

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE AGREGADOS DE  
BASALTOS ALTERADOS PARA PAVIMENTAÇÃO,  
REJEITOS DE GARIMPO DE AMETISTA**

**Taís Steckel Retore**

Porto Alegre

Junho 2005

**TAÍS STECKEL RETORE**

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE AGREGADOS DE  
BASALTOS ALTERADOS PARA PAVIMENTAÇÃO,  
REJEITOS DE GARIMPO DE AMETISTA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,  
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em  
Engenharia na modalidade Acadêmico

Porto Alegre

Junho 2005

**TAÍS STECKEL RETORE**

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE AGREGADOS DE  
BASALTOS ALTERADOS PARA PAVIMENTAÇÃO,  
REJEITOS DE GARIMPO DE AMETISTA**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 03 junho de 2005.

Prof. Washington Peres Núñez  
Dr. pela UFRGS  
Orientador

Prof. Fernando Schnaid  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Adelir José Strieder (UFRGS)**  
Dr. pela UNB

**Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti (UFRGS)**  
D.Sc. pela COPPE/UF RJ

**Prof. Cássio Eduardo Lima de Paiva (UNICAMP)**  
Dr. pela USP

Dedico este trabalho à minha família e a todos que lutam para que a pesquisa tenha aplicação prática melhorando as obras de engenharia e a vida da sociedade.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço aos meus pais por todo apoio (e que não foi pouco!) que me deram desde que vim morar em Porto Alegre. Ao meu pai, engenheiro mecânico, que mesmo não gostando que eu fosse engenheira aceitou a minha decisão. À minha mãe pelo carinho e dedicação. À minha irmã pela amizade e companheirismo e pela influência que me fez ingressar no ramo da pesquisa. Ao meu irmão pelo carinho e exemplo de integridade.

Aos meus professores da graduação José Mário Diloey Soares, Talles Augusto Araújo, Valmir Brondani que foram grandes mestres e fizeram me apaixonar pela geotecnia.

Agradeço à UFRGS e ao PPGEC na figura de todos os professores e funcionários da geotecnia que tornaram possível não só obtenção do título de mestre mas também pelos conhecimentos que levarei por toda a vida .

Ao meu orientador Washington Peres Núñez pela grande pessoa que é. Pelos ensinamentos, conselhos e incentivo, até mesmo pelos puxões de orelha! Agradeço por confiar no meu trabalho e capacidade mesmo sem eu ter uma produção acadêmica anterior. Obrigada pelo esforço que, mesmo sem tempo devido às muitas atividades que desenvolve, sempre encontrou uma hora para me atender e orientar.

Ao meu “co-orientador”, o doutorando Rodrigo Malysz que, na ausência do Prof. Washington, me orientou sempre que precisei. Obrigada pela amizade, paciência e conhecimentos compartilhados durante a definição de metodologia e execução de ensaios e análise de resultados, sem ajuda eu não teria conseguido!

Ao Prof. Adelar José Strieder, coordenador do MODELAGE (Laboratório de Modelagem Geológica e Ambiental), pela ajuda na obtenção das amostras e indicação de bibliografia. Ao mestrando da Pablo Souto Palma (PPGEM) pelo auxílio durante a viagem para buscar as amostras e pelo empréstimo de seus resultados de ensaio. Ao doutorando Sérgio Alfredo Buffon (PPGEM) pela ajuda na localização de arquivos.

A COOGAMAI e ao Sr. Arceli (proprietário do garimpo) pelo apoio à pesquisa desenvolvida e pela disponibilização do material de estudo.

Ao LAPROM (Laboratório de Processos Minerais) do curso de Engenharia Metalúrgica e a seu coordenador Prof. Carlos H. Sampaio, por conceder o uso do britador de mandíbulas.

Ao LAPAV e ao seu coordenador Prof. Jorge Ceratti, pela disponibilização dos equipamentos de ensaio.

Ao pesquisador do CIENTEC João Alberto Fiorentini pelo auxílio na realização dos ensaios de sanidade a sulfatos e equivalente de areia.

Aos auxiliares de iniciação científica bolsistas ou não: Cleber de Freitas Floriano, Autran Freimüller e Thiago Facchin, que me ajudaram muito na preparação de material e realização de ensaios.

À colega Daniela de David, engenheira do DAER/RS, por permitir o uso dos equipamentos para realização dos ensaios de Degradação do Estado de Washington nas dependências do Laboratório DAER-UNP.

Ao laboratorista Ivan Ribas pela ajuda nos ensaios de módulo de resiliência e deformações permanentes. Ao laboratorista Vinícius pelo auxílio durante a preparação das amostras e ensaios realizados no Campus do Vale.

Aos colegas de turma Ana Paula, Alberto Lima e Silva, Aline Denardin, Augusta Brenner, Daniela Dedavid, Diego Foppa, Diego Wesseling, Fábio, Gustavo Fruet, Viviane Wickboldt, Casio, pela amizade e por toda ajuda durante esses dois anos.

Aos doutorandos Rodrigo Malysz, Juliana Bernardes, Cristiane Schimitt, Lílian, Luciana Rhode pela ajuda e companheirismo. Aos companheiros da sala dos alunos, pela amizade e ajuda em diversas ocasiões.

Ao diretor da Lion Construções (empresa em que trabalho) Sr. João Luis Menna Barreto e toda a equipe administrativa pela amizade, confiança, incentivo, suporte financeiro e liberdade para desenvolver os meus trabalhos acadêmicos.

Agradeço ao Luis Carlos, Graça, Janaina e Fernando Simão que são a minha segunda família aqui em Porto Alegre.

Aos meus tios Zeolanda e Ivan Boemler que me acolheram como filha.e aos meus primos Ricardo, Eliane, Marcelo e Maria que enchem a casa de vida no tempo em que com eles

morei. À minha prima Ivanita e toda a sua família pelos almoços e encontros de família que me faziam sentir em casa.

À CAPES pelo auxílio financeiro.

Principalmente agradeço a Deus que sempre esteve comigo e não deixou eu desistir apesar de todos os problemas que enfrentei.

Ter tempo é uma questão de preferência.

*Autor desconhecido*

## RESUMO

RETORE, T. S. **Comportamento Mecânico de Agregados de Basaltos Alterados para Pavimentação, Rejeitos de Garimpo de Ametista.** 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Nos últimos anos, a pesquisa de materiais alternativos de pavimentação vem ganhando projeção no meio acadêmico. Estes materiais apresentam restrições quanto ao seu uso em rodovias de elevado volume de tráfego, mas geralmente atendem adequadamente às exigências de estradas de baixo volume de tráfego, às quais se destinam. Eles apresentam características muito importantes: baixo custo, proximidade com o trecho a ser pavimentado e disponibilidade. Alguns materiais alternativos estudados são as rochas vulcânicas alteradas, as lateritas e plintossolos, entre outros. Nesta dissertação, avalia-se o comportamento mecânico para emprego em pavimentação de dois basaltos alterados que são rejeitos de garimpo da extração de ametista. Os materiais foram recolhidos em fragmentos, resultado do desmonte para abertura das galerias para garimpo. Existem dois materiais disponíveis denominados de laje e cascalho, com graus de alteração e características bem diferenciados. No estudo, experimental analisaram-se a durabilidade e a deformabilidade. Foram realizados ensaios de abrasão Los Angeles, sanidade a sulfatos, equivalente de areia, lamelaridade, módulo de resiliência e deformações permanentes. Os agregados foram submetidos a uma britagem simples, de forma a obter-se uma granulometria denominada GU1 (objeto de estudos prévios realizados no Laboratório de Pavimentação da UFRGS). Os dois materiais apresentaram resultados satisfatórios em termos de resistência, deformabilidade e durabilidade, sendo recomendado o seu uso na pavimentação de rodovias de baixo volume de tráfego. O material designado como laje pode ser usado como sub-base, desde que se assegure uma boa drenagem que evite a degradação decorrente de constantes ciclos de molhagem e secagem. O cascalho pode ser usado tanto como sub-base ou base. Recomenda-se a aplicação de uma camada asfáltica impermeabilizante, quando não for possível a execução do revestimento em curto prazo. Apresenta-se, nos capítulos finais, uma análise mecanística e algumas estruturas que incluem os materiais estudados nas camadas de base e sub-base, bem como recomendações construtivas destinadas a otimizar o emprego desses materiais em pavimentos.

Palavras-chave: pavimentos, britas, bases, basaltos alterados.

## ABSTRACT

RETORE, T. S. **Comportamento Mecânico de Agregados de Basaltos Alterados para Pavimentação, Rejeitos de Garimpo de Ametista.** 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

### **Mechanical behaviour of weathered basalts aggregates: a study focusing residues from mining in Ametista do Sul county, Brazil**

In the last decades, the academic research on alternative materials for pavements has increased. Such materials present some deficiencies that forbid their use in high volume roads pavements; however they are generally suitable for low volume roads. Alternative materials, such as weathered volcanic rocks, laterites and lateritic soils, present very important features as low extraction and transportation costs. The main objective of this MSc thesis was to evaluate the mechanical behaviour of two kinds of weathered basalts generated by amethyst mining, with low volume roads paving purpose. The two kinds of weathered basalts, named by miners as “laje” and “cascalho”, result from gallery opening and present different characteristics and alterability levels. The weaker material (“laje”) results from explosive detonation of the layer where amethyst geodes are found; the stronger one (“cascalho”) from the layer underneath. The materials were collected in fragments from fresh stocking piles and crushed in order to obtain a uniform grain size distribution. The experimental study included durability, strength and deformability tests. Los Angeles abrasion, soundness, sand equivalent, lamellarity, resilient modulus and permanent deformation characteristics were evaluated. Tests results showed that both materials present suitable durability, strength and strain characteristics, making possible their use in low volume roads paving. It was concluded that, once efficient drainage is provided, the weaker material (“laje”) may be used in pavements sub-base and the stronger one (“cascalho”) may be used either as base or sub-base layer. The use of surface treatment wearing course will reduce pavement permeability and provide a quite acceptable serviceability level. Based in traditional design methods and mechanistic analysis, a set of pavement structures is proposed for roads with traffic volumes from  $10^5$  to  $10^6$  equivalent standard axle loads, on subgrades with resilient modulus from 50 to 150 MPa. Besides, some recommendations aiming to optimising the use of the studied materials in pavements are presented.

## SIGLAS

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials.

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ATR: Afundamento de Trilha de Roda.

CIENTEC: Fundação de Ciências e Tecnologia do Estado do Rio Grande do Sul

COOGAMAI: Cooperativa de Garimpeiros do Alto e Médio Uruguai.

CP: Corpo de prova.

DAER/RS: Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem, Rio Grande do Sul.

DEMIM: Departamento de Engenharia de Minas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

DNER: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem.

DNIT: Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte.

DECIV: Departamento de Engenharia Civil.

IAEG: International Association of Engineering Geology.

ISC: Índice de Suporte Califórnia.

ISRM: International Society for Rocks Mechanics.

LAPAV: Laboratório de Pavimentação

LAPRON: Laboratório de Processamento Mineral.

LVDT: Linear Variable Differential Transducer.

MODELAGE: Laboratório de Modelagem Geológica e Ambiental.

$M_R$ ; Módulo de resiliência.

PPGEC: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

PPGEM: Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e dos Materiais

RDT: Rectilinear Displacement Transducer.

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>14</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>16</b>
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>18</b>
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>21</b>
2.1 ROCHAS VULCÂNICAS NO SUL DO BRASIL.....	21
2.2 CARACTERÍSTICAS DA ÁREA DE EXTRAÇÃO DE AMETISTA .....	23
<b>2.2.1 Localização da Área de Estudo .....</b>	<b>23</b>
<b>2.2.2 Relevo da Região.....</b>	<b>24</b>
<b>2.2.3 Geologia da Região .....</b>	<b>25</b>
<b>2.2.4 Garimpos de Ametista.....</b>	<b>27</b>
2.3 GENERALIDADES SOBRE ALTERAÇÃO DE BASALTOS.....	30
2.4 DURABILIDADE DE ROCHAS .....	31
<b>2.4.1 Ensaio de Degradação do Estado de Washington .....</b>	<b>32</b>
2.5 ANÁLISE SOBRE ESPECIFICAÇÕES PARA AGREGADOS .....	36
2.6 MÉTODO PARA SELEÇÃO DE ROCHAS VULCÂNICAS PARA USO EM PAVIMENTAÇÃO .....	39
<b>2.6.1 Ensaio de Carga Pontual ou Compressão Puntiforme.....</b>	<b>41</b>
<b>2.6.2 Critério de Aceitação Proposto por Arnold (1993).....</b>	<b>45</b>
2.7 MÉTODO PROPOSTO PELO PROTOCOLO UFRGS-DAER/RS PARA AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE DOS BASALTOS ALTERADOS.....	47
2.8 DEFORMABILIDADE DE PAVIMENTOS.....	48
<b>2.8.1 Deformações Elásticas.....</b>	<b>48</b>
<b>2.8.2 Deformações Permanentes.....</b>	<b>51</b>
2.9 A TEORIA DO SHAKEDOWN .....	53
2.10 ALGUNS ESTUDOS SOBRE AGREGADOS REALIZADOS NO LAPAV / UFRGS	54
<b>3 MATERIAIS E MÉTODOS.....</b>	<b>59</b>
3.1 CONCEITUAÇÃO DE “LAJE” E “CASCALHO” .....	60
3.2 AMOSTRAGEM.....	66
3.3 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS .....	66
3.4 GRANULOMETRIA DE ESTUDO .....	66
3.5 ENSAIOS MECÂNICOS.....	67
<b>3.5.1 Análise Granulométrica .....</b>	<b>68</b>
<b>3.5.2 Ensaio de Compactação e ISC .....</b>	<b>68</b>
<b>3.5.3 Módulo de Resiliência (<math>M_R</math>) .....</b>	<b>68</b>
<b>3.5.4 Ensaio de Deformações Permanentes .....</b>	<b>70</b>
3.6 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO TECNOLÓGICA.....	72
<b>3.6.1 Ensaio de Sanidade ao Sulfato de Sódio .....</b>	<b>72</b>
<b>3.6.2 Análise Petrográfica .....</b>	<b>74</b>
<b>3.6.3 Difração de Raios-X .....</b>	<b>75</b>
<b>3.6.4 Resistência à Abrasão Los Angeles .....</b>	<b>76</b>
<b>3.6.5 Equivalente de Areia .....</b>	<b>76</b>
<b>4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>77</b>
4.1 COMPACTAÇÃO .....	79
4.2 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFORNIA .....	84
4.2 MÓDULOS DE RESILIÊNCIA .....	86
4.3 ENSAIOS DE DEFORMAÇÕES PERMANENTES .....	94

<b>5 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS COM USO DE BASALTOS ALTERADOS (CASALHO E LAJE) .....</b>	<b>100</b>
5.1 PARÂMETROS DE PROJETO .....	100
<b>5.1.2 Determinação dos Coeficientes de Equivalência Estrutural.....</b>	<b>100</b>
5.2 DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS .....	104
5.3 ANÁLISE DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES NAS ESTRUTURAS PROPOSTAS ..	105
<b>5.3.1 Análise das deformações permanentes. ....</b>	<b>109</b>
5.4 RECOMENDAÇÕES CONSTRUTIVAS .....	110
<b>6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....</b>	<b>112</b>
6.1 CONCLUSÕES DA PESQUISA .....	112
6.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS .....	115
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>116</b>
<b>ANEXO 1 – FOLHAS DE ENSAIO .....</b>	<b>120</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Ocorrência de derrames de lavas no Rio Grande do Sul, Arnold (1993). FONTE: IBGE, 1986 sem escala. ....	23
Figura 2.2: Mapa de localização da área de estudo. ....	24
Figura 2.3: Esquema da estruturação do derrame portador de ametista. Modificado por Juchem (1999) apud Palma (2003). ....	26
Figura 2.6: Exemplo de depósito de rejeito em encosta. Ao fundo as galerias do Ganzer, Palma (2003). ....	29
Figura 2.7: Agitador de Peneiras com o recipiente plástico. ....	34
Figura 2.8: Suporte, proveta e peneiras. ....	35
Figura 2.9: Precipitação de partículas na proveta de equivalente de areia. ....	35
Figura 2.10: Ponteiras do ensaio de carga pontual do Laboratório de Mecânica de Rochas da UFRGS, Palma (2003). ....	42
Figura 2.11: Medidas a serem lidas em cada corpo de prova do ensaio de carga pontual e forma da aplicação da carga, Fiorentini (2002). ....	43
Figura 2.12: Correlação entre resultados de ensaios de durabilidade e de compressão puntiforme para jazidas estudadas por Arnold (1993). ....	46
Figura 2.13: Campo de aceitação de rochas basálticas alteradas segundo Arnold (1993). ....	47
Figura 2.14: Comportamento típico quanto a deformações permanentes. ....	52
Figura 2.15: Comportamento Shakedown, Malysz (2004). ....	54
Figura 2.16: Composições granulométricas estudadas por Casagrande (GG1, GU1 e GU2) e Malysz (GG1, GU2 e GUm). ....	57
Figura 3.1: (A) Detalhe do contato da laje e do cascalho. (B) Representação gráfica do contato. Local: Garimpo do Piovesan. Palma (2003). ....	62
Figura 3.2: (A) Variação lateral do contato entre o cascalho e a laje. (B) Croquis das camadas. Garimpo do Piovesan. Palma (2003). ....	62
Figura 3.3: Fragmentos de rochas resultantes do desmonte. ....	63
Figura 3.6: Difratograma de raios-X de amostra glicolada, mostrando a diferença da esmectita no cascalho e na laje, Palma (2003). ....	64
Figura 3.7: Britador móvel da Prefeitura Municipal de Ametista do Sul, equipamento instalado sobre pilha de rejeitos. ....	67
Figura 3.8: Equipamentos para a moldagem dos CPs, Malysz (2004). ....	69
Figura 3.9: Equipamento triaxial para cargas repetidas, Malysz (2004). ....	69
Figura 3.10: Transducers de deslocamento e à direita da figura pistão de carga, Malysz (2004). ....	71
Figura 4.1: Curva de compactação da laje na energia intermediária. ....	80
Figura 4.2: Curva de compactação da laje na energia modificada. ....	81
Figura 4.3: Curva de compactação do cascalho na energia intermediária. ....	81
Figura 4.4: Curva de compactação do cascalho na energia modificada. ....	82
Figura 4.5: Comparação entre o peso específico para granulometrias estudadas no LAPAV. ....	83
Figura 4.6: Comparação entre teores de umidade para granulometrias estudadas no LAPAV. ....	83
Figura 4.7: Curva de ISC em função do teor de umidade para a laje na energia intermediária. ....	85
Figura 4.8: Curva de ISC em função do teor de umidade para a laje na energia modificada. ....	85
Figura 4.19: Curva de ISC em função do teor de umidade do cascalho na energia intermediária. ....	86
Figura 4.10: Curva de ISC em função do teor de umidade do cascalho na energia modificada. ....	86

Figura 4.11: Módulo de resiliência. Laje, energia intermediária.....	89
Figura 4.12: Módulo de resiliência. Laje, energia modificada.....	90
Figura 4.13: Módulo de resiliência. Cascalho, energia intermediária.....	91
Figura 4.14: Módulo de resiliência. Cascalho, energia modificada.....	92
Figura 4.15: Curvas com todos os dados de módulo de resiliência modelo K - $\theta$ .....	93
Figura 4.16: Curvas com todos os dados de módulo de resiliência modelo K - $\sigma_3$ .....	93
Figura 4.17: Curvas de deformações permanentes do cascalho na energia modificada.....	96
Figura 4.19: Curvas de deformações permanentes e evolução do módulo do resiliência do cascalho na energia modificada. $\sigma_3 = 70$ kPa e $\sigma_d = 210$ kPa.....	97
Figura 4.20: Curvas de deformações permanentes e evolução do módulo do resiliência do cascalho na energia modificada. $\sigma_3 = 105$ kPa e $\sigma_d = 210$ kPa.....	97
Figura 4.21: Curvas de deformações permanentes e evolução do módulo do resiliência do cascalho na energia modificada. $\sigma_3 = 105$ kPa e $\sigma_d = 315$ kPa.....	98
Figura 4.22: Curvas de deformações permanentes e evolução do módulo do resiliência da laje na energia intermediária. $\sigma_3 = 21$ kPa e $\sigma_d = 140$ kPa.....	98
Figura 4.23: Curvas de deformações permanentes e evolução do módulo do resiliência da laje na energia intermediária. $\sigma_3 = 35$ kPa e $\sigma_d = 140$ kPa.....	99

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Faixas granulométricas da especificação DAER-ES-P04/91 .....	37
Tabela 2.2: Características exigidas para sub-base pela especificação DAER-ES –P 04/91...37	
Tabela 2.3: Faixas granulométricas da especificação DAER-ES-P08/91 .....	38
Tabela 2.4: Características exigidas para base pela especificação DAER-ES –P 08/91.....	38
Tabela 2.5: Trechos executados com uso de basaltos alterados nos anos 1980, Arnold (1993). .....	40
Tabela 2.6: Resultados dos ensaios mecânicos, Arnold (1993). .....	41
Tabela 2.7: Resultado dos ensaios de compressão puntiforme, Arnold (1993). .....	45
Tabela 2.8 – Modelos de módulo de resiliência dos materiais estudados por Guimarães (2001). Unidade: kgf/cm <sup>2</sup> .....	50
Tabela 2.9 – Modelos de módulo de resiliência dos basaltos estudados por Wahys (2003). Unidade: kPa.....	51
Tabela 2.10: Composições granulométricas estudadas por Casagrande (GG1, GU1 e GU2) e Malysz (GG1, GU2 e GUm).....	55
Tabela 2.11: Características das composições granulométricas – efeito do escalpo.....	56
Tabela 3.1: Volumes de rocha retirada de cada galeria, Palma (2003). .....	60
Tabela 3.2: Resistência à compressão puntiforme da laje e do cascalho na condição seca ao ar, Palma (2003).....	65
Tabela 3.3: Estado de tensões dos ensaios de deformações permanentes. ....	72
Tabela 3.4: Tabela de ensaio de sanidade a sulfatos- DNER-ME 089/1994.....	74
Tabela 4.1: Resultados dos ensaios de caracterização tecnológica. ....	78
Tabela 4.2: Resultados dos ensaios perda a sanidade a sulfatos. Cálculo da perda pelos métodos do DNER e DAER/RS. ....	78
Tabela 4.3: Características basalto são estudado por Casagrande (2003) e Malysz (2004).....	79
Tabela 4.4: Resultados dos ensaios de compactação.....	80
Tabela 4.5: Resultados dos ensaios de índice de Suporte Califórnia .....	84
Tabela 4.6: Parâmetros K <sub>1</sub> , K <sub>2</sub> , K <sub>5</sub> , K <sub>6</sub> dos modelos de comportamento resiliente K-σ <sub>3</sub> e K - θ. .....	88
Tabela 4.7 Resultados de ε <sub>pi</sub> e VDP. ....	95
Tabela 5.1: Tensões verticais e radiais para as duas estruturas e módulo de resiliência para o estado de tensões calculado por Boussinesq.....	103
Tabela 5.2: Módulos de resiliência do material padrão para as profundidades de estudo. ....	104
Tabela 5.3: Coeficientes a <sub>i</sub> para o cascalho e a laje.....	104
Tabela 5.4: Coeficientes estruturais adotados para o cascalho e a laje. ....	105
Tabela 5.5: Estruturas dimensionadas pelo método do DNER. ....	105
Tabela 5.7: Parâmetros adotados para cálculo das tensões e deformações no topo do subleito. .....	106
Tabela 5.8: Tensões verticais das estruturas dimensionadas pelo método do DNER. Pavimento sem revestimento. Unidade: kPa.....	107
Tabela 5.9: Tensões verticais das estruturas dimensionadas pelo método do DNER. Pavimento com TSD (2,5 cm). Unidade: kPa.....	108
Tabela 5.10: Tensões verticais admissíveis no subleito. Unidade: kPa.....	108
Tabela 5.11: Deflexões verticais calculadas pelo programa Elsym 5. Pavimento sem revestimento. Unidade: 10 <sup>-2</sup> mm.....	108
Tabela 5.12: Deflexões verticais calculadas pelo programa Elsym 5. Pavimento com TSD. Unidade: 10 <sup>-2</sup> mm. ....	109
Tabela 5.13: Tensão desvio atuante no topo da camada de base e sub-base. Pavimento sem revestimento.....	109

Tabela 5.14: Tensão desvio atuante no topo da camada de base e sub-base. Pavimento com TSD.....	110
---	-----

## 1 INTRODUÇÃO

O Rio Grande do Sul apresenta grandes desafios a seus técnicos e governantes, entre eles, aumentar a malha viária pavimentada e dar uma destinação final aos rejeitos industriais.

Dentro deste panorama está inserida a região do Alto Uruguai, que possui grande parte da malha viária sem pavimentação e onde a exploração de jazidas de ametista (a maior do mundo), produz uma grande quantidade de rejeitos (basaltos alterados).

A região de extração de ametista é composta por onze municípios: Alpestre, Ametista do Sul, Caiçara, Cristal do Sul, Frederico Westphalen, Iraí, Planalto, Pinhal, Rodeio Bonito, Seberi e Vicente Dutra. Estes municípios são cortados 1.573 km (mil quinhentos e setenta e três quilômetros) de rodovias estaduais e municipais não pavimentadas, as quais não garantem o trânsito de veículos durante todo o ano. A falta de condições de tráfego durante alguns períodos do ano dificulta o escoamento da produção, aumenta o custo de frete das mercadorias, e dificulta o acesso de pessoas às escolas, aos hospitais e de visitantes/compradores de pedras semi-preciosas às cidades de destino.

Em oposição à situação citada acima, existe um grande volume rejeitos de mineração: basaltos alterados fragmentados durante a detonação de explosivos para abrir as galerias, que poderiam ser usados como agregados para base e sub-base.

Em Ametista do Sul, principal cidade produtora, a exploração de garimpos de ametista intensificou-se nos últimos trinta anos, mas ainda é realizada de forma desordenada, sem acompanhamento técnico e sem o tratamento dos rejeitos gerados.

Para a extração da ametista são abertas galerias subterrâneas através do desmonte de rocha com pólvora ou dinamite, resultando em fragmentos que vão desde 25 cm até frações passante na peneira 200. Apenas as ametistas e outros minérios com algum valor comercial são aproveitados. O restante é simplesmente jogado nas encostas dos morros, resultando em pilhas compostas de toneladas de fragmentos de basaltos alterados. Apesar de serem compostos de materiais inertes, estes depósitos ocupam área de mata nativa, de pecuária e agricultura, causando danos ambientais e econômicos.

Os rejeitos dos garimpos são provenientes de dois tipos de basalto com grau de alterações diferentes: o “cascalho”, rocha superior ao mineralizado, e a “laje”, rocha hospedeira da mineralização (geodos de ametista). O “cascalho” é um material mais durável, que não apresenta desagregação sob ação do intemperismo, já a “laje” sob as mesmas condições transforma-se em solo num prazo de 6 a 12 meses.

O emprego destes materiais como base ou sub-base poderá reduzir os custos de bases granulares (desmonte e transporte), resultando em vantagem econômica se comparado a materiais provenientes de pedreiras. A pavimentação dos acessos à cidade e das vias vicinais trará muitas melhorias para a qualidade de vida, para a economia da região e o emprego dos rejeitos da mineração de ametista reduziria o impacto ambiental.

No Rio Grande do Sul, o uso de basalto alterado foi, durante décadas, rejeitado pelos órgãos responsáveis pela pavimentação de rodovias, sendo considerado material de qualidade inferior. De fato, o material mais largamente usado, é a brita graduada de rocha sã. Mas, devido à abundância de basaltos alterados em grande parte do Estado e à ocorrência de rocha sã em locais isolados e muitas vezes distantes das obras, tem-se intensificado a pesquisa do comportamento dessas rochas para uso em rodovias com baixo volume de tráfego.

Em 1993, Arnold publicou pesquisa sobre o comportamento mecânico de rochas vulcânicas alteradas para emprego em pavimentação, no qual foram estudadas amostras provenientes de 10 jazidas diferentes e foi proposto um método de seleção de rochas vulcânicas alteradas para uso em pavimentação. Palma (2003) iniciou a caracterização tecnológica dos rejeitos dos garimpos de Ametista do Sul, visando o seu aproveitamento em pavimentação.

Nesta dissertação, são abordadas as características geotécnicas e tecnológicas de rejeitos de garimpo de ametista, com o objetivo de verificar a viabilidade técnica do emprego destes materiais como base e sub-base de pavimentos rodoviários e/ou urbanos. Foi estudada uma composição granulométrica uniforme resultante de apenas uma britagem, para se aproximar com o produto que será obtido nos garimpos, onde operará um britador simples da Prefeitura Municipal de Ametista do Sul.

O objetivo geral desta dissertação é o estudo do comportamento mecânico de basaltos alterados, rejeitos de garimpo de ametista, visando sua aplicação em pavimentos de baixo volume de tráfego.

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- a) determinar o Índice de Suporte Califórnia, o peso específico aparente máximo e umidade ótima nas energias intermediária e modificada;
- b) avaliar a expansibilidade dos materiais;
- c) determinar características de deformabilidade elástica quanto a cargas dinâmicas repetidas (módulo de resiliência);
- d) estudar o comportamento dos materiais quanto à deformação permanente;
- e) analisar as características tecnológicas: equivalente de areia, abrasão Los Angeles, lamelaridade, degradação Washington e sanidade a sulfatos;
- f) fazer recomendações construtivas dos materiais em pavimentos rodoviários e urbanos;
- g) fazer análise paramétrica de estruturas de pavimentos com os materiais estudados.

