a 1,03 nas amostras de 10 x 20 cm;
- Para a mesma distribuição granulométrica e modo de umedecimento, em amostras de 10 x 20 cm, a dependência em relação ao estado de tensões praticamente não se alterou ao modificar o método de compactação, sendo  $K_2 = 0,66$  e  $0,67$ , respectivamente para compactação dinâmica e vibratória. Já o parâmetro  $K_1$  aumentou aproximadamente 2,5 vezes (de 51 a 135) quando se empregou a compactação vibratória. Quando avaliado o comportamento em amostras de 25 x 50 cm, compactadas sempre com vibração, os valores de  $k_1$  foram ainda maiores (em torno de 202), aumentando a sensibilidade do módulo em relação ao estado de tensões ( $k_2 = 0,80$ );
- Nas mesmas condições que o item anterior, os corpos de prova de 25 x 50 cm, compactados com vibração, sofreram menor quebra de agregados que aqueles com dimensões 10 x 20 cm, compactados com ou sem vibração, ou seja, indicaram menores variações granulométricas que nas amostras de 10 x 20 cm após o ensaio. Como há maior espaço dentro do molde, a acomodação por vibração é facilitada durante a compactação, reduzindo a quebra de agregados, o que contribuiu para o aumento de  $k_1$  e  $k_2$ ;
- Os parâmetros para dimensionamento podem ser obtidos em ensaios com amostras de 10 x 20 cm, dado que, na maioria dos casos, amostras com essas dimensões proporcionaram resultados inferiores aos apresentados nas mesmas condições para amostras de 25 x 50 cm. Por outro lado, isso não significa que os resultados obtidos com essas dimensões (10 x 20 cm) implicarão coeficientes de segurança mais elevados ou superdimensionamento das camadas; pois, como citado anteriormente, o comportamento do material depende das suas características. Além disso, em campo, esse dependerá também de vários outros condicionantes, como execução, drenagem, tráfego, entre outros;
- Quando for impossível a realização de ensaios de módulo de resiliência, para efeitos somente de anteprojeto, propõe-se que sejam adotados os valores de  $k_1$  e  $k_2$ , apresentados na tabela 35 e reproduzidos abaixo (tensões e módulos em MPa):

Tabela 37 – Parâmetros dos modelos (3) e (4) sugeridos para análise do comportamento resiliente.

Modelo	$k_1$	$k_2$
MR- $\sigma_3$	2398	0,82
MR- $\theta$ /Patm	101	0,80

- Nos ensaios de resistência ao cisalhamento na compressão triaxial, constatou-se que quanto menor a tensão de confinamento, menor a deformação na ruptura. Além disso, o mecanismo de ruptura se modificou ao passo que as tensões confinantes eram aumentadas. Para baixas tensões de confinamento (25 kPa), os corpos de prova apresentaram embarrilamento, enquanto que para tensões mais elevadas (100kPa) a superfície de cisalhamento era bem definida;
- Os valores das tensões de ruptura variaram em função da distribuição granulométrica, modo de compactação e de preparação da amostra; como consequência, os valores do ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ) variaram de 41° a 52° e os interceptos coesivos ( $c'$ ) variaram de 34 a 136 kPa. Quando não houver resultados, nem puderem ser feitos ensaios de resistência ao cisalhamento, para emprego em anteprojetos sugerem-se os seguintes valores:  $c' = 60$  kPa e  $\phi' = 41^\circ$ .
- Avaliando-se o efeito das dimensões em dois corpos de prova preparados e compactados da mesma maneira, verificou-se que o CP de 25 x 50 cm apresentou maior intercepto coesivo ( $c' = 136$  kPa) e menor ângulo de atrito ( $\phi' = 41^\circ$ ) que os de 10 x 20 cm,  $c' = 59$  kPa e  $\phi' = 52^\circ$ ; Já ao avaliar-se o efeito do modo de compactação, em dois corpos de prova de 10 x 20 cm, preparados da mesma maneira, não foram observadas diferenças significativas entre os parâmetros de resistência obtidos com compactação dinâmica ou vibratória. Salienta-se, entretanto, que estas considerações são feitas com base a poucos resultados;
- As análises da deformação transversal em relação à vertical durante ensaios de resistência ao cisalhamento em corpos de prova de 25 x 50 cm levaram a razões muito próximas, independentemente da variação da tensão de confinamento, onde definiu-se o Coeficiente de Poisson em 0,38;
- Os resultados dos ensaios de deformação permanente em carga repetida ajustados pelo modelo  $\epsilon_p = \epsilon_{p0} + TDP.N$ , demonstraram que tanto as deformações permanentes iniciais

quanto a TDP aumentaram para maiores níveis de tensões desvio, onde a TDP variou de 0,4 a 6,6 ( $10^{-6}$ ).

- Considerando o mesmo estado de tensões para deformações permanentes analisadas em estágio único, os CPs de 10 x 20 cm apresentaram maiores deformações que os de 25 x 50 cm, tanto a deformação inicial quanto as taxas de deformação permanente;
- Ao comparar CPs de mesmas dimensões, porém com métodos de compactação distintos, observa-se que a deformação permanente inicial é maior nos CPs compactados pelo método dinâmico. Ademais, a TDP é ligeiramente superior que as compactadas pelo método vibratório;
- Ao comparar CPs de tamanhos iguais e compactados da mesma maneira (por vibração), as deformações permanentes para o mesmo estágio apresentaram-se menores em ensaios em multiestágios do que em estágio único, que ocorreu em virtude do enrijecimento causado pelo estágio anterior;
- Ao comparar CPs de tamanhos diferentes e compactados por vibração, observou-se que as variações nas deformações permanentes em multiestágios para amostras de 10 x 20 cm demonstraram que essa sofre maior efeito na deformação permanente inicial a cada mudança de tensões. Além disso, essas necessitam maior número de ciclos que as de 25 x 50 cm para atingir a TDP;
- Nos ensaios em multiestágios, quando ocorreu a ruptura dos CPS, a mesma se deu por embarrilamento, visto que as trajetórias de tensões atuantes durante o ensaio não atingiram a envoltória de ruptura;

#### Quanto à análise da evolução das deformações pela teoria do *Shakedown*:

- A partir das análises das deformações permanentes seguindo a teoria *Shakedown*, pode-se inferir que para relações de tensões  $\sigma_d/\sigma_3 < 2$  (ou  $\sigma_1/\sigma_3 < 3$ ), as camadas executadas com RCD não apresentariam comportamento predominantemente elástico, embora não comprometeram o desempenho da camada (*Shakedown* Elástico). Por outro lado, relações  $\sigma_d/\sigma_3 \geq 4$  (ou  $\sigma_1/\sigma_3 \geq 5$ ) causariam o colapso incremental da camada representado por ATRs de grandes dimensões;

- Complementarmente, independente da tensão confinante, se observa que as deformações sofrem grande incremento para tensões  $\sigma_d \geq 210$  kPa; aproximando-se da ruptura para tensões  $\sigma_d \geq 280$  kPa. Por isso, caso as relações de tensões permitam, o limite sugerido para manter as deformações dentro da região elástica (*Shakedown A*) é  $\sigma_d < 210$  kPa; já o valor elegido como o limite em que se inicia a fase de colapso incremental (*Shakedown C*) é  $\sigma_d \geq 280$  kPa. A Figura 119 apresentada no subcapítulo 5.4.4.2 e reproduzida a seguir, define esses limites.

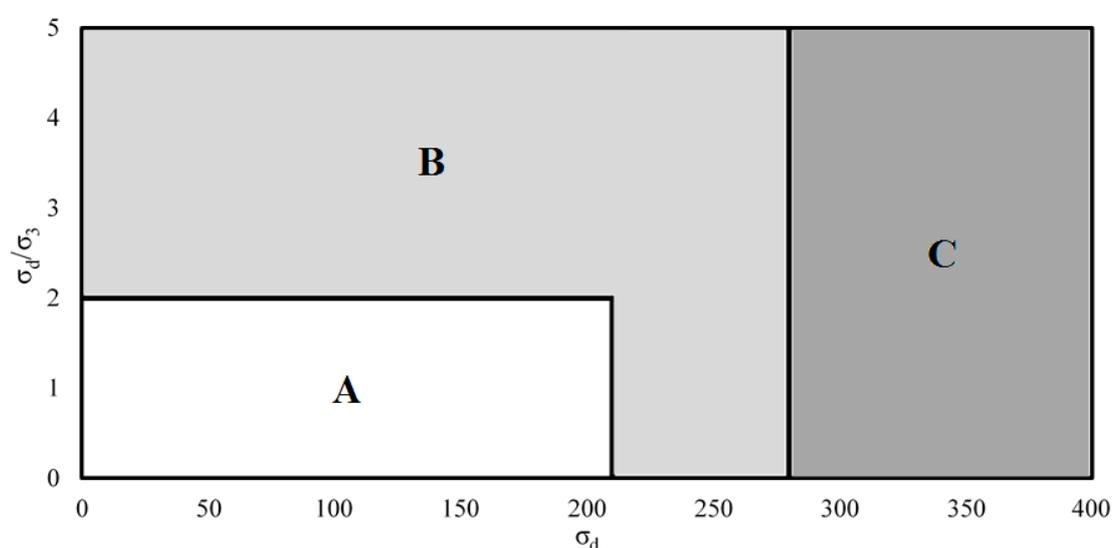


Figura 120 – Delimitação das regiões *Shakedown* conforme o estado de tensões atuante, sendo: “A” Elástica, “B” Plástica e “C” Colapso Incremental.

As análises realizadas nessa tese e sintetizadas nas conclusões permitiram propor parâmetros para anteprojeto de pavimentos urbanos contribuindo para o melhor emprego dos RCD, dando uma destinação nobre a um resíduo abundante na maioria dos núcleos urbanos.

## 6.2 SUGESTÕES

Ao longo da pesquisa várias dúvidas surgiram, assim como pontos específicos demonstraram grandes implicações no comportamento dos agregados reciclados. Em virtude das delimitações dessa pesquisa, esses não foram analisados. Desse modo, são feitas algumas sugestões com o intuito de contribuir para o aprimoramento do tema de pesquisa:

- Avaliar as variações no comportamento mecânico para quantidades delimitadas de resíduos, ou seja, compor as amostras com quantidades específicas de cada constituinte, de modo a verificar como cada componente influi;
- Analisar as implicações da variação do grau de saturação e do grau de compactação. Em campo esses são determinantes para o bom comportamento da estrutura quanto à resistência e às deformações;
- Avaliar o comportamento dos resíduos observando somente o diâmetro máximo, sem a preocupação com distribuição granulométrica. Essa pesquisa observou que, por ser um material altamente abrasivo, a quebra das partículas após a compactação aproximou as distribuições para uma “curva de densidade máxima”, desse modo propõe-se comprovar essa tendência;
- Avaliar o efeito da sucção no comportamento mecânico dos agregados;
- Analisar a evolução das deformações permanentes para um maior número de pares de tensões, de modo a verificar e aprimorar os limites propostos nessa pesquisa;
- Analisar a evolução das deformações permanentes em estágio único para um número maior de ciclos (acima de 800 mil), de modo a verificar se as evoluções permanecerão - no caso as que já estiverem na Região *Shakedown* A - ou tornar-se-ão resilientes após um número de ciclos, ou se o acúmulo das deformações entrará em colapso incremental;
- Construir um pavimento experimental e verificar como os resultados condizem com o comportamento apresentado em campo, de modo a estabelecer correlações e fatores campo-laboratório.
- Explorar o uso de amostras de grande porte, pois essas possibilitam maior aproximação com as estruturas a serem executadas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRELPE. **Panorama dos resíduos sólidos no Brasil 2014**. Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais. São Paulo. 120 p. 2015. Disponível em <<http://www.abrelpe.org.br/Panorama/panorama2014.pdf>>. Acesso em: 08 Jun. 2016.

AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES (BRASIL). **Anuário estatístico de transportes – AETT 2009**. Brasília, DF, 2010. Disponível em: <[http://www.antt.gov.br/InformacoesTecnicas/aett/aett\\_2009/principal.asp](http://www.antt.gov.br/InformacoesTecnicas/aett/aett_2009/principal.asp)>. Acesso em: 22 Mai. 2014.

AGOPYAN, V. Estudo dos Materiais de Construção Civil - Materiais Alternativos. **A Construção São Paulo**, São Paulo, n. 1935, p. 13-16, 1985.

AGOPYAN, V. **Números dos desperdícios**. Revista Técnica, São Paulo. Editora Pini, n.53, p. 30-33, ago. 2001.

ALKIO, R., JUVANKOSKI, M., KORKIALA-TANTTU, L., LAAKSONEN, R., LAUKKANEN, K., PETÄJÄ, S., PIHLAJAMÄKI, J.; SPOOF, H. 2001. Finnish Road Administration, Helsinki, 2001. 139 p.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS - AASHTO TP46. Standard Test Method for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials. Edition 1B. Washington D.C. 1996.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS - AASHTO T294. Standard Method of Test for Resilient Modulus of Unbound Granular Base/Subbase Materials and Subgrade Soils. SHRP Protocol P46. Washington D.C. 1994.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS - AASHTO. Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide. Washington, D. C. 2002.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM D 1241. Standard Specification for Materials for Soil-Aggregate Sub-base, Base, and Surface Courses. West Conshohocken. 2000.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM D 2850. Standard Method for Materials for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils. West Conshohocken. 2003.

ANGULO, S. C. **Caracterização de agregados de resíduos de construção e demolição reciclados e a influência de suas características no comportamento de concretos**. 2005. 167 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Construção Civil e Urbana) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.

ANGULO, S. C.. **Variabilidade de agregados graúdos de resíduos de construção e demolição reciclados**. 2000. 155f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil e Urbana) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

ANGULO, S. C.; JOHN, V.M. Normalização dos agregados graúdos de resíduos de construção e demolição reciclados para concretos e a variabilidade. In: IX ENTAC - ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO. 2002. Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu. 2002. p. 1613-1624.

ANGULO, S. C.; JOHN, V.M. **Variabilidade de agregados graúdos de resíduos de construção e demolição reciclados**. Revista de Ciência e Tecnologia de Materiais de Construção Civil. v.1, n.1, p.22-32, Maio 2004.

ANGULO, S. C.; JOHN, V.M.; ULSEN, C.; KAHN, H. Caracterização de agregados de resíduos de construção e demolição reciclados separados por líquidos densos. In: I CONFERÊNCIA LATINO-AMERICANA DE CONSTRUÇÃO SUSTENTÁVEL. X ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO. 2004. São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2004. p. 1-12.

ANGULO, S. C.; KAHN, H.; JOHN, V. M.; ULSEN, C., Metodologia de caracterização de resíduos de construção e demolição. In: VI SEMINÁRIO DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL E A RECICLAGEM NA CONSTRUÇÃO CIVIL - MATERIAIS RECICLADOS E SUAS APLICAÇÕES. 2003. São Paulo. **Anais...** São Paulo: IBRACON. 2003. p. 1-14.

ANGULO, S. C.; MIRANDA, L. F. R.; JOHN, V. M. Construction and demolition waste, its variability and recycling in Brazil. In: SUSTAINABLE BUILDINGS 2002, 3., Oslo, 2002. **Anais**. Oslo: IISBE/GBC, 2002.

ANGULO, S. C.; ULSEN, C.; KAHN, H.; JOHN, V. M. Desenvolvimento de novos mercados para a reciclagem massiva de RCD. In: SEMINÁRIO DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL E A RECICLAGEM NA CONSTRUÇÃO CIVIL, 5., 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2002. p. 1-12. Disponível em: <<http://www.reciclagem.pcc.usp.br/ftp/NOVOS%20MERCADOS%20RCD%20II.pdf>>. Acesso em: 20 out. 2011.

ANGULO, S. C.; ZORDAN, S. E.; JOHN, V. M. Desenvolvimento sustentável e a reciclagem de resíduos na construção civil. In: IV SEMINÁRIO DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL E A RECICLAGEM NA CONSTRUÇÃO CIVIL - MATERIAIS RECICLADOS E SUAS APLICAÇÕES. 2001. São Paulo. **Anais...** São Paulo: IBRACON. 2001. p. 1-13.

ARM, M. Self-cementing properties of crushed demolished concrete in unbound layers: results from triaxial tests and field tests. **Waste Management and Research**, v.21, p.235-239, 2001.

ARNOLD, G. Performance Based Specifications for Road Construction and Materials. Unbound Aggregates in Road Construction, UNBAR 5. Dawson (ed.) Balkema, Rotterdam. 2000. p. 183 a 191.

ARNOLD, G.; HUGHES, D.; DAWSON, A.R.; ROBINSON, D. Design of Granular Pavements. Transportation Research Board 1819 pp. 194 a 200. 2003.

ARULRAJAH, A.; RAHMAN, M.A.; PIRATHEEPAN, J.; BO, M.W.; IMTEAZ, M.A. "Interface shear strength testing of geogrid-reinforced construction and demolition materials". *Advances in Civil Engineering Materials. ASTM*. doi:10.1520/ACEM20120055. 2013.

ARULRAJAH, A.; PIRATHEEPAN, J.; DISFANI, M.M.; BO, M.W. "Resilient moduli response of recycled construction and demolition materials in pavement subbase applications". *Journal of Materials in Civil Engineering*, doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000766. 2013.

ASSIS L. M. R., VILELA M. T. L.; SOUSA, R. V.; REZENDE, L. R.; OLIVEIRA J. C.; Carvalho J. C. Análise comportamental de um pavimento com base e sub-base compostas com resíduos sólidos da indústria da construção civil (entulho). In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. 36. 2005. Curitiba. **Anais... RAPv**. Rio de Janeiro: ABPv, 2005.

ATN - Asphalt Technology News. Test track sections evaluate use of cold central-plant recycling for high-volume roads. **Spring**. V. 26. n.1. p. 1-16. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986. 9 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 6458**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 1984. 6 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 6508** - Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984. 8 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 7181**: Solo –análise granulométrica – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1984. 13 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 7182**: Solo – ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986. 10 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 7809**: Agregado graúdo - Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006. 3 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 10004**: Resíduos Sólidos – Classificação. Rio de Janeiro, 2004. 71 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 10005**: Lixiviação de resíduos – Procedimento para obtenção de extrato lixiviado de resíduos sólidos. Rio de Janeiro, 2004. 16 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 10006**: Solubilização de resíduos – Procedimento para obtenção de extrato solubilizado de resíduos sólidos. Rio de Janeiro, 2004. 3 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 10007**: Amostragem de resíduos. Rio de Janeiro, 2004. 21 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 11804:** Materiais para sub-base ou base de pavimentos estabilizados granulometricamente - Especificação. Rio de Janeiro, 1991. 3 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 12253:** Solo-cimento - Dosagem para emprego como camada de pavimento - Procedimento. Rio de Janeiro, 1992. 4 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 14545:** Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. Rio de Janeiro, 2000. 12 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 15112:** Resíduos da construção civil e resíduos volumosos – Áreas de transbordo e triagem – Diretrizes para projeto, implantação e operação. Rio de Janeiro, 2004. 7 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 15113:** Resíduos sólidos da construção civil e resíduos inertes - Aterros – Diretrizes para projeto, implantação e operação. Rio de Janeiro, 2004. 12 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 15114:** Resíduos sólidos da construção civil – Áreas de reciclagem – Diretrizes para projeto, implantação e operação. Rio de Janeiro, 2004. 7 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 15115:** Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Execução de camadas de pavimentação – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2004. 10 p.

\_\_\_\_\_. **NBR 15116:** Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural - Requisitos. Rio de Janeiro, 2004. 12 p.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION – AFNOR NF P 98-235-1 (1995). Essais Relatifs aux Chaussées – Matériaux non Traités. Partie 1: Essai Triaxial à Chargements Répétés. Paris.

BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica.** São Paulo: Oficina de textos, 2007. 558 p.

BARKSDALE, R.: Laboratory evaluation of rutting in base course materials, Proceedings of the Third International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, London, pp. 161-174, 1972.

BARRA, M. **Estudio de la durabilidad del hormigón de árido reciclado en su aplicación como hormigón armado.** 1996. 222 f. Tese (Doutorado) – Universidade Politécnic de Catalunya, Barcelona, 1996.