Esta dissertação está estruturada em 6 capítulos.

No capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica que expõe generalidades sobre a geologia da região, alteração de basaltos. Faz-se uma breve análise de especificações de agregados e algumas considerações sobre ensaios.

O capítulo 3 descreve as características tecnológicas dos materiais estudados, os métodos de ensaio e de avaliação das rochas que foram utilizados.

“Apresentação e Análise de Resultados” é o título do capítulo 4, no qual é feita avaliação do comportamento mecânico dos materiais (“laje” e “cascalho”) e algumas recomendações construtivas.

O capítulo 5 apresenta estruturas de pavimentos dimensionadas considerando os parâmetros dos materiais estudados e análise paramétrica.

As conclusões deste trabalho e sugestões para futuras pesquisas são apresentadas no capítulo 6.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 ROCHAS VULCÂNICAS NO SUL DO BRASIL

Neste capítulo, apresenta-se uma descrição sucinta dos aspectos geológicos das rochas vulcânicas da Formação Serra Geral e da Bacia do Paraná que afetam as características tecnológicas e mecânicas das rochas estudadas.

O vulcanismo do tipo fissural que cobre o sul do Brasil se prolonga ocupando também partes do Paraguai, Argentina e Uruguai totalizando aproximadamente 1.400.000 km<sup>2</sup>, sendo 1.100.000 km<sup>2</sup> no Brasil. Estes derrames datam de 120 a 130 milhões de anos, Arnold (1993).

A denominação Formação Serra Geral foi usada pela primeira vez por White (1908) apud Arnold (1993) para referir-se aos derrames de lava basáltica que formam o planalto da Serra Geral.

Considerado um dos mais importantes eventos vulcânicos do planeta, as rochas da Formação Serra Geral cobrem a maior área de rochas ígneas continuamente expostas no Brasil, recobrimdo os estados de MG, MS, SP, PR, SC e RS, aceitando-se ainda que tenha continuidade física no continente africano com os derrames basalto-riolíticos do platô de Etendeka, na Namíbia, Roisemberg (1989) apud Fiorentini (2002). Este vulcanismo foi responsável pelo recobrimento de aproximadamente 75% dos constituintes sedimentares da Bacia do Paraná, formando o Planalto Meridional Brasileiro, Milani (1997) apud Palma (2003).

Os derrames apresentam espessura individual entre 1 e 50 m e o número é variável de um local para outro, existindo regiões onde foi possível diferenciar até 20 derrames empilhados. O pacote de espessura total varia de 350 m até 2000 m no centro da Bacia do Paraná. Baseado em características físicas, texturais e estruturais Leinz (1949) apud Arnold (1993), considerou que um mesmo derrame era formado por várias zonas, denominando-as de zona vítrea,

amigdalóide ou vesicular; de fraturamento horizontal e de fraturamento vertical. Posteriormente, Sartori et al (1976) apud Fiorentini (2002), verificaram que a zona de basalto vítreo constituía isoladamente um derrame, sendo as divisões das demais zonas válidas para efeitos de mapeamento.

Os maciços basálticos cobrem cerca de 40 % da superfície do Estado do Rio Grande do Sul (figura 2.1) e são constituídos pela superposição de vários derrames de espessuras entre 20 e 60 metros. Parte dessa extensão está coberta por depósitos de composição ácida (teores de sílica superiores a 66%), característicos do final do ciclo de manifestação vulcânica.

Fiorentini (2002) cita que as rochas da Formação Serra Geral foram consideradas por muito tempo como homogêneas sob o ponto de vista petrográfico e geoquímico. A partir das décadas de 1970 e 1980, com a obtenção de grande quantidade de dados de campo e de laboratório, chegou-se à divisão dos derrames em três grandes grupos de rocha, Piccirillo e Melfi (1988) apud Juchem (1999), denominados de **basaltos toleíticos**, representado 90% do volume total de rochas; **andesitos toleíticos** (7% do total); e **riodacito-riolitos** (3% do total). Os dois primeiros grupos só são diferenciados em laboratório devido a grande semelhança macroscópica entre eles.

As rochas ácidas que compõe o grupo dos riodacitos-riolitos são, em geral, facilmente distinguíveis das rochas básicas. Apresentam cores cinza em tons claros, estruturas de fluxo e diaclasamento horizontal e sub horizontal, quase sempre marcantes. Por serem mais resistentes ao intemperismo do que as rochas básicas elas tendem a apresentar encostas abruptas e sem cobertura vegetal. Segundo Bellieni et al (1986) apud Palma (2003), essas rochas podem ser divididas em dois grupos: Palma e Chapecó. O primeiro está presente principalmente no RS e subordinadamente em SC e PR. Já as rochas do tipo Chapecó são constituídas principalmente por riodacitos e ocorre em pequenas quantidades no RS, sendo maior sua área de afloramento no norte da Bacia do Paraná.



Figura 2.1: Ocorrência de derrames de lavas no Rio Grande do Sul, Arnold (1993). FONTE: IBGE, 1986 sem escala.

## 2.2 CARACTERÍSTICAS DA ÁREA DE EXTRAÇÃO DE AMETISTA

### 2.2.1 Localização da Área de Estudo

Os garimpos de ametista estudados por Palma (2003) e, em especial, o garimpo do “Arceli” do qual o material em estudo nesta dissertação é proveniente, estão situados no norte do Rio Grande do Sul, na região do Alto Uruguai (figura 2.2). As principais cidades produtoras da região são Ametista do Sul, Frederico Westphalen, Iraí e Planalto, havendo garimpos também em Alpestre, Cristal do Sul, Rodeio Bonito e Trindade do Sul.

Os materiais estudados nesta dissertação são provenientes do município de Ametista do Sul, que se localiza a 450 km ao norte de Porto Alegre, ao leste do município de Frederico Westphalen. O acesso aos garimpos é realizado por estradas vicinais.

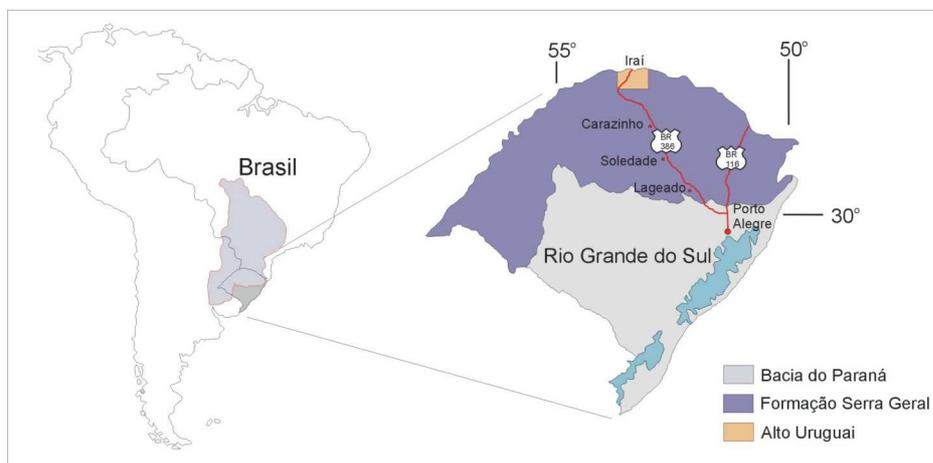


Figura 2.2: Mapa de localização da área de estudo.

### 2.2.2 Relevo da Região

Este item baseia-se em Palma (2003).

A região do Alto Uruguai pertence à Província Geomorfológica do Planalto Meridional (figura 2.2). Ao nordeste do município de Planalto estão as maiores cotas altimétricas da região, alcançando até 600 m. Já nos vales dos rios da Várzea e Uruguai atingem apenas 200 m. A região é formada por empilhamentos sucessivos de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral intercaladas, às vezes, por níveis delgados de arenitos eólicos e brechas. As discontinuidades primárias dessas rochas, cujas características controlam as principais formas de relevo encontradas na região, estão relacionadas com as alternâncias entre os padrões preferenciais de fraturamento, as diferenças texturais das rochas e a existência de horizontes de topo constituídos por materiais mais friáveis. O intemperismo forma quase sempre platôs no topo dos derrames ou nas zonas em que predomina o fraturamento horizontal. Declives abruptos ou perfis levemente convexos aparecem em zonas com predominância de fraturas.

O conjunto das formas de relevo escalonado é característico nas áreas de garimpo, o que facilita a exploração de ametista. A abertura de galerias é normalmente condicionada pela

existência de encostas abruptas, de forma a possibilitar um avanço horizontal mais apropriado para a lavra. Os escorregamentos são responsáveis pela suavização das encostas e pelo encobrimento dos patamares.

### **2.2.3 Geologia da Região**

Segundo Gomes (1996) apud Palma (2003), na região de Frederico Westphalen foi identificada uma seqüência de doze derrames basálticos com espessura variando entre 15 e 50 m. As estruturas internas tais como presença de fraturas e o padrão de fraturamento, possibilitaram dividir os derrames em Tipo I (7 derrames) e Tipo II (5 derrames) que ocorrem intercalados. Dos sete derrames do Tipo I existentes na região, quatro são portadores de ametista.

Os derrames Tipo I (com espessuras de 15 a 35 m) são mais delgados do que o Tipo II que variam de 20 a 50 m. O tipo I, que pode conter mineralizações de ametista, tem a seguinte estratigrafia (figura 2.3): um nível basal vesicular, uma zona intermediária com fraturas esparsas onde no seu topo se localizam os geodos de ametista (“laje”), seguida de uma zona com fraturamento mais intenso (“cascalho”) e de uma zona de diaclasamento horizontal bem marcado. O topo desse derrames é constituído por rochas vesiculadas. O derrame Tipo II é formado por um nível basal vesicular, acima do qual ocorre um maciço central com grandes fraturas verticais e o topo vesicular.

Segundo Palma (2003), a constituição destes basaltos é basicamente labradorita, augita, timagnetita e ilmenita. No Tipo I pode ocorrer olivina e, na porção central, ocorre pigeonita associada à augita, além de ser comum a alteração para celadonita.

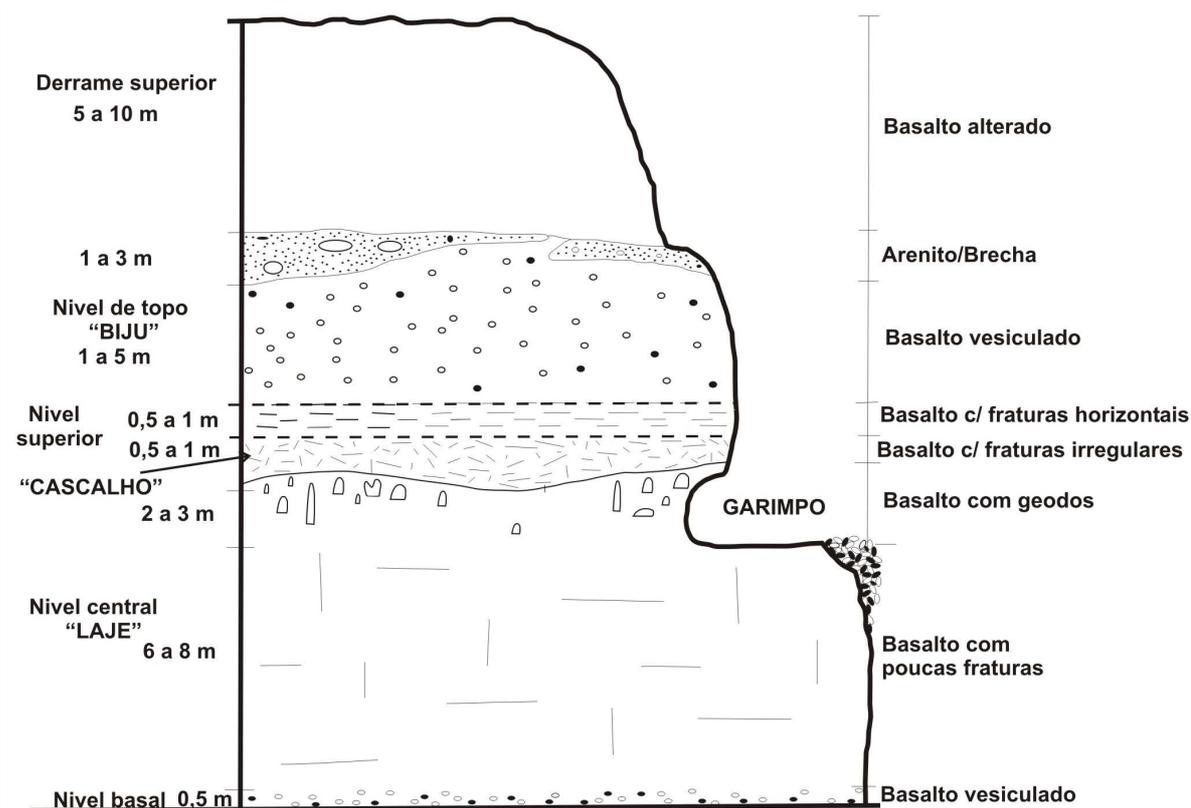


Figura 2.3: Esquema da estruturação do derrame portador de ametista.  
Modificado por Juchem (1999) apud Palma (2003).

Os geodos normalmente têm forma cilíndrica, com a base geralmente mais larga e tamanhos diversos, variando de poucos centímetros até mais de dois metros. Os geodos se encontram dispersos no topo da laje na direção vertical ou subvertical, indicando bolhas de gás que se alongaram em direção ao topo do derrame. Os minerais que ocorrem dentro dos geodos são: quartzo microcristalino como calcedônia ou ágata, quartzo incolor e ametista.

Scopel et al (1990) apud Fiorentini (2002), em um estudo sobre os basaltos da área de São Gabriel (hoje Ametista do Sul) encontraram evidências de alteração hidrotermal na matriz destas rochas, onde se observa olivinas inteiramente alteradas a argilas do tipo saponita (argila expansiva) e celadonita entre outros minerais alterados.

## 2.2.4 Garimpos de Ametista

As lavras de extração de ametista são consideradas garimpos por não serem realizados estudos geológicos prévios às suas instalação e operação. A extração é semimecanizada, realizada de forma artesanal, havendo muito desperdício do minério.

A figura 2.4 (A) mostra o perfil original de um garimpo. Os garimpos de ametista iniciam com a extração da rocha alterada (chamada pelos garimpeiros de “tijolo”). Depois disso, com a ajuda de tratores de esteira é realizada a abertura do talude para alcançar o nível mineralizado, figura 2.4 (B), e construídas as rampas de acesso ao futuro garimpo. A próxima etapa é a abertura das galerias horizontais, figura 2.4 (C), para a extração do minério. O corte do talude é geralmente exagerado e sem controle de estabilidade, sendo uma das causas de acidentes na região.

Após a abertura das galerias, figura 2.5, (chamadas pelos garimpeiros de brocas) estas seguem a direção determinada pelos critérios de observação do garimpeiro, que não planeja o desmonte nem os pilares. O critério mais utilizado pelos garimpeiros para o dimensionamento dos pilares é usar as zonas sem interesse econômico (zonas de “rebaixes”) como pilares ou paredes de galerias.

A extensão das galerias varia muito, podendo ir de dezenas a poucas centenas de metros, ocorrendo casos em que galerias vindas de lados opostos do mesmo morro se encontraram. Segundo Juchem (1999), para o desmonte é usado explosivo caseiro feito à base de salitre, carvão e enxofre (25:6: 1), o que faz com que as galerias avancem lentamente. Esse explosivo é colocado em orifícios feitos por martelotes pneumáticos, sendo a detonação acionada por uma faísca de fios elétricos. A dinamite só é usada para detonar o “cascalho” que é uma rocha relativamente forte.

Após a detonação da parte superior da galeria é possível visualizar os geodos contidos na “laje”, que muitas vezes são avariados. A retirada do geodo é feita manualmente com auxílio de ponteira, marreta e talhadeira. A retirada do material é feita através de pequenas carretas a diesel. O material que não tem interesse comercial, “laje” e “cascalho”, é jogado na pilha de rejeito. O único critério utilizado para a disposição das pilhas de rejeito é a menor distância de percurso, sem levar em consideração os danos ambientais (figura 2.6).

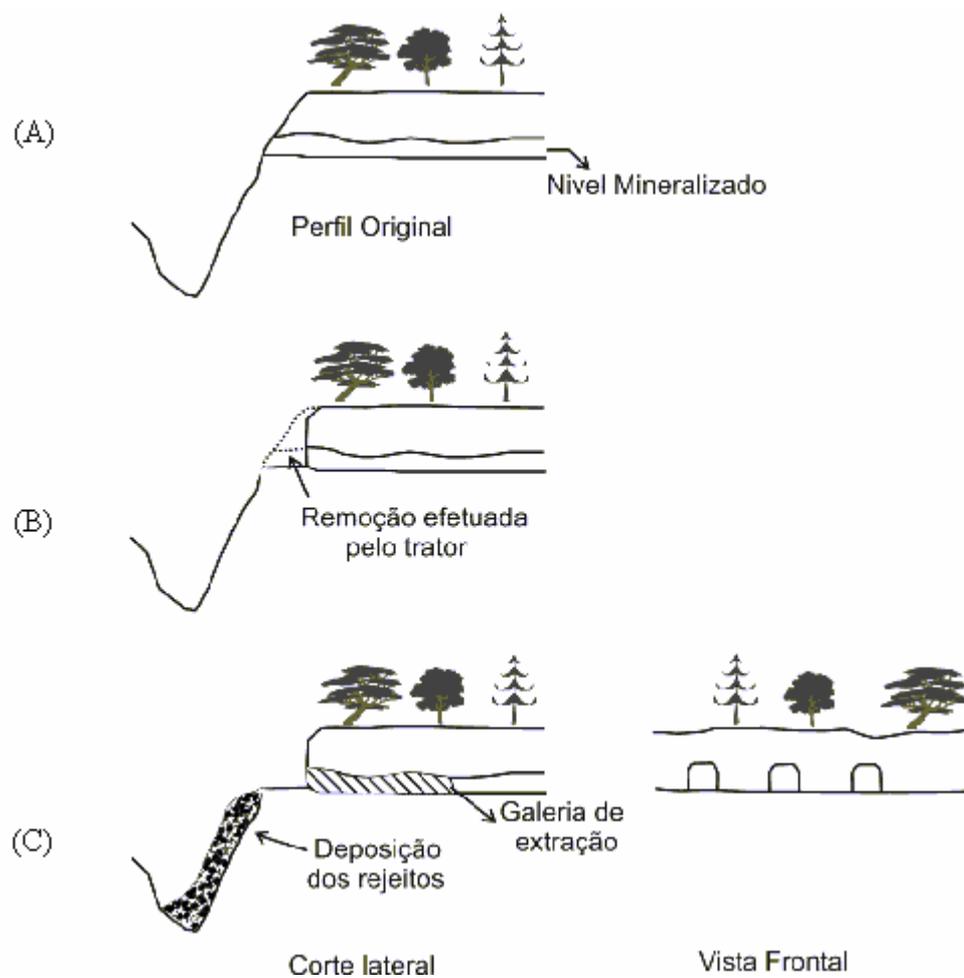


Figura 2.4: Esquema das etapas para abertura de garimpo. Modificado por Fiorentini (1998) apud Palma (2003).



Figura 2.5: Entrada das galerias do garimpo do Arceli. As amostras foram retiradas da galeria da esquerda, Palma (2003).



Figura 2.6: Exemplo de depósito de rejeito em encosta. Ao fundo as galerias do Ganzer, Palma (2003.)

## 2.3 GENERALIDADES SOBRE ALTERAÇÃO DE BASALTOS

A alteração é definida como sendo o conjunto das transformações pelas quais passam as rochas, motivadas por fatores intrínsecos e extrínsecos, Frazão e Caruso (1983) apud Arnold (1993).

Os fatores intrínsecos estão relacionados com a natureza da rocha. A composição mineralógica define as características químicas e o estado microfissural, ou seja, quantidade e dimensão das fissuras que define a porosidade e a permeabilidade.

Os fatores extrínsecos estão relacionados com o meio-ambiente. São os fatores climáticos em geral e os fatores do meio-físico onde se encontra a rocha.

A alteração é um dos aspectos que mais influi nas suas características tecnológicas dos materiais rochosos, principalmente a durabilidade. Schneider e Pires (1968) em suas pesquisas sobre uso de basaltos em pavimentos rodoviários concluíram que os minerais de alteração, em teores elevados são a principal causa de degradação dos pavimentos.

Arnold (1993) cita que a composição mineralógica não é a principal responsável pelo comportamento da rocha durante a vida útil de um pavimento. O fator mais importante é o estado de alteração em que encontram os minerais constituintes, bem como a natureza e teor de minerais secundários, uma vez que são estes que determinam a velocidade de alteração da rocha.

A estabilidade química dos minerais constituintes governa a alterabilidade da rocha. As rochas basálticas sofrem alteração mais facilmente que as rochas graníticas, principalmente em condições úmidas. A maior alterabilidade dos basaltos decorre do fato que seus principais minerais essenciais (plagioclásio e piroxênios que constituem de 70% a 90% do volume total dos basaltos) serem, nas mesmas condições ambientais, menos estáveis quimicamente do que os constituintes essenciais do granito (quartzo e feldspato), Arnold (1993).

Os argilo-minerais formados por alteração hidrotermal no basalto a partir do vidro, com frequência, são do grupo das esmectitas que apresentam características expansivas em presença de água.

As fissuras facilitam o acesso da água ao interior da rocha e aumentam a superfície específica. Como os mecanismos de intemperismo químico estão associados ao contato da água com a rocha, quanto maior a superfície específica maior a alteração.

A fissuração também possibilita que a água atinja os argilo-minerais expansivos contidos nos poros ou nas fissuras provocando desagregação da rocha em virtude das tensões de tração causada pela expansão dos argilo-minerais.

A alteração dos basaltos pode ser do tipo hidrotermal ou intempérica. A alteração hidrotermal ocorre quando um fluido quente percola por uma determinada rocha podendo formar uma jazida mineral ou reagir com as rochas encaixantes, modificando a textura e constituintes minerais, Palma (2003). A alteração hidrotermal ocorre em sub-superfície (endógena).

O intemperismo químico é responsável pela decomposição das rochas, devido a trocas de cátions e lixiviação, formando novos argilo-minerais de origem expansiva (esmectitas) ou não expansivos (caolinitas) de acordo com a composição mineralógica da rocha mãe. No intemperismo físico, ocorre a desintegração, modificação de volume, tamanho dos grãos e área superficial da rocha pela ação da variação térmica diária, alívio de pressões devido a grandes erosões e ou derretimento de espessa calotas de gelo, hidratação dos minerais da rocha, ciclo de congelamento e degelo das águas intersticiais, etc. a alteração intempérica ocorre na superfície da terra, e é responsável pela formação dos solos.

Os basaltos são possuem argilo-minerais de origem hidrotermal, com idade de 80 milhões de anos. Os basaltos alterados possuem argilo-minerais de origem hidrotermal e intempérica.

## 2.4 DURABILIDADE DE ROCHAS

Segundo Fiorentini (2002), durabilidade de rochas, numa forma abrangente, significa a capacidade do material resistir às mudanças das condições física, químicas e mecânicas à que fica submetida desde sua retirada do ambiente de origem (ambiente geológico) incluindo processos de extração, estocagem e manuseio durante a construção da obra de engenharia, até o seu desempenho durante a vida útil da obra.

Os ensaios de durabilidade visam avaliar a alteração das rochas ao longo do tempo, devida à ação do intemperismo. Os fatores que influenciam a durabilidade das rochas podem ser divididos em fatores intrínsecos, ligados à origem da rocha e fatores extrínsecos, ligados às condições climáticas, regime hidrológico, forma de utilização, entre outros, aos quais a rocha foi submetida desde a sua gênese, Fiorentini (2002).

A alterabilidade dos basaltos é função da capacidade do esqueleto pétreo de resistir às forças de expansão dos argilo-minerais. A expansão de argilo-minerais exerce pressão sobre a rocha da ordem de 2 MPa, já o congelamento pode aplicar pressões de até 200 Mpa; Fookes, Gourly & Ohike (1998) apud Fiorentini, (2002). A diferença de grandeza das pressões exercidas por esses dois agentes é da ordem de cem vezes, fato que faz com que vários pesquisadores considerem que o ensaio de sanidade a sulfatos que visa simular ciclos de gelo e degelo não seja o mais adequado para avaliar a durabilidade de rochas em regiões com o clima subtropical a temperado. Este ensaio estaria exigindo das rochas um comportamento muito superior a que elas devem ter em campo, inviabilizando materiais que poderiam ser usados sem danos ao pavimento.

Deve-se observar também que as especificações dos órgãos rodoviários não fazem distinção entre rodovias de alto volume de tráfego e rodovias vicinais com passagem de até 50 veículos/dia. O padrão de aceitação de durabilidade quantificado pelo ensaio de sanidade a sulfatos para os materiais a serem empregados é o mesmo para diferentes condições de solicitação. O ensaio de Degradação do Estado de Washington surgiu como uma alternativa para a avaliação da durabilidade de agregados.

Arnold (1993) relatou que, para as rochas estudadas (basaltos alterados), o ensaio de degradação Washington e o ensaio de sanidade ao sulfato de sódio não apresentaram correlação, mostrando que os ensaios avaliam a durabilidade de formas diferentes.

#### **2.4.1 Ensaio de Degradação do Estado de Washington**

Este ensaio visa determinar o estado de integridade das amostras. Foi concebido pelo Departamento de Estradas do Estado de Washington, nos Estados Unidos na década de 1960. Por tratar-se de um ensaio que ainda não é bem conhecido pela comunidade científica e o

meio profissional brasileiro e para facilitar a compreensão do item a seguir, descreve-se aqui o procedimento de ensaio.

Segundo Fiorentini (2002), este ensaio é tido por alguns técnicos na área de engenharia como o mais adequado para estabelecer a durabilidade de agregados diante das condições ambientais às quais estão submetidos, principalmente no Estado do Rio Grande do Sul onde o clima é subtropical a temperado. O referido autor sugere que, antes da execução do ensaio, a amostra seja submetida a pelo menos 10 ciclos água-estufa, o que possibilitaria a ação das argilas expansivas (se existirem) provocando um enfraquecimento inicial. O uso em conjunto da ciclagem e do ensaio de Degradação Washington simula de forma mais adequada o processo de deterioração das rochas.

O ensaio avalia o grau de degradação da rocha britada resultante do contato com a água e o ar. Os finos produzidos pelo processo de abrasão em presença de água são analisados por sedimentação, sendo esta a etapa principal característica do ensaio.

A análise da sedimentação se fundamenta na Lei de Stokes. As partículas maiores e mais densas apresentam maior velocidade de assentamento em relação às menores e, portanto, percorrerão maior distância em um determinado intervalo de tempo, Larson et al (1971) apud Arnold (1993). A altura da coluna de sedimentos é diretamente proporcional ao teor de argila.

O material (britado) a ser ensaiado deve ser peneirado na peneira ½” (12,5 mm), lavado sobre a peneira n° 10 (2,0 mm) e seco em estufa com temperatura entre 105° C e 110° C até peso constante.

A amostra deve ser constituída por 500 g de fração que passa na peneira ½” e fica retida na peneira ¼” e 500 g de fração que fica passa na peneira ¼” e fica retida na peneira n° 10.

O procedimento de ensaio consiste em:

- a) Colocar a amostra em um recipiente plástico, adicionar 200 ml de água potável e tampá-lo hermeticamente;
- b) Agitar a o recipiente tampado no agitador de peneiras durante 20 minutos. O equipamento deve produzir 300 oscilações por minuto, com deslocamento de 4,5 cm do eixo excêntrico, ver figura 2.7.



Figura 2.7: Agitador de Peneiras com o recipiente plástico.

- c) Após a agitação verter o conteúdo do recipiente sobre uma peneira n° 10 (2,00 mm), sobreposta a uma peneira n° 200 (0,075 mm), colocadas sobre um funil montado no suporte metálico e sobre uma proveta graduada de 500 ml (figura 2.8).
- d) Lavar o recipiente e despejar a água de lavagem sobre o agregado, continuar a lavar o agregado despejando água sobre as peneiras até a proveta graduada atingir a marca de aproximadamente 500 ml.
- e) Colocar 7 ml da solução concentrada do ensaio de equivalente de areia na proveta de ensaio do equivalente de areia.
- f) Fazer com que todos os sólidos da água de lavagem fiquem em suspensão, tampando a proveta graduada com a palma da mão, virando-a de cabeça para baixo e logo em seguida de cabeça para cima, repetindo este movimento tão rápido quanto possível cerca de 10 vezes.



Figura 2.8: Suporte, proveta e peneiras.

- g) Despejar o líquido da proveta de equivalente até a marca de 38 cm e tampar com uma rolha de borracha.
- h) Misturar o conteúdo da proveta, virando-a alternadamente de cabeça para baixo e cabeça para cima, deixando as bolhas de ar atravessarem completamente o líquido de um extremo ao outro. Repetir este ciclo 20 vezes, tão rápido quanto possível.
- i) Após a mistura, colocar a proveta sobre a mesa, retirar a rolha e deixá-la em repouso por 20 minutos (figura 2.9).
- j) Após o período de descanso, ler e anotar a altura da coluna de sedimentos com precisão de 2 mm.