BAZUCO, R. S. **Utilização de agregados reciclados de concreto para produção de novos concretos.** 1999. 103 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1999.

BENNERT, T.; PAPP JR., W. J.; MAHER, A.; GUCUNSKI, N. Utilization of construction and demolition debris under traffic-type loading in base and subbase applications. **Transportation Research Record**, Washington, n.1714, p.33-39, 2000.

BERNARDES, A. **Quantificação e classificação dos resíduos de construção e demolição no município de Passo Fundo – RS.** 2006. 92f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, 2006.

BERNARDES, J. DE A. **Desenvolvimento de um Equipamento *Hollow Cylinder Torcional* para Solos.** *Tese de Doutorado.* Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul - PPGEC/UFRGS. Porto Alegre. 2008. 263 p.

BERNUCCI, L. L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A .P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros.** Rio de Janeiro. PETROBRAS: ABEDA, 2008. 504 f.

BIGOLIN, M. **Indicadores de desempenho para blocos de concreto: uma análise de requisitos mais sustentáveis para a produção a partir de RCD.** 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

BHANITIZ, A. A Laboratory Study of Railway Ballast Behavior under Traffic Loading and Tamping Maintenance. Doctor Thesis, University of Nottingham. United Kingdom. 2007.

BLANKENAGEL, B. J. **Characterization of recycled concrete for use as pavement base material.** 2005. 66p. Dissertação (Mestrado) - Department of Civil and Environmental Engineering Brigham Young University, Provo, 2005.

BODI, J.; BRITO FILHO, J. A; ALMEIDA, S., Utilização de Entulho de Construção Civil Reciclado na Pavimentação Urbana. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 29., 1995, Cuiabá. **Anais.** Rio de Janeiro: ABPv, 1995. p.409-436.

BOHNE, R., BERGSDAL, H., BRATTEBO, H. Dynamic eco-efficiency modeling for recycling or C&D waste. Norwegian University of Science and Technology-Industrial Ecology Programme. 2005. Disponível em:  
<<http://ntnu.diva-portal.org/smash/record.jsf?pid=diva2:122156>> Acesso em: 07 nov. 2013.

BONZANINI, J. A. F. Estudo dos efeitos do tamanho de corpos-de-prova no módulo de resiliência de quatro solos. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

BOSSINK, B.A.G.; BROUWERS, H. J. H. Construction waste: quantification and source evaluation. **Journal of Construction Engineering and Management.** Canada, v.122, n.1, p.55-60, mar. 1996.

BRASIL, Lei n. 12.305, de 02 de Agosto de 2010. Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos; altera a Lei nº 9.605, de 12 de fevereiro de 1998; e dá outras providências. **Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil**, Brasília, DF, 02 ago. 2010. Disponível em:  
<[http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/\\_ato2007-2010/2010/lei/l12305.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2010/lei/l12305.htm)>. Acesso em: 06 nov. 2011.

BRITO FILHO, J. A. Cidades versus entulhos. In: SEMINÁRIO DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL E A RECICLAGEM NA CONSTRUÇÃO CIVIL, 2., São Paulo, 1999. **Anais.** São Paulo, 1999. p.56-67.

BROWN, S.F.; SELIG, E.T. The design of permanent and rail track foundations. In: Cyclic loading of soils: from theory to design, Blackie and Son Ltd, London, Editors O'Reilly and Brown. 1991. p. 294–305.

BROWN, S. F. Soil mechanics in pavement engineering. **Géotechnique**, 46, n. 3, p. 383-426. 1996.

BURMEISTER, D.M. 1945. The general Theory of Stresses and Displacements in Layered Soils Systems. Journal of Applied Physics, Vol. 16, pp. 84–94, 126–127, 296–302.

CAIRNS, R.; DI NIRO, G., DOLARA, E. The use of RAC in prefabrication. In: DHIR, R. K.; HENDERSON, N. A.; LIMBACHIYA, M. C. **Sustainable construction: use of recycled concrete aggregate**. London: Thomas Telford Pub, 1998, p.371-379.

CARNEIRO, A. P.; BURGOS, P. C.; ALBERTE, E. P. V. Uso do agregado reciclado em camadas de base e sub-base de pavimentos. **Projeto Entulho Bom**. Salvador: EDUFBA / Caixa Econômica Federal, 2001. 312 p.

CARNEIRO, A. P.; CASSA, J. C.; QUADROS, B. E.; COSTA, D. B.; SAMPAIO, T. S.; ALBERTE, E. P. V. Caracterização do entulho de Salvador visando a produção de agregado reciclado. In: ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA NO AMBIENTE CONSTRUÍDO, 8., 2000, Salvador. **Anais...** Salvador: ANTAC, 2000. Disponível em: <<http://www.infohab.org.br>>. Acesso em: 07 nov. 2011.

CASSA, J. C.; CARNEIRO, A. P.; BRUM, I. A. S. **Reciclagem de entulho para produção de materiais de construção: projeto entulho bom**. Salvador: EDUFBA; Caixa Econômica Federal, 2001.312p.

CEF - CAIXA ECONÔMICA FEDERAL. **Apoio à Implementação da Gestão de Resíduos de Construção e Demolição pelos Consórcios Públicos e Prefeituras Municipais**. Fundo Socioambiental CAIXA. 2011. Disponível em: <[http://www.caixa.gov.br/acaixa/Fundo\\_Socioambiental\\_edital3.asp](http://www.caixa.gov.br/acaixa/Fundo_Socioambiental_edital3.asp)> Acesso em: 05 nov. 2011.

CHINI, A. **Deconstruction and materials reuse — an international overview**. International Council for Research and Innovation in Building and Construction. Rotterdam: CIB report TG 39, Publication 300. Mai. 2005. Disponível em: <[http://cibworld.xs4all.nl/dl/publications/TG39\\_Pub300.pdf](http://cibworld.xs4all.nl/dl/publications/TG39_Pub300.pdf)>. Acesso em: 01 nov. 2011.

CHINI, A. R.; KUO, S.; ARMAGHANI, J. M.; DUXBURY, J. P. Test of recycled concrete aggregate in accelerated test track. **Journal of Transportation Engineering**. Reston, Virginia, v.127, n.6, p.486-492, 2001. Disponível em: <<http://ascelibrary.aip.org/getpdf/servlet/GetPDFServlet?filetype=pdf&id=JTPEDI000127000006000486000001&idtype=cvips&prog=search>>. Acesso em: 07 out. 2011

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE (Brasil), Resolução CONAMA n. 01, de 23 de Janeiro de 1986. **Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil, Brasília**, DF, 17

fev. 1986. Disponível em: <<http://www.mma.gov.br/port/conama/res/res8/res0186.html>>. Acesso em: 06 ago. 2011.

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE (Brasil), Resolução CONAMA n. 307, de 05 de julho de 2002. Estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão dos resíduos da construção civil. **Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil, Brasília, DF, 17 jul. 2002.** Disponível em: <<http://www.mma.gov.br/port/conama/res/res02/res30702.html>>. Acesso em: 06 nov. 2011.

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE (Brasil), Resolução CONAMA n. 348, de 16 de Agosto de 2004 Altera a Resolução CONAMA n.307, de 5 de julho de 2002, incluindo o amianto na classe de resíduos perigosos. **Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil, Brasília, DF, 17 ago. 2004.** Disponível em: <<http://www.mma.gov.br/port/conama/res/res04/res34804.xml>>. Acesso em: 06 ago. 2011.

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE (Brasil), Resolução CONAMA n. 431, de 24 de Maio de 2011. Altera o art. 3 da Resolução n. 307, de 5 de julho de 2002, do Conselho Nacional do Meio Ambiente - CONAMA, estabelecendo nova classificação para o gesso. **Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil, Brasília, DF, 25 mai. 2011.** Disponível em: <<http://www.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=649>>. Acesso em: 06 nov. 2011.

CORBIOLI, N. Do caos à solução. **Construção**, São Paulo, Ed. Pini, n.2505, p.4-7, fev. 1996.

CORONADO, M.; DOSAL, E.; COZ, A.; VIGURI, J. R.; ANDRÉS, A. Estimation of Construction and Demolition Waste (C&DW) Generation and Multicriteria Analysis of C&DW Management Alternatives: A Case Study in Spain. **Waste Biomass Valor.** Springer Netherlands. v. 2. p. 209-225. 2011.

CORSINI, R. Agregados reciclados. **Revista Guia da Construção.** São Paulo, 123. ed. Ed. Pini. Out. 2011. Disponível em: <<http://revista.construcaomercado.com.br/guia/habitacao-financiamento-imobiliario/123/agregados-reciclados-238497-1.asp>>. Acesso em: 21 out. 2011.

COSTA, L. C. S.; CASTRO, A. P.; REZENDE, L. R. Avaliação do desempenho de um pavimento executado com RCD após quatro anos de funcionamento. In: COBRAMSEG, 2010. Gramado, **Anais...** São Paulo: ABMS, 2010. 1 CD-ROM.

COSTA, N. A. A. **A reciclagem do resíduo de construção e demolição: uma aplicação da análise multivariada.** 2003. 203f. Tese (Doutorado em Engenharia de Produção) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.

DAMINELI, B. L. **Estudo de métodos para caracterização de propriedades físicas de agregados graúdos de resíduos de construção e demolição reciclados.** 2007. 107 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil e Urbana) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

DAROUS, J. **Estudo Comparativo entre Sistemas de Cálculo de Tensões e Deformações Utilizados em Dimensionamento de Pavimentos.** *Dissertação de Mestrado*, Coordenação dos

Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 305 p. 2003.

DAS, B. M. Fundamentos de engenharia geotécnica. Tradução da 6 ed. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

DAWSON, A.; KOLISOJA, P. Permanent Deformations. Report on Task 2.1 of ROADDEX II Project – Northern Periphery, Inverness – Scotland, 48 p. 2004.

DEGANI, C. M. **Sistema de gestão ambiental em empresas construtoras de edifícios**. 2003. 223 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Construção Civil e Urbana) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.

DELONGUI, L. **Caracterização e adequação dos resíduos da construção civil produzidos no município de Santa Maria-RS para aplicação em pavimentação**. Dissertação (Engenharia Civil e Ambiental), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Santa Maria, 2012.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS E RODAGEM. **DAER/RS – EL 108/01**: Determinação do índice de lamelaridade Porto Alegre, 2001. 4 p.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGEM. **DER/SP – IP-DE-P00/001**: Projeto de Pavimentação: Instruções de Projeto. São Paulo, 2006. 53 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNER-ES 300/97**: Pavimentação - reforço do subleito. Rio de Janeiro, 1997. 6 p.

\_\_\_\_\_. **DNER-ES 301/97**: Pavimentação - sub-base estabilizada granulometricamente. Rio de Janeiro, 1997. 7 p.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 035/98**: Agregados - determinação da abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro, 1998. 6 p.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 049/94**: Solos - determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro, 1994. 14 p.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 080/94**: Solos - análise granulométrica por peneiramento. Rio de Janeiro, 1994. 4 p.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 083/98**: Agregados - análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1998. 5 p.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 089/94**: Agregados - avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio. Rio de Janeiro, 1994. 6 p.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 152/95**: Agregado em estado solto – determinação da massa unitária. Rio de Janeiro, 1995. 3 p.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 180/94**: Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – determinação da resistência à compressão simples. Rio de Janeiro, 1994. 11 p.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 181/94**: Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – determinação da resistência à tração por compressão diametral. Rio de Janeiro, 1994. 7 p.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 194/98**: Agregados - determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman. Rio de Janeiro, 1998. 4 p.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 195/97**: Agregados - determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo. Rio de Janeiro, 1997. 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Pavimentação**. Rio de Janeiro, 2006. 274 p. Disponível em: <[http://www1.dnit.gov.br/arquivos\\_internet/ipr/ipr\\_new/manuais/Manual\\_de\\_Pavimentacao\\_Versao\\_Final.pdf](http://www1.dnit.gov.br/arquivos_internet/ipr/ipr_new/manuais/Manual_de_Pavimentacao_Versao_Final.pdf)>. Acesso em: 22 jan. 2012.

\_\_\_\_\_. **DNIT-ES 141/2010**: Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2010. 9 p.

\_\_\_\_\_. **DNIT-ME 134/2010**: Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010. 11 p.

\_\_\_\_\_. **DNIT-ME 164/2013**: Solos - compactação utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro, 2013. 7 p.

DIAS, J. F. **Avaliação de Resíduos da Fabricação de Telhas Cerâmicas para seu Emprego em Camada de Pavimento de Baixo Custo**. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo, 268 p. 2004.

DIAS, J.F., AGOPYAN, V (2005). Avaliação de resíduos da fabricação de telhas cerâmicas para seu emprego em camadas de pavimento de baixo custo. Boletim técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

DUART, M. A.; KOLLING, E; ROCHA, D. T. Uso de solo reforçado com cimento e resíduo da construção e demolição (RCD) para reaterro em valas de obras de infraestrutura urbana. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, 17., 2011, Porto Alegre. **Anais... RPU**. Rio de Janeiro: ABPv, 2011.

DUNLAP, W. A. A report on a mathematical model describing the deformation characteristics of granular materials. *Technical Report No. 1, Proj. 2-8-62-27*. Texas Transportation Institute, Texas A & M University, College Station. 1963.

EKBLAD, J. Influence of water on resilient properties of coarse granular materials. Licentiate Thesis, Kungliga Tekniska Högskolan (KTH), Stockholm, 2004. TRITA-VT FR 03:03. ISSN 1650-867X. 192 p. 2004.

ENECON S.A. - Engenheiros e Economistas Consultores. Projeto da rodovia RS-287, Km-233,5 (Acesso ao campus da UFSM). Volume 3 - Memória justificativa. 122 p. Porto Alegre, 2007.

EPA – ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. Resource conservation challenge: campaigning against waste. 2002. 4 p. Disponível em: <<http://nepis.epa.gov/Exe/ZyNET.exe/10000KXG.PDF?ZyActionP=PDF&Client=EPA&Index=2000%20Thru%202005&File=D%3A%5CZYFILES%5CINDEX%20DATA%5C00THRU05%5CTXT%5C00000005%5C10000KXG.txt&Query=&SearchMethod=1&FuzzyDegree=0&User=ANONYMOUS&Password=anonymous&QField=&UseQField=&IntQFieldOp=0&ExtQFieldOp=0&Docs=>>>. Acesso em: 08 nov. 2011.

ESPINOSA, R. P. E. **Ensaio Triaxiais de Carga Repetida de uma Brita**. *Dissertação de Mestrado*. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 107 p. 1987.

EVERSERIES. User's Guide – Pavement Analysis Computer Software and Case Studies. Washington State Department of Transportation. Disponível no endereço “[www.wsdot.wa.gov/biz/mats/pavement](http://www.wsdot.wa.gov/biz/mats/pavement)” em 10 de março de 2013. 2005.

FERNANDES, C. G. **Caracterização mecânica de agregados reciclados de resíduos de construção e demolição dos municípios do Rio de Janeiro e de Belo Horizonte para uso em pavimentação**. 2004. 109 f. *Dissertação (Mestrado)* – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE-UFRJ), Rio de Janeiro, 2004.

FERNANDES, C. G.; MOTTA, L. M. G. (2005) Caracterização de Agregados Reciclados de Resíduos da Construção e Demolição do Rio de Janeiro e de Belo Horizonte para Uso em Pavimentação. XIX Congresso de Ensino e Pesquisa em Transportes – ANPET. Recife/PE. pp. 1351 - 1361.

FERNANDES, M. P. M. **Apreciação de boas práticas visando à geração de um modelo para a gestão municipal dos resíduos da construção civil**. 2013. *Tese (Doutorado em Engenharia)* – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

FERREIRA, M. R. P.; CARTAXO, E. F.; CRISÓSTOMO, H. S.; VALENÇA, P. M. A.; FROTA, C. A. Misturas com emulsão asfáltica e agregado alternativo. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, 17., 2011, Porto Alegre. **Anais...** RPU. Rio de Janeiro: ABPv, 2011.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos asfálticos – SisPav**. 2007. 294 f. *Tese (Doutorado em Engenharia Civil)*. Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE-UFRJ), Rio de Janeiro, 2007.

FUJII, L. M. T. **Estudo de misturas de solo, RCD e cal virgem e hidratada para uso em obras rodoviárias**. *Dissertação (Mestrado)* - Universidade de Brasília, Brasília, DF, 137 p. 2012.

FREDRIKSSON, R; LEKARP, F. Accelerated testing of pavements, test road E4 Markaryd. *Överbyggnadsdag* - Unbound materials, SRA Production. [http://www.vv.se/filer/17591/1130\\_Fredrik%20L-Rune%20F.pdf](http://www.vv.se/filer/17591/1130_Fredrik%20L-Rune%20F.pdf). Acesso em: 22 Jan. 2013. 2014.

FULLER, W.; THOMPSON, S.E. The laws of proportioning concrete. Transactions of the American Society of Civil Engineers. Paper number 1053, pp. 67–143. 1907.

GABR, A. R.; MILLS, K. G.; CAMERON D. A. Repeated Load Triaxial Testing of Recycled Concrete Aggregate for Pavement Base Construction. **Geotechnical Geological Engineering**. n31. p.119–132. 2013.

GARG, N.; THOMPSON, M. R. Triaxial Characterization of Minnesota Road Research Project Granular Materials. *Transportation Research Record* Washington DC. n° 1577 p. 27 a 36. 1997.

GIDEL, G., HORNYCH P., CHAUVIN JJ., BREYSSE D.; DENIS A., A new approach for investigating the permanent deformation behaviour of unbound granular material using the repeated load triaxial apparatus, *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussees*, 233, pp. 5-21, 2001.

GLATZ, T.; JENKINS, K. J. Design and Construction of the Large-Scale Tri-Axial Testing Apparatus. *Advanced Characterization of Pavement and Soil Engineering Materials*. Loizos, Scarpas & Al-Qadi (eds.), Taylor and Francis Group, London. pp. 317 a 326. 2007.

GÓMEZ, A.M. J. **Estudo Experimental de um Resíduo de Construção e Demolição (RCD) Para Utilização Em Pavimentação**. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia Civil - Universidade de Brasília, Brasília, DF. 123 p. 2011.

GR2 - GESTÃO DE RESÍDUOS. Santa Maria, RS. 2010. Disponível em: <<http://www.gr2residuos.com.br>>. Acesso em: 22 jan. 2012.

GRUBBA, D. C. R. P., **Estudo do comportamento mecânico de um agregado reciclado de concreto para utilização na construção rodoviária**. 139p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2009.

Guimarães, A.C. **Estudo de Deformação Permanente em Solos e a Teoria do *Shakedown* Aplicada a Pavimentos Flexíveis**. *Dissertação de Mestrado*. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 280 p. 2001.

GUIMARÃES, A.C.R. **Um método Mecânico-Empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos**. Tese de Doutorado. COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2009.

GUIMARÃES, A. C. R.; MOTTA, L. M. G.; MEDINA, J. Estudo da Deformação Permanente em Solos Tropicais Sob Carga Repetida para a Previsão do Afundamento de Trilha de Roda em Rodovias. III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia. Curitiba/PR. 2004.

GUPTA, S., RANAIVOSON, A., EDIL, T., BENSON, C.; SAWANGSURI-YA, A. Pavement Design Using Unsaturated Soil Technology, Report No. MN/RC-2007-11, Final Research Report submitted to Minnesota Department of Transportation, University of Minnesota, Minneapolis. 2007.

HANSEN, T.C. **Recycled of demolished concrete and masonry**. London: Chapman & Hall, 1992. 316p.

HARTLÉN, J. Environmental consequences of using residues. **Waste Management**, Great Britain v. 16, p. 1-6. 1996. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0956053X96000244>> Acesso em: 08 nov. 2011.

HENDRIKS, CH. F. Durable and sustainable construction materials. The Netherlands: Aeneas Technical Publishers. 2000.

HENDRICKS, F.; JANSSEN, G. M. T. Reuse of construction and demolition waste in the Netherlands for road constructions. **Heron**, v.46, n.2, p.109-117, 2001. Disponível em: <<http://heron.tudelft.nl/46-2/4.pdf>>. Acesso em: 07 nov. 2011.

HENDRIKS, CH. F., PIETERSEN, H. S. Sustainable Raw Materials: Construction and Demolition Waste. **State-of-the-Art Report**. France: Rilem, Report 22, 216 p, 2000.

HERRADOR, R; PÉREZ, P; GARACH, L; ORDÓÑEZ, J. Use of Recycled Construction and Demolition Waste Aggregate for Road Course Surfacing. **Journal of Transportation Engineering**, fev. n.138 p.182-190. 2012.

HICKS, G. R. **Factors Influencing the Resilient Properties of Granular Materials**. *Doctor of Philosophy Dissertation*. Institute of Transportation and Traffic Engineering. University of California. Berkeley. P. 502. 1970.

HIGHT, D. W.; STEVENS, M. G. H. An analysis of the California Bearing Ratio test in saturated clays, *Géotechnique* 32, No. 4, 315-322. 1982.

HOFF, I. Material properties of unbound aggregates for pavement structures. PhD thesis, NTNU Trondheim. ISBN 82-471-0421-0. 1999.

HORTEGAL M. V.; FERREIRA T. C.; SANT'ANA W. C. Utilização de agregados resíduos sólidos da construção civil para pavimentação em São Luís – MA. **Pesquisa em Foco**. v. 17, n.2, p. 60-74, 2009.

HRB. The AASHO Road Test. Special Reports 61A, 61C, 61E. Highway Research Board, 1962.

HUANG, Y. H. **Pavement analysis and design**. New Jersey: Prentice Hall Inc., 2ed., 2003. 792 p.

HUURMAN, M. Permanent deformation in concrete block pavement. PhD dissertation, Delft, Netherlands. 423 p. 1997.

HVEEM, F. N. **Pavement deflection and fatigue failures**, **Bulletin n. 114**, HRB (TRB) Washington, D.C., 1955, p.43-87.

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Pesquisa Nacional de Saneamento Básico**. Brasília, 2008. Disponível em: <[http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/condicaodevida/pnsb2008/PNSB\\_2008.pdf](http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/condicaodevida/pnsb2008/PNSB_2008.pdf)>. Acesso em: 06 nov. 2011.

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Cidades – Informações**. Brasília, 2010. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/cidadesat/topwindow.htm?1>>. Acesso em: 06 nov. 2011.

ICAFIR. Instrucción para el Diseño de Firmes de la Red de Carreteras de Andalucía. Disponível em: [http://www.giasa.es/inetfiles/publicaciones\\_giasa/monograficas/2006\\_libro\\_ICAFIR/ICAFIR\\_libro\\_completo.pdf](http://www.giasa.es/inetfiles/publicaciones_giasa/monograficas/2006_libro_ICAFIR/ICAFIR_libro_completo.pdf)) Acesso em: 03 de maio de 2013.

INJUK J., VAN GRIEKEN R. É., BLANK A. Specimen preparation, in Handbook of Practical X-ray Fluorescence Analysis, eds Beckhoff B., Kanngießer B., Langhoff N., Wedell R., Wolff H., editors. Berlin: Springer. 2006. p.411–432.

JADOVSKI, I. **Diretrizes técnicas e econômicas para usinas de reciclagem de resíduos de construção e demolição**. 2005. 178 f. Dissertação (Mestrado Profissionalizante em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2005.

JACQUES, E. **Resíduos da construção civil podem gerar renda para cidades e empresas**. São Paulo, 2011. Disponível em: <<http://atitudesustentavel.uol.com.br/blog/2011/09/16/geracao-de-renda-educacao-ambiental-e-mobilizacao-social-atraves-do-reaproveitamento-de-residuos-da-construcao-civil/>>. Acesso em: 10 out. 2011.

JOHN, V. M. **A construção, o meio ambiente e a reciclagem**. Artigo. São Paulo, 2000. Disponível em: <[http://www.reciclagem.pcc.usp.br/a\\_construcao\\_e.htm](http://www.reciclagem.pcc.usp.br/a_construcao_e.htm)>. Acesso em: 10 out. 2011.

JOHN, V. M. **Aproveitamento de resíduos sólidos como material de construção**. In: CASSA, J. C.; CARNEIRO, A. P. ;BRUM, I. A. S. (Organ.). Reciclagem de entulho para produção de materiais de construção: projeto entulho bom. Salvador: EDUFBA, 2001. p.28-45.

JOHN, V. M. **Reciclagem de resíduos na construção civil**: contribuição à metodologia de pesquisa e desenvolvimento. 2000 113 f. Tese (Livre Docência) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

JOHN, V. M., AGOPYAN, V. Reciclagem de resíduos da construção. In: SEMINÁRIO – RECICLAGEM DE RESÍDUOS SÓLIDOS DOMICILIARES, 2000, São Paulo, **Anais eletrônicos...** São Paulo, 2000. Disponível em: <<http://www.reciclagem.pcc.usp.br/ftp/CETESB.pdf>>. Acesso em: 25 out. 2011.

JOHN, V.M.; ANGULO, S.C. Metodologia para desenvolvimento de reciclagem de resíduos. Porto Alegre: Coletânea Habitare, v. 4, 2003. cap 2. p. 8-71.

JOHN, V. M.; CINCOTTO, M. A. **Alternativas de gestão dos resíduos de gesso**. São Paulo, 2003. Disponível em: <<http://www.reciclagem.pcc.usp.br/ftp/Alternativas%20para%20gest%C3%A3o%20de%20resíduos%20de%20gesso%20v2.pdf>>. Acesso em: 09 nov. 2011.

JOHN, V. M.; ROCHA, J. C. **Utilização de resíduos na construção habitacional**. Porto Alegre: Coleção Habitare, v.4, ANTAC, 2003. 272 p.

JÚNIOR, N. B. C. **Cartilha de gerenciamento para resíduos sólidos da construção civil**. Belo Horizonte, 2005. Disponível em: <<http://www.cacambasolympia.com.br/Sinduscon%20MG.pdf>>. Acesso em: 08 nov. 2011.

KAWANO, H. The state of using by-products in concrete in Japan and outline of JIS/TR on recycled concrete using recycled aggregate. In: PROCEEDINGS OF THE 1ST FIB CONGRESS ON RECYCLING, Osaka. 2002, 10 p. Disponível em: <<http://www.pwri.go.jp/eng/activity/pdf/reports/kawano01.pdf>>. Acesso em: 21 out. 2011.

KAZMIERCZAK, C. S. Resíduos de construção e demolição: um problema ou uma oportunidade de negócios? **Conselho em Revista**. Porto Alegre, n. 43. Mar. 2008. Disponível em: <[http://www.crea-rs.org.br/crea/pags/revista/43/CR43\\_area-tecnica-artigo1.pdf](http://www.crea-rs.org.br/crea/pags/revista/43/CR43_area-tecnica-artigo1.pdf)>. Acesso em: 06 nov. 2011.

KAKUDA, F. M. **Desenvolvimento e a utilização de um equipamento de grandes dimensões na análise do comportamento mecânico de uma seção de pavimento sob carregamento cíclico**. 290p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

KERLINGER, Thomas C.; TAYLOR, James R. Marketing research: an applied approach. Tóquio: McGraw-Hill Kogakusha, 1979.

KHAZANOVICH, L.; WANG, Q. C. MnLayer: High-Performance Layered Elastic Analysis Program. **Transportation Research Record**. Washington, n. 2037. P. 63-75. 2007.

KHEDR, S.: Deformation characteristics of granular base course in flexible pavement, **Transportation Research Record**, 1043, pp. 131-138, 1985.

KIBERT, C. **Sustainable construction: green building design and delivery**. New York: Wiley, 2005. 448 p.

KIBERT, C. J.; CHINI, A. R. Deconstruction as an essential component of sustainable construction. In: KIBERT, C.J.; CHINI, A.R. Deconstruction and material reuse: technology, economy and policy. Florida: CIB, 2000. p. 6-13.

KIM, S., CEYLAN, H.; GOPALAKRISHAN, K. Effect of M-E Guide Inputs on Flexible Pavement Performance Predictions. *Road Materials and Pavement Design*, Vol. 8, No 3/2007, July–September, pp. 375–398. 2007.

KOLISOJA, P. Resilient deformation characteristics of granular materials, Thesis for the degree of Doctor of Technology. Tampere University of Technology, Publication 223, Tampere. 216 p. 1997.

KOLISOJA, P., Large-scale dynamic triaxial tests III. Tampere University of Technology, 1998.

KOFOWOROLA, O. F.; GHEEWALA, S. H. Estimation of Construction Waste Generation and Management in Thailand. **Journal of Integrated Waste Management**, v. 29, n. 2, p. 731-738, 2009.

KORKIALA-TANTTU, L. Calculation method for permanent deformation of unbound pavement materials, Doctorate Thesis, Helsinki University of Technology. 2008.

KORKIALA-TANTTU, L. Verification of rutting calculation for unbound road materials. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Transport* 162, TR2, 107-114. 2009.

KUNKEL, N. **RESÍDUOS DA CONSTRUÇÃO CIVIL ALIADOS A PRODUÇÃO MAIS LIMPA (P+L)**. 2009. 103 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Produção) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2009.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. *Soil Mechanics*. New York: John Wiley. 553p. 1969.

LAMS - LICENCIAMENTO AMBIENTAL EM MATO GROSSO DO SUL. 3 R's, 4 R's e 5 R's. Mato Grosso do Sul, 2011. Disponível em: <<http://www.licenciamentoambiental.eng.br/3-rs-4-rs-e-5-rs/>>. Acesso em: 13 out. 2011.

LASHINE, A. K., BROWN, S. F. & PELL, P. S. Dynamic properties of soils. *Report No. 2 Submitted to Koninklijke/Shell Laboratorium*. University of Nottingham, UK. 1971.

LATTERZA, L. M.; MACHADO JR., E. F. Concreto com agregado graúdo proveniente da reciclagem de resíduos de construção e demolição: um novo material para fabricação de painéis leves de vedação. In: *JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL*, 28. 1997, São Carlos. **Anais...** São Carlos: EESC/USP, 1997. v.5, p.1967-1975.

LEITE, F.C, **Comportamento mecânico de agregado reciclado de resíduo sólido da construção civil em camadas de base e sub-base de pavimentos**. 2007. 185 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

LEITE, M. B. **Avaliação de propriedades mecânicas de concretos produzidos com agregados reciclados de resíduos da construção e demolição**. 2001. 270 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

LEITE, F. C., MOTTA, R. S., VASCONCELOS, H. L., BERNUCCI, L. L. B. Laboratory evaluation of recycled construction and demolition waste for pavements. *Construction and Building Materials*, 25, 2011, pp. 2972-2979. 2011.

LEKARP, F; RICHARDSON, I. R.; DAWSON, A. Influences of Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Material. **Transportation Research Record**, Washington, n. 1547, pp. 68 a 75. 1996.

LEKARP, F; ISACSSON, U. Permanent Deformation in Granular Materials – State of the Art. *Proceedings 5th International Conference on the Bearing capacity of Roads and Airfields*, Vol. 3. p. 1247–1256. 1998.

LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. State of the Art – II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates. *American Society of Civil Engineers (ASCE) Journal of Transportation Engineering*. vol. 126, pp. 76 a 83. 2000.

LEKARP, F.; ISACSSON, U. Development of a Large-Scale Triaxial Apparatus for Characterization of Granular Materials. *International Journal of Road Materials and Pavement Design*. vol. 1 no 2, pp. 165 a 196. 2000.

LIM, Y.; YANG, S.; CHO, Y.; SUH, Y.; HWANG, B.; KIM, N. Performance of recycled crushed concrete for pavement materials. **Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies**, Tokyo, v.4, n.1, p.467-482, 2001.

LIMA, J. A. R. **Proposição de diretrizes para produção e normalização de resíduo de construção reciclado e de suas aplicações em argamassas e concretos**. 1999. 240 f. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

LIMA, J. H. C. **Utilização de Resíduo de Construção e Demolição para Pavimentos Urbanos da Região Metropolitana de Fortaleza**. Dissertação (Mestrado) - Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 162 p. 2008.

LOVATO, P. S. **Verificação dos parâmetros de controle de agregados reciclados de resíduos de construção e demolição para utilização em concreto**. 2007. 180 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

MALYSZ, R. **Comportamento Mecânico de Britas Empregadas em Pavimentação**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

MALYSZ, R. **Desenvolvimento de um equipamento triaxial de grande porte para avaliação de agregados utilizados como camada de pavimentos**. 2009. Tese de doutorado (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

MANSUR, M. A.; WEE, T. H.; CHERAN, L. S. Crushed bricks as coarse aggregate for concrete. **ACI Materials Journal**, Detroit, v.96, n.4, p.478-484, jul./ago. 1999.

MASAD, S. A.; LITTLE, D. N. Sensitivity Analysis of Flexible Pavement Response and AASHTO 2002 Design Guide to Properties of Unbound Layers. Research Report ICAR-504-1 - International Center for Aggregates Research. Austin, Texas. 144p. 2004.

MARIANO, L. S. **Gerenciamento de resíduos da construção civil com reaproveitamento estrutural: estudo de caso de uma obra com 4.000m<sup>2</sup>**. 2008. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2008.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. Mecânica dos Pavimentos. Rio de Janeiro. 2ª edição, ISBN 85-905987-1-3, 574 p. 2005.

MENDES, T. A.; REZENDE, L. R.; OLIVEIRA, J. C.; GUIMARÃES, R. C., CARVALHO, J. C.; VEIGA, R. Parâmetros de uma pista experimental executada com entulho reciclado. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 35., 2004, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABPv, 2004. 1 CD-ROM.

METSO – METSO BRASIL. **Produtos**. São Paulo. 2011. Disponível em: <[http://www.metso.com/inetMinerals/Brazil/mm\\_Brazilhome.nsf/FR?ReadForm&ATL=/inetMinerals/Brazil/mm\\_Brazilcontent.nsf/WebWID/WTB-050303-2256F-B4E0A](http://www.metso.com/inetMinerals/Brazil/mm_Brazilhome.nsf/FR?ReadForm&ATL=/inetMinerals/Brazil/mm_Brazilcontent.nsf/WebWID/WTB-050303-2256F-B4E0A)> Acesso em: 04 out. 2011.

MIRANDA, L. F. R. **Estudo dos fatores que influem na fissuração de revestimentos de argamassa com entulho reciclado**. São Paulo, 2000. 172 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil e Urbana) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

MIRANDA, L. F. R.; ANGULO, S. C.; CARELI, E. D. A reciclagem de resíduos de construção e demolição no Brasil: 1986-2008. **Ambiente Construído**. Porto Alegre, v. 9, n. 1, p. 57-71, jan./mar. 2009.

MOLENAAR, A. A. A.; VAN NIEKERK, A. A. Effects of gradation, composition, and degree of compaction on the mechanical characteristics of recycled unbound materials. **Transportation Research Record**, Washington, n.1787, p.73-82, 2002.

MONISMITH, C. L.; OGAWA, N.; FREEME, C. R. Pavement Deformation Characteristics of Subgrade Soils Due to Repeated Loading. 54<sup>o</sup> Annual Meeting of Transportation Research Board. Washington. 1975.

MONTEIRO, J. H. P. *et al.* **Manual de gerenciamento integrado de resíduos sólidos**. Rio de Janeiro: IBAM, 2001. Disponível em: <<http://www.resol.com.br/cartilha4/manual.pdf>>. Acesso em: 12 out. 2011.

MOREIRA, J. F.; DIAS, J. F.; REZENDE, M. E. B. Utilização de resíduos de construção e demolição em base de pavimentos na cidade de Uberlândia-MG. In: REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, 13., Maceió, 2006. **Anais...** Rio de Janeiro: ABPv, 2006.

MOTTA, L. M. G.; FERNADES, C. Utilização de resíduo sólido da construção civil em pavimentação urbana. In: REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, 12., 2003, Aracaju. **Anais...** Rio de Janeiro: ABPv, 2003.

MOTTA, R. S. **Estudo laboratorial de agregado reciclado de resíduo sólido da construção civil para aplicação em pavimentação de baixo volume de tráfego**. 2005. 134p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

MOURA, W.A.; GONÇALVES, J.P.; LEITE, R.S. Utilização do resíduo de corte de mármore e granito em argamassa de revestimento e confecção de lajotas para piso. **Sitientibus**, Feira de Santana, n. 26, p. 49-61, jan./jun. 2002. Disponível em: <[http://www2.uefs.br/sitientibus/pdf/26/utilizacao\\_do\\_residuo\\_de\\_corte\\_de\\_marmore.pdf](http://www2.uefs.br/sitientibus/pdf/26/utilizacao_do_residuo_de_corte_de_marmore.pdf)>. Acesso em: 06 nov. 2011.

NATAATMADJA, A.; TAN, Y. L. Resilient response of recycled concrete road aggregates. **Journal of Transportation Engineering**. Reston, Virginia, v.127, n.5, p.450-453, 2001.

NATAATMADJA A., TAN, Y. L. Resilient response of recycled concrete road aggregates. **Journal of Transportation Engineering**, set-out, p. 450-453, 2001.

NCHRP, 2004. Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures. Project 1-37A. Transportation Research Board. Washington, DC: National Research Council.

NI, B.; HOPKINS, T.C.; SUN, L.; BECKHAM. Modeling the resilient modulus os soils. Proceedings os the 6<sup>th</sup> International Conference on the bearing capacity of roads, railroads and airfields. 2002. Vol.2, A.A. Balkema Publishers. Rotterdam, the Netherlands. Pp. 1131-1142.

NIEKERK, A. A. VAN; SCHEERS J. VAN; MURAYA, P.; KISIMBI, A. The Effect of Compaction on the Mechanical Behaviour of Mix Granulate Base Course Materials and on Pavement Performance. **HERON**, vol. 45, n° 3, pp. 197-218. 2000. Disponível em: <<http://heron.tudelft.nl/45-3/4.pdf>>. Acesso em: 06 nov. 2011.

NIEKERK, A.A. VAN; MOLENAAR, A.A.A.; HOUBEN, L.J.M. Efecte of Material Quality and Compaction on the Mechanical Behaviour of Base Course Materials and Pavement Performance. Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Correia & Branco (eds), Lisse, ISBN 90 5809 397 2. 2002.

NÓBREGA, R.D., MELO, R.A. Uso de agregados de resíduos da construção civil na pavimentação urbana em João Pessoa. Encontro Nacional sobre aproveitamento de Resíduos da Construção. **ENARC 2009**. Feira de Santana. 2009.

NUTT, J. L. **Finite element modelling of partially saturated soils for a study of the California Bearing Ratio test**, MSc thesis, Imperial College, University of London. 1982.

ODERMATT, N., WIMAN, L.G., ARM, M.; MAGNUSSON, R. Deformation of Unbound Pavement Materials – Heavy Vehicle Simulator and Cyclic Load Triaxial Tests. 2<sup>nd</sup> International Conference on the Accelerated Pavement Testing, Minneapolis. 20 p. 2004.

OOI, P.S.K.; ARCHILLA, A.R.; SANDEFUR, K.G. Resilient modulus for compacted cohesive soils. Transportation Research Board n°1874. p115-124. 2004.

OLIVEIRA, D. F. **Contribuição ao estudo da durabilidade de blocos de concreto produzidos com a utilização de entulho da construção civil.** 2003. 119f. Tese (Doutorado em Engenharia de Processos) - Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande, 2003.

OLIVEIRA, G. E.; HOLANDA, J. N. F. Reaproveitamento de resíduo sólido proveniente do setor siderúrgico em cerâmica vermelha. **Cerâmica**, São Paulo, v. 50, n. 314, abr./jun. 2004.

OLIVEIRA, M. J. E.; MATTOS, J. T.; ASSIS, C. S. Resíduos de concreto: classe III versus classe II. In: SEMINÁRIO DE DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL E A RECICLAGEM NA CONSTRUÇÃO CIVIL, 4., 2001, São Paulo. **Anais...** São Paulo: IBRACON, CT 206. 2001, p. 87-95.

OLIVEIRA, M. J. E. **Materiais descartados pelas obras de construção civil: Estudo dos resíduos de concreto para reciclagem.** 2002. 191 f. Tese (Doutorado em Geociências e Meio Ambiente) – Universidade Estadual Paulista, Rio Claro, 2002.