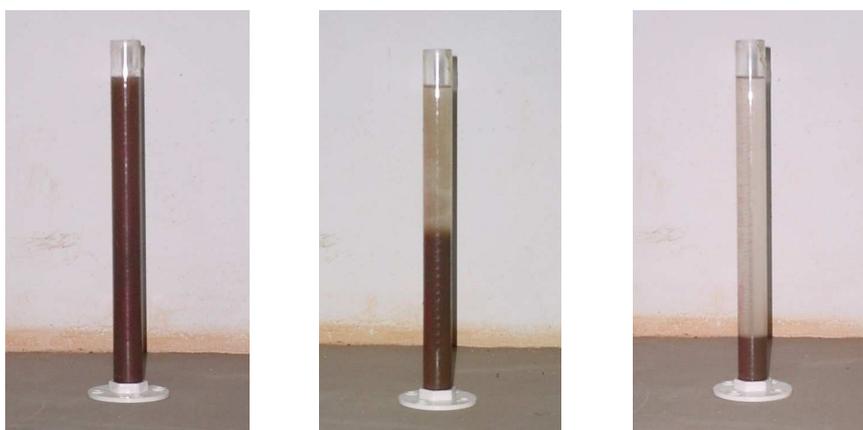


Figura 2.9: Precipitação de partículas na proveta de equivalente de areia.

O fator de degradação Washington é calculado pela tabela apresentada no método ou pela expressão abaixo:

$$D_w = \left( \frac{380 - H}{380 + 1,75 * H} \right) * 100 \quad (2.1)$$

onde:

$D_w$  = fator de degradação.

H = altura de sedimentos na proveta, em mm.

Analisando a equação 2.1, observa-se que o valor de degradação Washington pode variar de 0 a 100. Partículas maiores resultam em colunas de sedimentos de pequenas alturas e, portanto, o fator de degradação Washington  $D_w$  será um valor alto, indicando um agregado de boa qualidade quanto aos finos produzidos.

Os agregados que tendem a produzir finos plásticos produzem elevadas colunas de sedimentos apresentando assim um fator de degradação Washington baixo, indicando um agregado de má qualidade.

Segundo Azambuja (1996) apud Núñez (1997), os valores mínimos de  $D_w$  adotados no estado de Washington são: 30, 25 e 15, para uso em revestimentos, bases e sub-bases respectivamente. Por tratar-se de um ensaio relativamente novo no meio rodoviário do estado, o referido autor sugere que no Rio Grande do Sul sejam adotados valores 50% superiores.

Fiorentini (2002) recomenda que este ensaio não seja o único definidor da durabilidade de uma rocha, visto que ele não é sensível à presença de argilas expansivas.

## 2.5 ANÁLISE SOBRE ESPECIFICAÇÕES PARA AGREGADOS

Os agregados usados como base e sub-base devem atender às especificações dos órgãos de fiscalização de estradas de rodagem, DAER/RS em nível estadual e DNIT (antigo DNER) a nível nacional.

O DAER/RS órgão responsável pelas rodovias de acesso ao município de Ametista do Sul, através de sua especificação “DAER-ES-P 04/91 Sub-base Granular”, estabelece os critérios que o material pétreo a ser usado como sub-base deverá atender. O agregado não poderá ter perda superior a 12% no ensaio de Sanidade, deve apresentar expansão máxima de 1% e ser isento de matéria vegetal e outras substâncias deletérias. O material retido na peneira nº10 deverá ser constituído de partículas duras ou duráveis, isento de fragmentos moles, alongados ou achatados. As sub-bases são classificadas em quatro classes de acordo com a granulometria conforme a tabela 2.1. A Classe 4 tem a granulometria especificada pelo projeto, ISC no mínimo igual a 30% na energia modificada e equivalente de areia maior que 20%. As exigências para as demais classes estão na tabela 2.2.

Tabela 2.1: Faixas granulométricas da especificação DAER-ES-P04/91

PENEIRAS	CLASSE 1	CLASSE 2	CLASSE 3
2”	100	-	-
1”	75 – 95	-	-
3/8”	-	100	-
Nº 4	30 - 60	50 - 100	100
Nº 30	12 - 24	20 - 40	25 - 55
Nº 200	0 – 15	0 - 20	0 - 25

Tabela 2.2: Características exigidas para sub-base pela especificação DAER-ES –P 04/91.

	CLASSE 1	CLASSE 2	CLASSE 3
ISC	≥ 30	≥ 20	≥ 20
EA	≥ 25	≥ 25	≥ 20

De acordo com a especificação “DAER-ES-P 08/91 –Base granular”, as bases são divididas em classes A, B e C. As faixas granulométricas especificadas são apresentadas na tabela 2.3. O material deve ter abrasão Los Angeles menor do que 40%, perda no ensaio de sanidade inferior a 10%, e estar isento de matéria vegetal e outras substâncias nocivas. Os agregados

deverão possuir no mínimo 90%, 70% e 25% de partículas em peso, com pelo menos duas faces britadas para as classes A, B e C respectivamente. Para as classes A e B a diferença das porcentagens que passam nas peneiras n° 4 e n° 30 deverão variar entre 15% e 25%.

Tabela 2.3: Faixas granulométricas da especificação DAER-ES-P08/91

PENEIRA	PORCENTAGEM PASSANTE	
	TAMANHO MÁXIMO	
	1 ½"	¾"
2"	100	-
1 ½"	90 - 100	-
1"	-	100
¾"	50 - 65	90 - 100
N° 4	30 - 45	35 - 55
N° 30	10 - 25	10 - 30
N° 200	2 - 9	2 - 9

A tabela 2.4 apresenta as características mecânicas especificadas para as três classes de base.

Tabela 2.4: Características exigidas para base pela especificação DAER-ES –P 08/91.

	CLASSE A	CLASSE B	CLASSE C
ISC	≥ 100	≥ 90	≥ 80
EA	≥ 50	≥ 40	≥ 30

Os basaltos alterados, na grande maioria das vezes, não atingem estes requisitos de qualidade, mas isso não significa que eles não possam ser usados como material de pavimentação. Nos últimos anos, o protocolo DAER-UFRGS possibilitou pesquisas sobre comportamentos de basaltos alterados para uso em pavimentos com baixo nível de tráfego. Através de ensaios não usuais como compressão puntiforme, módulo de resiliência, degradação Washington e

deformações permanentes está sendo possível avaliar de forma mais adequada o comportamento mecânico e tecnológico dos desses materiais.

## 2.6 MÉTODO PARA SELEÇÃO DE ROCHAS VULCÂNCAS PARA USO EM PAVIMENTAÇÃO

No final da década de 1980 o Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem (DAER/RS) liberou a utilização de basalto alterado como material constituinte de todas as camadas de pavimentos em doze trechos de rodovias secundárias, sete das quais são apresentadas na tabela 2.5, Arnold (1993).

No início da década de 1990, o DAER/RS e a Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) firmaram um Protocolo Consensual de Colaboração Técnico-científica com o objetivo de estudar alternativas econômicas para pavimentação de rodovias coletoras no Estado. As primeiras pesquisas foram realizadas Arnold (1993) e Núñez (1997). Outros estudos sobre basaltos alterados, fora do referido protocolo, foram realizados por Fiorentini (2002), Palma (2003) e Wayhs (2003).

Arnold (1993) estudou o comportamento de basaltos alterados de 10 jazidas diferentes distribuídas nos derrames basálticos do Rio Grande do Sul, as quais foram usadas para construção de trechos experimentais no final da década de 1980. A localização dos trechos e a identificação das jazidas estão na tabela 2.5.

Os trechos foram avaliados 24 meses após a abertura ao tráfego, verificando-se um comportamento variado em função do material empregado. Alguns trechos apresentaram danos severos, exigindo constantes serviços de manutenção e outros estavam em ótimas condições de uso, Arnold (1993).

Para explicar as diferentes respostas destes basaltos alterados Arnold (1993) realizou uma extensa investigação das propriedades a fim de estabelecer um embasamento teórico que amparasse o seu emprego. Durante a parte experimental de seu estudo, foram realizados ensaios de análise petrográfica, difração de raios-X, abrasão “Los Angeles”, sanidade ao

sulfato de sódio, degradação Washington (descrito em 2.4.1) e compressão puntiforme (item 2.6.1).

Tabela 2.5: Trechos executados com uso de basaltos alterados nos anos 1980, Arnold (1993).

Jazida	Trecho	Município	Extensão (Km)
J A1	BR 158 – Palomas	Santana do Livramento	5,1
J A 2			
J B	RS 509 – Silveira Martins	Silveira Martins	16,7
J C1	BR 290 –Caverá	Alegrete	13,7
JC2			
J D1	Ibirapuitã – BR 386	Ibirapuitã	10,6
J D2			
J E	Ibirubá – XV de Novembro	Ibirubá	12,4
J F	Frederico Westphalen – Castelinho	Frederico Westphalen	17,1
J G	Serafina Corrêa – Rio Carreiro	Serafna Corrêa	8,2

Os resultados dos ensaios mecânicos estão apresentados na tabela 2.6. Os valores das perdas no ensaio de Abrasão Los Angeles estão compreendidos entre 15,70% e 51,50%, atendendo assim as especificações do DNER para bases com granulometria corrigida.

No ensaio de durabilidade ao sulfato de sódio, as perdas em peso das amostras estudadas ficaram em torno de 10%. A amostra A2 sofreu um desgaste muito superior às demais (42,05%), o que já era esperado por se tratar de um material com avançado grau de alteração. As amostras A2, C2 e D1 não seriam recomendadas devido aos seus baixos desempenhos no ensaio de durabilidade a sulfato de sódio.

As especificações apresentadas por Marshall (1967) apud Arnold (1993) determinam que os fatores de degradação Washington mínimo para emprego do agregado como base e sub-base são, respectivamente, 25 e 15. As amostras A2 e E2 não são adequadas por que estão abaixo desses valores.

Tabela 2.6: Resultados dos ensaios mecânicos, Arnold (1993).

AMOSTRA	PERDA DE PESO NO ENSAIO DE ABRASÃO LOS ANGELES (%)	PERDA DE PESO NO ENSAIO DE DURABILIDADE AO $\text{Na}_2\text{SO}_4$ (%)	FATOR DE DEGRADAÇÃO WASHINGTON
A1	15,70	3,45	94
A2	51,10	42,05	13
B1	21,10	4,70	79
B2	15,70	4,75	98
C1	31,00	4,00	52
C2	21,00	14,70	80
D1	50,00	10,70	39
D2	46,20	7,60	59
E1	50,20	7,25	39
E2	43,90	9,15	17
F1	37,30	7,05	47
F2	37,80	7,45	35
G1	24,50	7,60	62
G2	15,90	2,60	99

### 2.6.1 Ensaio de Carga Pontual ou Compressão Puntiforme

Os ensaios de Carga Pontual ou Compressão Puntiforme são normatizados pela *International Society for Rocks Mechanics (ISRM)*, através do “*Suggested Method for Determining Point Load Strength*” (1985).

Segundo Palma (2003) e Fiorentini (2002) este ensaio possui limitações quanto à indicação da resistência de rochas, mas é recomendado quando não se consegue obter corpos de prova com tamanho adequado para a realização do ensaio de compressão uniaxial. O ensaio de carga pontual é adequado para obter a resistência à compressão de pequenos fragmentos, podendo ser britados ou não, que é o caso do material em estudo.

O procedimento do ensaio descrito por Arnold (1993) consiste em aplicar uma carga puntiforme em um corpo de prova, através de uma prensa hidráulica, até a ruptura. Os corpos de prova são colocados entre duas ponteiros (figura 2.10) de forma que a força seja aplicada paralela à altura  $D$  e perpendicular a largura  $W$  (figura 2.11). As amostras devem ser ensaiadas nas condições seca ao ar e imersão em água, à pressão constante por sete dias. São usados 10 corpos de prova para cada condição.

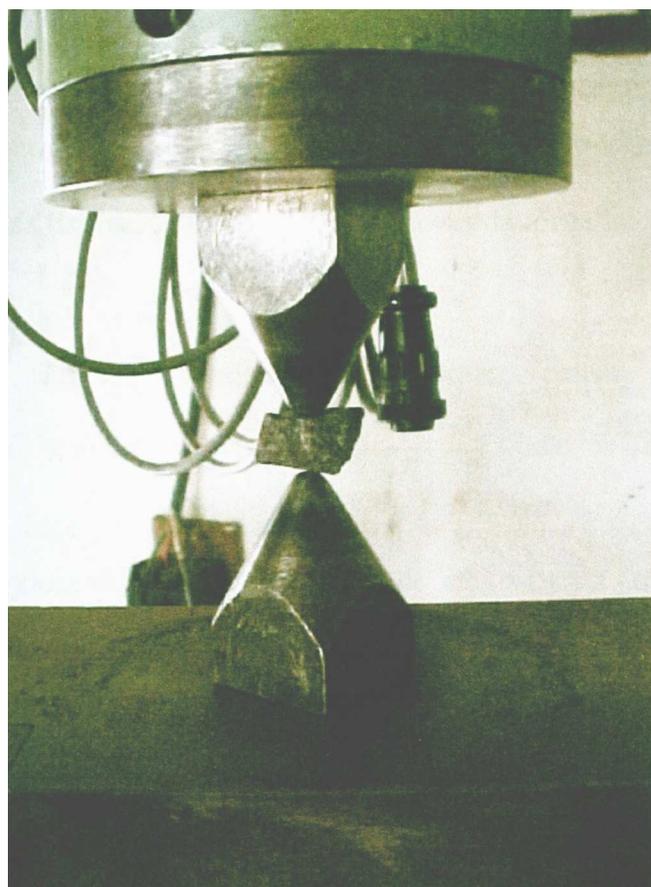


Figura 2.10: Ponteiros do ensaio de carga pontual do Laboratório de Mecânica de Rochas da UFRGS, Palma (2003).

Antes de obter-se o índice de resistência à carga pontual, deve-se calcular o índice de resistência à carga pontual não corrigida que é dado por:

$$I_s = \left( \frac{P}{D_e^2} \right) * 10 \quad (2.2)$$

onde:

P = carga de ruptura em kN.

$D_e$  = Diâmetro equivalente em cm<sup>2</sup>.

Para fragmentos irregulares,  $D_e$  é dado por :

$$D_e = \frac{4 * W * D}{\pi} \quad (2.3)$$

onde “W” e “D” são as dimensões medidas segundo as direções mostradas na figura 2.11.

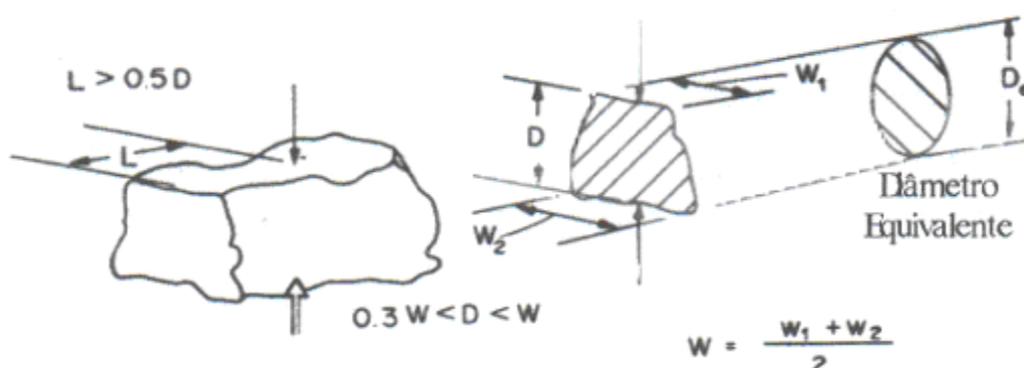


Figura 2.11: Medidas a serem lidas em cada corpo de prova do ensaio de carga pontual e forma da aplicação da carga, Fiorentini (2002).

Legenda:

L = metade do comprimento do corpo de prova

W = largura do corpo de prova

D = altura do corpo de prova

$D_e$  = diâmetro equivalente

Como o  $I_S$  varia em função do diâmetro equivalente ( $D_e$ ) deve-se fazer a correção do efeito de escala (*size correction*). Este procedimento visa uniformizar todos os índices de resistência para um único diâmetro de corpo de prova, estabelecido pelo método como sendo 50 mm. O método prevê três maneiras para se obter o índice de resistência à carga pontual não corrigido, ( $I_{S(50)}$ ), neste estudo a correção foi realizada segundo:

$$I_{S(50)} = F * I_S \quad (2.4)$$

onde:

F = fator de correção do efeito de escala,  $F = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0.45}$ .

$I_S$  = Índice de resistência à carga pontual não corrigido.

O índice de resistência à carga pontual para cada amostra é obtido calculando-se a média aritmética dos dez índices corrigidos, desconsiderando-se os dois maiores e os dois menores valores.

Arnold (1993) cita que o índice resistência à compressão puntiforme  $I_{S(50)}$  quantifica a resistência do esqueleto pétreo. A queda da resistência, expressa pela razão entre o  $I_{S(50)}$  imerso e o  $I_{S(50)}$  seco ao ar representa a susceptibilidade do esqueleto pétreo à ação expansiva provocada pela imersão.

Na tabela 2.7, estão os valores do índice de resistência à compressão puntiforme para as condições seco ao ar e imerso em água e a razão entre eles obtidos por Arnold (1993).

Tabela 2.7: Resultado dos ensaios de compressão puntiforme, Arnold (1993).

AMOSTRA	Is(50) SECO AO AR (MPa)	Is(50) APÓS IMERSÃO (MPa)	$\frac{Is(50) \text{ APÓS IMERSÃO}}{Is(50) \text{ SECO AO AR}}$
A1	11,30	8,55	0,76
A2	0,32	0,07	0,22
B1	8,30	5,75	0,69
B2	9,95	9,60	0,97
C1	11,30	9,60	0,85
C2	7,50	5,95	0,79
D1	5,50	2,20	0,40
D2	5,75	4,10	0,71
E1	3,85	3,80	0,99
E2	1,70	1,20	0,70
F1	7,20	6,85	0,94
F2	4,90	3,65	0,74
G1	11,05	10,10	0,92
G2	12,10	8,70	0,72

### 2.6.2 Critério de Aceitação Proposto por Arnold (1993)

Baseado na experiência adquirida, Arnold (1993) propôs um método de seleção de rochas vulcânicas. O critério considera as características intrínsecas da rocha, avaliando a aptidão do agregado em suportar tanto forças externas quanto internas. Ele compara a resistência mecânica, quantificada pelo ensaio de carga pontual (descrito em 2.7.1), onde o índice de resistência estima o enfraquecimento do esqueleto mineral pela ação expansiva dos argilo-minerais com o ensaio de durabilidade ao sulfato de sódio (figura 2.12).

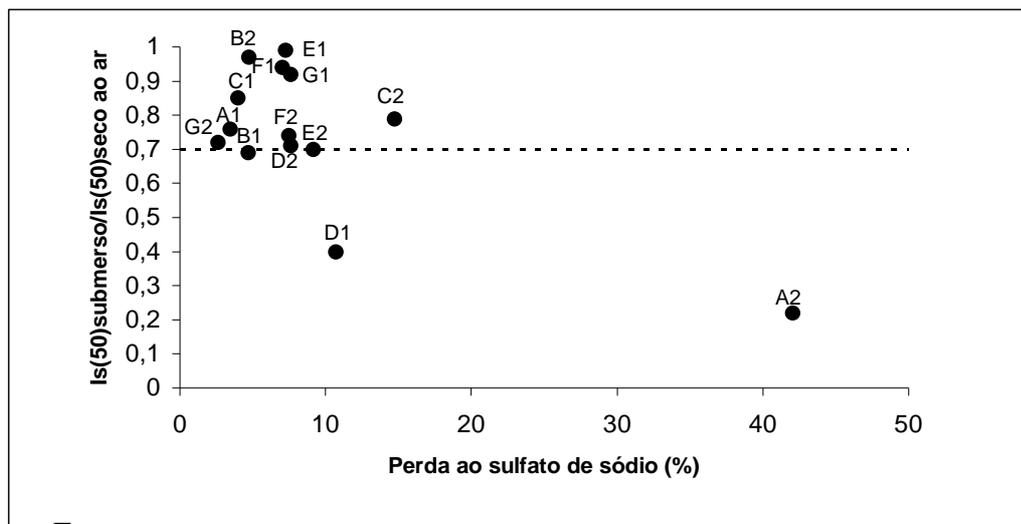


Figura 2.12: Correlação entre resultados de ensaios de durabilidade e de compressão puntiforme para jazidas estudadas por Arnold (1993).

Propõe-se valor mínimo igual 0,7 para a razão entre o  $I_{S(50)}$  determinado em corpos de prova previamente imersos em água por 7 dias e o  $I_{S(50)}$  na condição seca. Abaixo desse valor o esqueleto mineral da rocha não é capaz de suportar as forças internas devidas à expansão dos argilo-minerais. O campo de aceitação de rochas basálticas limitado pela linha que corresponde a razão de 0,7 entre os índices de resistência, é também limitado por uma linha vertical, correspondendo ao índice de resistência na condição saturada de 3,5 MPa (figura 2.13). Esse valor proposto inicialmente como a mínima resistência da rocha após imersão, foi confirmado através da análise de comportamento mecânico em pistas experimentais realizados por Núñez (1997).

Deve-se salientar que o ensaio de degradação do estado de Washington não apresenta correlação com o índice de carga pontual, Arnold (1993) e Fiorentini (2002).

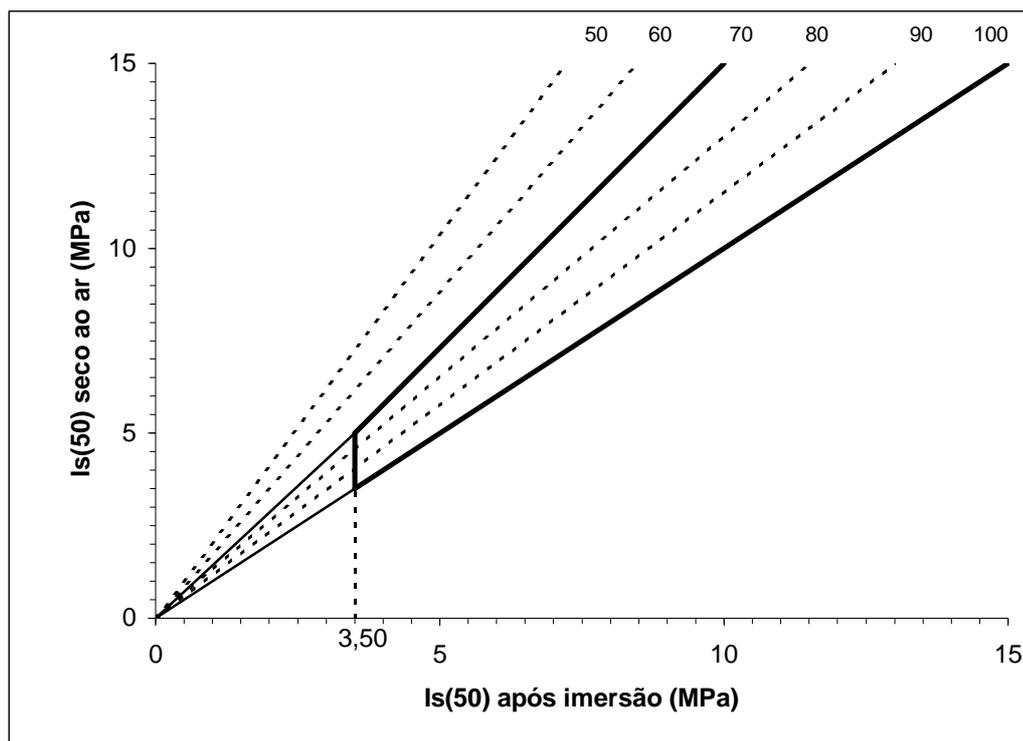


Figura 2.13: Campo de aceitação de rochas basálticas alteradas segundo Arnold (1993).

## 2.7 MÉTODO PROPOSTO PELO PROTOCOLO UFRGS-DAER/RS PARA AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE DOS BASALTOS ALTERADOS

A durabilidade de basaltos pode ser avaliada segundo o método proposto por Azambuja (1996) apud Núñez (1997), que consiste em:

- a) Comparar os resultados da análise petrográfica com difratometria de raios-X para determinar o teor e tipo de argilas presentes nos interstícios das rochas. Teores de argila superiores a 25 % e teores de esmectitas superiores a 10 % são indicativos de basaltos de qualidade inferior.
- b) Executar o ensaio de compressão puntiforme para medir a resistência do esqueleto pétreo aos esforços de tração provocados pela expansão de argilas. O critério especificado por Arnold (1993) tem-se demonstrado adequado até o presente momento.

- c) Realizar ensaios de degradação Washington para obter o volume de finos gerados pelo atrito de agregados. Pesquisas indicam que valores de  $D_w$  iguais a 10 e 25 para base e sub-base respectivamente são satisfatórios.
- d) Analisar os resultados dos ensaios de equivalente de areia, onde se obtém a qualidade dos finos gerados por britagem. Valores de equivalente areia superiores a 50 indicam finos com pouca argila.

## 2.8 DEFORMABILIDADE DE PAVIMENTOS

Os pavimentos, quando solicitados por uma carga dinâmica (imposta pelo tráfego), sofrem deformações elásticas ( $\epsilon_r$ ) e permanentes ou plásticas ( $\epsilon_p$ ). Em pavimentos mais delgados, com tratamento superficial, por exemplo, a maior parcela da deformação é irreversível, ou seja, permanente, já em pavimentos com revestimentos mais espessos há predominância das deformações elásticas.

Na seção 2.9.1 e 2.9.2, são apresentadas alguns resultados de ensaios de deformações permanentes e elásticas e, no item 2.10, são discutidos resultados de pesquisas realizadas na UFRGS.

### 2.8.1 Deformações Elásticas

As deformações elásticas são conhecidas no meio rodoviário como resilientes. O uso deste termo é justificado pelo fato de que as deformações nos pavimentos flexíveis são muito maiores do que nos sólidos elásticos com que lida o engenheiro - concreto, aço, etc, Hveem (1955) apud Medina (1997). O termo resiliência significa energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações; correspondente à energia potencial de deformação.

As propriedades resilientes dos materiais são obtidas através do ensaio triaxial de cargas repetidas no qual é medida a deformação resiliente para cada estado de tensões. O módulo de resiliência é dado pela equação abaixo (2.5):

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (2.5)$$

Onde:

$M_r$  = módulo de resiliência.

$\sigma_d$  = tensão desvio aplicada repetidamente.

$\varepsilon_r$  = deformação resiliente.

O comportamento resiliente dos materiais é representado por modelos que relacionam o módulo de resiliência com as tensões atuantes. Os modelos mais utilizados para materiais granulares são o  $M_r - \theta$  (modelo 2.6) e o  $M_r - \sigma_3$  (modelo 2.7).

$$M_r = K_1 \theta^{K_2} \quad (2.6)$$

$$M_r = K_5 \sigma_3^{K_6} \quad (2.7)$$

Onde:

$\theta$  : soma das tensões principais ( $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2\sigma_3$ ).

$\sigma_3$ : tensão confinante.

$K_1, K_2, K_5$  e  $K_6$ : parâmetros dos modelos.

Estes modelos, entretanto, não consideram o efeito da dilatância e da acumulação das tensões cisalhantes permanentes, Pérez (1987) apud Casagrande (2003).

Guimarães (2001) estudou o comportamento de mecânico de uma argila amarela oriunda de um talude de corte da BR-040/RJ, Km 11, que foi utilizada na camada final de terraplanagem da pista experimental circular do IPR/DAER. e uma laterita proveniente de Brasília. Na tabela 2.8 estão resumidas os modelos dos módulo de resiliência desses materiais. Os estados de tensões usados nos ensaios não foram especificados.

Silva (2001) já havia estudado as propriedades da argila amarela que é classificada pela HRB como um solo A-7-6 e pela classificação MCT como LA (areias com poucos finos de comportamento laterítico, típicas do horizonte B de solos conhecidos como areias quartzosas e regossolos).

Os ensaios de módulo de resiliência da Laterita Brasília foram executados com amostras homogeneizada e não homogeneizada para estudar a influência do tempo de homogeneização no módulo, pois as lateritas de maneira geral são porosas e pode ocorrer absorção de umidade pelos poros durante o tempo de umedecimento.

Tabela 2.8 – Modelos de módulo de resiliência dos materiais estudados por Guimarães (2001). Unidade:  $\text{kgf}/\text{cm}^2$ .

	$K_5$	$K_6$	w (%)
Argila amarela	68,6	-0,257	22,0
	98,6	-0,389	22,0
Laterita Brasília	831,73	0,2118	-
	769,46	0,1456	-

Rech (2001), apud Wahys (2001) realizou ensaios de módulo de resiliência de dois basaltos alterados. Os materiais foram coletados de duas jazidas diferentes existentes no município de Ijuí. O basalto alterado proveniente da jazida de Balneário Santana foi chamado de BS e o basalto alterado da jazida Linha 3 Oeste foi recebeu o nome de BO. Foi usado o procedimento de ensaio da AASHTO TP 46-94. As tensões usadas nos ensaios estão no Anexo 1 e os modelos estão expostos na tabela 2.9. Estes materiais foram considerados adequados para uso como sub-base.

Tabela 2.9 – Mdelos de módulo de resiliência dos basaltos estudados por Wahys (2003). Unidade: kPa.

MATERIAL	K <sub>5</sub>	K <sub>6</sub>	w (%)
BS	44282	0,36	16,7
BO	74725	0,27	20,89

## 2.8.2 Deformações Permanentes

As deformações plásticas se acumulam com a passagem de veículos, manifestando-se através dos afundamentos de trilha de roda (ATR) que podem levar o pavimento à ruptura. Outra consequência é o acúmulo de água sobre a pista que diminui aderência dos pneus com o pavimento podendo causar aquaplanagem.