O'MAHONY, M. M., MILLIGAN, G. W. E. Use of recycled materials in subbase layers. **Transportation Research Record**, Washington, n.1310, p.73-80, 1991.

OOI, P. S. K.; SANDEFUR, K. G.; ARCHILLA, A. R. Correla-tionof Resilient Modulus of Fine-Grained Soils with Com-mon Soil Parameters for Use in Design of Flexible Pave-ments, Report No. HWY-L-2000-06, Hawaii Department of Transportation, Honolulu. 2006.

PASCUAL M, CLADERA A. Demolition waste management in Majorca: the particular case of an Island. In: INTERNATIONAL RILEM CONFERENCE ON THE USE OF RECYCLED MATERIALS IN BUILDINGS AND STRUCTURES, 2004. Barcelona. **Anais...** Barcelona: RILEM, 2004, p. 245-254.

PAUTE , J.; HORNYCH, P.; BENABEN, J. Comportement mecanique des graves non traitees, Bull Liasion Laboratories Ponts Chaussees, 156, pp. 21-36.1988.

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

PENG, C.; SCORPIO, D. E.; KILBERT, C. J. Strategies for successful construction and demolition waste recycling operations. **Construction, Management and Economics**, London, v.15, n.1, p.49-58, 1997.

PERAÇA, V. **Qualificando Solos para Revestimentos Primários de Rodovias: uma Abordagem Baseada nas Mecânicas dos Solos e dos Pavimentos.** *Dissertação de Mestrado.*

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul– PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 152 p. 2007.

PEZO, R. F. A general method of reporting resilient modulus tests of soils - A pavement engineer's point of view. 72<sup>nd</sup> Annual Meeting of the *TRB*. 1993.

PIOVEZAN JR., G.T.A, **Avaliação dos resíduos da construção civil (RCD) gerados no município de Santa Maria**. 2007. 76 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.

PINTO, T. P. **Utilização de resíduos de construção: estudo do uso em argamassas**. 1986. 148 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1986.

PINTO, T. P. **Metodologia para a gestão diferenciada de resíduos sólidos da construção urbana**. 1999. 200 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.

PINTO, T. P. Gestão ambiental de resíduos da construção civil: a experiência do SindusCon-SP. São Paulo: *Obra Limpa: I&T: SindusCon-SP*, 48 p. 2005. Disponível em: <[http://www.gerenciamento.ufba.br/Downloads/Manual\\_Residuos\\_Solidos.pdf](http://www.gerenciamento.ufba.br/Downloads/Manual_Residuos_Solidos.pdf)>. Acesso em: 06 Nov. 2011.

POON, C. S.; CHAN, D. Feasible use of recycled concrete aggregates and crushed clay brick as unbound road sub-base. **Construction and Building Materials**, v.20, p.578-585, 2006.

REDIVO, I. M.; **Utilização de resíduo de cerâmica vermelha em misturas com solo para construção de camadas de pavimentos com baixo volume de tráfego**. Dissertação (Mestrado). PPGEC - UFSC, Santa Catarina. 160p. 2011.

REID, J. M. **The use of alternative materials in road construction**. United Kingdom, 2000. 8 p. Disponível em: <[http://www.viastrade.it/letteratura/materiali/TRL\\_TO\\_ALT\\_MAT.pdf](http://www.viastrade.it/letteratura/materiali/TRL_TO_ALT_MAT.pdf)>. Acesso em: 28 out. 2011.

RIBEIRO, F.; SERRA, N. G. da S.; REZENDE, L. R. de R.; GUIMARÃES, R. C. Utilização de entulho da construção civil em pavimentos flexíveis. In: REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, 11., 2002, Porto Alegre. **Anais...** Rio de Janeiro: ABPv, 2002. 1 CD-ROM.

RICARDO, H. S.; CATALINI, G. **Manual prático de escavação: terraplenagem e escavação de rocha**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1990. 668 p.

ROCHA LIMA, J. Conceito de taxa de retorno. São Paulo: EPUSP, 1996, 68 p. Disponível em: <<http://publicacoes.pcc.usp.br/PDFs%20novos/BTs/BT-158.pdf>>. Acesso em: 07 out. 2011.

RON, M., CASAGRANDE., M.D.T., VALE. A.C., LOPES, M.M., SOARES, J.B (2008). Aplicabilidade de resíduos reciclados da construção civil e demolição como agregados em misturas asfálticas. 15<sup>a</sup> Reunião de Pavimentação Urbana.

RUTZEN, D. **Agregados reciclados para uso em pavimentação: Efeitos da adição de cal em Resíduos de Construção e Demolição.** 2015. 80 p. Trabalho de Conclusão de Curso – UFRGS. Porto Alegre. 2015.

SANTANA, M. J. A.; SAMPAIO, T. S.; CARNEIRO, A. P. Uso do agregado reciclado em argamassas de revestimento. In: CARNEIRO, A. P.; BRUM, I. A. S.; CASSA, J. C. S. **Reciclagem de entulho para produção de materiais de construção: projeto entulho bom.** Salvador: EDUFBA, 2001. Cap.8, p.262-299.

SANTOS, E. C. G. **Aplicação de resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) em estruturas de solo reforçado.** 2007. 173 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia.) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

SCOTT HOOD, R. S. **Análise da Viabilidade Técnica da Utilização de Resíduos de Construção e Demolição como Agregado Miúdo Reciclado na Confecção de Blocos de Concreto para Pavimentação.** 2006. 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

SCHNEIDER, D. M. **Deposições irregulares de resíduos da construção civil na cidade de São Paulo.** 2003. 130 f. Dissertação (Mestrado em Saúde Pública) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.

SCHUETTPELZ C.C.; FRATTA D.; EDIL T.B. Mechanistic Corrections for Determining the Resilient Modulus of Base Course Materials Based on Elastic Wave Measurements [Report]. - [s.l.]: ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 136(8):1086-1094, 2010.

SCHULZ, R.; HENDRICKS, F. Recycling of masonry rubble. In: HANSEN, T. C. **Recycling of Demolished Concrete and Masonry.** London: RILEM, 1992. cap. 2, p. 139-239.

SKOGLUND, K. A.; HOSETH S.; VÆRNES E. Development of a Large Triaxial Cell Apparatus With Variable Deviatoric and Confining Stresses. Unbound Aggregates in Road Construction, UNBAR 4, Dawson (ed.) Balkema, Rotterdam. p. 145-152. 2000.

SEED, H. B., MITRY, F. G., MONISMITH, C. L.; CHAN, C. K. Prediction of flexible pavement deflections from laboratory repeated load tests. *NCHRP Report No.35.* National Cooperative Highway Research Program. 1967.

SENÇO, W. Manual de Técnicas de Pavimentação. São Paulo: Pini, Volume I, 746 p. 1997.

SHARP, R.W.; BOOKER, J.R. *Shakedown* of pavements under moving surface loads. J. Transportation Engineering, ASCE 110(1): 1-14. 1984.

SILVA, C. A. R.; PADULA, F. R. G.; Utilização do agregado reciclado de construção civil em misturas betuminosas para vias urbanas. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, 17., 2011, Porto Alegre. **Anais...** RPU. Rio de Janeiro: ABPv, 2011.

SILVA, M.G.B., SILVA, B.T.A., BARROSO, S.H.A (2008). Um primeiro estudo dos resíduos de construção e demolição da construção civil para aplicação em camadas de pavimentos na cidade de Fortaleza. 15ª Reunião de Pavimentação Urbana. Salvador, Bahia.

SOLIS-GUZMAN, J.; MARRERO, M.; MONTES-DELGADO, M.; RAMIREZ-DE-ARELLANO, A. A Spanish model for quantification and management of construction waste. **Waste Management**, Great Britain, v. 29, p. 2542-2548, 2009.

SONIGO, P.; HESTIN, M.; MIMID, S. Management of construction and demolition waste in Europe. In: STAKEHOLDERS WORKSHOP, 2010. Bruxelas. jun. 2010. Disponível em: <<http://www.eu-smr.eu/cdw/docs/Mathieu%20Hestin%20-%20Construction%20and%20Demolition%20Waste%20-%2021062010.pdf>>. Acesso em: 05 nov. 2011.

SOUSA, J. G. G. **Contribuição ao estudo da relação entre propriedades e proporcionamento de blocos de concreto:** aplicação ao uso de entulho como agregado reciclado. 2001. 124 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental). Universidade de Brasília, Brasília. 2001.

SOUTH AFRICAN PAVEMENT ENGINEERING MANUAL (SAPEM): Chapter 10 – Pavement Design. **South African National Roads Agency LTD**. Pretória, 2013.

SOUZA, U. E. L.; PALIARI, J. C.; AGOPYAN, V.; ANDRADE, A. C. Diagnóstico e combate à geração de resíduos na produção de obras de construção de edifícios: uma abordagem progressiva. **Ambiente construído**. Porto Alegre, v. 4, n. 4, p. 33-46. Out./Dez 2004.

SWEERE, GTH.: Unbound granular bases for roads, PhD Thesis, University of Delft, 1990.

TAO, M; MOHAMMAD, L; NAZZAL, M; Application of Shakedown Theory in Characterizing Traditional and Recycled Pavement Base Materials. *Journal of Transportation Engineering*. p. 10. n. 3, 2010.

TÉCHNE. **Reciclagem: uso de resíduos da construção**. Revista Técnica, São Paulo: Editora Pini, n.112, p. 32-35, jul. 2006.

THEYSE, H. L.; Beer, M. de; Rust, F. C. Overview of South African Mechanistic Pavements Design Method. *Transportation Research Record* nº 1539, pp. 6 a 17. 1996.

THEYSE, H. L. Mechanistic-Empirical Modelling of the Permanent Deformation of Unbound Pavement Layers. Eighth International Conference on Asphalt Pavements. Seattle. Vol II pp. 1579 a 1594. 1997.

THEYSE, H. L. The Development of Mechanistic-Empirical Permanent Deformation Design Models for Unbound Pavement Materials from Laboratory and Accelerated Pavement Test Data. Unbound Aggregates in Road Construction, UNBAR 5, Dawson (ed.) © Balkema, Rotterdam. pp. 285 a 293. 2000.

THEYSE, H. L. Empirical Shear Strength Models for Unbound Road-Building Materials. Pavements Unbound, UNBAR 6, Dawson (ed.) © Balkema, Rotterdam. pp. 199-208. 2004.

TORGAL, F. P.; JALALI, S. **Eco-efficient Construction and Building Materials**. London: Springer. 2011. 247 p.

TOZZI, R. F. **Estudo da influencia do gerenciamento na geração de resíduos da construção civil (RCD): estudo de caso de duas obras em Curitiba-PR**. 2006. 99 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2006.

TRICHÊS, G.; KRYCKYJ, P. R. Aproveitamento de entulho da construção civil na pavimentação urbana. In: 7º CONGRESSO BRASILEIRO DE RODOVIAS E CONCESSÕES. **Anais...** Foz do Iguaçu. 2011.

TRICHÊS, G.; SANTOS, A. Avaliação do desempenho da reciclagem do pavimento da rodovia SC 303. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 4., São José dos Campos, 1999. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1999, p.259-265.

TURNBULL, W. J. Appraisal of the CBR method, Development of CBR Flexible pavement design method for airfields ± a symposium, Trans. Am. Soc. Civ. Engrs, 547-554. 1950.

ULSEN, C. **Caracterização tecnológica de resíduos de construção e demolição**. 2006. 171 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

UZAN, J. Characterization of Granular Material. Transportation Research Record 1022. 1985.

UTHUS, L.: Deformation Properties of Unbound Granular Aggregates, Thesis for the degree of philosophiae doctor, NTNU, Trondheim, 2007.

VALENÇA, P. M. A.; CARTAXO, E. F.; SOUZA, R.J. Q.; CAVALCANTE, D. G.; FROTA, C. A. Misturas mornas com areia de RCD para a cidade de Manaus/AM. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, 17., 2011, Porto Alegre. **Anais...** RPU. Rio de Janeiro: ABPv, 2011.

VALENÇA, P. M. A.; FROTA, C. A.; RAYGLON A. B.; CUNHA, T. M. F. Estudo de misturas areia-asfalto com areia de resíduo de construção e demolição, fibra do açai e polímeros para a cidade de manaus, am. *Ciência & engenharia*, v. 20, n. 2, p. 11 – 19, jul. – dez. 2011.

VAN NIEKERK, A. A., VAN SCHEERS, J., MURAYA, P.; KISIMBI, A. The effect of compaction on the mechanical behaviour of mix granulate base course materials and on pavement performance. *Heron*, 45(3), 197–218. 2000.

VÁZQUEZ, E. Utilización de resíduos em la C.E.E.: aspectos políticos y ambientales. Estado del arte y normalización. In: RECICLAGEM NA CONSTRUÇÃO CIVIL, ALTERNATIVA ECONÔMICA PARA PROTEÇÃO AMBIENTAL, 1997, São Paulo. **Anais...** São Paulo: PCC – USP, 1997, p.64-66.

- VÁZQUEZ, E. **Introdução**. In: CASSA, J. C.; CARNEIRO, A. P.; BRUM, I. A. S. (Organ.). *Reciclagem de entulho para produção de materiais de construção: projeto entulho bom*. Salvador: EDUFBA, 2001. p. 22-25.
- VILAR, O. M; BUENO, B. S. **Mecânica dos solos**. 1ª ed., São Carlos: EESC/USP, 1985.
- VON STEIN, E. L. Construction and demolition debris. In: **Recycling Handbook**. 2. ed. New York: McGraw-Hill Professional, 2000, cap. 20, 976p.
- VUONG, B. Effects of anisotropy and stress on resilient modulus of Unbound Granular Materials. Proc. of the fifth international conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Vol. 3. P. 1301–1313. 1998.
- WEISLEDER, S.; NASSERI, D. **Construction and demolition waste management in Germany**. 2006. Hamburg: ZEBAU GmbH, 27 out. 2006. 82 p. Disponível em: <[http://cowam.tec-hh.net/Germany\\_CD\\_Waste.pdf](http://cowam.tec-hh.net/Germany_CD_Waste.pdf)>. Acesso em: 31 out. 2011.
- WERKMEISTER, S.; NUMRICH, R.; WELLNER, F. Resilient and Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials. Unbound Aggregates in Road Construction, UNBAR 5, Dawson (ed.) Balkema, Rotterdam. pp. 171 a 180. 2000.
- WERKMEISTER, S.; DAWSON, A.; WELLNER, F. Permanent Deformation Behaviour of Granular Materials and the *Shakedown* Concept. Transportation Research Record nº1757, pp. 75 a 81. 2001.
- WERKMEISTER, S.; NUMRICH, R.; WELLNER, F. The Development of a Permanent Deformation Design Model for Unbound Granular Materials With the *Shakedown* Concept. Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Correia & Branco (eds), Lisse, pp 1081 a 1095. 2002.
- WERKMEISTER, S. **Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions**. *Dr-Ing Thesis*. Technischen Universität Dresden, Dresden, 189 p. 2003.
- WILBURN, D. R.; GOONAN, T. G. Aggregates from Natural and Recycled Sources: Economic assessments for construction applications: a materials flow analysis. **U.S. Geological Survey Circular 1176**. Denver, 37 p., 1998. Disponível em: <<http://pubs.usgs.gov/circ/1998/c1176/c1176.pdf>>. Acesso em: 06 nov. 2011.
- WITCZAK, M. W; UZAN, J. The universal airport pavement design system: granular material characterization. University of Maryland, Department of Civil Engineering, MD. 1988.
- WOLFF, H.; VISSER, A. T. Incorporating elasto-plasticity in granular layer pavement design. *Institution of Civil Engineers Transportation*, 105, 259-272. 1994.
- XAVIER, L. L. **Diagnóstico do resíduo da construção civil na cidade de Florianópolis. Florianópolis**. 2001. 200 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2001.

XAVIER L. L.; BRITO, L. A.; CAVALCANTE, J. R.; CHERIAF, M. Diagnóstico do resíduo de construção civil da região de Florianópolis e sua potencialização como agregado graúdo para a confecção de novos concretos. In: ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO, 9., 2002, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: ANTAC:UFPR:UEL, 2002.

YODER, E.J.; WITCZAK, M.W. **Principles of Pavement Design**. 2ª ed. New York: John Wiley and Sons. 1975.

ZEGHAL, M. The impact of grain crushing on road performance. *Geotechnical & Geological Engineering*, 27: pp. 549-558. 2009.

ZORDAN, S. E. **A Utilização do Entulho como Agregado na Confecção do Concreto. 1997. 156 f.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1997.

ZORDAN, S. E. **Entulho da indústria da construção civil**. EPUSP, São Paulo, 2006. Disponível em: <[http://www.reciclagem.pcc.usp.br/entulho\\_ind\\_ccivil.htm](http://www.reciclagem.pcc.usp.br/entulho_ind_ccivil.htm)>. Acesso em: 09 nov. 2011.

ZORDAN, S. E. **Metodologia de avaliação do potencial de reciclagem de resíduos**. 2003. 481 p. Tese (Doutorado em Engenharia). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.

ZORDAN, S. E.; PAULON, V. A. A utilização do entulho como agregado para o concreto. In: ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO, 7., 1998, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: ANTAC, 1998, p.923-932.

## **APÊNDICE A**

Resultados complementares para as análises da variação granulométrica pós-compactação

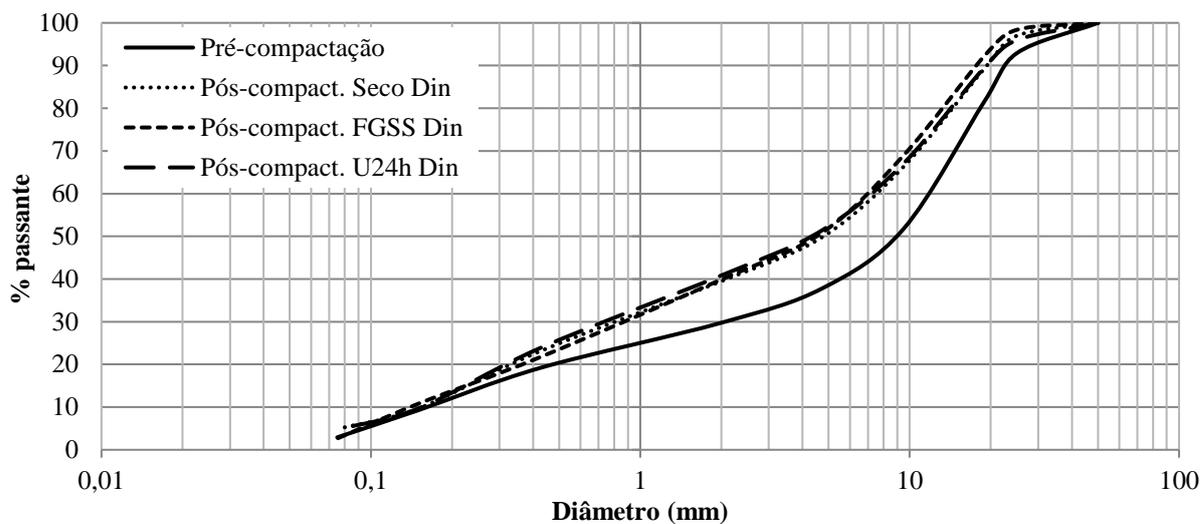


Figura 121 – Variação granulométrica pós-compactação dinâmica para distribuição ONG.

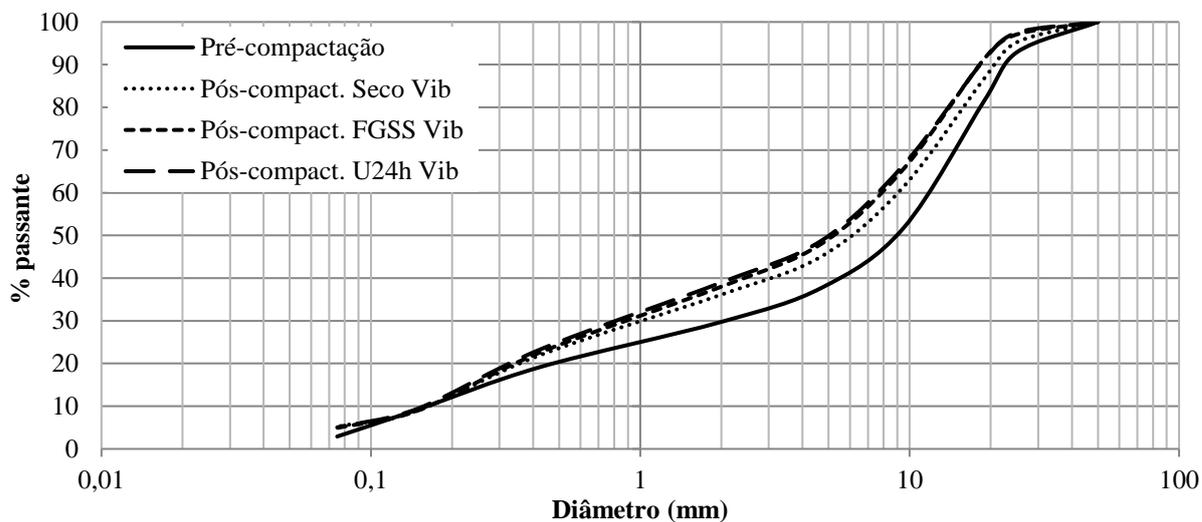


Figura 122 – Variação granulométrica pós-compactação vibratória para distribuição ONG.

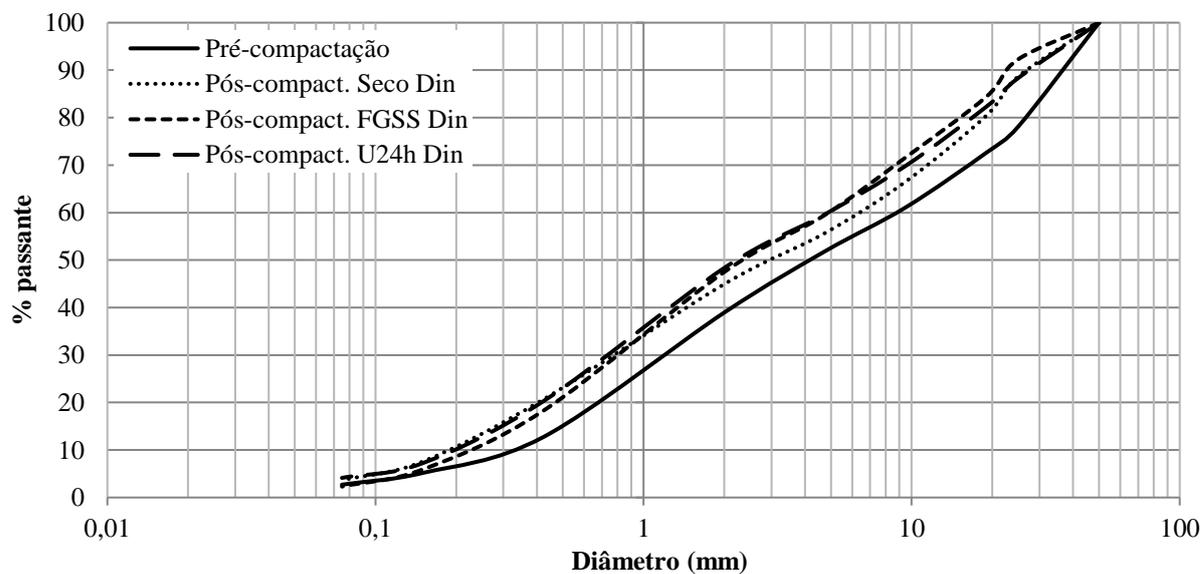


Figura 123 – Variação granulométrica pós-compactação dinâmica para distribuição UP Substituição.

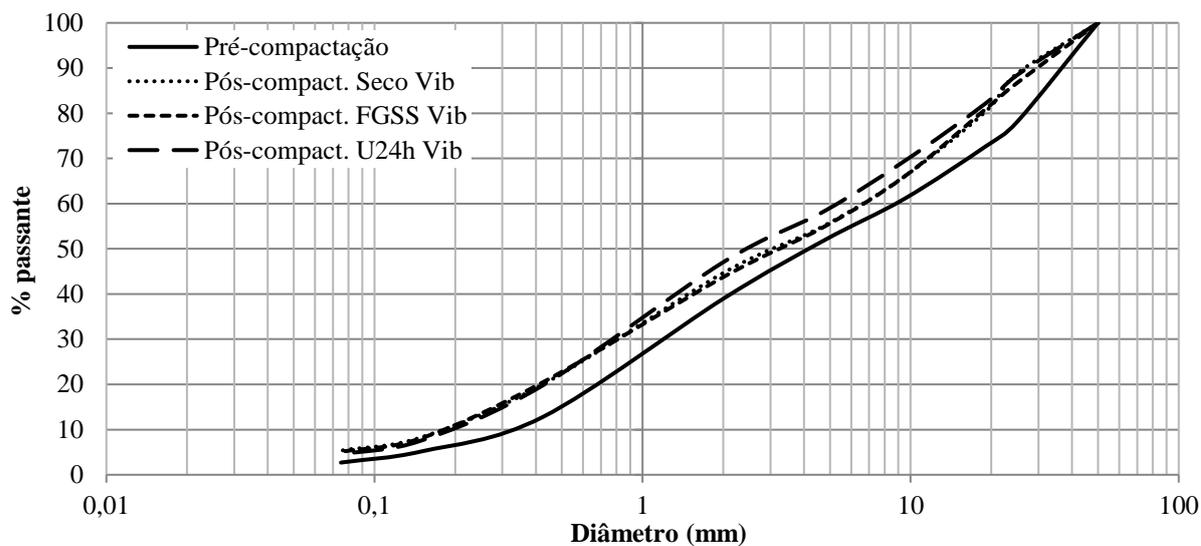


Figura 124 – Variação granulométrica pós-compactação vibratória para distribuição UP Substituição.

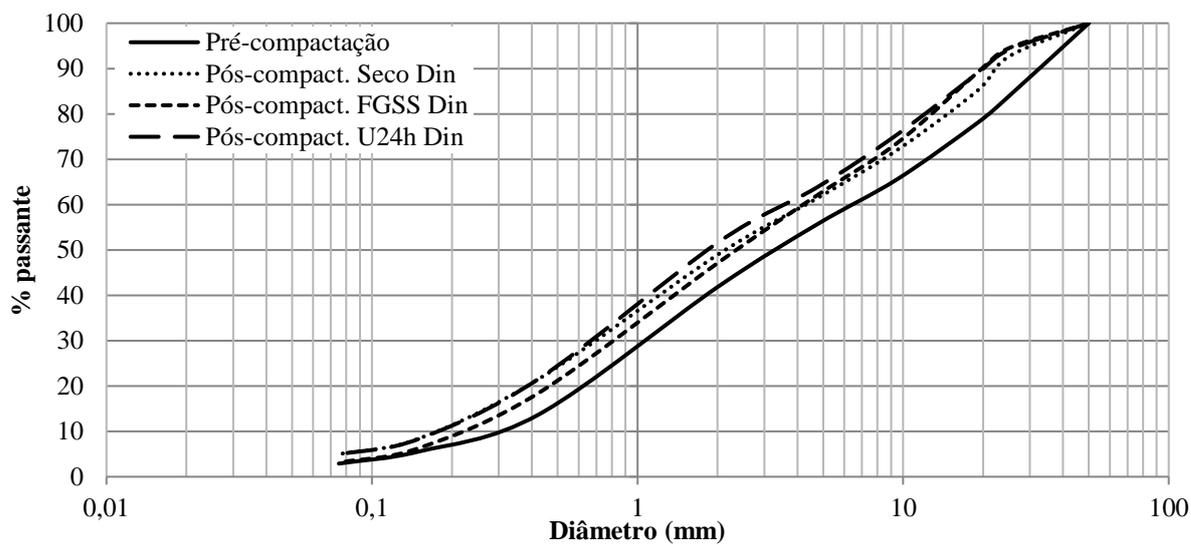


Figura 125 – Variação granulométrica pós-compactação dinâmica para distribuição UP Escalpo.

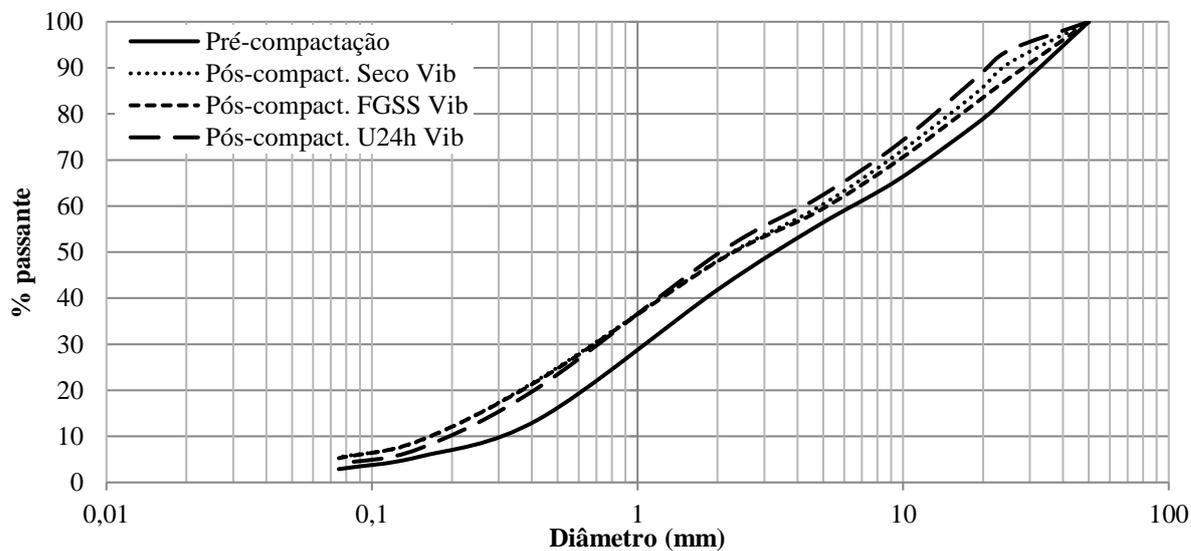


Figura 126 – Variação granulométrica pós-compactação vibratória para distribuição UP Escalpo.

## **APÊNDICE B**

Resultados complementares para as análises da resistência ao cisalhamento

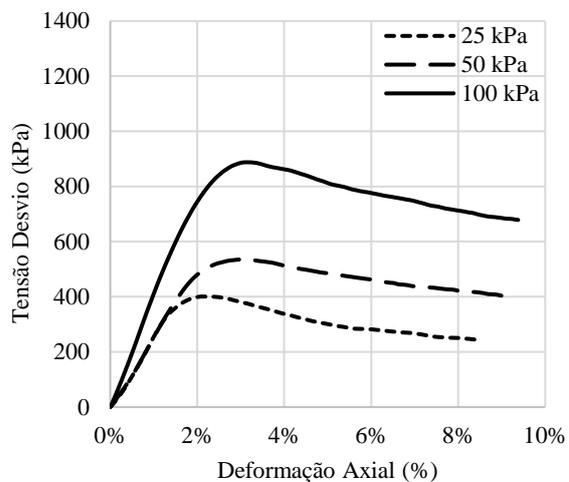


Figura 127 – Curvas tensão-deformação da distribuição ONG Seco em amostras de 10 x 20 cm.

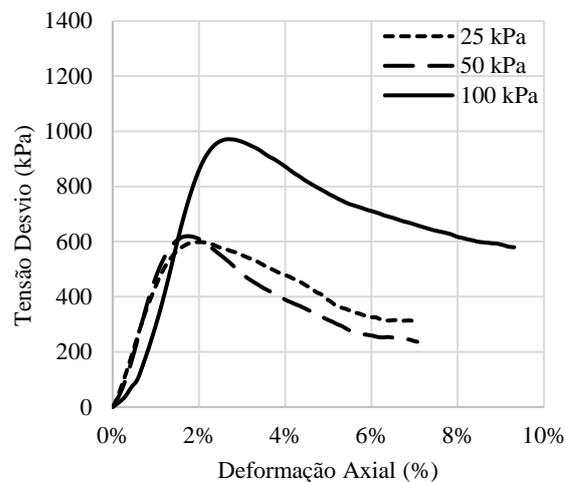


Figura 128 – Curvas tensão-deformação da distribuição ONG FGSS em amostras de 10 x 20 cm.

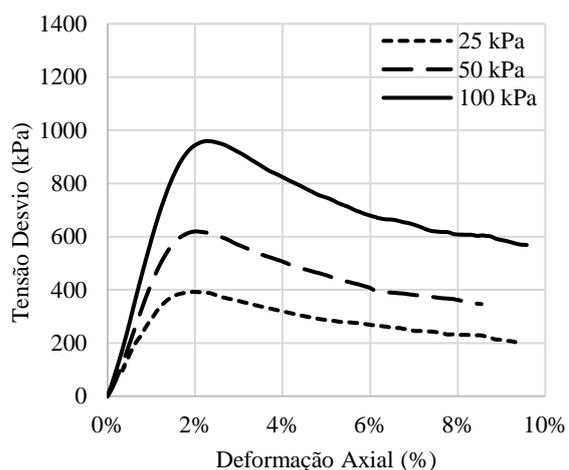


Figura 129 – Curvas tensão-deformação da distribuição ONG U24h em amostras de 10 x 20 cm.

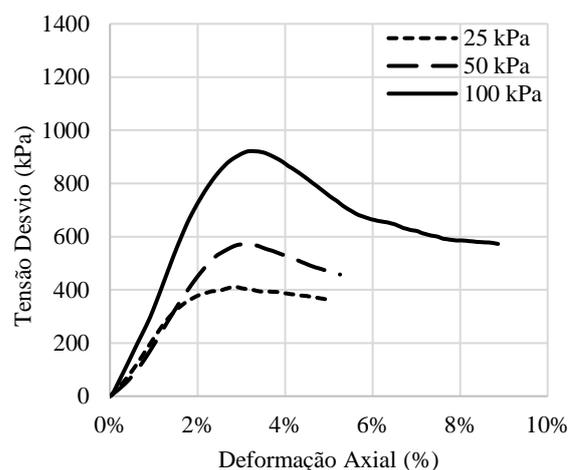


Figura 130 – Curvas tensão-deformação da distribuição UP Substituição Seco em amostras de 10 x 20 cm.

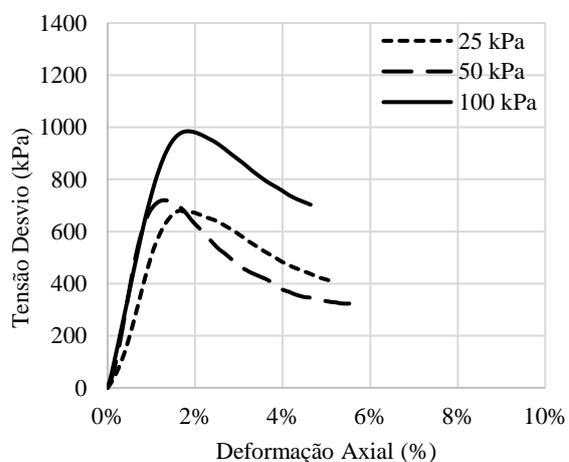


Figura 131 – Curvas tensão-deformação da distribuição UP Substituição FGSS em amostras de 10 x 20 cm.

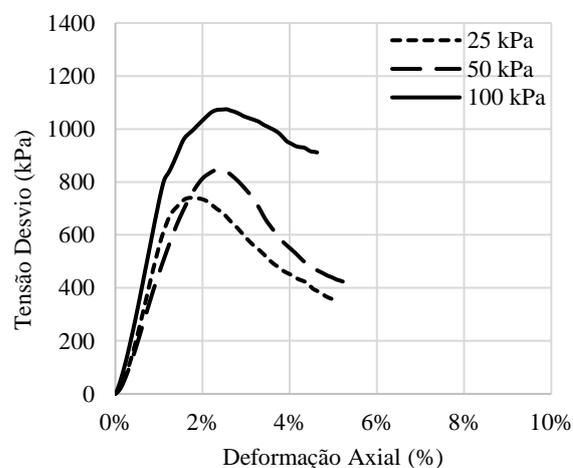


Figura 132 – Curvas tensão-deformação da distribuição UP Substituição U24h em amostras de 10 x 20 cm.

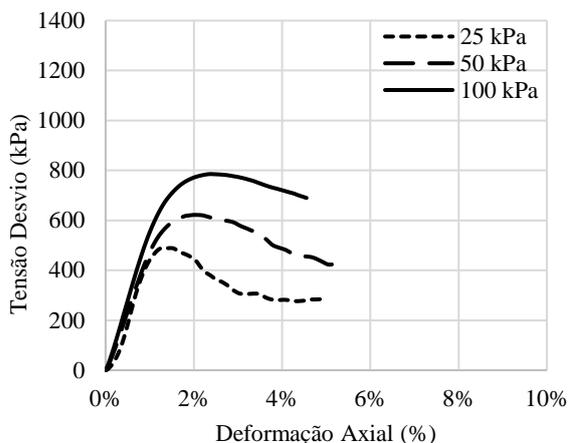


Figura 133 – Curvas tensão-deformação da distribuição UP Escalpo Seco em amostras de 10 x 20 cm.

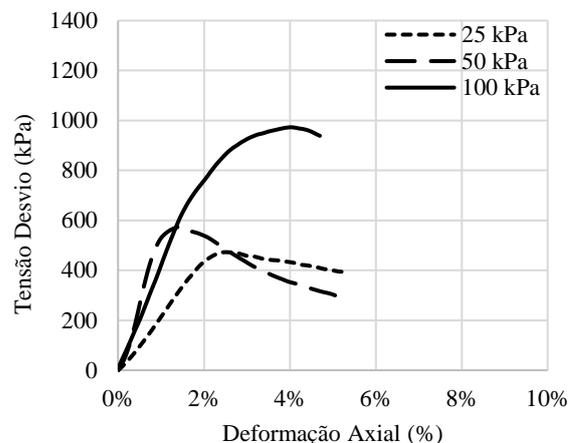


Figura 134 – Curvas tensão-deformação da distribuição UP Escalpo FGSS em amostras de 10 x 20 cm.

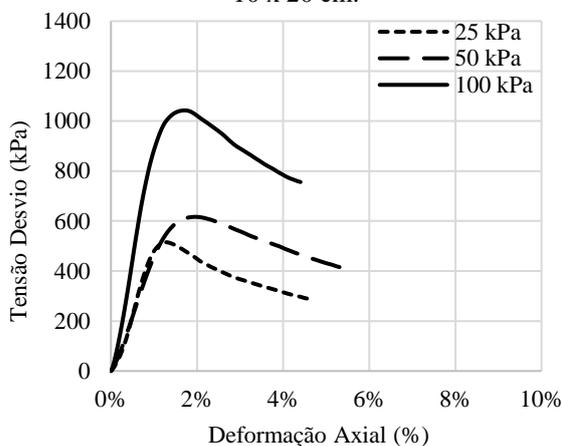


Figura 135 – Curvas tensão-deformação da distribuição UP Escalpo U24h, compactadas pelo modo dinâmico, em amostras de 10 x 20 cm em estágio único.

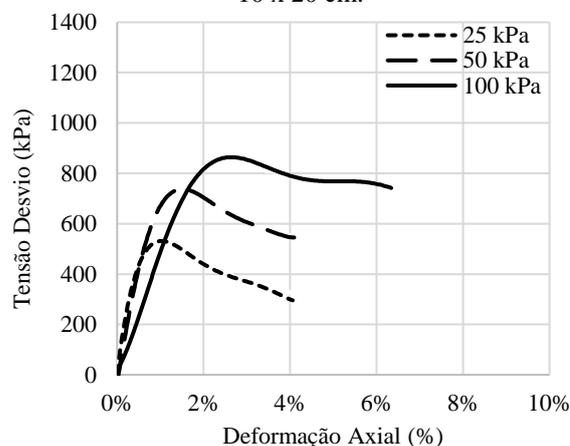


Figura 136 – Curvas tensão-deformação da distribuição UP Escalpo U24h, compactadas pelo modo vibratório, em amostras de 10 x 20 cm em estágio único.