As deformações permanentes podem ser causadas por: redução de volume de uma ou mais camadas e mudança de forma das camadas (cisalhamento).

As deformações permanentes podem ser causadas por:

- redução do volume de uma ou mais camadas do pavimento e do subleito;
- mudança de forma das camadas (cisalhamento).

A previsão de comportamento de materiais granulares e solos quanto a deformações permanentes é obtido através do ensaio triaxial de cargas repetidas.

Lekarp (1999) apud Malysz (2004), estudou o comportamento de diversos tipos de materiais (granodiorito, calcáreo, resíduo de ardósia, areia e pedregulho, areia pura) sob ação de carregamento repetido; as suas principais conclusões foram:

- A presença de água altera a magnitude das deformações permanentes. Para graus de saturação elevados há uma perda rápida de da resistência a deformações permanentes, provavelmente causada pelo excesso de poro-pressões. Recomenda-se uma drenagem eficiente em camadas granulares.
- Quanto maior a massa específica maior a resistência a deformações permanentes.

- Quanto maior o teor de finos (material passante na peneira n° 4) menor a resistência a deformações permanentes.
- Os materiais britados apresentaram melhor comportamento do que os pedregulhos naturais de forma mais arredondada.
- Não ficou evidenciado o efeito da distribuição granulométrica.

Malysz (2004) cita ainda a pesquisa de Lekarp et al (2000) na qual observou-se que o comportamento elástico de materiais granulares é influenciado pelo o nível de tensões aplicadas, a reorientação das tensões principais, o número de ciclos de carga, o teor de umidade ou grau de saturação, a história de tensões a massa específica aparente seca, a granulometria, o teor de finos e o tipo de agregado como alguns destes fatores. As deformações permanentes são diretamente proporcionais à tensão desvio e inversamente proporcionais à tensão confinante.

Na figura 2.14, é apresentada a evolução típica das deformações permanentes medidas em ensaios triaxiais de carga repetida. É possível distinguir três fases de resposta do material: deformações permanentes iniciais ( $\epsilon_{pi}$ ), velocidade de deformações permanentes constante (VDP) e incremento de VDP.

Durante o projeto de um pavimento, pode-se prever as deformações permanentes, de forma a minimizá-las, isso se dá pelo emprego da Teoria do Shakedown.

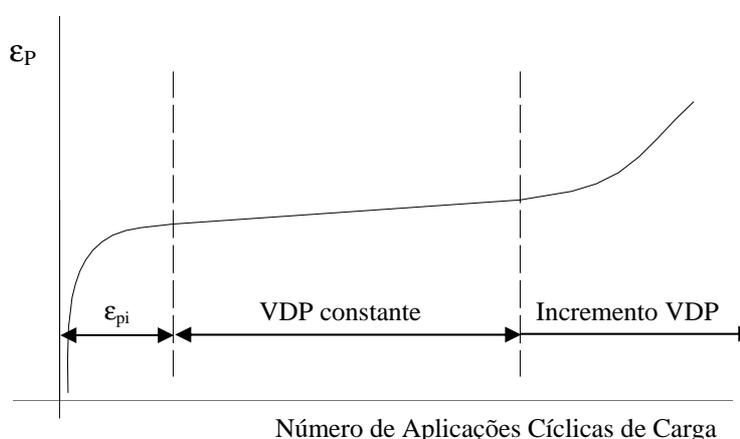


Figura 2.14: Comportamento típico quanto a deformações permanentes.

## 2.9 A TEORIA DO SHAKEDOWN

No início da abertura ao tráfego ou nos primeiros ciclos de carga, o pavimento se deforma de forma plástica, quando o limite da pós-compactação é atingido as deformações permanentes cessam, a esta estabilização chamamos de shakedown, Guimarães (2001).

Para finalidade de projeto, precisamos saber qual o máximo nível de carga que é associado à resposta essencialmente resiliente, o qual não pode ser excedido para que não ocorram deformações permanentes incontrolláveis, Werkmeister et al, (2004). Com relação a materiais granulares no pavimento, existe a possibilidade de um nível de tensões crítico entre a condição estável (resiliente) e instável (por ex.: quando deformações permanentes não triviais ocorrem), a isto chamamos de “shakedown limit” ,Melan (1936) apud Werkmeister et al (2004).

O comportamento de uma estrutura elasto-plástica sob ciclos de carga repetidos pode ser dividido em quatro níveis, Werkmeister (2001) apud Guimarães (2001) e Malysz (2004), descritos abaixo e representados na figura 2.15.

0 - puramente elástico: a carga repetida aplicada é muito pequena, de forma a produzir apenas deformações elásticas, isto é, só ocorrem deformações recuperáveis. Este tipo de comportamento ainda não foi observado em materiais de pavimentação.

1 - “Shakedown” elástico: o material sofre deformações plásticas até um número finito de ciclos, após o qual ele se deforma de maneira elástica. O nível de tensões máximo no qual a resposta elástica é mantida é chamada de limite elástico do shakedown. A quebra de partículas não ocorre (ou são de menor importância), a distorção é observada nos primeiros ciclos de carga, isto é, durante a consolidação inicial.

2 - “Shakedown” plástico: com o aumento da razão de tensões ( $\sigma_d/\sigma_3$ ) o material apresenta altos níveis de deformações permanentes, atinge a pós-compactação e a partir desse ponto as deformações permanentes apresentam uma taxa de crescimento baixa e constante. As distorções são insignificantes.

3 - Colapso incremental: para carregamentos relativamente altos a resposta é sempre plástica e a cada ciclo de carga a deformação cresce, levando à ruptura por formação de trilhas de roda, e provavelmente ocorrem quebra e abrasão de partículas.

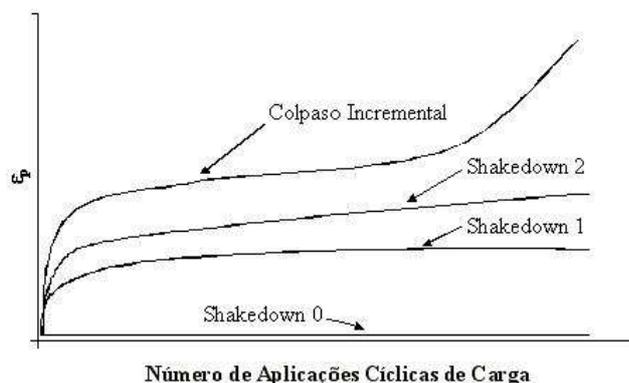


Figura 2.15: Comportamento Shakedown, Malysz (2004).

## 2.10 ALGUNS ESTUDOS SOBRE AGREGADOS REALIZADOS NO LAPAV / UFRGS

O LAPAV (Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul) vem realizando pesquisas de materiais para uso em pavimentação desde a década de 1970. Nos últimos anos, a aquisição e construção de equipamentos para execução de ensaios não convencionais permitiram avançar no conhecimento do comportamento de materiais granulares.

Casagrande (2003) usou 6 composições granulométricas para estudar a influência do teor de agregados miúdos (material passante na peneira n° 4) na condutividade hidráulica e deformabilidade elástica de britas. O material estudado é proveniente de pedreira localizada no km 30 da rodovia BR 290/RS, trecho Osório - Porto Alegre (Free Way).

Analisara resultados de 3 composições granulométrias, a GG1 que é a curva média da faixa A do DNER e as GU1 e GU2 (mostradas na tabela 2.10) que têm graduação mais aberta que aquelas indicadas nas especificações, utilizando percentagens muito baixas de agregados miúdos.

Os resultados dos ensaios de compactação realizados no Laboratório do Consórcio Constructor TRS (Santo Antônio da Patrulha/RS) estão na tabela 2.11. Os ensaios foram executados com amostras parciais, isto é, fazendo escalpo da fração grossa. O procedimento de escalpo recomendado pelo método de ensaio DNER-ME 49-74 consiste em substituir a

fração retida na peneira 19 mm (3/4”) por igual quantidade de material passante na peneira 19 mm e retido na 4,8 mm. Estes materiais não apresentaram expansão.

Malysz (2004) dando continuidade ao trabalho iniciado por Casagrande, estudou as características de resistência ao cisalhamento e deformabilidade plástica de uma brita graduada (GG1) e duas uniformes (GU2 e GUm) provenientes da mesma jazida. O procedimento de escalpo não foi realizado. A tabela 2.10 e a figura 2.16 apresentam as composições granulométricas estudadas pelos autores citados.

Tabela 2.10: Composições granulométricas estudadas por Casagrande (GG1, GU1 e GU2) e Malysz (GG1, GU2 e GUm).

Peneira	Faixa “A”		Composições			
	Min.	Max.	GG1	GU1	GU2	GUm
2”	100	100	100	<b>100</b>	100	100
1 ½”	-	-	100	<b>100</b>	100	100
1”	-	-	91,3	<b>87,8</b>	86,0	100
¾”	-	-	67,3	<b>54,6</b>	48,1	99,9
½”	-	-	50,2	<b>27,9</b>	18,1	96,4
3/8”	30	65	48,3	<b>21,8</b>	11,9	52,5
Nº 4	25	55	39,7	<b>9,5</b>	0,9	6,2
Nº 10	15	40	26,8	<b>5,8</b>	0,5	3,6
Nº 40	8	20	13,6	<b>2,5</b>	0,5	2,9
Nº 80	5	14	8,0	<b>1,7</b>	0,4	2,3
Nº 200	2	8	4,1	<b>1,3</b>	0,4	1

A influência do procedimento de escalpo, apresentada na tabela 2.11, no peso específico aparente máximo foi insignificante, já na umidade ótima houve uma diminuição significativa para as duas britas (GG1 e GG2), o que já era esperado, visto que se substituiu uma grande quantidade de agregado graúdo por miúdo.

Tabela 2.11: Características das composições granulométricas – efeito do escalpo.

	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\omega$ (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\omega$ (%)
	CASAGRANDE, 2003 (COM ESCALPO)		MALYSZ, 2004 (SEM ESCALPO)	
GG1	21,4	6,6	22,8	5,1
GU1	18,5	3,7		
GU2	18,4	3,7	17,9	1,5
GUm			17,9	2

Analisando os resultados dos referidos autores, conclui-se sobre o módulo de resiliência e deformações permanentes:

- a) as composições mais abertas GU1 e GU2 apresentaram módulos de resiliência superiores à GG1, ou seja, o aumento do teor de agregados miúdos pode ocasionar a redução do módulo de resiliência;
- b) em termos de resistência ao cisalhamento e deformações permanentes, os melhores comportamentos foram os da brita GG1, seguido pela GUm. A brita GU2 (granulometria uniforme) apresentou as maiores deformações permanentes em relação às outras duas britas.

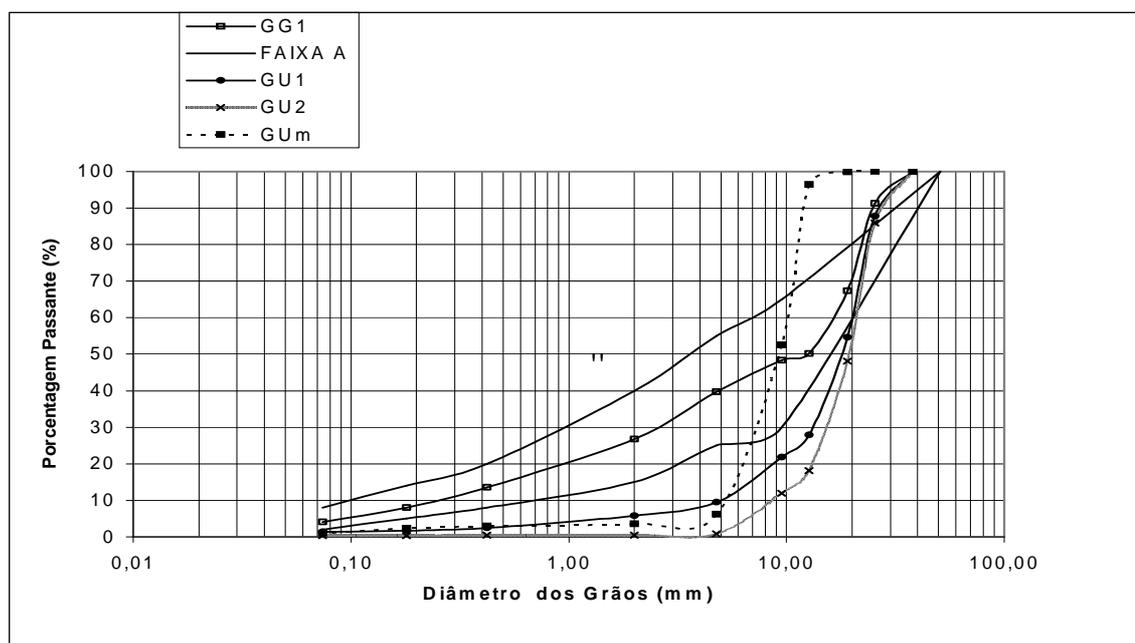


Figura 2.16: Composições granulométricas estudadas por Casagrande (GG1, GU1 e GU2) e Malysz (GG1, GU2 e GUm).

Salienta-se ainda que Rohde (2002) apresentou um amplo estudo sobre emprego de escórias de aciaria elétrica em camadas granulares de pavimentos. Rohde (2002) concluiu que esses materiais após terem seu potencial expansivo reduzido pela cura ao ar livre em pilhas e serem britados de forma a obter-se uma distribuição granulométrica contínua, apresentaram elevados ISC e módulos de resiliência superiores a de britas graduadas produzidas no RS.

Também Wahys (2003) estudou basaltos alterados encontrados no município de Ijuí (RS). Estes materiais apresentam um grau de alteração muito superior aos estudados por Arnold (1993), ficando seu emprego restrito a sub-bases de pavimentos de rodovias de baixo e médio volume de tráfego.

Como exposto neste item, o LAPAV/UFRGS vem estudando materiais granulares, convencionais ou alternativos, seja através de ensaios laboratoriais, Arnold (1993); Rohde (2002); Casagrande (2003); Wahys (2003); Malysz (2004); ou ensaios acelerados de simuladores de tráfego, Núñez (1997). O conhecimento do comportamento desses materiais permite otimizar o seu emprego em camadas granulares de pavimentos.

O estudo relatado a seguir insere-se no esforço por quantificar adequadamente materiais alternativos e por aplicar análise mecânica no dimensionamento de rodovias de baixo volume de tráfego.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

A região do Alto Uruguai no estado do Rio Grande do Sul destaca-se pela produção de pedras semipreciosas extraídas em garimpos nos basaltos da Formação serra Geral (Jurássico-Cretáceo) da Bacia do Paraná. A ametista e minerais associados (ágata, calcita, gipsita e barita) ocorrem em geodos que são extraídos por meio de explosivos. As rochas encaixantes e parte da mineralização não são aproveitadas sendo depositadas nas encostas, sem separação prévia.

A extração de ametista em galerias subterrânea é realizada há mais de trinta anos sendo que, apesar da necessidade e desejo por parte do governo (Prefeitura Municipal de Ametista do Sul e Governo Federal) e pela COOGAMAI (Cooperativa de Garimpeiros do Alto e Médio Uruguai) de aproveitar estes rejeitos de forma a diminuir o impacto ambiental e obter algum benefício econômico, os mesmos ainda são depositados nas encostas dos morros em função da proximidade. Como nunca foi feito o aproveitamento desses rejeitos, há muito material disponível, mesmo que a produção anual seja pequena. Os depósitos podem ser vistos de longas distâncias, mudando o meio-físico regional, ocupando áreas de mata nativa, pecuária e cultivo.

Neste trabalho, estuda-se o comportamento mecânico dos rejeitos dos garimpos de ametista (rochas encaixantes), que são classificados como basaltos alterados (alteração hidrotermal). Existem dois tipos de rocha de comportamento bem diferenciado denominadas pelos garimpeiros como “laje” e “cascalho”.

Foi realizado por Palma (2003), um levantamento topográfico para estimar o volume de rejeito existente em alguns garimpos (chamados pelos nomes dos proprietários) da região. Os resultados são apresentados na tabela 3.1 e a descrição do método está no “Estudo dos Rejeitos de Garimpos de Ametista do Distrito Mineral do Alto Uruguai, RS”, Palma, (2003). A cubagem de rocha extraída mostrou que o “cascalho” representa menos de 20% do total.

Tabela 3.1: Volumes de rocha retirada de cada galeria, Palma (2003).

GARIMPO	EXTENSÃO GALERIA (m)	VOL.CASCALHO		VOL. LAJE		VOL TOTAL (m3)	VOL. ROCHA EXTRAÍDA POR METRO DE LAVRA (m <sup>3</sup> /m)
		(m3)	%	(m3)	%		
Trombetta 1	94,24	34,15	6,32	540,25	93,68	574,39	6,09
Trombetta 2	129,58	71,17	9,94	644,72	90,06	715,86	5,52
Arcelli	142,17	625,66	18,52	767,83	81,48	767,83	4,95

Segundo Strieder (2005), existem na região do Alto Uruguai cerca de 370 garimpos de ametista, cada garimpo produz em média 100 a 150 m<sup>3</sup> de rejeitos por semana, o que implica numa produção semanal de 37.000 a 55.500 m<sup>3</sup>. De acordo com esta estimativa o volume de material depositado nas pilhas de rejeitos seria suficiente para pavimentar grande parte das rodovias da região.

Sobre a variabilidade das características geológicas, petrográficas, físicas e químicas dos basaltos alterados Strieder (2005) comenta que elas são aproximadamente iguais para a região do Alto Uruguai, havendo variações significativas apenas nos limites da região de extração de ametista, onde não há mais presença de mineralizações.

### 3.1 CONCEITUAÇÃO DE “LAJE” E “CASCALHO”

Nas figuras 3.1 e 3.2, são mostrados dois perfis do maciço rochoso onde é possível perceber a diferença macroscópica entre a laje e cascalho. As fotos foram tiradas no garimpo do Piovesan onde o limite entre as camadas apresenta-se mais visível. Este garimpo se encontra na mesma cota do garimpo do Arceli (do qual foram retiradas as amostras), portanto pertencem ao mesmo derrame. Na figura 3.3 é mostrado o detalhe de uma pilha de rejeitos, no centro da figura foi colocada uma caneta para dar noção de escala.

Palma (2003) realizou ensaios de análise petrográfica (item 3.6.2), difração de raios-X (item 3.6.3) e carga pontual em rochas fresca (logo após o desmonte) e exposta ao intemperismo na pilha de rejeitos, onde ficaram evidenciadas as diferenças entre os dois tipos de materiais.

A “laje” possui cor cinza quando sã e marrom quando exposta ao intemperismo, o cascalho sempre exibe uma cor avermelhada, com pequena variação entre rocha fresca e rocha exposta ao intemperismo.

O “cascalho” possui fraturamento geralmente em três direções, com repetição a cada 10 cm. A “laje” é uma rocha com menor intensidade de fraturas horizontais e verticais, as quais se repetem a cada 30 cm ou mais. A “laje” apesar de ser uma rocha mais maciça que o “cascalho”, se desagrega muito facilmente quando sob ação do intemperismo, tornando-se um solo residual num período de 6 meses a um ano. Nesse mesmo período o cascalho não apresenta sinais de alteração.

Os resultados da análise petrográfica indicaram que tanto a “laje” quanto o “cascalho” tem a mesma composição mineralógica sendo que, quando não exposto ao intemperismo, o “cascalho” possui mais matriz e menos fenocristais que a “laje”. A alteração fica em sua maioria restrita à matriz onde estão os argilo-minerais. Não foi encontrada mineralogia de alteração intempérica.

As rochas depositadas nas pilhas sofrem intemperismo e os argilo-minerais de origem hidrotermal são desagregados pela lixiviação. A resistência destas rochas, quando não expostas ao intemperismo, é afetada pela presença de argilo-minerais e, quando intemperizadas, pela desagregação causada pela perda de argilo-minerais, Palma (2003).

Os difratogramas de raios-X, este ensaio está detalhado em Pablo (2003) e Lovato (2004), acusaram que a presença de celedonita (mica altamente plástica) e esmectita em vesículas é maior na “laje” (já que este minério ocorre nos depósitos de ametista associados aos geodos) e sob intemperismo estes minerais se fazem mais visíveis (Figuras 3.4 a 3.6).

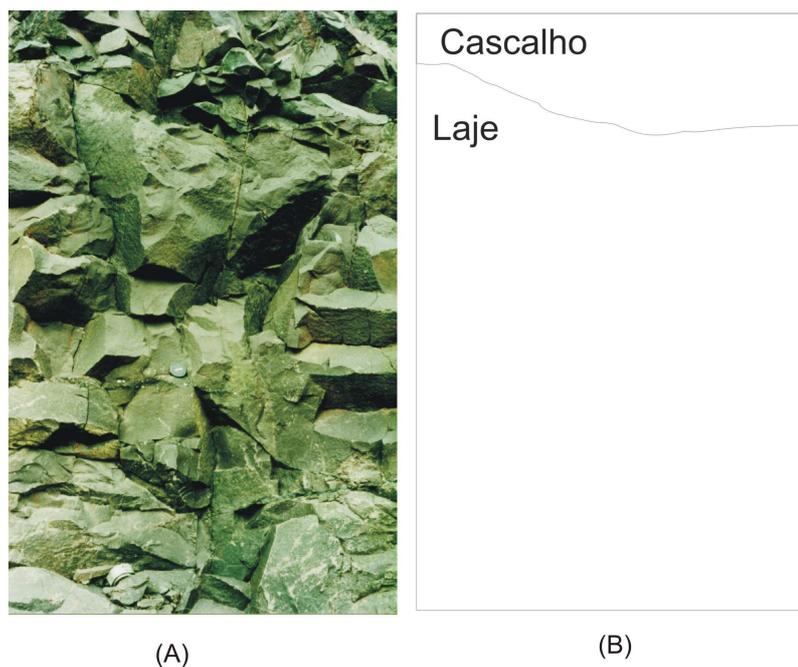


Figura 3.1: (A) Detalhe do contato da laje e do cascalho. (B) Representação gráfica do contato. Local: Garimpo do Piovesan. Palma (2003).

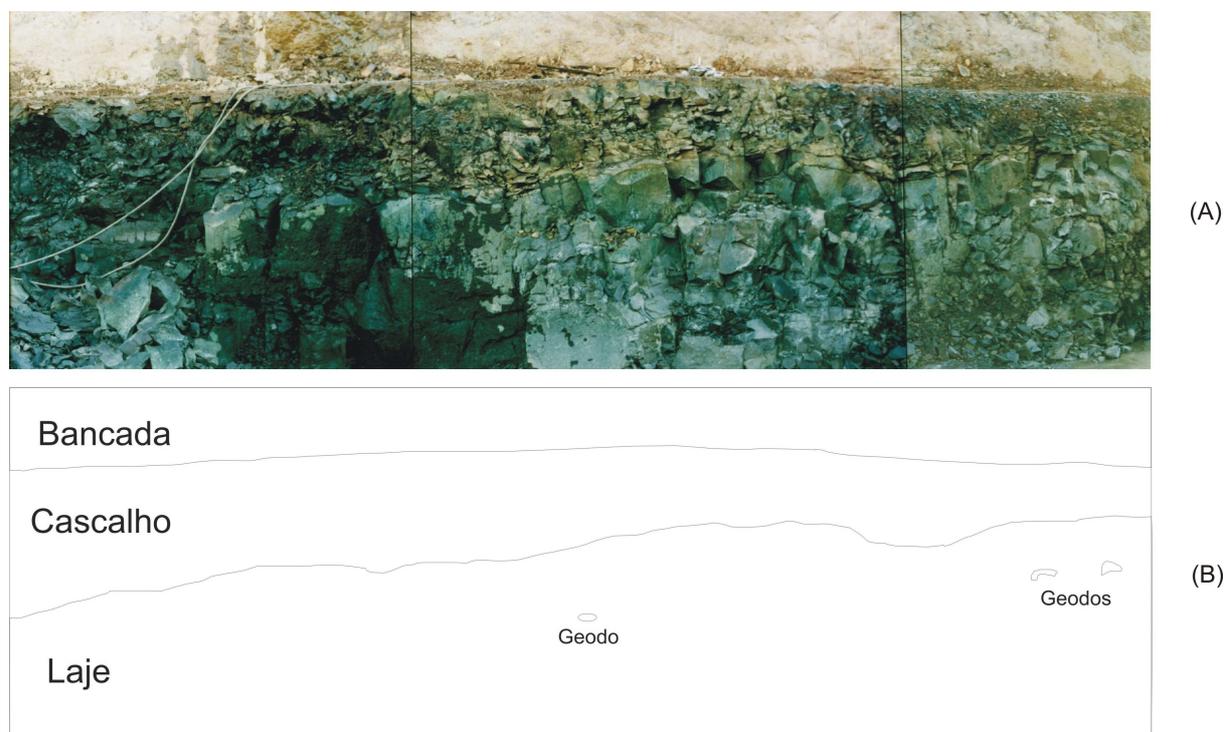


Figura 3.2: (A) Variação lateral do contato entre o cascalho e a laje. (B) Croquis das camadas. Garimpo do Piovesan. Palma (2003).



Figura 3.3: Fragmentos de rochas resultantes do desmonte.

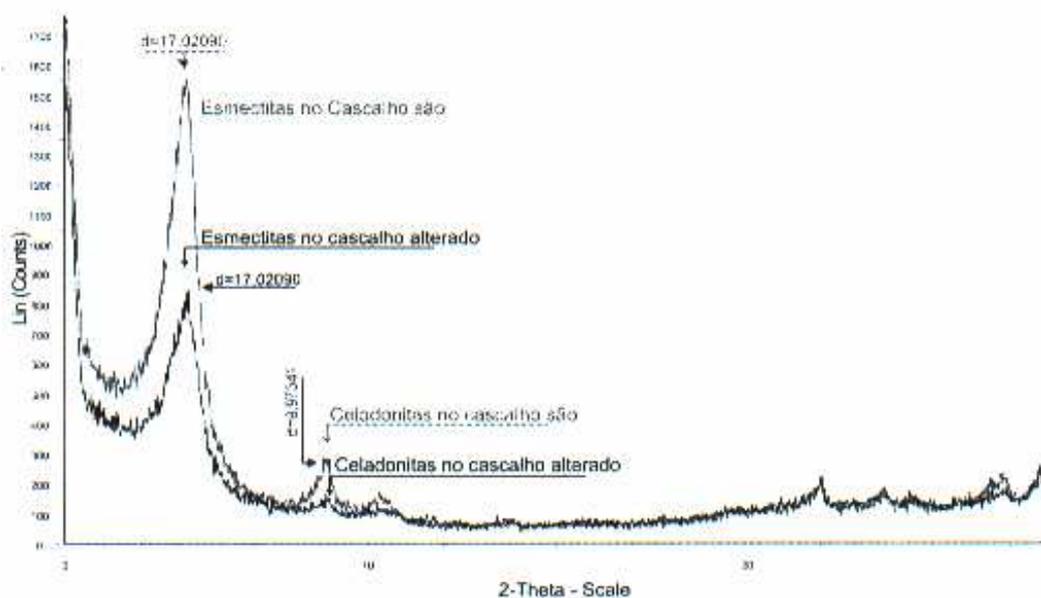


Figura 3.4: Difratoograma de raios-X de amostra glicolada, mostrando a diferença na quantidade de esmectita e celadonita no cascalho, Palma (2003).

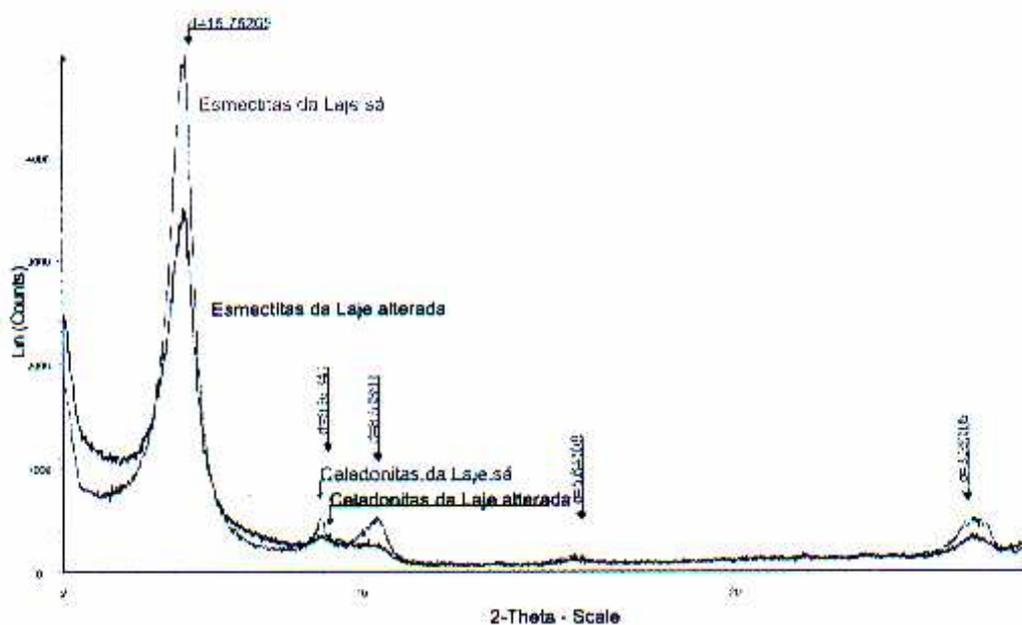


Figura 3.5: Difratoograma de raios-X de amostra glicolada mostrando a diferença na quantidade de esmectita e celadonita da laje, Palma (2003).