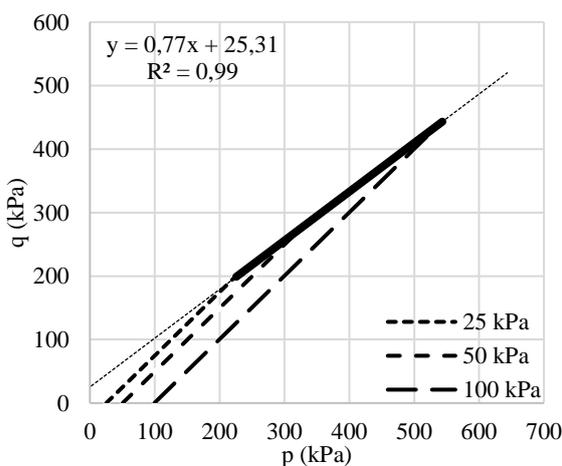


Figura 137 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 10 x 20 cm provenientes da distribuição ONG Seco.

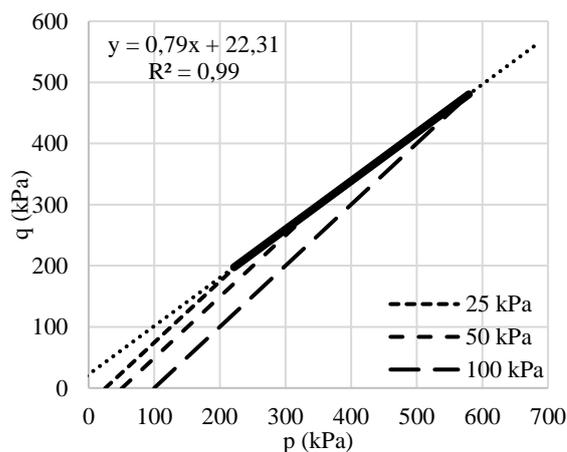


Figura 138 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 10 x 20 cm provenientes da distribuição ONG U24h.

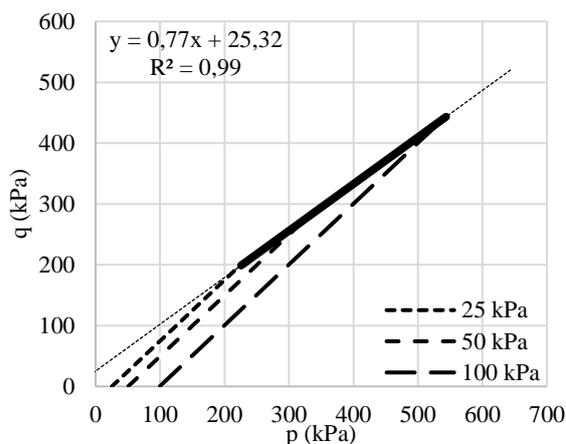


Figura 139 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 10 x 20 cm provenientes da distribuição ONG FGSS.

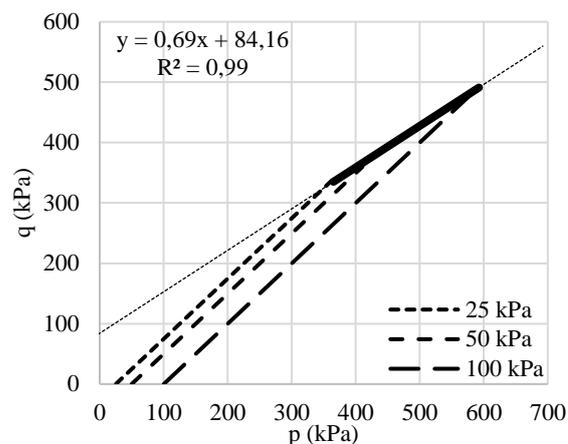


Figura 140 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 10 x 20 cm provenientes da distribuição UP Substituição FGSS.

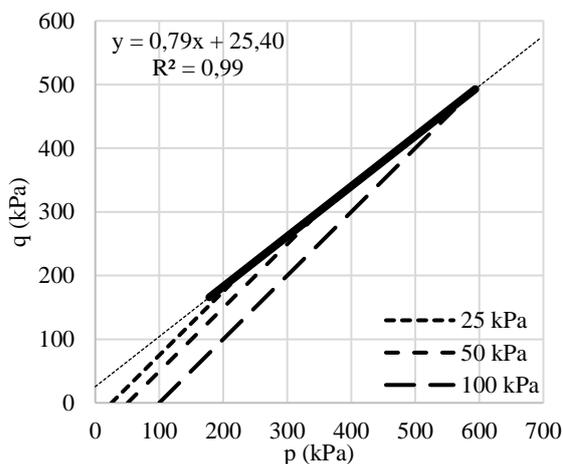


Figura 141 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 10 x 20 cm provenientes da distribuição UP Substituição Seco.

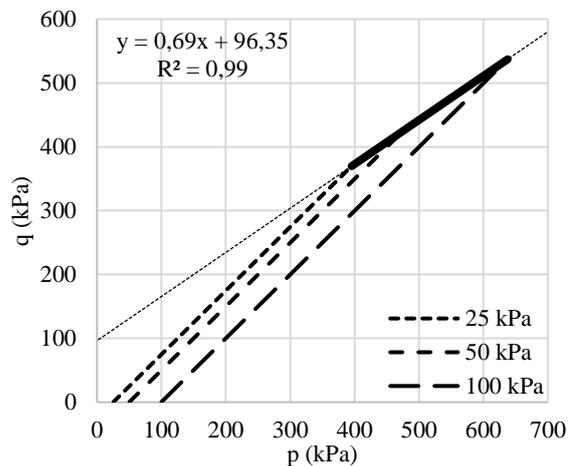


Figura 142 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 10 x 20 cm provenientes da distribuição UP Substituição U24h.

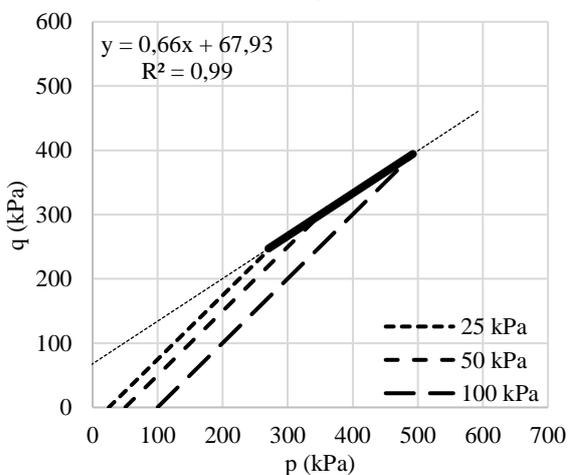


Figura 143 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 10 x 20 cm provenientes da distribuição UP Escalpo Seco.

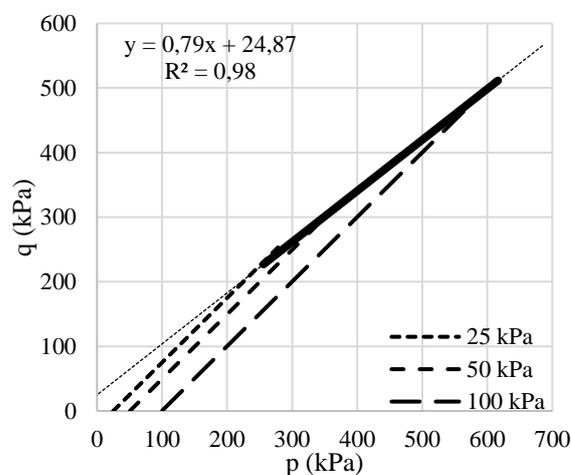


Figura 144 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 10 x 20 cm provenientes da distribuição UP Escalpo FGSS.

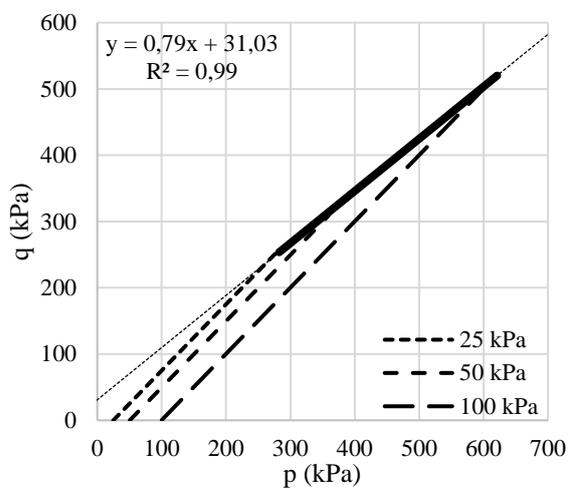


Figura 145 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 10 x 20 cm provenientes da distribuição UP Escalpo U24h compactadas pelo método dinâmico.

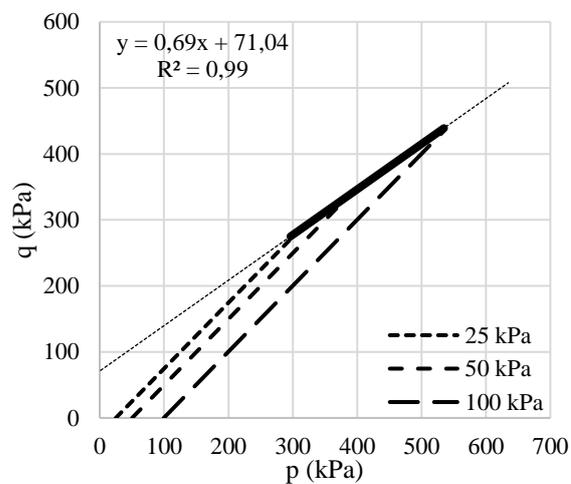


Figura 146 - Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para amostras de 10 x 20 cm provenientes da distribuição UP Escalpo U24h compactadas pelo método vibratório.

## **APÊNDICE C**

Resultados complementares para as análises da deformação permanente

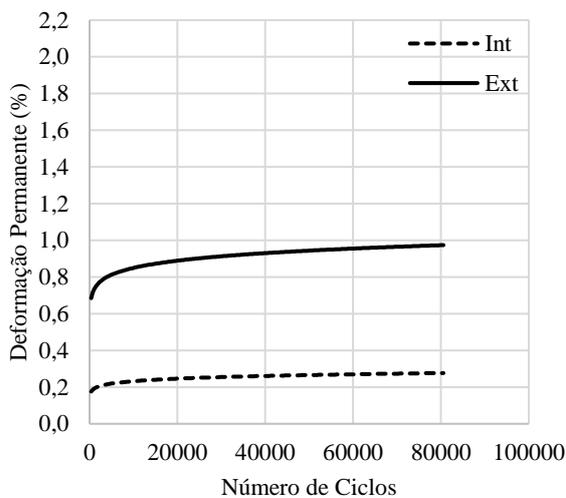


Figura 147 – Evolução da deformação permanente em estágio único para relação 21 x 94 kPa.

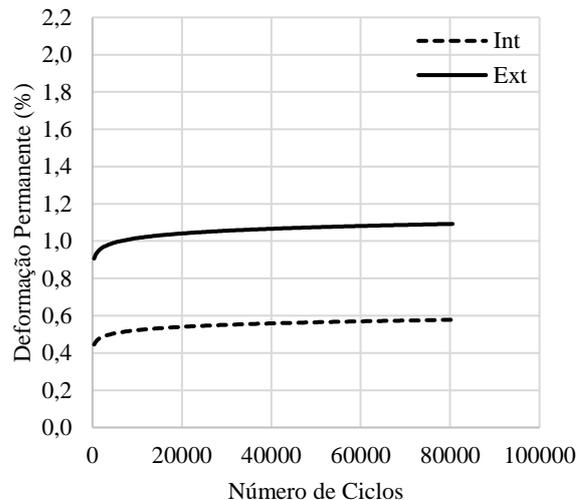


Figura 148 – Evolução da deformação permanente em estágio único para relação 34 x 68 kPa.

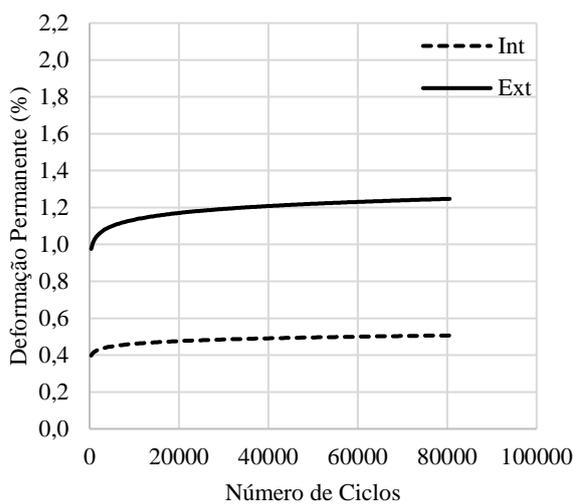


Figura 149 – Evolução da deformação permanente em estágio único para relação 34 x 102 kPa.

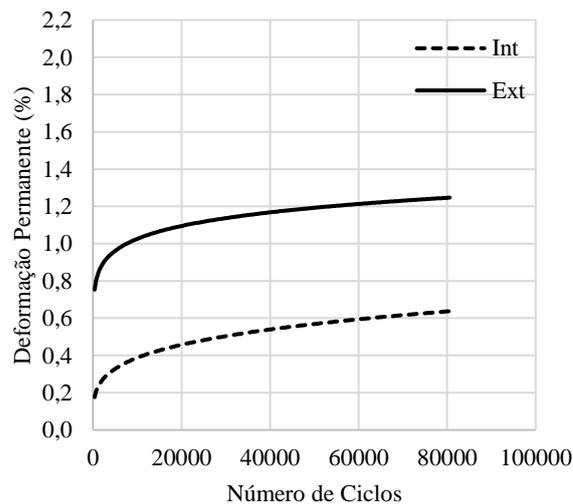


Figura 150 – Evolução da deformação permanente em estágio único para relação 34 x 135 kPa.

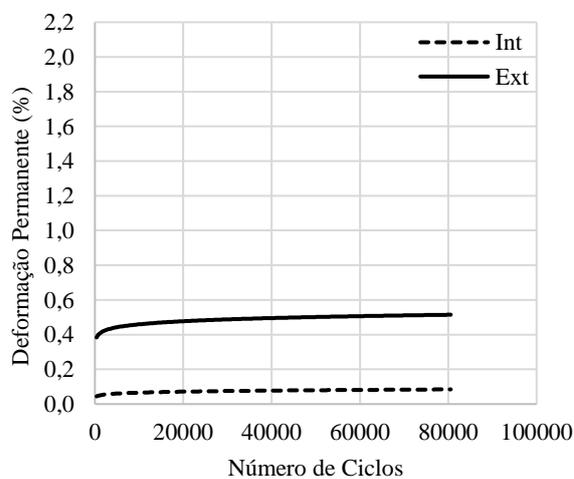


Figura 151 – Evolução da deformação permanente em estágio único para relação 53 x 53 kPa.

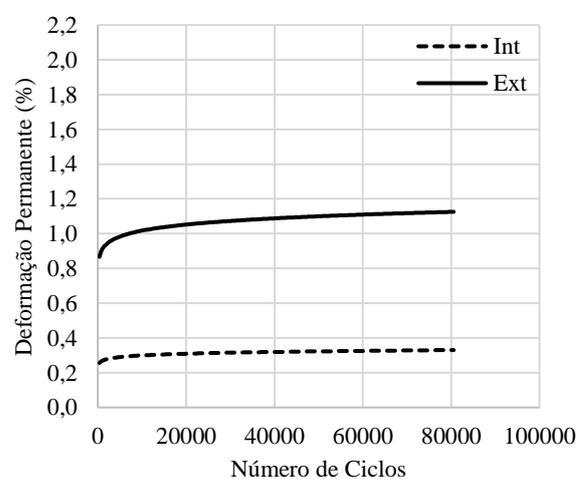


Figura 152 – Evolução da deformação permanente em estágio único para relação 53 x 106 kPa.

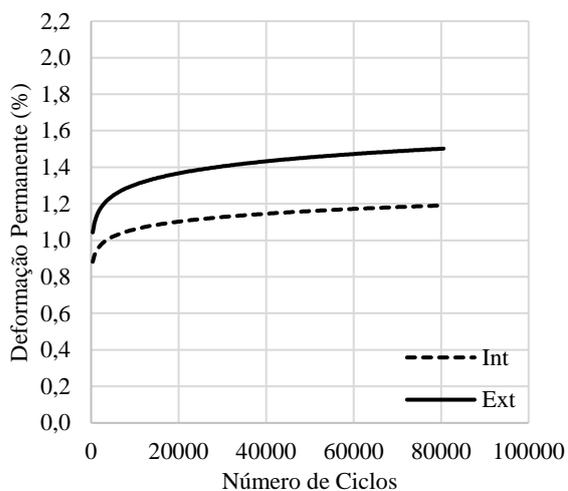


Figura 153 – Evolução da deformação permanente em estágio único para relação 53 x 153 kPa.

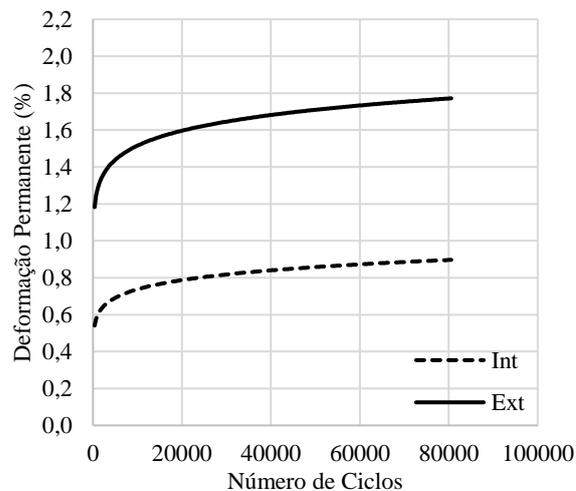


Figura 154 – Evolução da deformação permanente em estágio único para relação 53 x 207 kPa

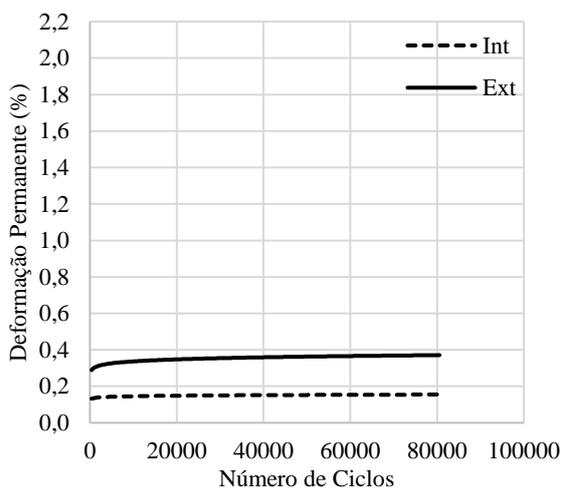


Figura 155 – Evolução da deformação permanente em estágio único para relação 70 x 70 kPa.

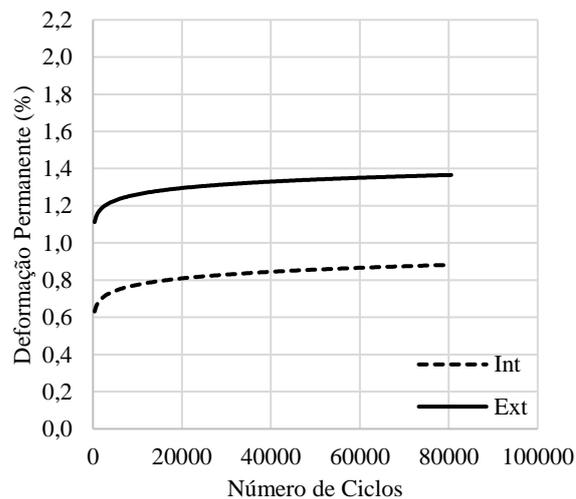


Figura 156 – Evolução da deformação permanente em estágio único para relação 70 x 125 kPa.

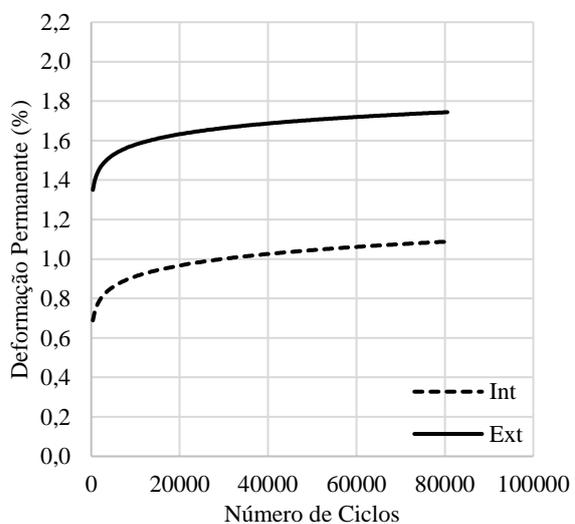


Figura 157 – Evolução da deformação permanente em estágio único para relação 70 x 200 kPa.

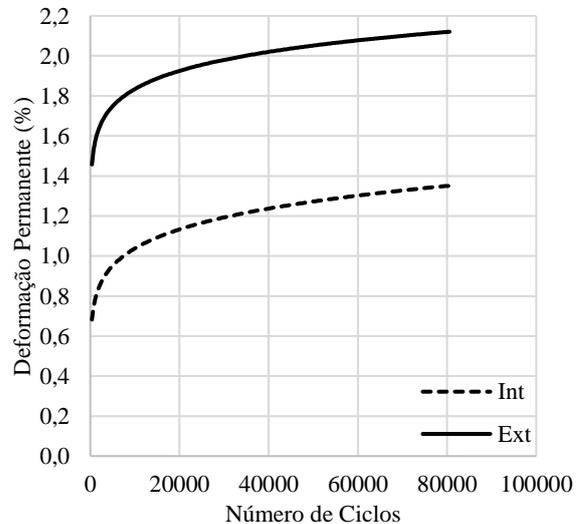


Figura 158 – Evolução da deformação permanente em estágio único para relação 70 x 250 kPa.

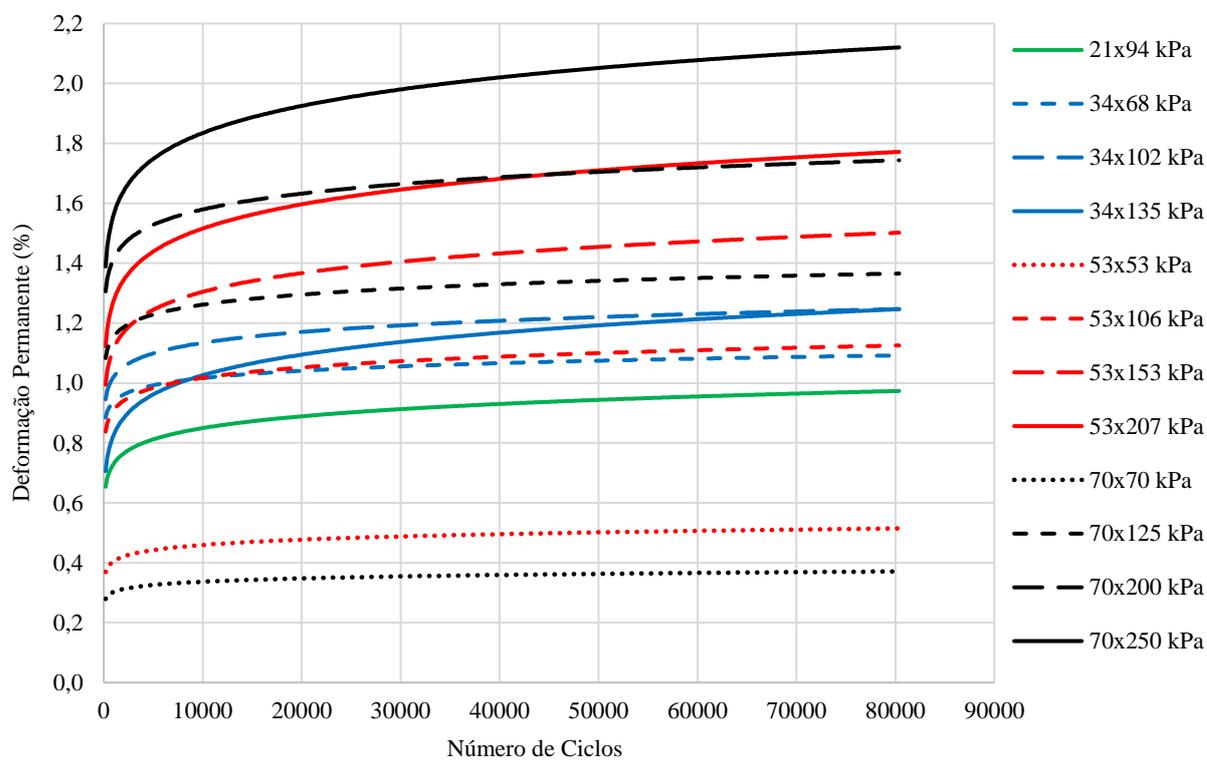


Figura 159 – Comparativo entre as evoluções das deformações permanentes obtidas em estágio único para amostras de 25 x 50 cm com instrumentação externa.

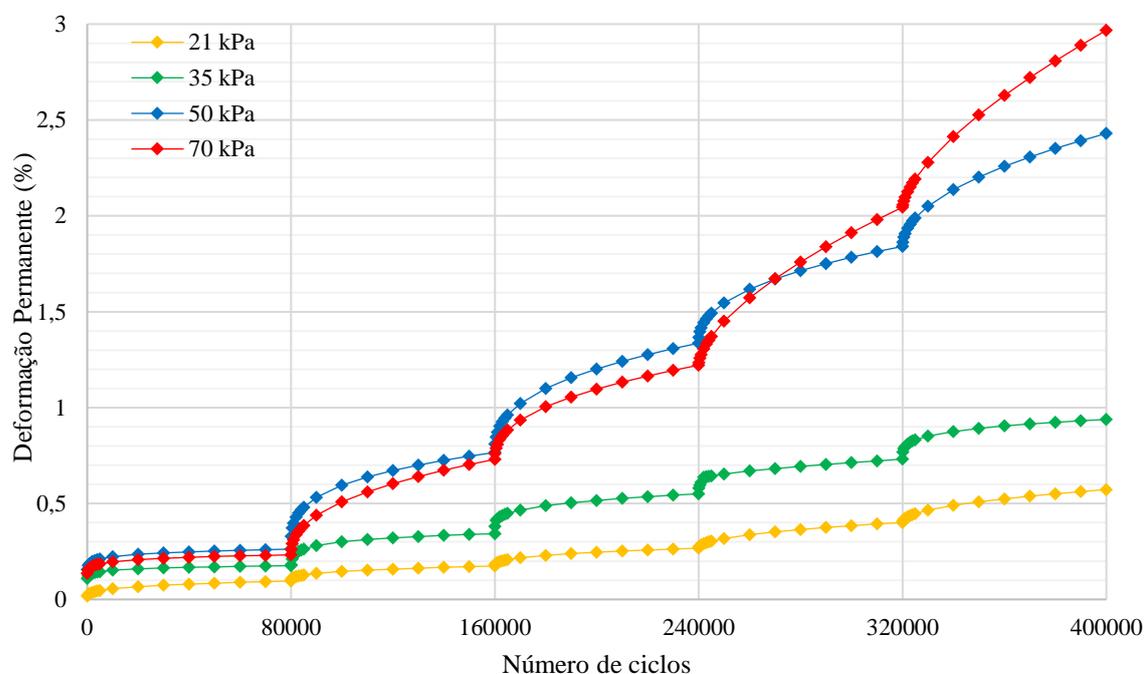


Figura 160 – Evolução das deformações permanentes em ensaios multiestágios para corpos de prova de 25 x 50 cm com instrumentação externa.

Tabela 38 – Parâmetros dos modelos (6) e (7) obtidos com resultados de ensaios em estágio único com corpos de prova de 10 x 20 cm e 25 x 50 cm.

Dimensão do CP (cm)	Tensões ( $\sigma_3 \times \sigma_d$ )	Instrumentação	$\epsilon_p = A(N)^B$			$\epsilon_p = A+B \cdot \text{Log}(N)$		
			A	B	R <sup>2</sup>	A	B	R <sup>2</sup>
10 x 20	21 x 94	Externa	0,922	0,062	0,94	0,769	0,094	0,95
	34 x 135		0,853	0,063	0,98	0,647	0,096	0,97
25 x 50	21 x 94	Interna	0,107	0,084	0,95	0,050	0,020	0,96
		Externa	0,465	0,065	0,96	0,329	0,057	0,96
	34 x 68	Interna	0,335	0,048	0,95	0,289	0,026	0,96
		Externa	0,740	0,035	0,91	0,694	0,035	0,92
	34 x 102	Interna	0,305	0,045	0,97	0,267	0,021	0,97
		Externa	0,746	0,045	0,96	0,650	0,053	0,96
	34 x 135	Interna	0,043	0,238	0,98	-0,557	0,104	0,97
		Externa	0,434	0,093	0,98	0,113	0,100	0,98
	53 x 53	Interna	0,022	0,119	0,79	-0,003	0,008	0,83
		Externa	0,278	0,054	0,96	0,227	0,025	0,97
	53 x 106	Interna	0,194	0,047	0,97	0,168	0,014	0,97
		Externa	0,651	0,049	0,98	0,556	0,050	0,98
	53 x 153	Interna	0,634	0,056	0,98	0,504	0,061	0,96
		Externa	0,699	0,068	0,97	0,469	0,091	0,98
	53 x 207	Interna	0,311	0,094	0,98	0,075	0,072	0,97
		Externa	0,761	0,075	0,97	0,429	0,118	0,96
	70 x 70	Interna	0,112	0,029	0,83	0,107	0,004	0,84
		Externa	0,219	0,047	0,98	0,190	0,016	0,98
70 x 125	Interna	0,438	0,062	0,96	0,326	0,049	0,97	
	Externa	0,889	0,038	0,93	0,819	0,048	0,94	
70 x 200	Interna	0,418	0,085	0,98	0,176	0,080	0,98	
	Externa	1,020	0,048	0,98	0,877	0,077	0,98	
70 x 250	Interna	0,324	0,127	0,92	-0,278	0,144	0,89	
	Externa	0,968	0,069	0,93	0,612	0,133	0,92	

Tabela 39 – Parâmetros dos modelos (6) e (7) obtidos com resultados de ensaios em multiestágios com corpos de prova de 10 x 20 cm.

$\sigma_3$	$\sigma_d$	Relação $\sigma_d/\sigma_3$	Método de compactação	$\epsilon_p = A(N)^B$			$\epsilon_p = A+B \cdot \text{Log}(N)$		
				A	B	R <sup>2</sup>	A	B	R <sup>2</sup>
21	21	1	Dinâmico	0,016	0,242	0,95	-0,125	0,031	0,96
	42	2		0,172	0,074	0,92	0,188	0,025	0,95
	63	3		0,285	0,070	0,89	0,204	0,037	0,92
	84	4		0,474	0,060	0,88	0,380	0,049	0,91
	105	5		0,776	0,042	0,88	0,708	0,048	0,89
35	35	1	Vibratório	0,035	0,199	0,96	-0,122	0,039	0,98
	70	2		0,285	0,058	0,96	0,238	0,027	0,98
	105	3		0,490	0,044	0,96	0,445	0,032	0,97
	140	4		0,672	0,051	0,94	0,586	0,054	0,96
	175	5		1,053	0,035	0,94	0,993	0,051	0,95
50	35	1	Dinâmico	0,043	0,135	0,97	-0,016	0,018	0,98
	70	2		0,120	0,106	0,91	0,026	0,032	0,95
	105	3		0,253	0,096	0,89	0,095	0,058	0,93
	140	4		Ruptura					
	175	5		0,285	0,030	0,99	0,275	0,011	0,99
70	100	2	Dinâmico	0,466	0,057	0,98	0,395	0,043	0,98
	150	3		0,741	0,057	0,95	0,622	0,069	0,97
	200	4		1,210	0,043	0,94	1,107	0,075	0,96
	250	5		1,588	0,044	0,9	1,438	0,104	0,92
	70	1		0,485	0,028	0,96	0,470	0,017	0,97
103	140	2	Vibratório	0,285	0,168	0,88	-0,577	0,216	0,94
	210	3		1,354	0,079	0,86	0,841	0,223	0,91
	280	4		2,109	0,081	0,81	1,195	0,362	0,84
	350	5		Ruptura					
	70	1		0,013	0,300	0,93	-0,255	0,053	0,98
103	140	2	Dinâmico	0,175	0,176	0,9	-0,421	0,148	0,96
	210	3		0,879	0,082	0,88	0,514	0,149	0,91
	280	4		1,206	0,110	0,82	0,062	0,364	0,87
	350	5		Ruptura					
	103	1		0,483	0,030	0,97	0,466	0,019	0,98
103	206	2	Dinâmico	0,902	0,029	0,93	0,873	0,033	0,96
	309	3		1,335	0,066	0,91	1,046	0,155	0,92
	412	4		Ruptura					
	515	5							

Tabela 40 – Parâmetros dos modelos (6) e (7) obtidos com resultados de ensaios em multiestágios com corpos de prova de 25 x 50 cm.

Instrumentação	$\sigma_3$	$\sigma_d$	Relação $\sigma_d/\sigma_3$	$\epsilon_p = A(N)^B$			$\epsilon_p = A+B \cdot \text{Log}(N)$		
				A	B	R <sup>2</sup>	A	B	R <sup>2</sup>
Externa	21	21	1	0,004	0,258	0,96	-0,038	0,009	0,95
		42	2	0,046	0,082	0,95	0,027	0,008	0,92
		63	3	0,089	0,062	0,93	0,070	0,010	0,91
		84	4	0,131	0,063	0,89	0,102	0,015	0,87
		105	5	0,204	0,055	0,89	0,171	0,019	0,87
	35	35	1	0,056	0,071	0,98	0,042	0,007	0,97
		70	2	0,082	0,096	0,98	0,038	0,018	0,94
		105	3	0,200	0,056	0,97	0,169	0,018	0,95
		140	4	0,341	0,034	0,96	0,324	0,016	0,95
		175	5	0,450	0,032	0,95	0,429	0,019	0,94
	50	50	1	0,077	0,077	0,98	0,053	0,011	0,98
		100	2	0,112	0,135	0,97	-0,054	0,049	0,93
		150	3	0,353	0,081	0,93	0,210	0,059	0,90
		200	4	0,715	0,049	0,91	0,630	0,054	0,98
		250	5	0,999	0,043	0,88	0,905	0,064	0,86
	70	70	1	0,066	0,080	0,96	0,044	0,010	0,96
		140	2	0,071	0,167	0,95	-0,139	0,053	0,89
		210	3	0,337	0,077	0,92	0,215	0,052	0,89
		280	4	0,513	0,082	0,85	0,285	0,090	0,82
		350	5	0,985	0,059	0,82	0,788	0,100	0,80
	Interna	21	21	1	0,004	0,178	0,98	-0,009	0,004
42			2	0,021	0,119	0,97	-0,001	0,007	0,94
63			3	0,058	0,077	0,94	0,037	0,009	0,91
84			4	0,100	0,070	0,92	0,072	0,013	0,90
105			5	0,179	0,047	0,90	0,159	0,013	0,89
35		35	1	0,018	0,120	0,99	0,000	0,006	0,97
		70	2	0,059	0,096	0,98	0,025	0,013	0,96
		105	3	0,132	0,072	0,93	0,093	0,018	0,94
		140	4	0,238	0,056	0,95	0,201	0,022	0,93
		175	5	0,367	0,042	0,91	0,335	0,023	0,90
50		50	1	0,021	0,073	0,98	0,016	0,003	0,95
		100	2	0,018	0,233	0,97	-0,139	0,033	0,89
		150	3	0,134	0,138	0,94	-0,091	0,064	0,89
		200	4	0,491	0,060	0,89	0,394	0,051	0,87
		250	5	0,793	0,042	0,87	0,722	0,049	0,85
70		70	1	0,026	0,123	0,96	-0,001	0,009	0,98
		140	2	0,049	0,159	0,95	-0,073	0,032	0,89
		210	3	0,174	0,110	0,92	0,017	0,052	0,87
		280	4	0,415	0,074	0,85	0,275	0,060	0,82
		350	5	0,705	0,063	0,84	0,545	0,078	0,82

## **APÊNDICE D**

Resultados complementares para as análises da evolução das deformações permanentes segundo a teoria do Shakedown

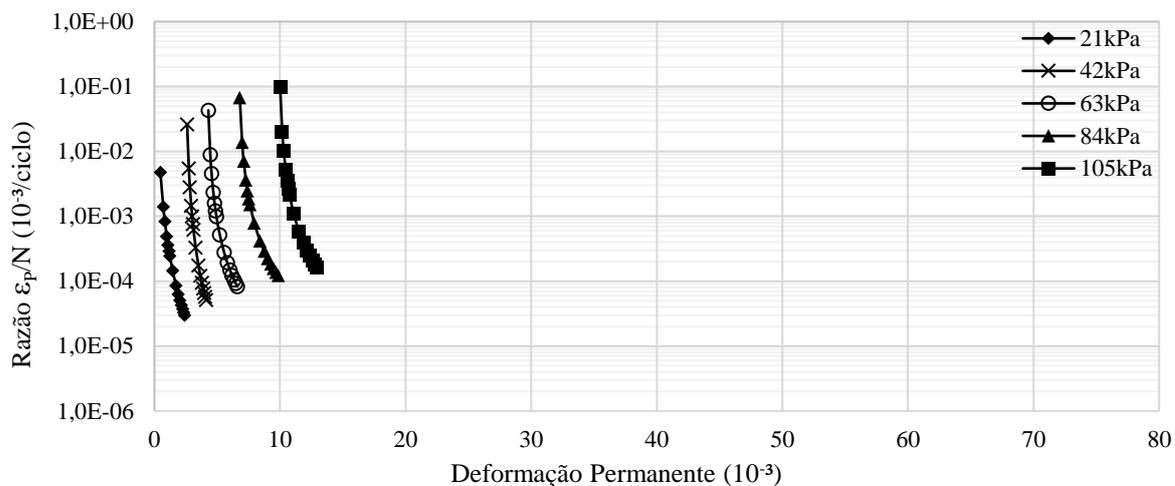


Figura 161 – Análise segundo a teoria do Shakedown em corpos de prova de 10 x 20 cm para  $\sigma_3 = 21$  kPa, compactados pelo método dinâmico.

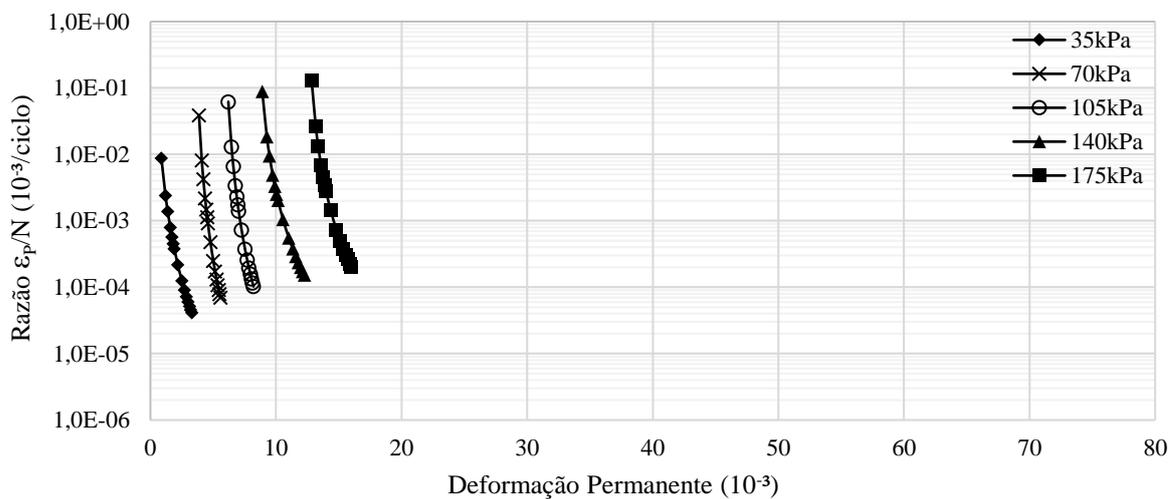


Figura 162 – Análise segundo a teoria do Shakedown em corpos de prova de 10 x 20 cm para  $\sigma_3 = 35$  kPa, compactados pelo método dinâmico.