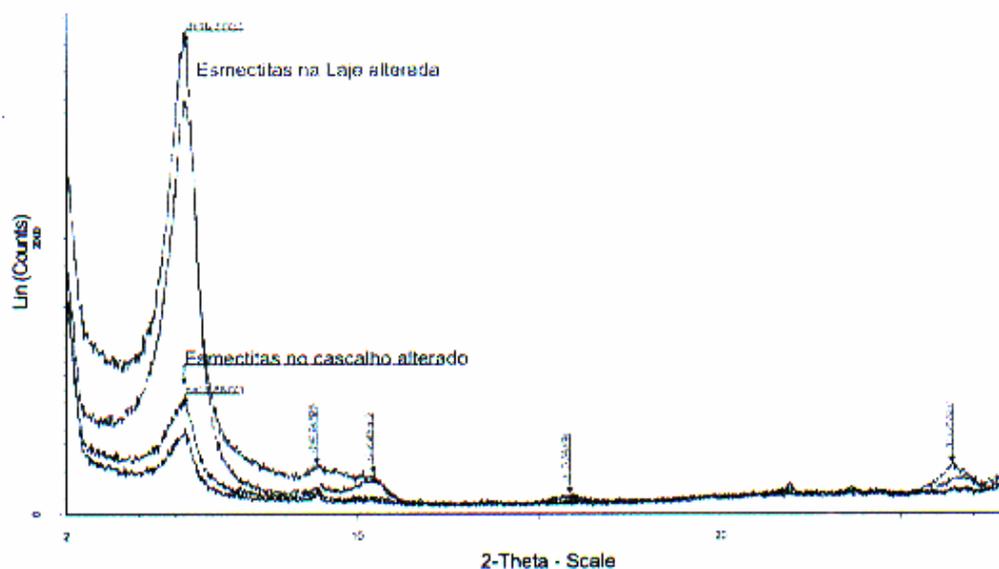


Figura 3.6: Difratoograma de raios-X de amostra glicolada, mostrando a diferença da esmectita no cascalho e na laje, Palma (2003).

A tabela 3.2 mostra os resultados do ensaio de carga pontual, onde se observa que o “cascalho” possui resistência muito superior à “laje”. As duas rochas são mais resistentes que quando não intemperizadas.

Segundo a IAEG - *International Association of Engineering Geology* (1979), as rochas são divididas em classes de acordo com a resistência à carga puntiforme na condição seca ao ar:

- Classe 1: rocha fraca, resistência de 1,5 a 15 MPa.
- Classe 2: rocha moderadamente fraca, resistência de 15 a 50 MPa.
- Classe 3: rocha forte, resistência entre 50 e 120 MPa.
- Classe 4: rocha muito forte, resistência de 120 a 230 MPa.
- Classe 5: rocha extremamente forte, resistência maior do que 230 MPa.

Tabela 3.2: Resistência à compressão puntiforme da laje e do cascalho na condição seca ao ar, Palma (2003).

AMOSTRA	TIPO DE AMOSTRA	RESIST. COMP. PUNTIFORME (MPa)
Arceli 38-3	Laje fresca	33,00
Arceli 38-2	Laje intemperizada - 1 ano	28,00
Ganzer 27-1	Laje sã	40,00
Ganzer 27-3	Laje intemperizada - 2 anos	31,00
Arceli 38-10	Cascalho fresca	95,00
Arceli 38-13	Cascalho intemperizado -1 ano	74,00
Ganzer 27-6	Cascalho fresca	78,00
Ganzer 27-3	Cascalho intemperizado -2 anos	81,00

Como se obtiveram valores de resistência para “laje” entre 28 e 40 MPa, ela é considerada uma rocha moderadamente fraca. Já o “cascalho” para o qual foram obtidas valores de resistência mais elevados, entre 73 a 95 MPa, é considerada uma rocha forte.

### 3.2 AMOSTRAGEM

Os materiais que foram estudados são provenientes de desmonte de rocha com explosivos em garimpos da cidade de Ametista do Sul. A exploração de ametista é realizada em lavras subterrâneas. Estes materiais que já apresentavam fraturamento natural acentuado, após a detonação, se fragmentam em pedaços de até 20 cm.

Ao redor dos garimpos existem pilhas de rejeitos superiores a 10 m, mas visto que a laje apresenta elevada alterabilidade se exposta a ciclos de molhagem e secagem, optou-se por coletar material proveniente da detonação da data da amostragem. Coletaram-se fragmentos de rocha de vários tamanhos de modo a obter amostras representativas.

### 3.3 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

As amostras de “laje” e “cascalho” apresentavam-se em fragmentos que variavam desde material passante na peneira 200 até pedaços de rocha com aproximadamente 20 cm, com predominância das frações maiores. Por isso, fez-se necessária a britagem deste material que foi realizada utilizando um britador de mandíbulas do LAPROM (Laboratório de Processamento Mineral) da UFRGS.

O material britado foi separado em diferentes frações e depois misturado de forma a atender a granulometria adotada para o estudo laboratorial relatado nesta dissertação.

### 3.4 GRANULOMETRIA DE ESTUDO

Inicialmente tentou-se trabalhar com uma granulometria que atendesse às especificações do DAER –RS para materiais granulares de base e sub-base. Mas, após a execução de duas britagens com aberturas diferentes do britador de mandíbulas do laboratório, resolveu-se adotar uma curva granulométrica uniforme de graduação mais aberta, com poucos finos. A britagem então foi realizada com a mínima abertura do britador e a granulometria obtida foi muito semelhante à da brita GU1 (tabela 2.10 e figura 2.16) estudada por Casagrande (2003), sendo esta adotada como a granulometria de estudo. Os resultados obtidos por Casagrande

foram muito importantes, pois possibilitaram fazer um paralelo entre uma brita proveniente de rocha basáltica sã e a resultante de basalto alterado, estudada nesta dissertação.

A escolha desta curva granulométrica também vai ao encontro com a realidade da região de estudo, onde a Prefeitura Municipal de Ametista do Sul adquiriu um britador móvel (figura 3.7). Este britador permite apenas uma britagem.



Figura 3.7: Britador móvel da Prefeitura Municipal de Ametista do Sul, equipamento instalado sobre pilha de rejeitos.

### 3.5 ENSAIOS MECÂNICOS

Foram realizados ensaios em laboratório para a determinação das características mecânicas do basalto alterado (laje e cascalho). Os ensaios foram executados no LAPAV/UFRGS.

Para caracterizar o material pétreo foram executados ensaios de densidade real dos grãos, compactação, Índice de Suporte Califórnia, expansão, módulo de resiliência, e deformação permanente.

### 3.5.1 Análise Granulométrica

Durante a preparação das amostras foram efetuadas análises granulométricas por peneiramento conforme o método DAER/RS-EL 102/01 - Análise Granulométrica de Agregados.

### 3.5.2 Ensaios de Compactação e ISC

Foram realizados ensaios de compactação e Índice de Suporte Califórnia para a determinação dos pesos específicos aparentes máximos e as umidades ótimas e ISC da laje e do cascalho nas energias de ensaio de Proctor Intermediário e Modificado. Foi utilizado o método DNER-ME 049/94. Durante os ensaios de ISC também foi avaliada a expansão dos dois materiais.

As umidades de moldagem dos corpos de prova para a energia de compactação intermediária foram 1%; 2,5%; 4%; 5,5% e 7%. E, para energia de compactação modificada, 1%; 2%; 3%; 4% e 5% .

### 3.5.3 Módulo de Resiliência ( $M_R$ )

O ensaio de resiliência ou ensaio triaxial de cargas repetidas foi executado para os dois materiais, com energia de compactação intermediária e modificada. Os ensaios de módulo de resiliência foram realizados conforme o métodos DNER-ME 131/94.

A figura 3.8 mostra os equipamentos usados para moldagem dos corpos de prova, com exceção do soquete metálico grande do ensaio de compactação. Após a moldagem do corpo de prova, o mesmo é colocado na câmara triaxial (figura 3.9) onde foi realizado o condicionamento inicial do CP, através da aplicação de uma seqüência de carregamentos repetidos. Este procedimento está previsto no método do DNIT (extinto DNER) e é recomendado para eliminar as grandes deformações plásticas que ocorrem no início da aplicação de cargas.



Figura 3.8: Equipamentos para a moldagem dos CPs, Malysz (2004).



Figura 3.9: Equipamento triaxial para cargas repetidas, Malysz (2004)

Foram aplicados 50 ciclos de carga na fase de condicionamento para cada estado de tensões e 100 ciclos na fase de carregamento. A cada estágio de aplicação de carga registraram-se as deformações resilientes referentes àquele estado de tensões, obtidos através da média dos últimos cinco picos de carga.

Um temporizador fez o controle dos intervalos de aplicação de carga, os quais tiveram duração de 0,1s e frequência igual a 1,0 Hz. As deformações axiais do corpo de prova foram medidas por um LVDT (*Linear Variable Differential Transducer*), que transformou as deformações axiais durante o carregamento repetido em potencial elétrico, os valores foram registrados em um sistema de aquisição de dados, gerenciado pelo *software* HP-VEE. A rotina computacional registra as deformações geradas pelo carregamento e calcula os módulos de resiliência para cada estado de tensões.

Os ensaios foram executados na condição drenada, procedimento que simula melhor as condições de base e sub-base de pavimentos e elimina o efeito de ar para o interior das amostras, Pérez (1987) apud Malysz (2004).

### **3.5.4 Ensaio de Deformações Permanentes**

A determinação das características de deformações permanentes em materiais granulares é importante, visto que o afundamento de trilha de roda diminui sensivelmente a segurança e aumenta o custo de transporte do usuário. Mais ainda, como os materiais estudados serão usados em camadas granulares de pavimentos com revestimentos delgados, ou com revestimento primário, é de fundamental importância a determinação de parâmetros de deformação permanente.

Os ensaios foram executados utilizando a mesma câmara e sistema pneumático que foram usados nos ensaios de módulo de resiliência. As deformações permanentes foram lidas por um transdutor resistivo do tipo RDT (*Rectilinear Displacement Transducer*) da marca Gefran, modelo LTM 50 S, com um curso de 5 cm (figura 3.10).

No ensaio de deformações permanentes, ao contrário do ensaio de módulo de resiliência, é aplicado um único estado de tensões, com um número bastante elevado de ciclos de carga que podendo atingir até  $10^6$ . Contudo, a experiência local, Malysz (2004), mostra que com 80.000

ciclos de carga é possível estimar-se os parâmetros de ensaio: deformação permanente inicial, e a velocidade de deformações permanentes. Os ensaios foram finalizados quando o número de ciclos atingiu aproximadamente 80.000.

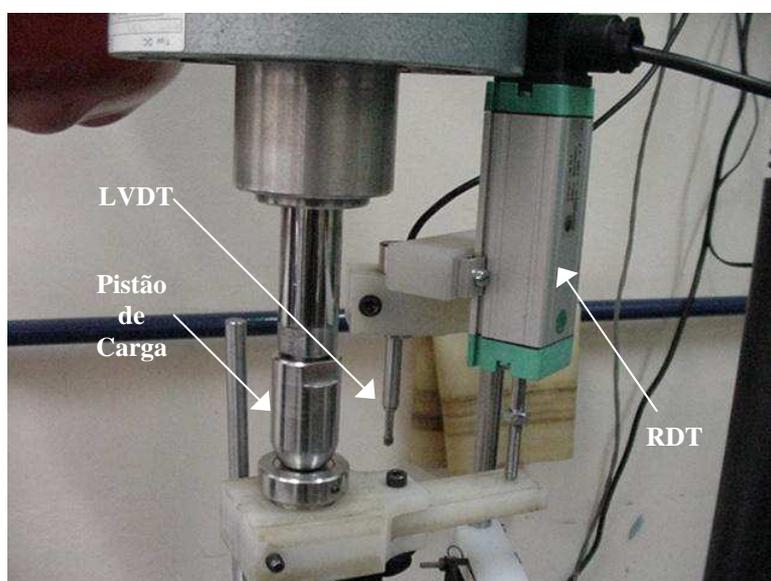


Figura 3.10: Transdutores de deslocamento e à direita da figura pistão de carga, Malysz (2004).

Durante o planejamento do estudo das deformações permanentes foram considerados dois aspectos: em qual camada cada material poderia ser usado, qual estado de tensão.

Considerou-se o fato que o cascalho é indicado como material de base, por isso os corpos de prova foram moldados na energia modificada. A laje por se presumir que seja mais viável o seu uso como material de sub-base foi utilizada a energia intermediária de compactação.

Os estados de tensões foram escolhidos dentro do intervalo de tensões ao qual os pavimentos estão geralmente expostos e que fossem possíveis de serem reproduzidos pelo equipamento. Foram realizados três ensaios de cada material, conforme as condições expostas na tabela 3.3:

Tabela 3.3: Estado de tensões dos ensaios de deformações permanentes.

CASCALHO		LAJE	
$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)
70	210	21	140
105	220	35	140
105	315	105	315

### 3.6 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO TECNOLÓGICA

A seguir é apresentada uma descrição dos ensaios de sanidade ao sulfato de sódio, análise petrográfica, difração de raios-X, Abrasão Los Angeles e equivalente de areia, visto a importância dos mesmos para a avaliação dos agregados. Observa-se que os ensaios de carga pontual de degradação Washington já foram discutidos no capítulo anterior.

#### 3.6.1 Ensaio de Sanidade ao Sulfato de Sódio

Os ensaios foram realizados no CIENTEC segundo o método do DNER-ME 089/1994 – Determinação da sanidade de agregados pelo uso de sulfato de sódio. O relatório de ensaio está no apêndice.

O ensaio de sanidade (*Soundness Test*) é o ensaio mais empregado para avaliar durabilidade de materiais rochosos, principalmente no meio rodoviário. Ele busca qualificar e quantificar o estado de integridade que se encontra a rocha no momento em que está sendo ensaiada, indicando o comportamento que este material apresentará no pavimento, Fiorentini (2002).

O ensaio consiste na imersão repetida do agregado em solução saturada de sulfato de sódio, seguida por secagem em estufa, onde ocorre a desidratação total ou parcial do sal nos poros e fissuras.

A solução penetra nos interstícios das rochas, precipitando íons que se cristalizam e exercem pressões nas paredes dos poros e nas microfissuras. Essas pressões, de acordo com Fookes,

Gourley & Ohikere (1988) apud Fiorentini (2002) são 10 vezes menores que as geradas pelo congelamento e degelo e 10 vezes maiores que as pressões geradas pela expansão da argila.

O ensaio de sanidade tem sido questionado, Azambuja (1996) apud Núñez (1997) e Fiorentini (2002), quanto à sua adequação para medir a durabilidade de materiais rochosos diante das condições climáticas (clima subtropical e temperado) a que as rochas estão submetidas em regiões como o estado do Rio Grande do Sul. Ao se adotar um ensaio concebido para simular ações do tipo gelo-degelo e cristalização de sais, exige-se da rocha resistência muito acima da necessária no seu futuro ambiente de uso, rejeitando-se materiais que suportariam as pressões das argilas expansivas e teriam um bom comportamento durante a vida útil do pavimento.

A tabela 3.4 mostra as peneiras usadas no método do DNER e a quantidade de amostra necessária. A distribuição granulométrica é obtida da curva granulométrica do material (neste caso GU1). O cálculo da média ponderada não está bem definido na referida norma, por isso, a mesma foi calculada também pelo método do DAER ME 089/94.

Tabela 3.4: Tabela de ensaio de sanidade a sulfatos- DNER-ME 089/1994.

TAMANHO DAS PENEIRAS (PREPARAÇÃO DAS FRAÇÕES)				MASSA ANTES DO ENSAIO (g)	PERDA EM MASSA (%)	DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA (RETIDO INDIVIDUAL) (%)	PERDA PONDE- RADA (%)
Passante		Retido					
(mm)	#	(mm)	#				
38,1	1 1/2"	25,4	1"	1005		45,40	
25,4	1"	19,1	3/4"	495			
19,1	3/4"	12,7	1/2"	670		32,80	
12,7	1/2"	9,5	3/8"	330			
9,5	3/8"	4,76	no 4	330		12,30	
9,5	3/8"	4,76	N° 4	110		12,30	
4,76	N° 4	2,38	N° 8	110		5,00	
2,38	N° 8	1,19	N° 16	110		1,40	
1,19	N° 16	0,59	N° 30	110		1,07	
0,59	N° 30	0,30	N° 50	110		0,73	

### 3.6.2 Análise Petrográfica

Análise petrográfica com lâminas delgadas foi realizada com o intuito de caracterizar mineralogicamente as rochas e auxiliar o estudo de suas propriedades físico-mecânicas

Neste trabalho, foram analisados os resultados obtidos por Palma (2003). As metodologias usadas estão descritas nas normas da ABNT NBR 7389 para concreto e a instrução de ensaio DNER IE-006/94 para pavimentos. Os procedimentos de ensaio compreendem: análise macroscópica para a definição da estrutura, coloração e estado geral de alteração bem como microscopia óptica para a determinação dos minerais, suas alterações, a granulação e suas proporções e também a avaliação microestrutural da rocha. A classificação petrográfica foi feita com base na análise por estimativa visual dos diferentes constituintes minerais. As características texturais também foram analisadas para diferenciar a “laje” do “cascalho”.

Para a realização da análise petrográfica foi utilizado um microscópio binocular da marca Zeiss, modelo Axiolab, com três objetivas de aumento (0,5 mm; 2,00 mm e 4,00 mm), do Modelage da UFRGS.

Fiorentini (2002) cita que vários autores tentaram associar um elemento quantitativo por meio do exame petrográfico criando índices ou fatores. Schneider e Pires da Rocha (1968) em seus estudos sobre rochas basálticas mostraram que a quantificação de minerais secundários auxilia na qualificação das rochas para uso em pavimentação rodoviária. Estes autores propõem que a presença de até 20% de minerais secundários teria pequeno efeito na degradação destas rochas; de 20 a 25%, produziriam algumas falhas e, com mais de 35 %, ocorreriam problemas no pavimento asfáltico. Eles também concluíram que o comportamento dos agregados basálticos não depende somente do teor de minerais de alteração (secundários) presentes, mas principalmente de sua natureza.

### **3.6.3 Difração de Raios-X**

A difração de raios-X foi utilizada para identificar os grupos de argilo-minerais presentes nas amostras e procurar determinar uma progradação da alteração das amostras.

Esta técnica não é normatizada, por isso, foram empregados os procedimentos tradicionalmente utilizados em laboratórios de difração e constantes em bibliografia especializadas para a preparação das amostras e para obtenção dos difratogramas. Os procedimentos utilizados estão descritos em Palma (2003).

Os difratogramas foram obtidos no Laboratório de Difração de Raios-X do Instituto de Geociências da UFRGS, com o equipamento Siemens-Bruker-AXS-D5000. As análises foram realizadas com as seguintes condições: leituras a cada 1,5 segundos e o ângulo  $\theta$  variando de 2 a 28°.

### **3.6.4 Resistência à Abrasão Los Angeles**

Este ensaio visa simular o desgaste dos agregados por abrasão em decorrência do tráfego. Foi executado conforme o método descrito DAER/RS EL 103/01 – Determinação da Abrasão “Los Angeles” de Agregados.

O procedimento consiste em provocar o desgaste por abrasão num cilindro rotativo de aço contendo esferas metálicas. O desgaste é expresso pela porcentagem em peso do material que após o ensaio passa pela peneira nº 12 (1,70 mm).

### **3.6.5 Equivalente de Areia**

O objetivo do ensaio de equivalente de areia é qualificar os finos de materiais granulares usados em pavimentação. Estes ensaios foram realizados no CIENTEC segundo o Método DNER ME 054/94. Os relatórios estão no apêndice.

O equivalente de areia é a relação entre a altura de areia depositada após 20 minutos de sedimentação e a altura total de areia depositada mais a de finos (silte e argila) em suspensão, numa solução aquosa de cloreto de cálcio.

## 4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo é destinado à apresentação e análise dos resultados obtidos nos ensaios descritos no capítulo 3.

As tabelas 4.1 e 4.2 apresentam os resultados dos ensaios de caracterização tecnológica e os limites aceitáveis segundo as especificações DAER-ES-P 04/91 Sub-base Granular (Classe 1) e DAER-ES-P 04/91 – Base Granular (Classe C). A laje e o cascalho apresentaram comportamento satisfatório ficando dentro dos limites aceitáveis.

A laje é um basalto com grau de alteração maior que o cascalho, por isso, era esperado que ela sofresse um maior desgaste por abrasão Los Angeles, mas esta expectativa não se confirmou. A perda de massa do cascalho no ensaio de abrasão Los Angeles foi 19,4% maior do que a perda de massa da laje.

Durante o desmonte da rocha, o cascalho se fragmenta em pedaços mais alongados, por isso o seu índice de lamelaridade é maior.

Pelos resultados do ensaio de equivalente de areia é possível concluir que os finos não possuem grandes quantidades de argila, Azambuja (1996) apud Núñez (1997) por que o valor de EA é próximo de 50%.

Os materiais obtiveram resultados mais do que satisfatórios no ensaio de Degradação Washington, significando que apresenta durabilidade adequada para o clima temperado do Rio Grande do Sul.

A perda durante o ensaio de sanidade sulfatos foi calculada pelos métodos do DNER e DAER/RS. Os resultados e os limites aceitáveis segundo as especificações e DNER ME 089/94, DAER-ES-P 04/91 Sub-base Granular (Classe 1) e DAER-ES-P 04/91 – Base Granular (Classe C) estão na tabela 4.2. O cascalho atendeu à exigência das especificações. Já a laje sofreu perdas de material significantes, atingindo percentuais acima do limite de 12% iguais a 64% pelo método do DNER e 79% acima pelo método do DAER.

Considerando o rigor do ensaio de sanidade a sulfatos como discutido anteriormente e os resultados do ensaio de Degradação Washington é possível concluir que a laje, em relação ao critério durabilidade, pode ser usada como material de sub-base de pavimentos, desde que haja uma drenagem satisfatória de forma a evitar ciclos de molhagem e secagem.

Tabela 4.1: Resultados dos ensaios de caracterização tecnológica.

ENSAIO	MATERIAL		LIMITES ACEITÁVEIS	
	LAJE	CASCALHO	SUB-BASE	BASE
Abrasão Los Angeles	18,42%	22,00%	Não definido	≤ 40%
Lamelariedade	24,12	27,50	Não definido	Não definido
Equivalente de areia	43 %	43 %	≥ 25 %	≥ 30 %
Degradação Washington	64	67	≥ 15	≥ 25

Tabela 4.2: Resultados dos ensaios perda a sanidade a sulfatos.  
Cálculo da perda pelos métodos do DNER e DAER/RS.

SANIDADE A SULFATOS	LAJE	CASCALHO	LIMITES ACEITÁVEIS	
DNER	19,72%	4,69%	≤ 12 %	≤ 12 %
DAER	21,53%	7,80%	≤ 12 %	≤ 10 %

Casagrande (2003) e Malysz (0204) estudaram um basalto são, proveniente da pedreira localizada no km 30 da BR 290/RS. Na tabela 4.3 são mostradas as suas características de durabilidade. Como era de esperar-se a rocha são apresenta melhores resultados do que o correspondentes à laje e ao cascalho.

Tabela 4.3: Características basalto são estudado por Casagrande (2003) e Malysz (2004).

ENSAIO	RESULTADO	LIMITES ACEITÁVEIS
Abrasão Los Angeles	16 %	$\leq 55\%$
Equivalente de areia	73,80 %	$\geq 30\%$
Perda de massa ensaio sanidade	6,70 %	$\leq 12\%$

#### 4.1 COMPACTAÇÃO

Foram realizados ensaios de compactação da laje e do cascalho nas energias intermediária e modificada. Os resultados obtidos estão expostos nas figuras 4.1 a 4.4, respectivamente. As linhas tracejadas indicam o peso específico aparente seco e a umidade de moldagem dos corpos de prova adotados.

As curvas de compactação não apresentaram o formato de sino, referido na bibliografia como sendo típico. Em diversas pesquisas realizadas no LAPAV, Rohde (2002); Wahys (2003); e Malysz (2004) bem como em relatos da bibliografia internacional, relatou-se a ocorrência de curvas de compactação com formato “atípico” nas quais não se define claramente os parâmetros umidade ótima ( $\omega_{ót.}$ ) e peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{Dmáx.}$ )

Assim, os pesos específicos aparentes secos e teores de umidade (tabela 4.4) usados na compactação de corpos de prova dos ensaios triaxiais são aqueles que correspondem ao maior valor de ISC. Apenas o cascalho compactado na energia intermediária apresentou a maior capacidade de suporte para a umidade ótima.

As variações de peso específico aparente seco em relação às energias de compactação foram pequenas. Para a laje, o peso específico aparente seco na energia modificada foi 5% mais elevado que na energia intermediária, já a umidade teve um decréscimo de 27%, passando de 3,85% para 2,80%. O cascalho sofreu um incremento no  $\gamma_d$  na ordem de 2,9% e a umidade passou de 2,35% para 3,85% , apresentando um aumento significativo de 63%.

Tabela 4.4: Resultados dos ensaios de compactação.

MATERIAL	ENERGIA DE COMPACTAÇÃO	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\omega$ (%)
Laje	Intermediária	19,46	3,85
Laje	Modificada	20,54	2,80
Cascalho	Intermediária	19,54	2,35
Cascalho	Modificada	20,11	3,85

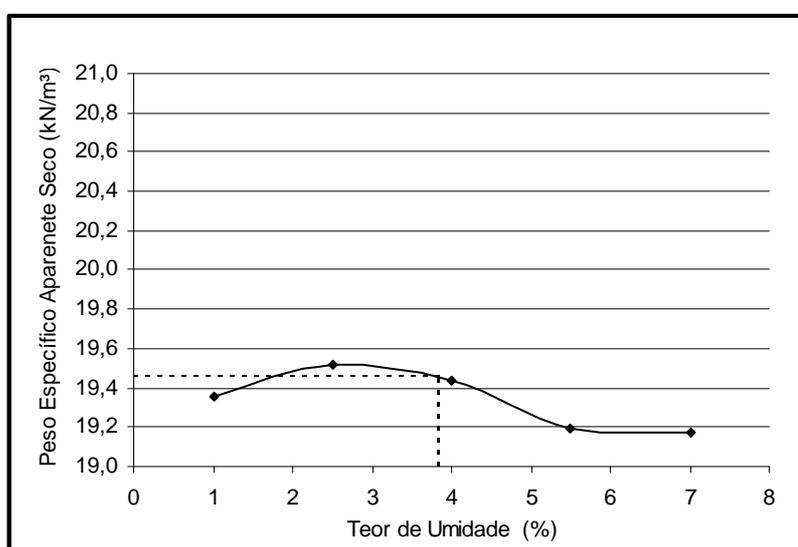


Figura 4.1: Curva de compactação da laje na energia intermediária.

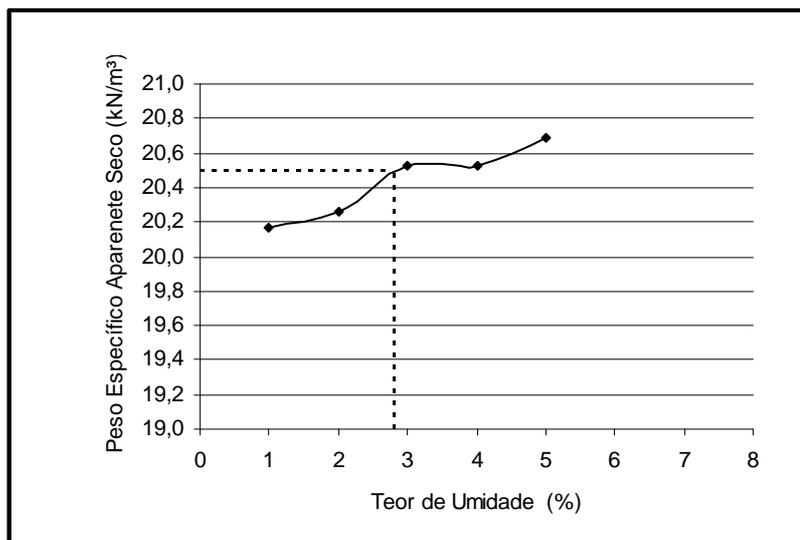


Figura 4.2: Curva de compactação da laje na energia modificada.

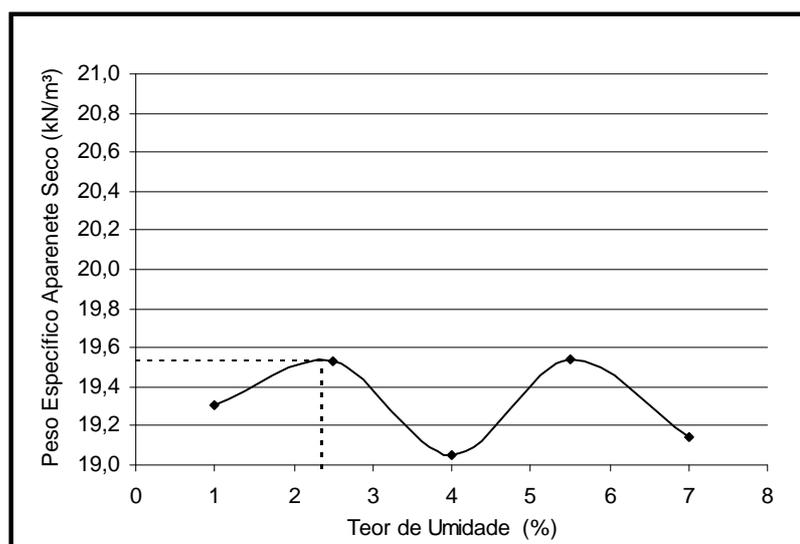


Figura 4.3: Curva de compactação do cascalho na energia intermediária.

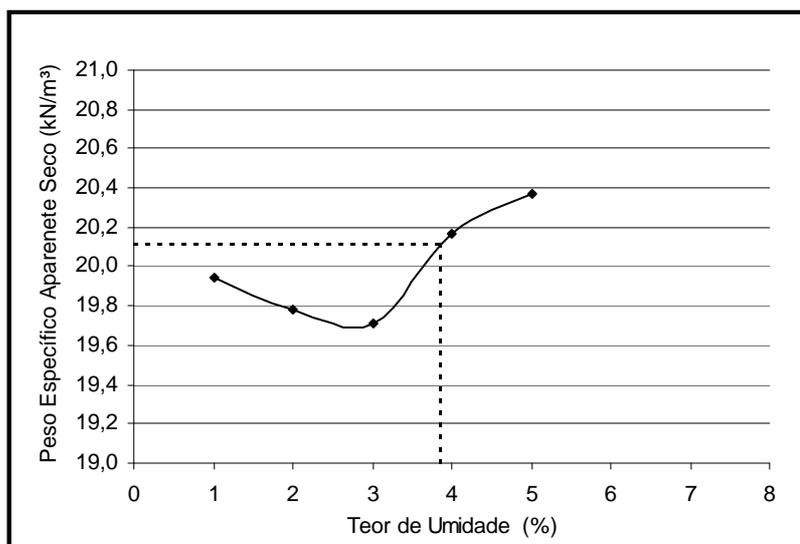


Figura 4.4: Curva de compactação do cascalho na energia modificada.

Nas figuras 4.5 e 4.6, comparam-se os resultados obtidos nesta pesquisa, (na qual não foi feito escalpo), com os apresentados por Casagrande (2003) e Malysz (2004) para a rocha sã designada como BR—290. Os resultados de basalto sã (BR-290) com escalpo foram obtidos por Casagrande (2003) e sem escalpo por Malysz (2004).

Casagrande (2003), (ver tabela 2.6 e figuras 4.5 e 4.6), obteve  $\omega_{ót}$  de 3,7 % e  $\gamma_{dmáx}$  igual a 18,5 kN/m<sup>3</sup> para a brita GU1. Este material foi compactado na energia do ensaio de Proctor modificado e foi usado o procedimento de escalpo, (substituição de material passante na peneira 19 mm e retida na 4,76 mm por material mais fino). Para avaliação da laje e do cascalho foram usadas amostras integrais (sem escalpo), para que a composição granulométrica de estudo não fosse alterada.

Comparando-se o resultado de Casagrande (2003) com os obtidos para a laje e o cascalho na energia modificada, verifica-se que a laje tem peso específico aparente seco 11,02 % maior e tem umidade em torno de 24% menor. O  $\gamma_d$  do cascalho é 8,7% maior e a tem a umidade 4,05% maior que a rocha sã. Contudo, a análise comparativa é prejudicada pelo fato de que os resultados de Casagrande (2003) para a composição granulométrica GU1 provem de amostras nas quais realizou-se escalpo. Como esse procedimento não é aplicado no campo, optou-se nesta dissertação ensaiar-se os materiais sem realização do escalpo.

Assim, os dados de Malysz (2004) referentes às composições GU2, GUm e GG1 e de Casagrande (2003), referentes às composições GU1, GU2 e GG1, são incluídas apenas para sinalizar as semelhanças entre os parâmetros de compactação de rochas sã e alterada.

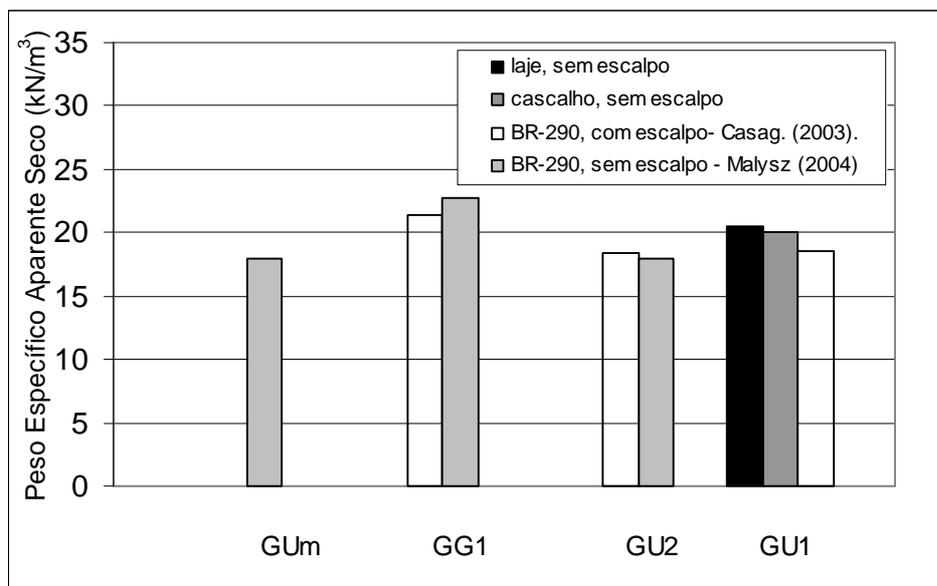


Figura 4.5: Comparação entre o peso específico para granulometrias estudadas no LAPAV.

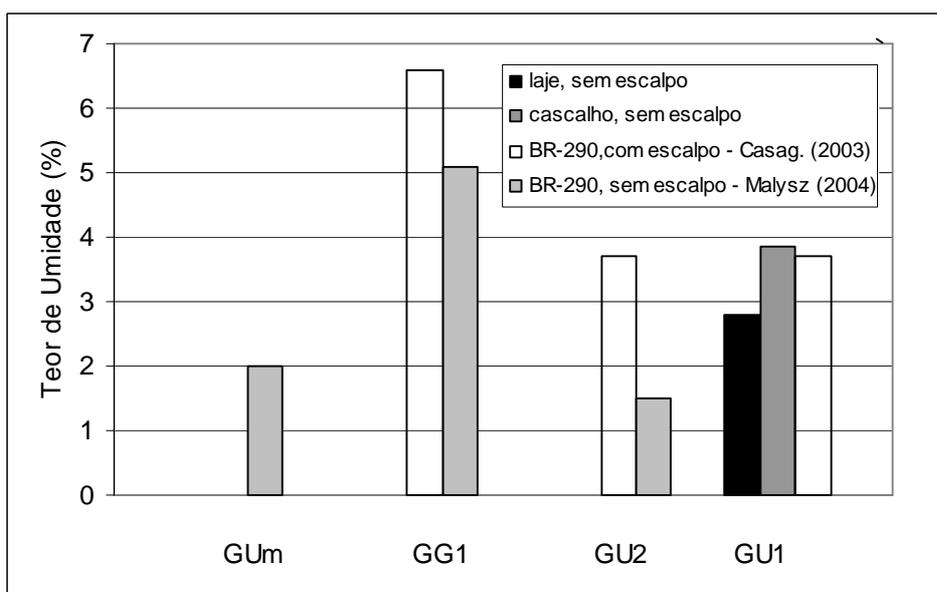


Figura 4.6: Comparação entre teores de umidade para granulometrias estudadas no LAPAV.

## 4.2 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFORNIA

Os resultados obtidos para os dois materiais nas duas energias de compactação estão apresentados na tabela 4.5 e nas figuras 4.7 a 4.10. . As linhas tracejadas indicam o índice de suporte Califórnia e a umidade de compactação adotados. Tanto a laje quanto o cascalho não apresentaram expansão.

Tabela 4.5: Resultados dos ensaios de índice de Suporte Califórnia

MATERIAL	ENERGIA DE COMPACTAÇÃO	ISC (%)
Laje	Intermediária	42
Laje	Modificada	71
Cascalho	Intermediária	50
Cascalho	Modificada	86

Com base nos resultados obtidos pode-se concluir:

- O Índice de Suporte Califórnia da laje quando compactada na energia modificada é 69% maior do que quando compactada na energia intermediária.
- A laje quando compactada na energia intermediária (ISC = 42%) atende às especificações do DAER para Sub-base Granular Classe I, que exige ISC maior ou igual a 30 % e Equivalente de Areia maior ou igual a 25%. Durante a aplicação de carga na prensa houve quebra de partículas da laje, sendo mais acentuada na energia modificada, não sendo recomendável o seu emprego como base;
- O cascalho tem ISC 72% maior na energia modificada em relação à energia intermediária;
- O cascalho compactado na energia modificada (ISC = 86%) atende às especificações do DAER para Base Granular Classe C, que requer ISC maior ou igual a 80% e equivalente de areia maior ou igual a 30%.

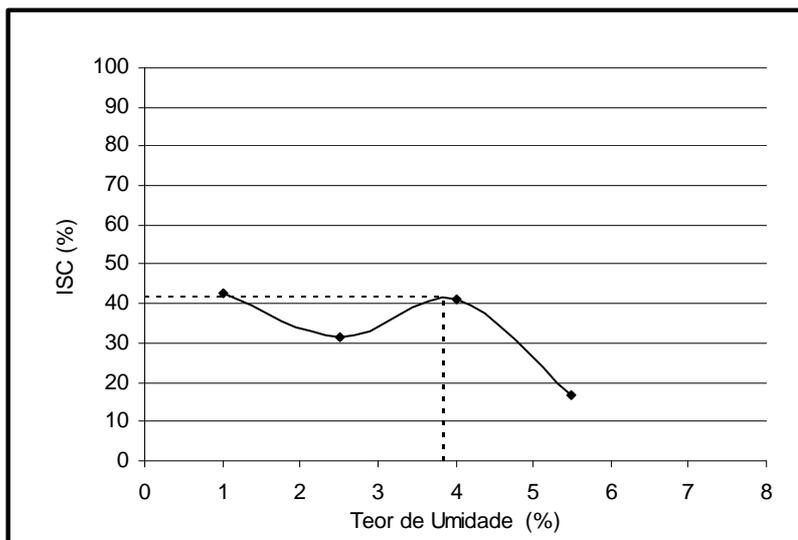


Figura 4.7: Curva de ISC em função do teor de umidade para a laje na energia intermediária.

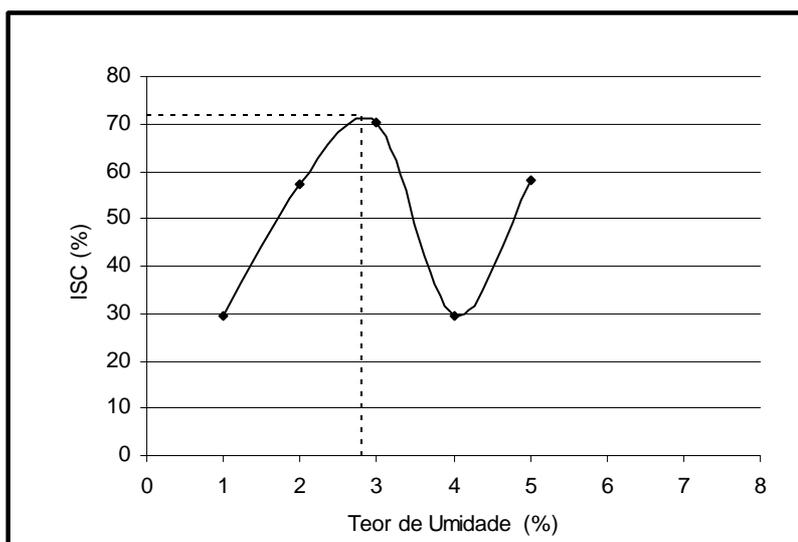


Figura 4.8: Curva de ISC em função do teor de umidade para a laje na energia modificada.

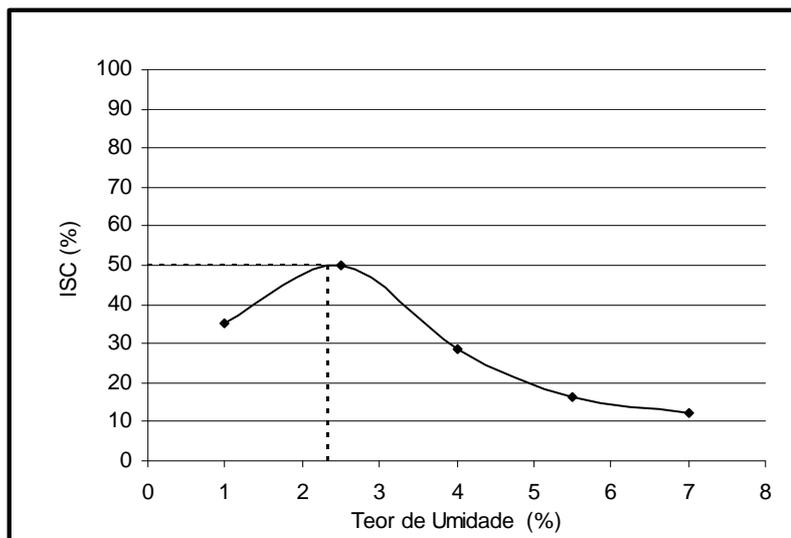


Figura 4.19: Curva de ISC em função do teor de umidade do cascalho na energia intermediária.

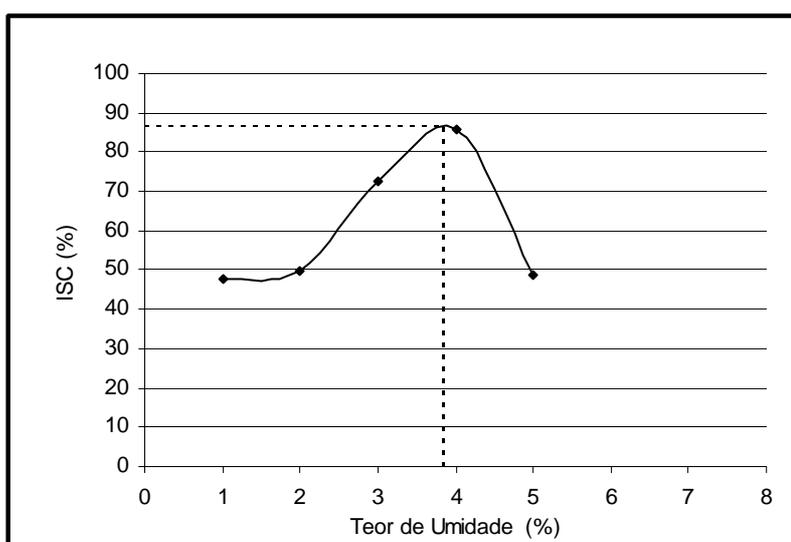


Figura 4.10: Curva de ISC em função do teor de umidade do cascalho na energia modificada.

## 4.2 MÓDULOS DE RESILIÊNCIA

Os ensaios de Módulo de Resiliência foram executados segundo o procedimento descrito no Capítulo 3. Foram realizados ensaios da laje e do cascalho nas energias de Proctor Intermediária e Modificada, com o peso específico aparente seco e a umidade da tabela 4.4.

Foram ensaiadas duas amostras para cada combinação de maneira a verificar a variabilidade do ensaio. A tabela 4.6 apresenta os parâmetros  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_5$ ,  $K_6$  para cada composição e a média entre os corpos de prova.

Analisando a tabela 4.6 e gráficos de módulo de resiliência (figuras 4.1 a 4.14) percebe-se que apesar de variabilidade significativa do parâmetro  $K_2$  e  $K_6$  as curvas possuem coeficientes angulares muito parecidos ( $K_1$  e  $K_5$ ), mostrando que os resultados encontrados são coerentes. Essas variações são intrínsecas aos procedimentos de ensaio devido a: diferentes posicionamentos das partículas dentro do corpo de prova, existência de uma ou mais partículas mais resistentes e quebra de grãos, etc.

Os valores dos coeficientes de determinação ( $R^2$ ) mostram que os ajustes individuais são adequados. Para as amostras laje-energia modificada e cascalho-energia intermediária, a inclusão de todos os dados foi um bom ajuste visto que não subestima ou superestima o módulo de resiliência do material.

Os parâmetros  $K_2$  e  $K_6$  que representam respectivamente a dependência do módulo de resiliência com o estado de tensões e a tensão confinante são muito semelhantes para cada material e energia de compactação.

Tabela 4.6: Parâmetros  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_5$ ,  $K_6$  dos modelos de comportamento resiliente  $K-\sigma_3$  e  $K-\theta$ .

MATERIAL	ENERGIA DE COMPACTAÇÃO	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\omega$ (%)	$M_R = K_1 \theta^{K_2}$			$M_R = K_5 \sigma_3^{K_6}$		
				$K_1$	$K_2$	$R^2$	$K_5$	$K_6$	$R^2$
Laje	Intermediária	19,46	3,85	421	0,44	0,87	829	0,43	0,86
				570	0,52	0,77	1418	0,55	0,88
				506	0,52	0,83	1084	0,48	0,77
Laje	Modificada	20,54	2,80	540	0,77	0,91	1564	0,71	0,74
				709	0,60	0,81	2000	0,63	0,90
				636	0,71	0,72	1627	0,64	0,61
Cascalho	Intermediária	19,46	3,85	345	0,73	0,90	1154	0,74	0,95
				1016	0,77	0,83	3599	0,79	0,96
				575	0,73	0,40	2038	0,77	0,45
Cascalho	Modificada	20,54	2,80	663	0,55	0,80	1611	0,55	0,83
				496	0,53	0,69	1102	0,51	0,66
				576	0,54	0,65	1333	0,53	0,66

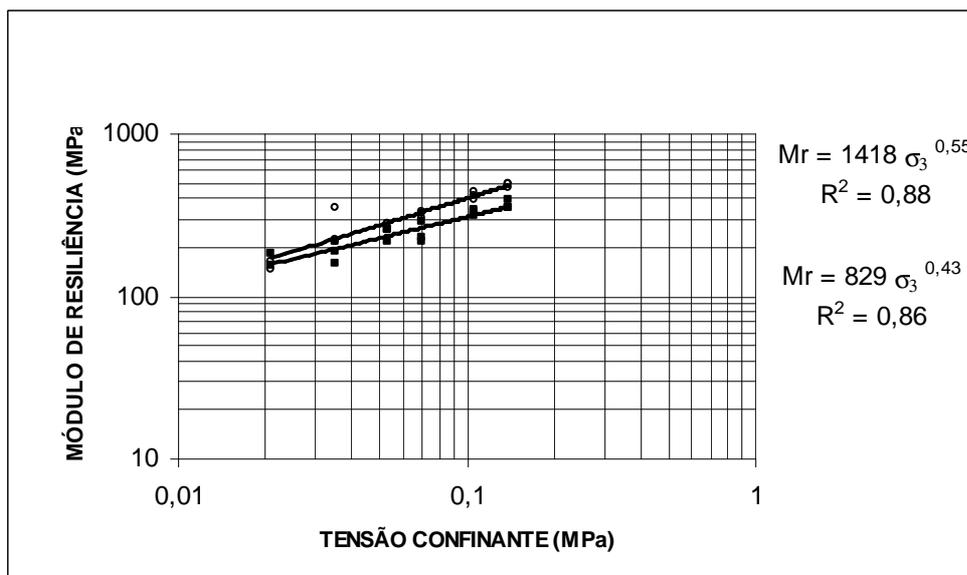
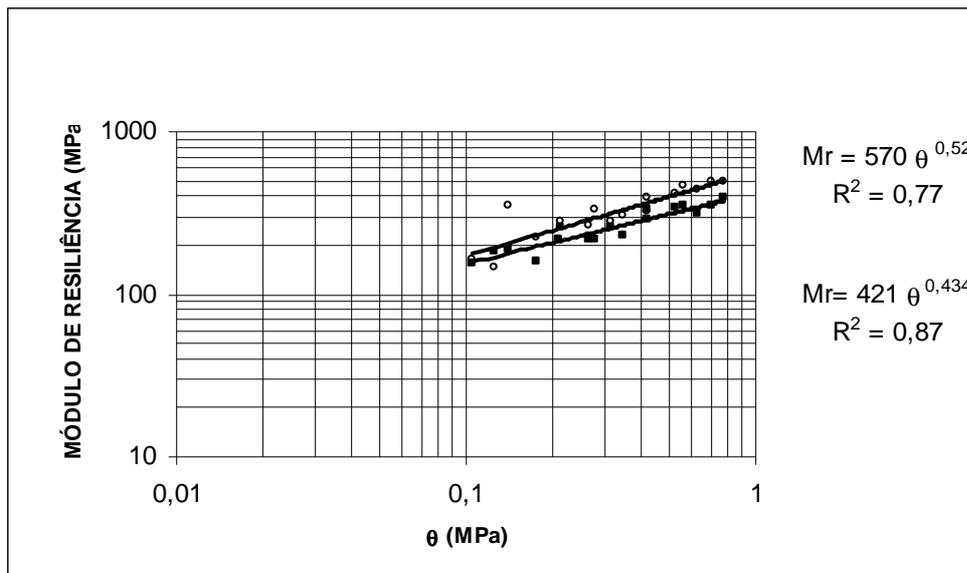


Figura 4.11: Módulo de resiliência. Laje, energia intermediária.

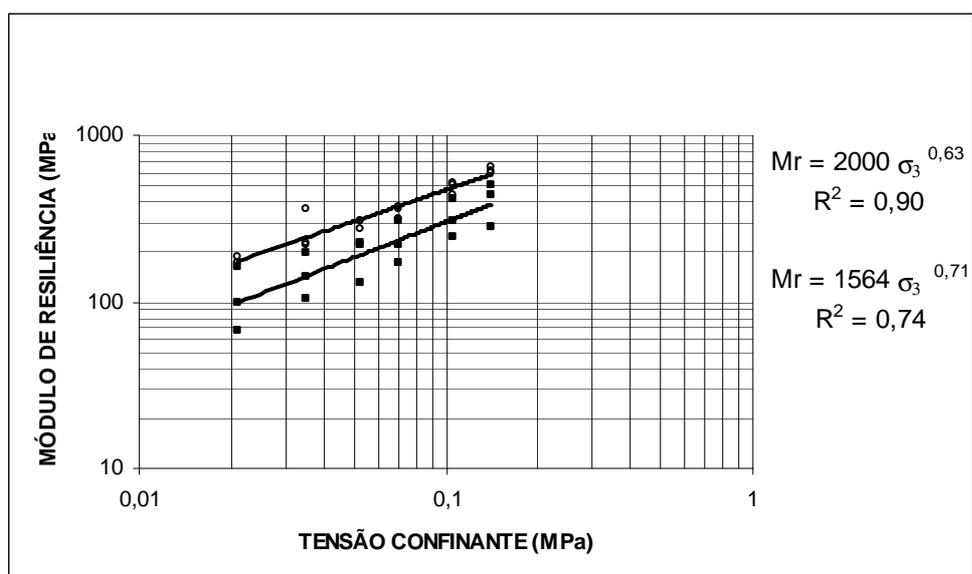
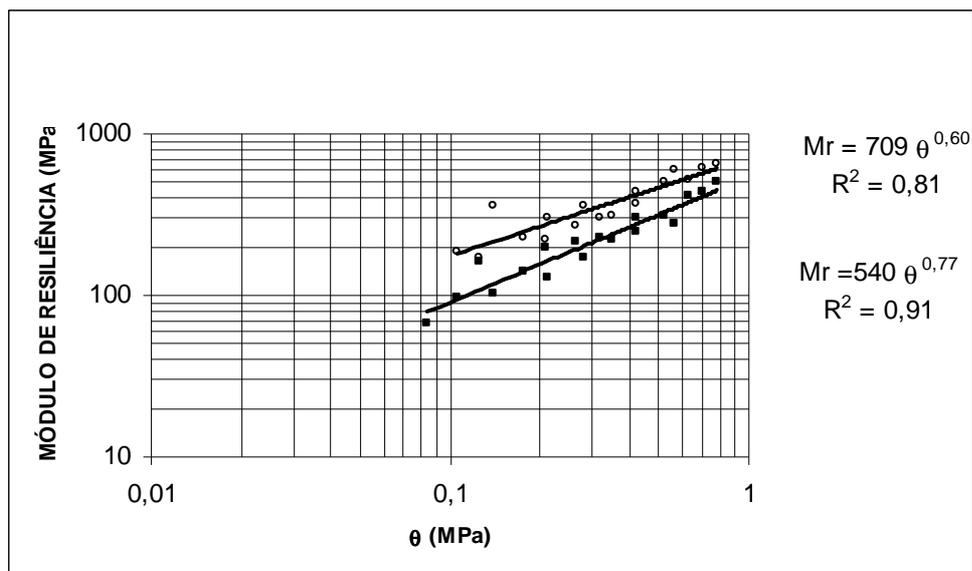


Figura 4.12: Módulo de resiliência. Laje, energia modificada.

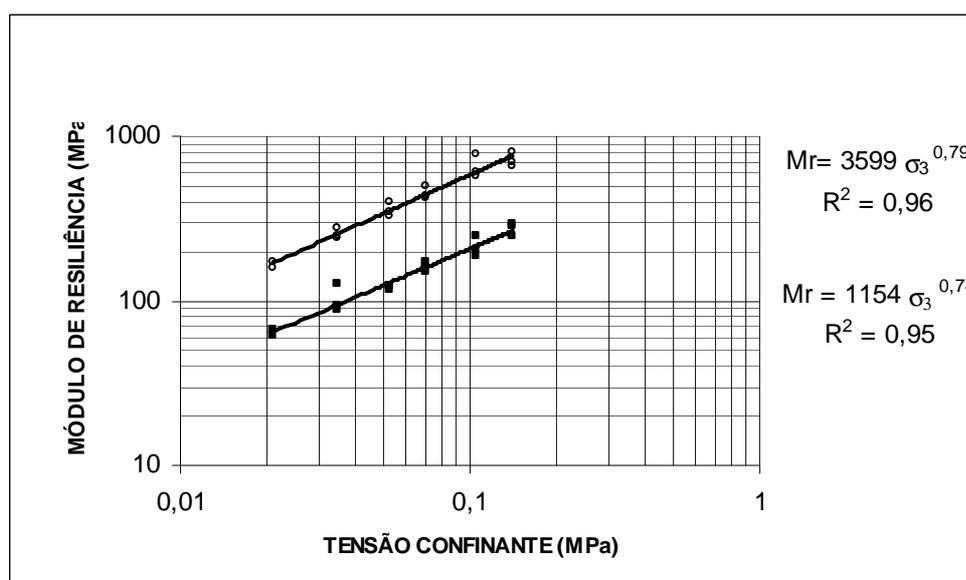
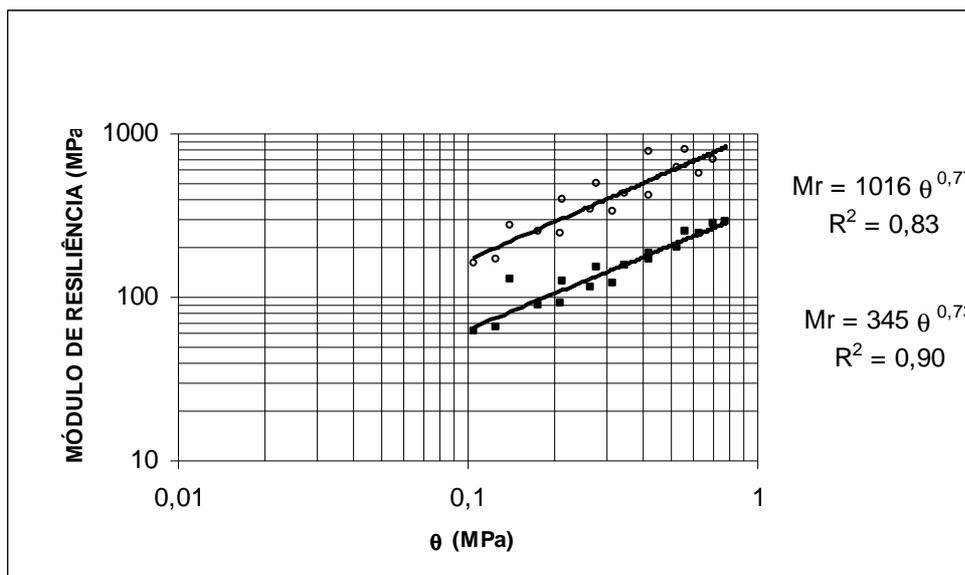


Figura 4.13: Módulo de resiliência. Cascalho, energia intermediária.