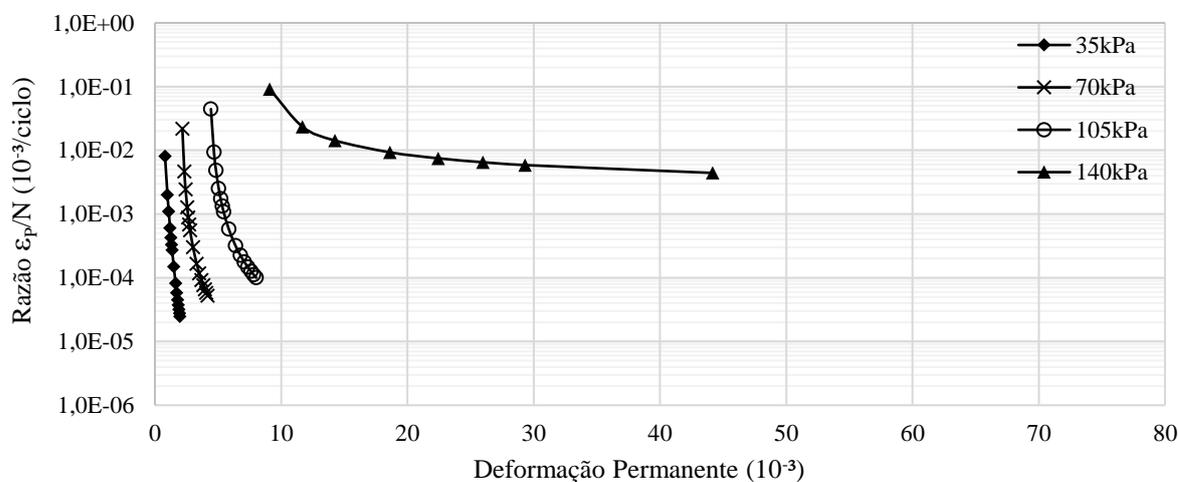


Figura 163 – Análise segundo a teoria do Shakedown em corpos de prova de 10 x 20 cm para  $\sigma_3 = 35$  kPa, compactados pelo método vibratório.

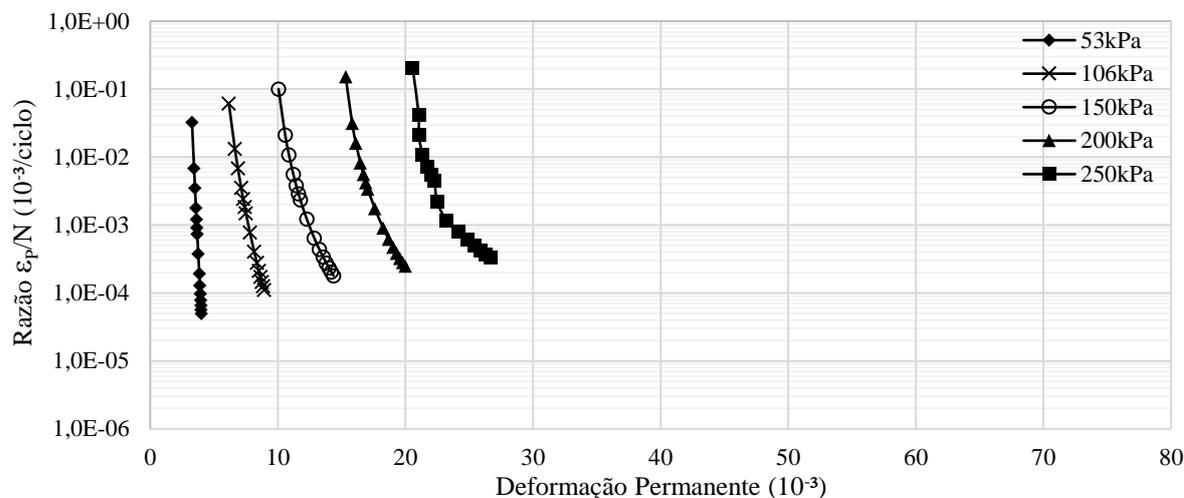


Figura 164 – Análise segundo a teoria do Shakedown em corpos de prova de 10 x 20 cm para  $\sigma_3 = 53$  kPa, compactados pelo método dinâmico.

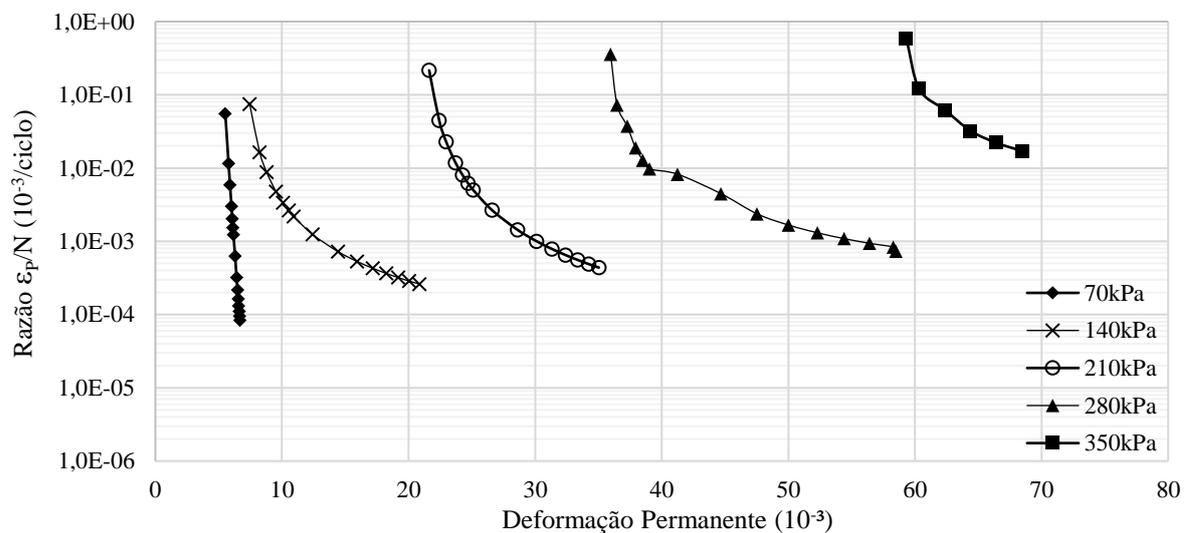


Figura 165 – Análise segundo a teoria do Shakedown em corpos de prova de 10 x 20 cm para  $\sigma_3 = 70$  kPa, compactados pelo método dinâmico.

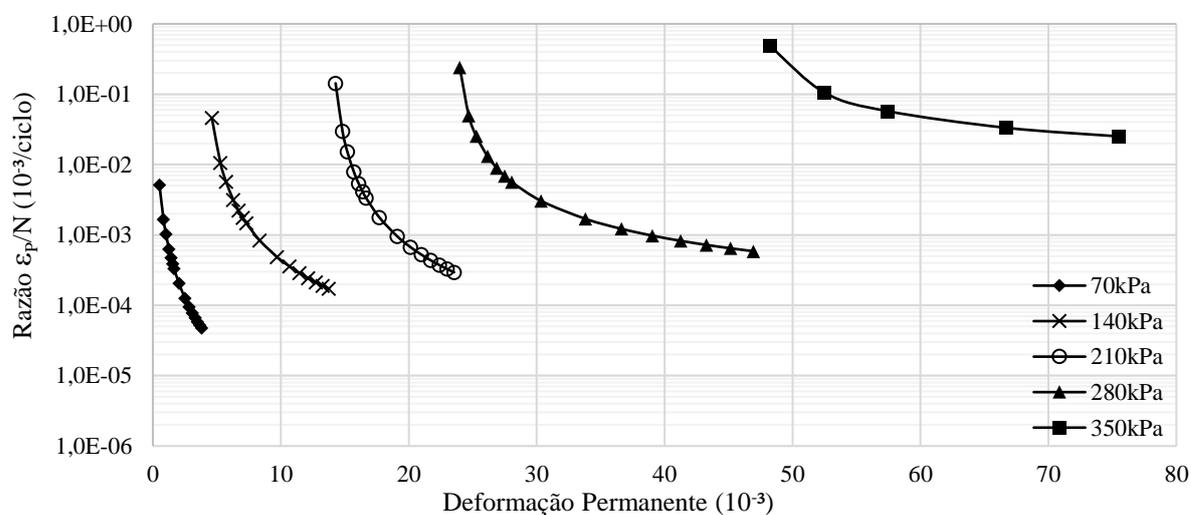


Figura 166 – Análise segundo a teoria do Shakedown em corpos de prova de 10 x 20 cm para  $\sigma_3 = 70$  kPa, compactados pelo método vibratório.

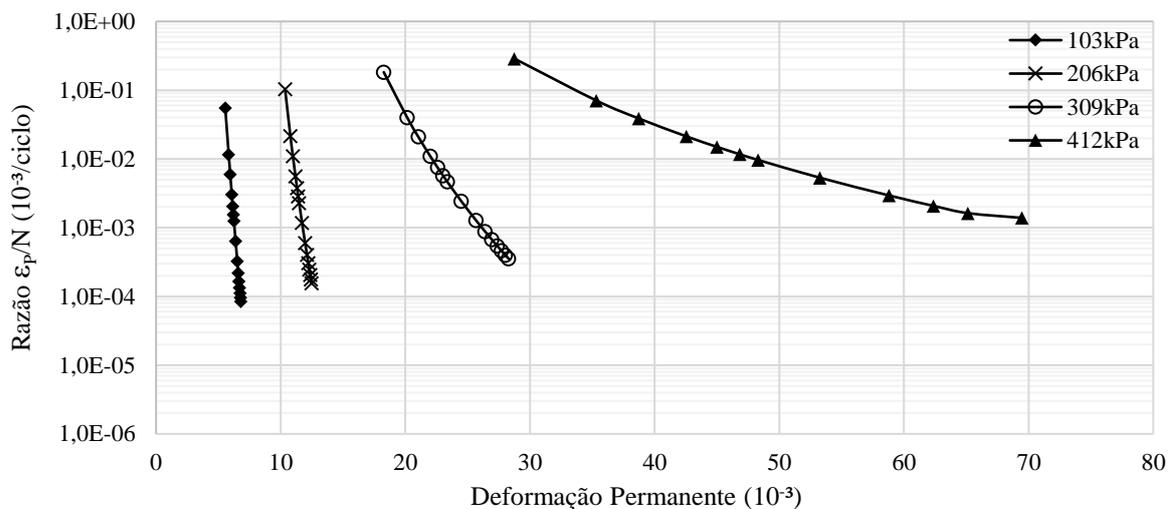


Figura 167 – Análise segundo a teoria do Shakedown em corpos de prova de 10 x 20 cm para  $\sigma_3 = 103$  kPa, compactados pelo método dinâmico.

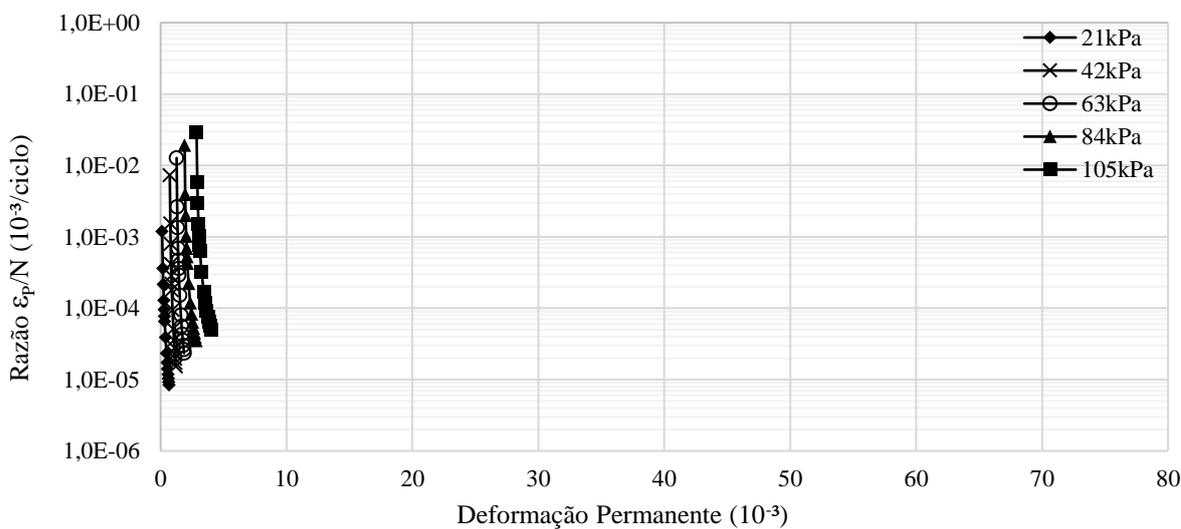


Figura 168 – Análise segundo a teoria do Shakedown em corpos de prova de 25 x 50 cm para  $\sigma_3 = 21$  kPa.

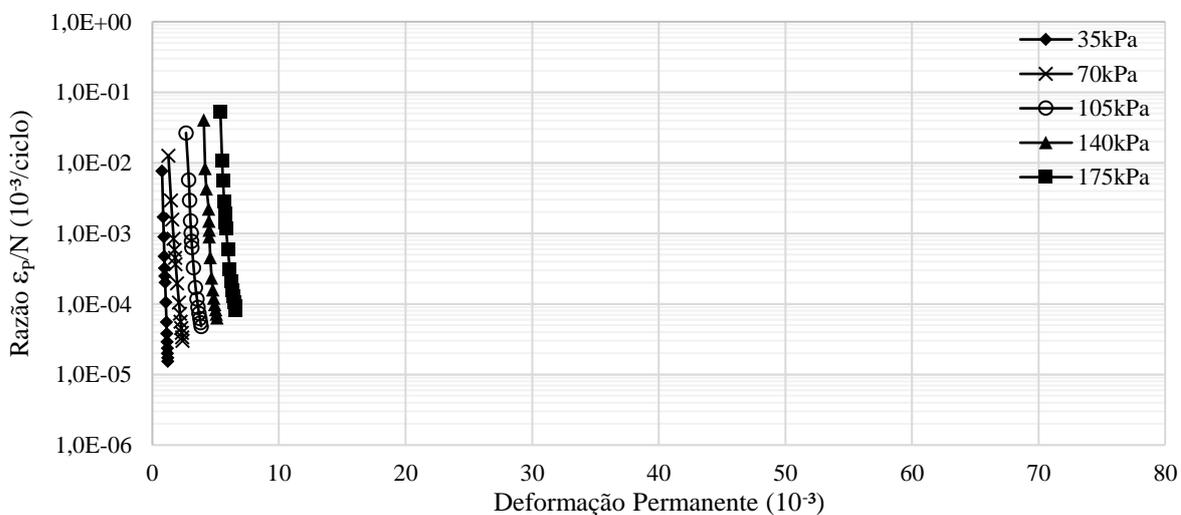


Figura 169 – Análise segundo a teoria do Shakedown em corpos de prova de 25 x 50 cm para  $\sigma_3 = 35$  kPa.

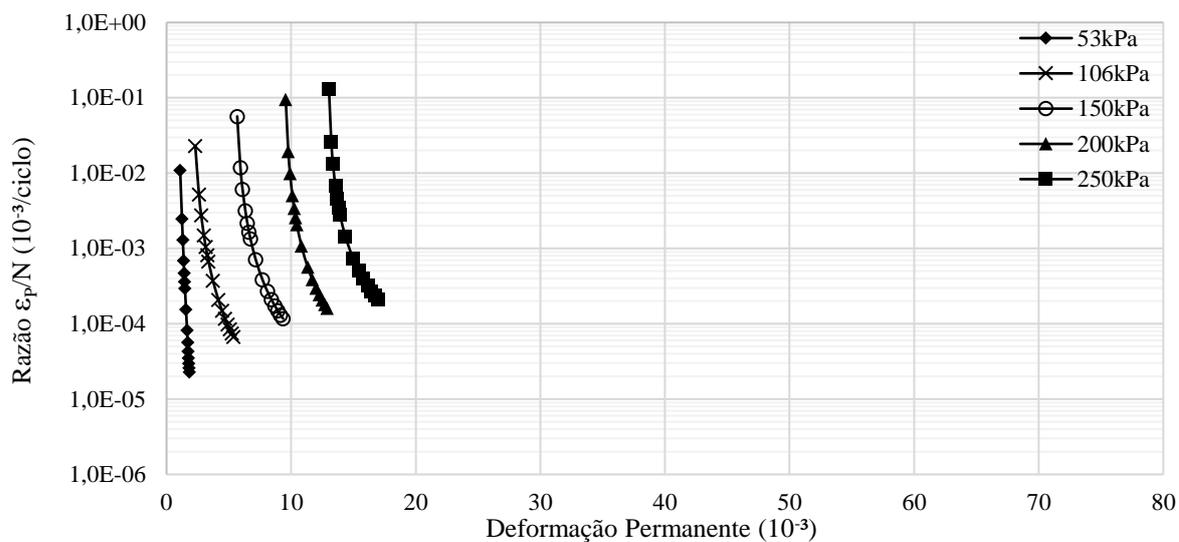


Figura 170 – Análise segundo a teoria do Shakedown em corpos de prova de 25 x 50 cm para  $\sigma_3 = 53$  kPa.

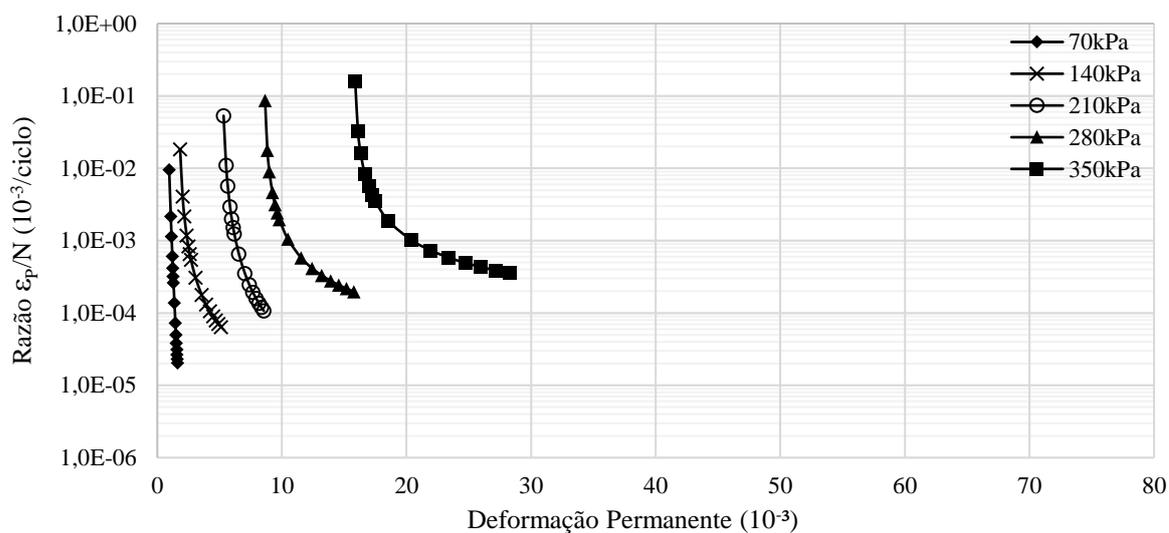


Figura 171 – Análise segundo a teoria do Shakedown em corpos de prova de 25 x 50 cm para  $\sigma_3 = 70$  kPa.