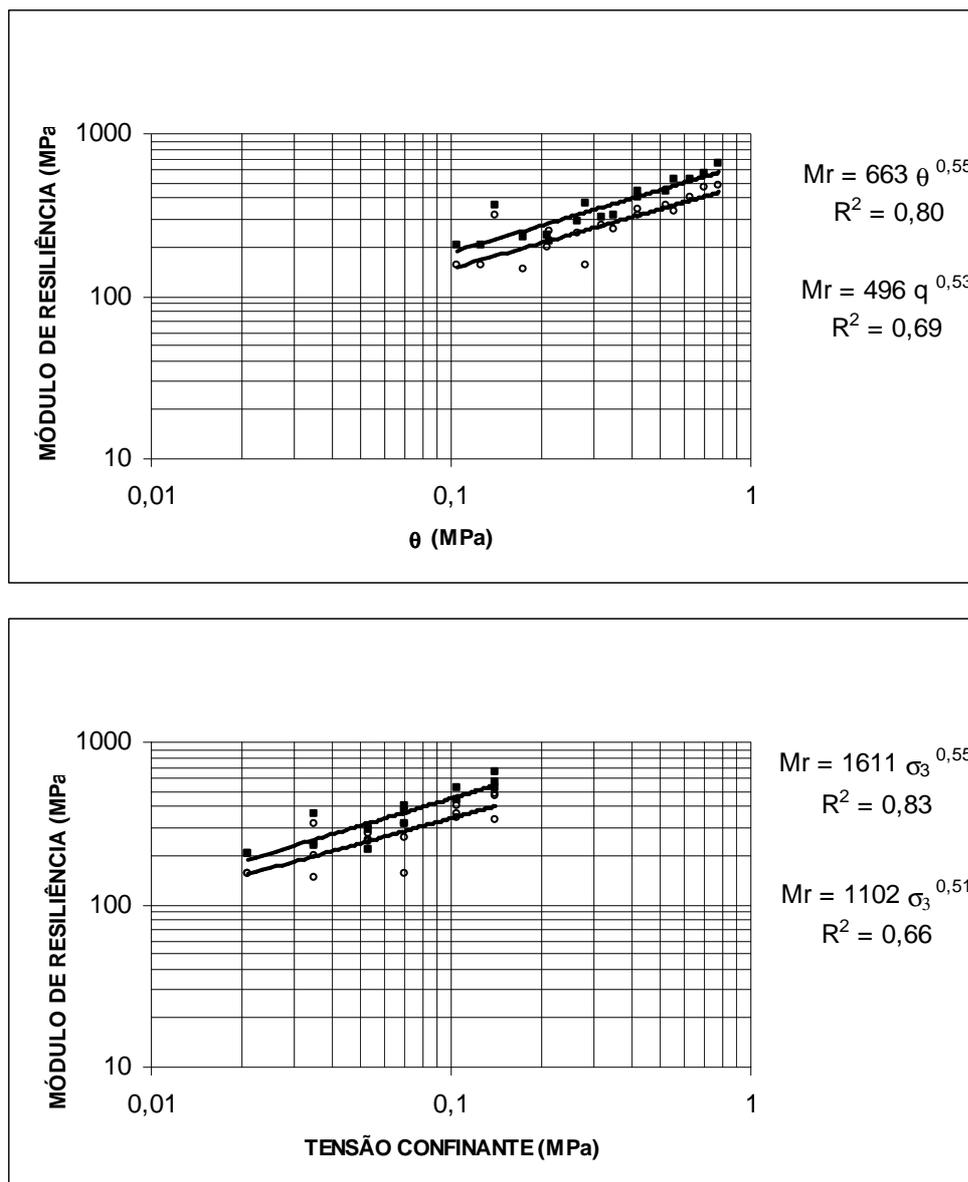


Figura 4.14: Módulo de resiliência. Cascalho, energia modificada.

Na figura 4.15 e 4.16, vê-se para níveis elevados de  $\sigma_3$  (como podem ocorrer em pavimentos delgados) que as diferentes combinações possuem comportamento elástico bastante semelhantes. O cascalho, como esperado, quando compactado na energia modificada tem o maior módulo de resiliência para qualquer nível de tensão. A laje, ao contrário das expectativas, tem comportamento resiliente melhor que o cascalho na energia intermediária. Este fato pode estar relacionado à quebra dos grãos durante o procedimento de moldagem e aplicação de carga, aumentando os finos e fechando os vazios.

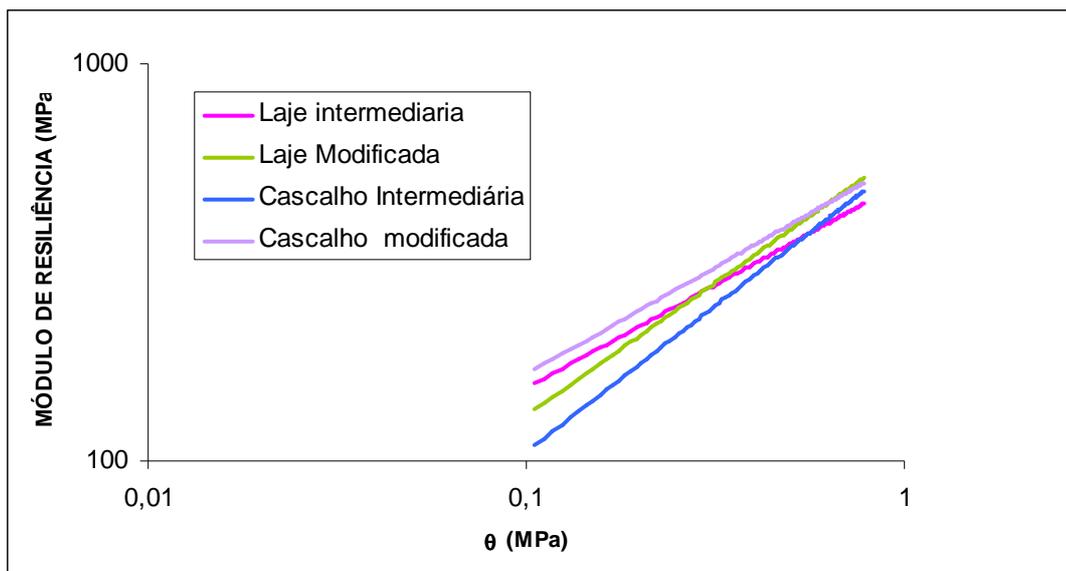


Figura 4.15. Curvas com todos os dados de módulo de resiliência modelo K -  $\theta$ .

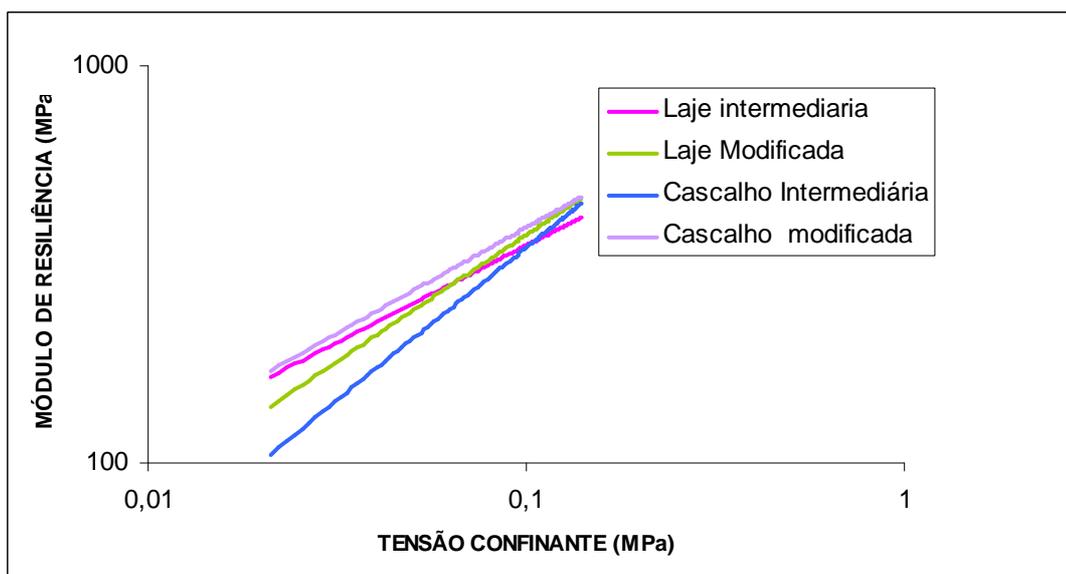


Figura 4.16: Curvas com todos os dados de módulo de resiliência modelo K -  $\sigma_3$ .

### 4.3 ENSAIOS DE DEFORMAÇÕES PERMANENTES

Foram realizados 6 ensaios de deformações permanentes conforme descrito em 3.5.4. As curvas obtidas estão expostas nas figuras 4.17 e 4.18. A legenda identifica o material e o estado de tensões, em kPa, ( $\sigma_3 - \sigma_d$ ).

Nas figuras 4.17 e 4.18, é possível distinguir 2 fases do comportamento quanto a deformações permanentes: um rápido acúmulo de deformações permanentes iniciais no início do ensaio ( $\epsilon_{pi}$ ) seguido de uma fase de velocidade de deformações permanente aproximadamente estável (VDP). Os valores de  $\epsilon_{pi}$  e VDP estão resumidos na tabela 4.7. A fase de incremento de VDP não foi atingida, o que poderia ocorrer em ensaios de cargas repetidas acima de 100.000 ciclos. Em uma análise das curvas ajustadas aos dados de ensaio, sem o cálculo das tensões limites, é possível inferir que para todos os resultados obtidos que os materiais estão dentro do limite do *shakedown plástico*.

Durante a compactação dos corpos de prova da laje, ocorreram quebra de partículas e possivelmente isto também tenha ocorrido durante a aplicação de cargas o que pode ter conduzido a uma granulometria mais contínua e com menos vazios. Por isso os dois materiais serão analisados separadamente.

Devido ao fato de a deformação permanente inicial geralmente sofrer influência do acomodamento de partículas no topo do corpo de prova e problemas de leitura do deslocamento inicial ( $N = 0$ ) em dois nos ensaios da laje ( $\sigma_3 = 21$  kPa  $\sigma_d = 140$  kPa e  $\sigma_3 = 35$  kPa  $\sigma_d = 140$  kPa),  $\epsilon_{pi}$  não foi considerado para efeitos de análise.

Analisando-se os resultados do cascalho, percebe-se que a influência da tensão confinante está bem explícita, isto é, para a mesma tensão desvio as deformações permanentes são menores quanto maior for a tensão confinante. Para a tensão desvio de 210 kPa com a tensão confinante maior (105 kPa) menor foi a VDP obtida. A maior VDP foi encontrada no estado de tensões  $\sigma_3 = 105$  kPa e  $\sigma_d = 315$  kPa devido magnitude das tensões aplicadas.

A laje apresentou VDP menor que o cascalho, pelos motivos expostos nos parágrafos anteriores. O estado de tensões  $\sigma_3 = 35$  kPa e  $\sigma_d = 140$  kPa apresentou o melhor comportamento quanto a deformações permanentes dentre os ensaios realizados nesta

dissertação. Para a tensão desvio de 140 kPa a menor VDP foi obtida pelo ensaio com maior tensão confinante ( $\sigma_3 = 35$  kPa).

Tabela 4.7 Resultados de  $\varepsilon_{pi}$  e VDP.

MATERIAL	ENERGIA DE COMPACTAÇÃO	TENSÕES (kPa) ( $\sigma_d - \sigma_3$ )	$\varepsilon_{pi}$ (mm)	VDP (%)
		70 - 210	1,61	$1 \times 10^{-6}$
Cascalho	Modificada	105 - 210	1,27	$9 \times 10^{-7}$
		105 - 315	1,06	$2 \times 10^{-6}$
Laje	Intermediária	21 - 140	0,63	$6 \times 10^{-7}$
		35 - 140	0,45	$1 \times 10^{-7}$
		105 - 315	1,35	$6 \times 10^{-7}$

As figuras 4.19 a 4.23 mostram as curva de deformações permanentes e a evolução dos módulos de resiliência durante a execução dos ensaios. Observando-se as figuras 4.19 e 4.20 nota-se que os módulos de resiliência para os estados de tensões  $\sigma_3 = 70$  kPa e  $\sigma_d = 210$  kPa e  $\sigma_3 = 105$  kPa e  $\sigma_d = 210$  kPa apresentaram um pico máximo e depois uma queda próximo ao início da VDP. Para o estado de tensões  $\sigma_3 = 105$  kPa e  $\sigma_d = 315$  kPa (figura 4.21) o módulo de resiliência tem um crescimento contínuo até 40.000 ciclos, onde foi efetuado a última leitura.

As leituras de módulo de resiliência da laje foram realizadas até 40.000 ciclos. Para o estado de tensões  $\sigma_3 = 21$  kPa e  $\sigma_d = 140$  kPa (figura 4.22) o módulo de resiliência apresentou um leve crescimento com o aumento de ciclos. Para o ensaio com  $\sigma_3 = 35$  kPa e  $\sigma_d = 140$  kPa. (figura 4.23) o módulo diminuiu inicialmente voltou a subir e depois tende a manter-se constante.

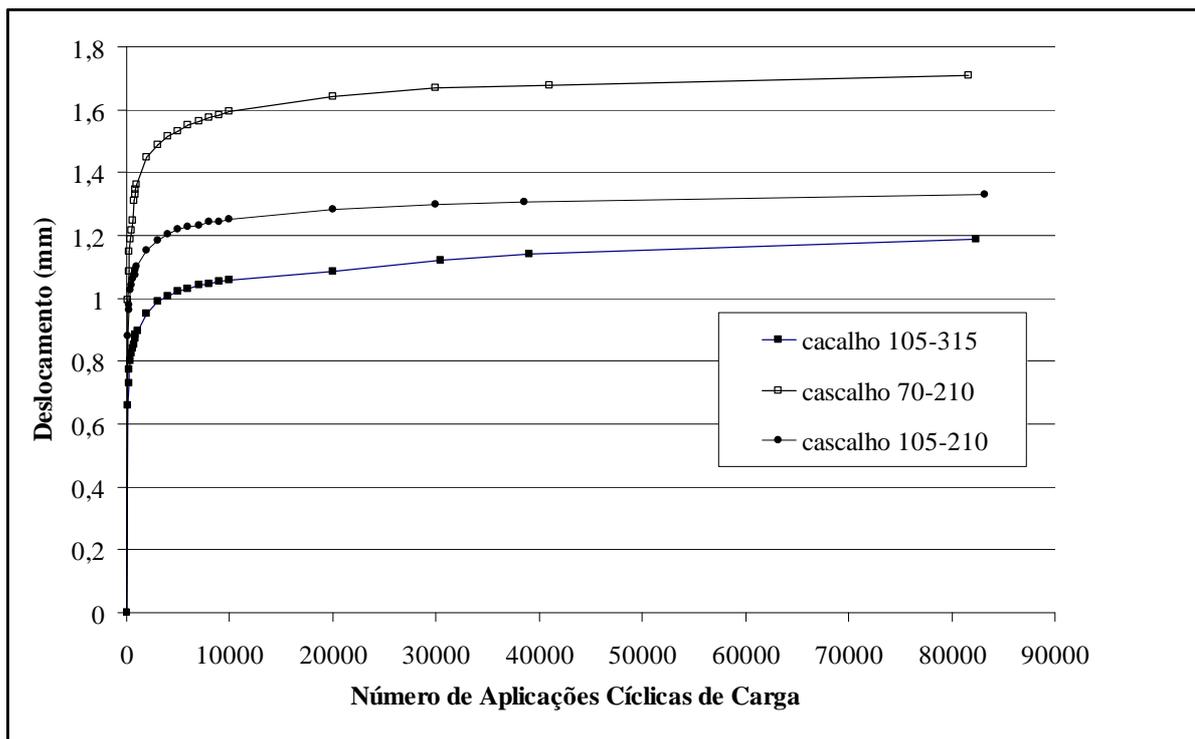


Figura 4.17: Curvas de deformações permanentes do cascalho na energia modificada

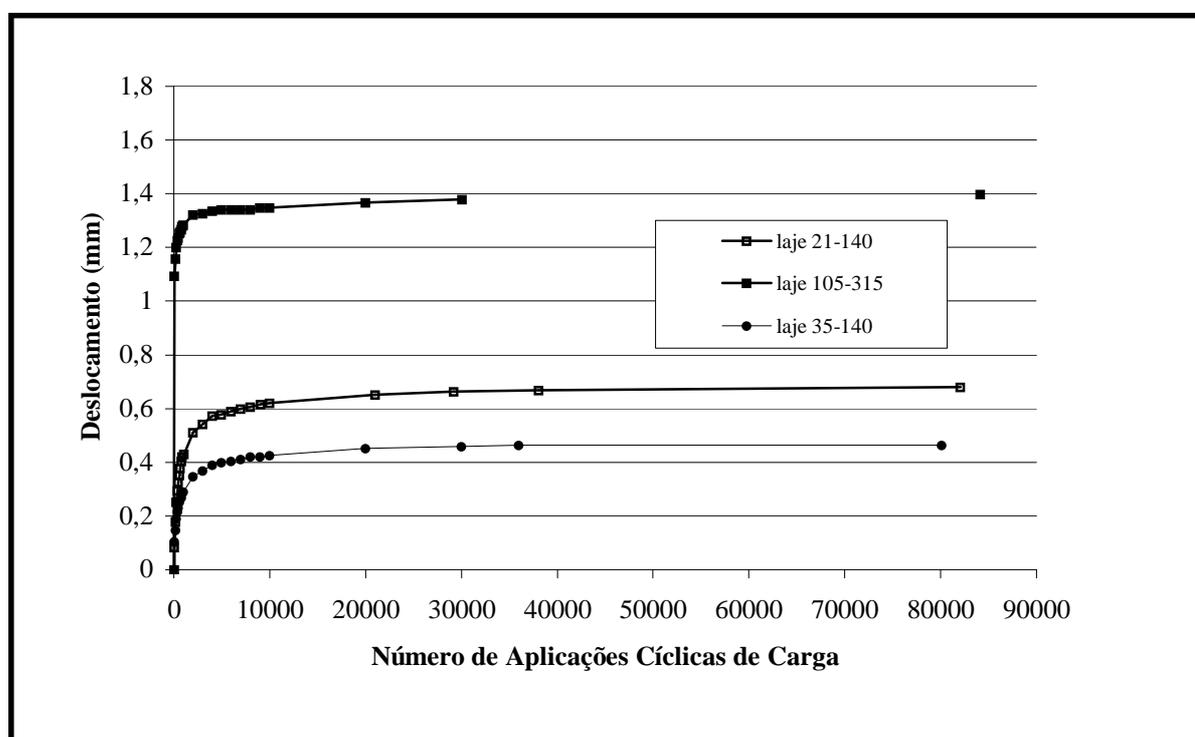


Figura 4.18: Curvas de deformações permanentes da laje na energia intermediária.

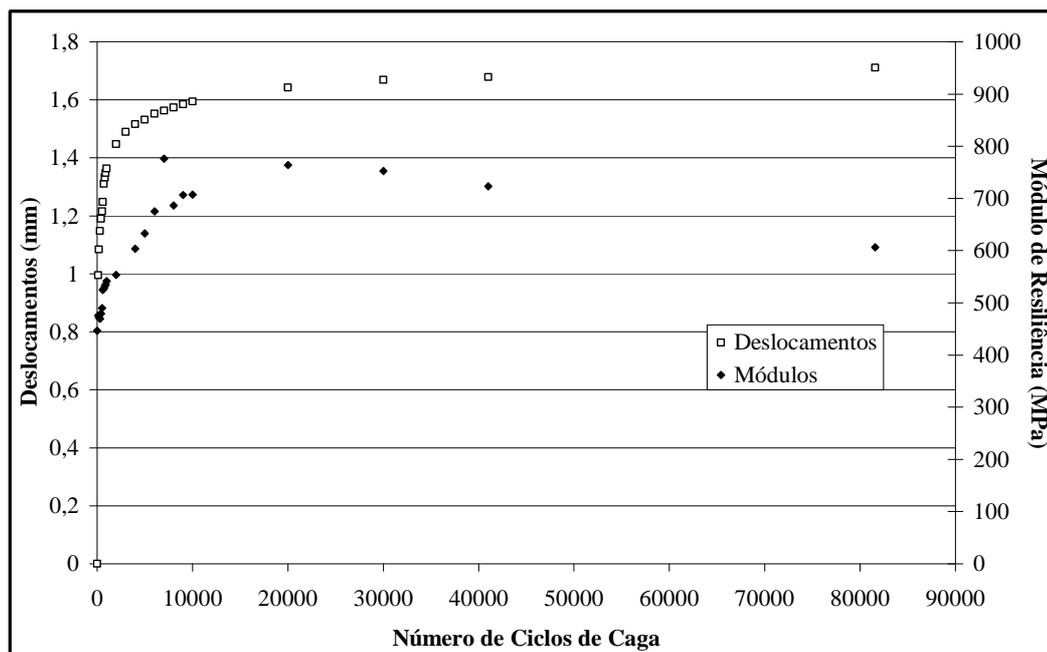


Figura 4.19: Curvas de deformações permanentes e evolução do módulo do resiliência do cascalho na energia modificada.  $\sigma_3 = 70$  kPa e  $\sigma_d = 210$  kPa.

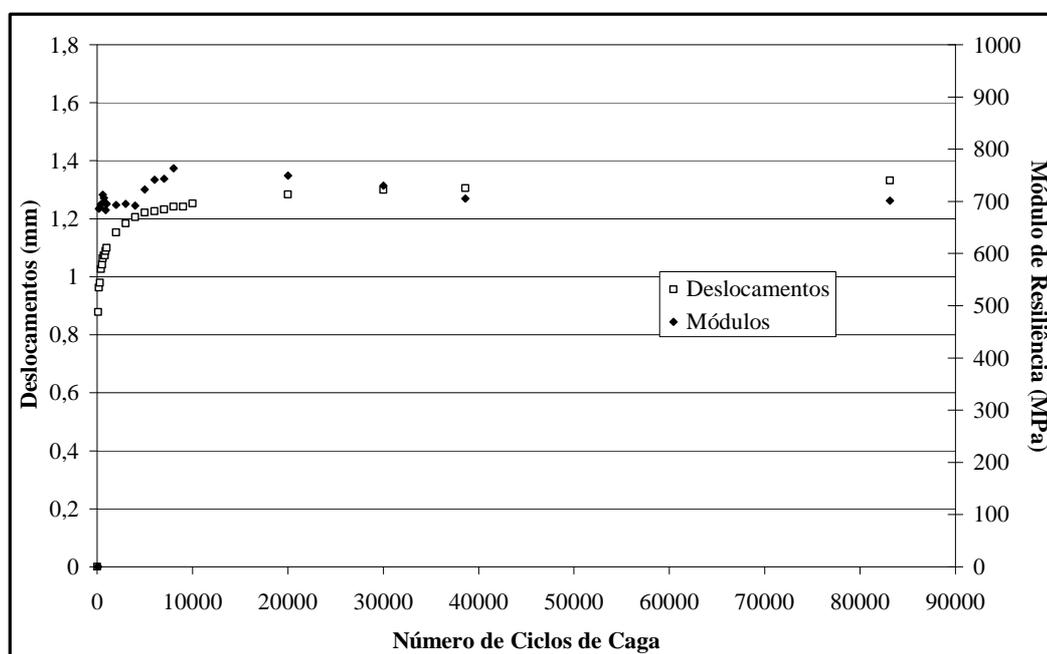


Figura 4.20: Curvas de deformações permanentes e evolução do módulo do resiliência do cascalho na energia modificada.  $\sigma_3 = 105$  kPa e  $\sigma_d = 210$  kPa.

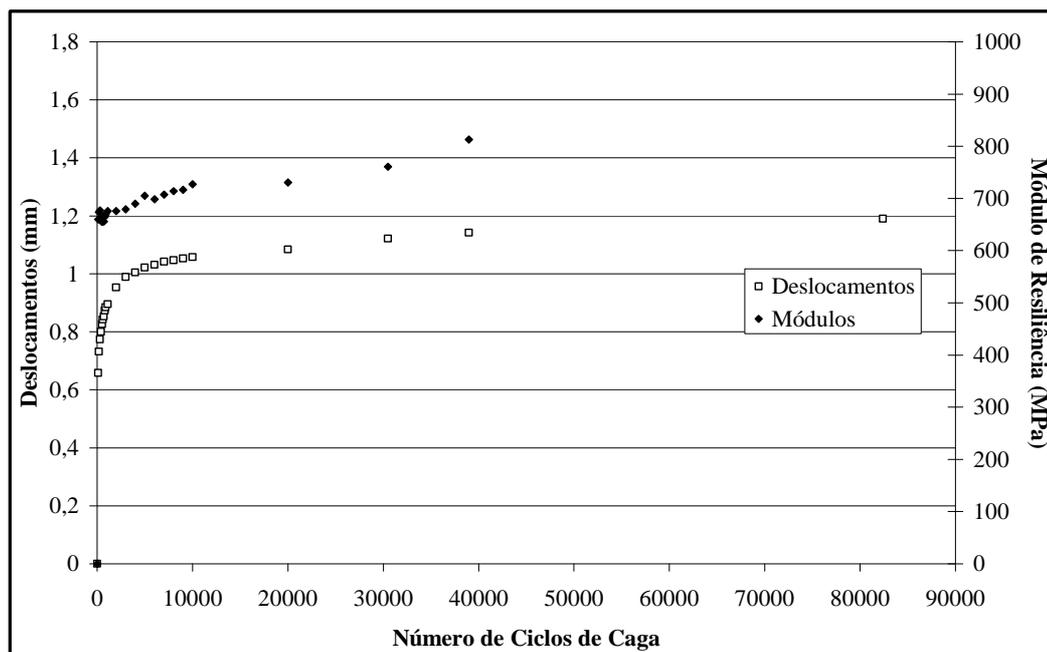


Figura 4.21: Curvas de deformações permanentes e evolução do módulo do resiliência do cascalho na energia modificada.  $\sigma_3 = 105$  kPa e  $\sigma_d = 315$  kPa.

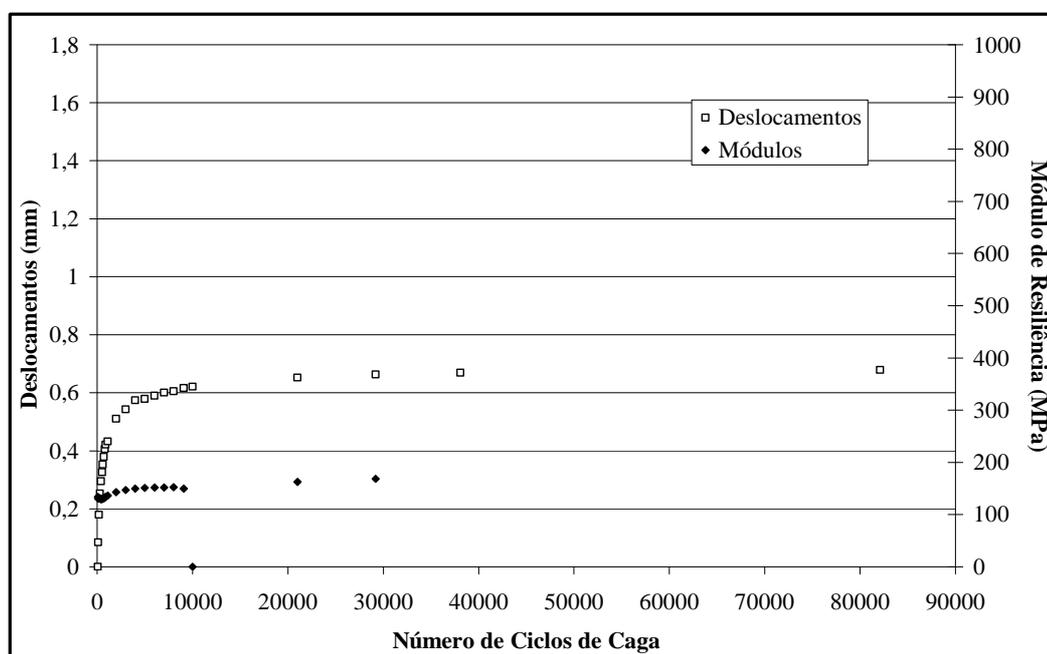


Figura 4.22: Curvas de deformações permanentes e evolução do módulo do resiliência da laje na energia intermediária.  $\sigma_3 = 21$  kPa e  $\sigma_d = 140$  kPa.

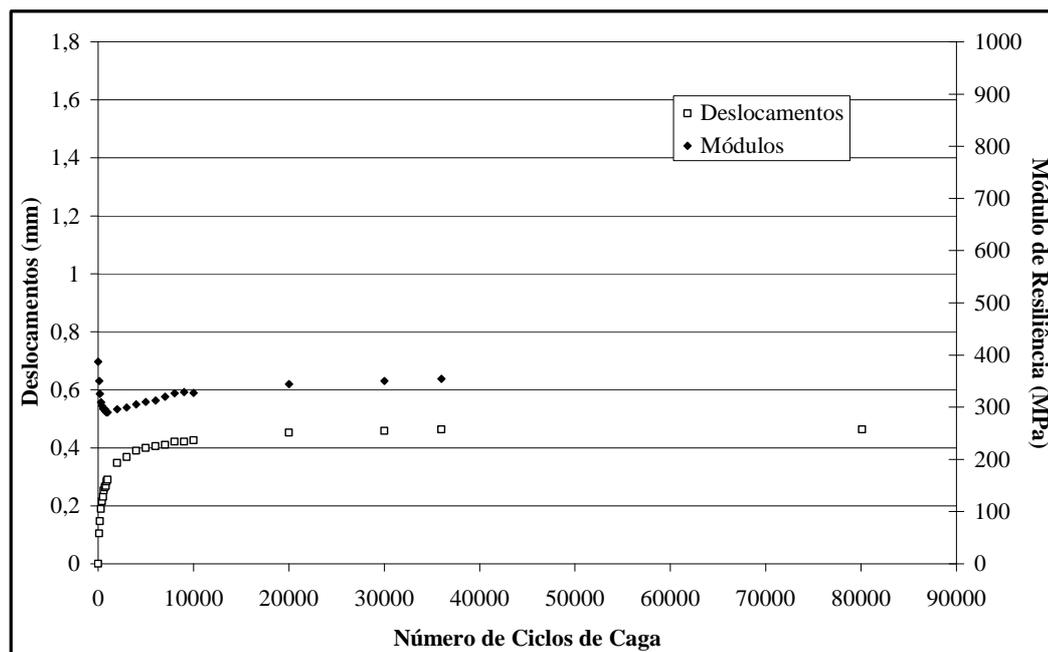


Figura 4.23: Curvas de deformações permanentes e evolução do módulo do resiliência da laje na energia intermediária.  $\sigma_3 = 35$  kPa e  $\sigma_d = 140$  kPa.

Não foi apresentado o resultado da evolução dos módulos de resiliência com a deformação permanente para a laje no estado de tensões  $\sigma_3 = 105$  kPa e  $\sigma_d = 315$  kPa devido a resultados inconsistentes decorrentes de problemas durante as leituras.

## **5 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS COM USO DE BASALTOS ALTERADOS (CASCALHO E LAJE)**

Este capítulo destina-se a apresentar os resultados de dimensionamento de pavimentos utilizando parâmetros de resistência (ISC) e deformabilidade ( $M_R$ ). Foi empregado o método de dimensionamento do DNER.

Igualmente, procedeu-se a uma verificação mecânica através do emprego do software ELSYM 5 (Elastic Layered Symmetrical) dos resultados de ensaios de deformação permanente.

Foram analisadas 2 estruturas de pavimento: uma composta de tratamento superficial duplo, base e sub-base e a outra sem revestimento. Como material de base, foi estabelecido o cascalho e a laje como sub-base. Considerou-se o subleito como sendo um solo residual.

### **5.1 PARÂMETROS DE PROJETO**

Foi considerado o eixo padrão, isto é, eixo simples de rodas duplas com carga igual a 82 kN. Considerou-se que a tensão gerada na estrutura é distribuída numa área de raio equivalente  $a = 10,80$  cm e tem magnitude de 0,56 MPa.

O solo da região de estudo é residual de basalto, por isso pode-se estimar que o ISC varie de 4 a 12%, sendo dimensionados pavimentos para subleito de ISC 4 %, 8% e 12%.

#### **5.1.2 Determinação dos Coeficientes de Equivalência Estrutural**

Para aplicação do método de dimensionamento DNER, é necessária a determinação do coeficiente “ $a_i$ ” dos dois tipos de basalto alterado.

Os coeficientes de Poisson adotados no cálculo da deflexão dos pavimentos foram considerados iguais a 0,25 para misturas asfálticas; 0,35 para basaltos alterados e 0,45 para o subleito, Trichês (1985) apud Wahys (2003).

Para a determinação do coeficiente de equivalência estrutural do cascalho e da laje ( $a_i$ ) do método do DNER usou-se a equação 5.1 que foi sugerida pela AASHTO (1986) apud Wayhs (2003).

$$a_i = a_s \cdot \left( E_i \cdot \frac{(1 - \nu_s^2)}{E_s (1 - \nu_i^2)} \right)^{1/3} \quad (5.1)$$

Onde:

$a_i$  – coeficiente de equivalência estrutural do referido material;

$a_s$  – coeficiente de equivalência estrutural do material padrão;

$E_i$  – Módulo de resiliência do referido material;

$E_s$  - Módulo de resiliência do material padrão;

$\nu_i$  - coeficiente de Poisson do referido material;

$\nu_s$  - coeficiente de Poisson do material padrão.

Para aplicar a equação 5.1, foi necessário estimar o módulo de resiliência e o estado de tensões, sendo adotado o modelo adotado  $M_r - \sigma_3$ . Considerando-se que a base e a sub-base fossem constituídas do mesmo material, foi possível utilizar as equações de Boussinesq, Ullidtz (1998), que calcula tensões verticais e radiais num meio homogêneo, isotrópico e elástico. As tensões verticais são dadas pela equação 5.2:

$$\sigma_z = q \left[ 1 - \frac{1}{\left( \sqrt{1 + \left( \frac{a}{z} \right)^2} \right)^3} \right] \quad (5.2)$$

As tensões radiais são calculadas pela equação 5.3:

$$\sigma_r = \sigma_h = q \left[ \frac{1 + 2\nu}{2} - \frac{1 + \nu}{\left( \sqrt{1 + \left( \frac{a}{z} \right)^2} \right)^3} + \frac{1}{2 + \left( \sqrt{1 + \left( \frac{a}{z} \right)^2} \right)^3} \right] \quad (5.3)$$

Onde:

a – raio da área carregada igual a 10,8 cm;

$\nu$  - coeficiente de Poisson;

$\sigma_z$  = tensão vertical;

$\sigma_r$  = tensão horizontal;

z – profundidade;

q – carga uniformemente distribuída.

Foram calculadas as tensões no meio da camada considerando-se 2 tipos de estrutura:

- estrutura 01: revestimento asfáltico de 2,5 cm, base de 10 cm e sub-base de 20 cm;

- estrutura 02: base de 10 cm e sub-base de 20 cm de espessura.

Os resultados obtidos estão apresentados na tabela 5.1. Os módulo de resiliência do cascalho, na energia modificada e da laje na energia intermediária (em MPa) foram obtidas através dos modelos 5.4 e 5.5 considerando-se todos os dados de ensaio.

$$M_R = 576 \theta^{0,54} \quad (5.4)$$

$$M_R = 506 \theta^{0,52} \quad (5.5)$$

Tabela 5.1: Tensões verticais e radiais para as duas estruturas e módulo de resiliência para o estado de tensões calculado por Boussinesq.

ESTRUTURA	MATERIAL	ESPESSURA (cm)	$\sigma_z$ (MPa)	$\sigma_r$ (Mpa)	Mr (MPa)
01	Cascalho + revest.	12,5	0,456	0,088	447
	Laje	20	0,149	0,021	2,4
02	Cascalho	10	0,518	0,179	536
	Laje	20	0,179	0,021	230

Como material padrão, foi utilizada a brita de rocha sã estudada por Casagrande (2003) na granulometria GU1. Foi adotado coeficiente de Poisson de 0,25, e a média das equações de módulo de resiliência do modelo  $M_R - \theta$  conforme o modelo 5.6.

$$M_R = 863 \theta^{0,76} \quad (5.6)$$

Os módulos de resiliência do material padrão de acordo com a equação 5.6 estão na tabela 5.2. Os coeficientes estruturais calculados pela equação 5.1 para o cascalho e a laje estão na tabela 5.3. Para efeito de cálculo foram adotados valores de  $a_i$  iguais a 0,90 para o cascalho e 0,95 para a laje.

Tabela 5.2: Módulos de resiliência do material padrão para as profundidades de estudo.

ESTRUTURA	MATERIAL	ESPESSURA (cm)	Mr (MPa)
01	Brita sã+ revest.	12,5	605
	Brita sã	20	245
02	Brita sã	10	780
	Brita sã	20	273

Tabela 5.3: Coeficientes  $a_i$  para o cascalho e a laje.

ESTRUTURA	CAMADA	ESPESSURA (cm)	$a_i$
01	Cascalho + revest.	12,5	0,90
	Laje	20	0,96
02	Cascalho	10	0,89
	Laje	20	0,95

## 5.2 DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS

Para o dimensionamento de pavimentos utilizou-se o método do DNER (1979).

O método do DNER foi escolhido por ser o mais difundido no meio rodoviário brasileiro. Ele só considera a resistência mecânica do material, desconsiderando aspectos importantes como deformabilidade.

O tráfego foi estimado em  $10^5$ ,  $5 \times 10^5$  e  $10^6$  repetições do eixo padrão de 82 kN, visto que se trata de rodovias de baixo volume de tráfego. Os coeficientes de equivalência estrutural

adotados estão na tabela 5.4. As espessuras das camadas granulares apresentaram pequena, variação, entre 1 e 3 cm por camada, com o tráfego para um mesmo subleito, por isso foram adotadas estruturas suportassem até  $N = 10^6$ , conforme a tabela 5.5

Tabela 5.4: Coeficientes estruturais adotados para o cascalho e a laje.

MATERIAL	COEFICIENTE ESTRUTURAL ( $a_i$ )
Tratamento superficial duplo	1,2
Cascalho	0,90
Laje	0,95

Tabela 5.5: Estruturas dimensionadas pelo método do DNER.

CAMADAS	CBR					
	4%		8%		12%	
TSD	-	2,5	-	2,5	2,5	
Base cascalho	25	25	25	25	25	25
Sub-base laje	40	40	20	20	15	15

### 5.3 ANÁLISE DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES NAS ESTRUTURAS PROPOSTAS

Durante a análise mecânica, com o intuito de considerar a influência do estado de tensões no módulo de resiliência foi necessário o uso de um programa computacional. Foi adotado o Elsym 5 por fornecer as tensões, deslocamentos e módulos de resiliência.

Segundo Pinto e Preussler (2002), o programa Elsym 5 calcula as tensões, deformações e deslocamentos em sistemas de camadas elásticas. É admitida a solução de Burminster que considera que cada camada é homogênea, isotrópica e linearmente elástica e ilimitada na direção horizontal. Admite-se que cada carga vertical é uniformemente distribuída em área circular, e o princípio da superposição é utilizado para considerar o efeito de várias cargas.

A tabela 5.7 apresenta os parâmetros adotados para cálculo das tensões e deformações no topo do subleito, Núñez (1997), onde  $\sigma_0$  é a tensão aplicada na superfície do revestimento para carga de roda simples e  $a$  é o raio da área carregada.

Tabela 5.7: Parâmetros adotados para cálculo das tensões e deformações no topo do subleito.

CARGA	$\sigma_0$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	a (cm)
82	5,6	10,8
100	6,2	11,3
120	6,9	11,8

Os módulos de resiliência (em MPa) do cascalho e da laje foram calculados pelos modelos 5.7 e 5.8 obtidos nos ensaios.

$$M_R = 1333 \sigma_3^{0,53} \quad (5.7)$$

$$M_R = 1084 \sigma_3^{0,48} \quad (5.8)$$

A tensão vertical admissível no topo das camadas (equação 5.9) foi calculada pela equação de Heukelom e Klomp (1964) apud Pinto e Preussler (2002):

$$\sigma_{vadm} = \frac{0,006 * M_R}{1 + 0,70 * \log N} \quad (5.9)$$

Onde:

$\sigma_{vadm}$ : tensão vertical admissível no topo do subleito em kgf/cm<sup>2</sup>;

$M_R$ : módulo de resiliência do subleito em  $\text{kgf/cm}^2$ ;

N: número de repetições do eixo padrão.

As tabelas 5.8 e 5.9 apresentam as tensões verticais (calculadas pelo programa Elsym 5) no topo das camadas de base, sub-base e subleito para as estruturas dimensionadas pelo método do DNER. Para o cálculo das tensões e deformações a espessura do TSD foi incorporada à espessura da base. Considerou-se na análise cargas de roda de 82 kN, 100 kN e 120 kN e  $N = 10^6$ . Para possibilitar o cálculo das tensões verticais admissíveis, (já que o módulo de resiliência do subleito não é conhecido), para o subleito com  $ISC = 4\%$  foi arbitrado  $M_R = 50$  MPa para o subleito com  $ISC = 8\%$  foi adotado  $M_R = 100$  MPa e para subleito com  $ISC = 12\%$  foi adotado  $M_R = 150$  MPa.

A tabela 5.10 apresenta as tensões verticais admissíveis no topo do subleito considerando o eixo padrão (82 kN) e tráfego de  $10^5$ ,  $5 \times 10^5$  e  $10^6$ .

Analisando as tabelas 5.8 a 5.10 é possível concluir:

- o emprego de TSD diminui a tensão vertical em todas as camadas.
- no topo da camada de base as tensões calculadas são maiores que as admissíveis, ou seja, poderá ocorrer ruptura no topo da camada sem que haja entretanto grande acúmulo de deformações permanentes.

Tabela 5.8: Tensões verticais das estruturas dimensionadas pelo método do DNER. Pavimento sem revestimento. Unidade: kPa.

	$M_R = 50$ MPa			$M_R = 100$ MPa			$M_R = 150$ MPa		
	82	100	120	82	100	120	82	100	120
Carga (kN)	82	100	120	82	100	120	82	100	120
$\sigma_v$ topo base	560	630	690	560	630	690	560	630	690
$\sigma_v$ topo sub- base	106	130	150	106	124	150	110	130	150
$\sigma_v$ subleito	20	24	29	49	58	69	66	79	93

Tabela 5.9: Tensões verticais das estruturas dimensionadas pelo método do DNER. Pavimento com TSD (2,5 cm). Unidade: kPa.

	$M_R = 50 \text{ MPa}$			$M_R = 100 \text{ MPa}$			$M_R = 150 \text{ MPa}$		
Carga (kN)	82	100	120	82	100	120	82	100	120
$\sigma_v$ topo TSD	560	630	690	560	630	690	560	630	690
$\sigma_v$ topo sub- base	99	114	140	98	120	136	104	124	145
$\sigma_v$ subleito	20	23	27	42	54	64	63	74	87

Tabela 5.10: Tensões verticais admissíveis no subleito. Unidade: kPa.

	$M_R = 50 \text{ MPa}$			$M_R = 100 \text{ MPa}$			$M_R = 150 \text{ MPa}$		
Carga (kN)	$10^5$	$5 \times 10^5$	$10^6$	$10^5$	$5 \times 10^5$	$10^6$	$10^5$	$5 \times 10^5$	$10^6$
$\sigma_v$ subleito (Sem TSD)	67	60	58	133	120	115	200	180	173
$\sigma_v$ subleito (Com TSD)	67	60	58	200	120	115	200	180	173

As deflexões nos topos das camadas calculadas pelo programa Elsym 5 estão nas tabelas 5.11 e 5.12. Núñez (1997) sugeriu que a deflexão para camadas de base e sub-base em basaltos alterados na granulometria macadame não deve superar  $80 \times 10^{-2} \text{ m}$ , sendo desejáveis valores até  $60 \times 10^{-2} \text{ mm}$ . Comparando os valores das deflexões das tabelas 5.11 e 5.12 com os sugeridos por Núñez (1997), conclui-se que as estruturas apresentam boa resposta quanto a deformações elásticas.

Tabela 5.11: Deflexões verticais calculadas pelo programa Elsym 5. Pavimento sem revestimento. Unidade:  $10^{-2} \text{ mm}$ .

	$M_R = 50 \text{ MPa}$			$M_R = 100 \text{ MPa}$			$M_R = 150 \text{ MPa}$		
Carga (kN)	82	100	120	82	100	120	82	100	120
$D_{\text{topo TSD}}$	59	71	85	46	55	66	38	45	54
$D_{\text{topo sub-base}}$	55	66	79	42	50	60	33	40	47
$D_{\text{topo subleito}}$	41	49	59	32	38	47	25	31	37

Tabela 5.12: Deflexões verticais calculadas pelo programa Elsym 5.  
Pavimento com TSD. Unidade:  $10^{-2}$  mm.

Carga (kN)	$M_R = 50$ MPa			$M_R = 100$ MPa			$M_R = 150$ MPa		
	82	100	120	82	100	120	82	100	120
$D_{\text{topo TSD}}$	59	71	84	46	56	66	39	46	55
$D_{\text{topo sub-base}}$	53	64	75	40	48	57	32	38	45
$D_{\text{topo subleito}}$	40	47	57	31	38	44	25	29	35

### 5.3.1 Análise das deformações permanentes.

Nas tabelas 5.13 e 5.14, estão resumidas as tensões desvio no topo das camadas de base e sub-base, calculadas a partir das tensões fornecidas pelo e Elsym 5, com a finalidade de comparar as tensões atuantes no pavimento com as tensões dos ensaios de deformações permanentes.

No cascalho usado atingiu-se tensão desvio até 250 kPa, a tensão confinante oscilou entre 113 kPa e 160 kPa. Pode-se dessa maneira afirmar que as estruturas estudadas devem apresentar curva de deformações permanentes um pouco abaixo ou um pouco acima da curva  $\sigma_3 = 105$  kPa e  $\sigma_d = 210$  kPa .

A laje apresentou tensões desvio até 107 kPa e confinante muito baixas, menores que 21 kPa. Comparando-se estes estados de tensões com as curvas dos ensaios de deformações permanente espera-se que a laje como sub-base apresente comportamento semelhante à curva  $\sigma_3 = 21$  kPa e  $\sigma_d = 140$  kPa .

Tabela 5.13: Tensão desvio atuante no topo da camada de base e sub-base. Pavimento sem revestimento.

Carga (kN)	$M_R = 50$ MPa			$M_R = 100$ MPa			$M_R = 150$ MPa		
	82	100	120	82	100	120	82	100	120
$\sigma_d$ topo base	247	203	240	183	210	243	197	218	250
$\sigma_d$ sub- base	24	36	43	49	62	77	82	90	107

Tabela 5.14: Tensão desvio atuante no topo da camada de base e sub-base. Pavimento com TSD.

Carga (kN)	$M_R = 50$ MPa			$M_R = 100$ MPa			$M_R = 150$ MPa		
	82	100	120	82	100	120	82	100	120
$\sigma_d$ topo base	158	180	213	84	183	223	168	199	227
$\sigma_d$ sub- base	26	29	38	45	57	70	70	85	99

Considerando-se os resultados dos ensaios de deformações permanentes e os níveis de tensões atuantes nas estruturas analisadas é de esperar-se que as camadas granulares não acumulem deformações permanentes expressivas.

#### 5.4 RECOMENDAÇÕES CONSTRUTIVAS

A execução de bases e sub-bases granulares deve seguir as especificações do DAER-ES\_P 08/91 e DAER-ESP 04/91 respectivamente. Considerando que os agregados provêm de rocha basáltica alterada e que a granulometria é uniforme, recomendam-se alguns cuidados durante a construção:

- Durante a disposição dos materiais em pilhas deve-se separar a laje do cascalho, pois a laje não é adequada para uso como base de pavimentos e não pode ficar exposta ao ar livre;
- O material britado deve passar por correção granulométrica a fim de que toda a camada tenha a mesma granulometria;
- A compactação deve ser realizada em camadas de 10 até 20 cm, iniciando a compactação com rolo vibratório e fazendo o acabamento da camada com rolo de pneus capazes de aplicar pressões elevadas (0,84 MPa), Núñez 1997.
- O controle da compactação deve ser rigoroso, sugerindo-se  $GC = 100\%$ . A granulometria bastante uniforme dificulta a realização do ensaio de frasco de areia, recomendando-se controle de compactação das camadas através de levantamentos defletométricos com viga Benkelman. A compactação deve prosseguir até que a deflexão característica não exceda a admissível. Núñez (1997), em base à experiência com basaltos alterados em pistas experimentais solicitadas por simulador de tráfego, sugere valores máximo de  $80 \times 10^{-2}$  mm, sendo desejável que a deflexão característica não exceda  $60 \times 10^{-2}$  mm.

- Proteger o pavimento contra a entrada de água, recomenda-se o emprego de TSD, mas se isso não for possível por razão econômica, aplicar uma camada selante.
- O pavimento deve ter boa drenagem para evitar a degradação da laje pela ação de ciclos de molhagem e secagem e geração de excessos de poro-pressão no subleito.

## 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões do estudo e algumas sugestões para novas pesquisas.

### 6.1 CONCLUSÕES DA PESQUISA

Após o estudo das características mecânicas e de deformabilidade da laje e do cascalho e tendo em vista os objetivos citados no Capítulo 1, conclui-se:

Quanto às características tecnológicas:

- 1) O cascalho teve perda de massa igual 22 % no ensaio de abrasão Los Angeles, a laje apresentou uma perda menor, cerca de 18%, o que contrariou as expectativas. Estes percentuais estão dentro dos limites das especificações do DAER.
- 2) O índice de lamelaridade dos materiais foi menor do que se esperava visto que grande parte dos fragmentos de cascalho e laje resultantes da detonação do maciço tem forma lamelar. Os índices de lamelaridade foram iguais a 24 para laje e 28 para o cascalho.
- 3) Os resultados de equivalente de areia ( $EA = 43\%$  tanto para cascalho quanto para a laje) permitem concluir que os finos não possuem grandes quantidades de argila porque os valores estão abaixo de 50 % , Azambuja (1996) apud Núñez (1997).

Quanto às características de durabilidade:

- 4) Os dois materiais atenderam às recomendações de Azambuja (1996) apud Núñez (1997) quanto a resultados de degradação Washington ( $D_w \text{ base} \geq 25$  e  $D_w \text{ sub base} \geq 15$ ). A laje atingiu  $D_w = 64$  e o cascalho  $D_w = 67$ .
- 5) O cálculo da perda de massa média ponderada do ensaio de sanidade a sulfatos não está bem clara na especificação do DNER, por isso ela foi calculada também segundo o critério do DAER/RS. A laje teve perda superior ao limite de 12% permitido nas especificações do DAER/RS. Os valores obtidos pelos materiais segundo o cálculo pelo método do DNER e DAER/RS foram respectivamente: laje: 20% e 22%, cascalho: 5% e 8%.

Baseando-se nos parágrafos anteriores pode-se afirmar que o cascalho e a laje atendem aos requisitos de durabilidade podendo serem utilizados como material de pavimentação.

Quanto às características de compactação e capacidade de suporte:

- 6) Os ensaios de compactação mostraram que o peso específico não variou muito entre as amostras ensaiadas. A laje apresentou o maior e o menor peso específico aparente seco iguais a  $19,46 \text{ kN/m}^3$  na energia intermediária e  $20,54 \text{ kN/m}^3$  na energia modificada. A umidade do cascalho na energia modificada e da laje na energia intermediária foi a mesma,  $w = 3,85\%$ .
- 7) As curvas de compactação e ISC não apresentaram o formato de sino, tido como “típico” pela literatura, por isso admitiu-se como umidade de compactação a que correspondesse ao maior valor de ISC.
- 8) Durante a moldagem e aplicação de carga na prensa ocorreu quebra de partículas da laje, não sendo recomendado o seu uso como material de base, onde as tensões atuantes no pavimento são elevadas.
- 9) Os dois materiais não apresentaram expansão durante o período de imersão de 4 dias.
- 10) O cascalho obteve índice de suporte Califórnia iguais a 50% e 86% para as energias intermediárias e modificadas respectivamente já a laje atingiu apenas 42 % e 71% para as mesmas energias. As diferenças do ISC entre as duas energias deixa claro que o grau de compactação é muito importante para garantir bom desempenho.

Quanto ao comportamento resiliente:

- 11) Os dois materiais apresentaram módulo de resiliência elevados, mas menores que os encontrados para basalto são na mesma granulometria, Casagrande (2003).
- 12) A influência da compactação é visível. Para altos níveis de tensão a laje compactada na energia modificada atinge módulos de resiliência maiores do que na energia intermediária. O melhor comportamento resiliente é apresentado pelo cascalho compactado na energia modificada.
- 13) Os modelos  $Mr-\theta$  e  $Mr-\sigma_3$  mostraram-se adequados para representar o comportamento resiliente. Os parâmetros  $K_2$  e  $K_6$  que representam respectivamente a dependência do módulo de resiliência com o estado de tensões e a tensão confinante são muito semelhantes para cada material e energia de compactação.

Quanto às deformações permanentes:

- 14) Foi possível distinguir 2 fases do comportamento quanto a deformações permanentes: um rápido acúmulo de deformações permanentes no início do ensaio ( $\epsilon_{pl}$ ) seguido de uma fase de velocidade de deformações permanente aproximadamente estável (VDP).
- 15) A laje apresentou menor VDP, o que pode estar relacionado com a quebra de partículas durante a moldagem do corpo do prova e aplicação de cargas o que pode ter conduzido a uma granulometria mais contínua e com menos vazios.
- 16) A influência da tensão confinante ficou bem definida tanto para o cascalho quanto para a laje, isto é, quanto maior a tensão confinante menor será a deformação permanente.
- 17) As curvas “número de aplicação de carga x deslocamento” permitem concluir que para ensaios com até 80.000 ciclos de aplicação de carga dentro dos estados de tensões ensaiados o material se comporte com *shakedown plástico*.
- 18) A evolução do módulo de resiliência durante o ensaio de deformações permanentes apresentou tendências distintas, prevalecendo a diminuição do módulo com o aumento de ciclos de aplicação de cargas.

Quanto ao desempenho das estruturas propostas:

- 19) A laje e o cascalho possuem coeficientes de equivalência estrutural ligeiramente menores que os da brita graduada, devendo ser adotados como parâmetro de projeto.
- 20) Os estados de tensões calculado em algumas estruturas analisadas, com emprego do programa Elsym 5, e os resultados dos ensaios laboratoriais, permitem inferir que o cascalho, como camada de base e a laje como sub-base não acumularão deformações permanentes excessivas.
- 21) Os ensaios de ISC, módulo de resiliência e deformações permanentes mostraram a grande influência da compactação no desempenho dos materiais, por isso é necessário controle de compactação rigoroso, com leituras defletométricas com viga Benkelman.

O presente estudo permite concluir que os materiais estudados, cascalho e laje, podem ser usados em pavimentos de baixo volume de tráfego contribuindo para melhoria das condições de tráfego das estradas da região de Ametista do Sul e diminuindo o impacto ambiental causado pelos depósitos de rejeitos.

## 6.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

- Estudar o comportamento mecânico destes materiais utilizando granulometrias mais uniformes e mais densas, incluindo o material resultante da britagem do britador móvel da Prefeitura Municipal de Ametista do Sul.
- Estudar a influência do grau de compactação nos ensaios de módulo de resiliência e deformações permanentes.
- Caracterizar mais pontos de amostragem.
- Realizar ensaios de deformações permanentes com maior números de ciclos para diferentes granulometrias, variando o estado de tensões aplicado e o grau de compactação.
- Verificar se a laje e o cascalho atendem ao método de avaliação de rochas alteradas proposto por Arnold (1993).
- Construção e monitoração de trecho experimental.
- Estudar o comportamento mecânico dos materiais depositados nas pilhas de rejeitos, avaliando o influência do tempo de exposição ao intemperismo (1 mês, 6 meses, 1 ano, 2 anos) .
- Fazer plano de extração e seleção e beneficiamento do material depositado nas pilhas;.
- Estudar a granulometria do material após desmonte visando outras formas de utilização dos rejeitos como material de pavimentação:
  - encascalhamento de rodovias não pavimentadas;
  - execução de macadame seco com seleção granulométrica e tratamento anti-pó;
  - laje: como base e sub-base estabilizada;
  - base e sub-base de solo-agregado.
- Realizar estudos de viabilidade econômica das alternativas sugeridas e da estudada nesta dissertação.

## REFERÊNCIAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO TP 46-94: Standard Test Method for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials:. Washington, DC, 1996.

ARNOLD. G. P. Estudo do Comportamento Mecânico de Basaltos Alterados do Rio Grande do Sul para Emprego em Pavimentos Rodoviários. 1993. 145p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

ARNOLD, G. P.; NÚÑEZ, W.P.; CERATTI, J.P.; OLIVEIRA, J.A. de. Basaltos Alterados: Protocolo DAER/UFRGS Redescobre Agregado para Pavimentação no Rio Grande do Sul. In: Boletim SUDAER, Porto Alegre, p. 6-12, setem., 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT 7389 – Apreciação Petrográfica de Materiais Naturais, para Utilização como Agregado em Concreto. São Paulo, 1992.

AZAMBUJA, M.A.E. Comunicação Pessoal. Porto Alegre, 1996.

BELLIENI, G.; COMIN-CHIAROMONTI, P.; MARQUES, L. S.; NARDY, A. J. R. ; PAPATREHAS, C.; PICCIRILLO, E. M.; ROISENBERG, A.; STOLFA, D. Petrogenetic Aspects of Acid and Basaltic Lavas from the Paraná Plateau (Brazil): Geological, Mineralogical and Petrochemical Relationship. In: Journal of Petrology. n27, p915-944, 1986.

CASAGRANDE, L.P. Estudo da Influência do Teor de Finos na Condutividade Hidráulica e Deformabilidade Elástica de Britas. 2003. 145p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM. DAER-ES-P 04/91: Sub-base Granular. Porto Alegre, 1991.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM. DAER-ES-P 08/91: Base Granular. Porto Alegre, 1991.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM. DAER-RS-EL 102/01: Análise Granulométrica de Agregados. Porto Alegre, 2001.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM. DAER-RS-EL 103/01: Determinação da Abrasão “Los Angeles” de Agregados. Porto Alegre, 2001.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM. DAER-RS-EL 111/01: Determinação da Degradação Washington. Porto Alegre, 2001.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM. DAER-RS-EL 108/01: Determinação da do Índice de Lamelaridade. Porto Alegre, 2001.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM. DAER-RS-EL 104/01: Determinação da Sanidade de Agregados pelo Uso do Sulfato de Sódio. Porto Alegre, 2001.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER. Manual de Pavimentação. Rio de Janeiro, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER. DNER- IE 006/94: Materiais Rochosos Usados em: Materiais Rochosos Usados em Rodovias – análise Petrográfica.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER. DNER- ME 049/94: Solo - Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER. DNER- ME 089/94: Agregados Avaliação da Durabilidade pelo Emprego de Soluções de Sulfato de Sódio ou de Magnésio.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER. DNER- ME 131/94: Determinação do Módulo de Resiliência.

FIORENTINI, J. A. Avaliação da Durabilidade, Abrasividade e Dureza das Rochas Vulcânicas da Formação Serra Geral. 2002. 102 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

FOOKES, P.G.; GOURLEY, C.S.; OHIKERE, C. Rock weathering in engineering Time. In: Quarterly Journal of Engineering geology, London, v.21, p. 33-57, 1988.

FRAZÃO, E. B.; CARUSO, L.G. Síntese do Conhecimento sobre Alterabilidade de Rochas Basálticas como Material de Construção em algumas Barragens da Bacia do Alto Paraná. In: Simpósio sobre Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, 1983 São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS/ABGE, 1983, v. 2A , p21-33.

GOMES, M. E. B. Mecanismo de Resfriamento, Estruturação e Processos Pós-magmáticos em Basaltos da Bacia do Paraná - Região de Frederico Westphalen (RS) – Brasil.1996.264 p. Tese (Doutorado em Geociências) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

GUIMARÃES, A.C. Estudo de Deformação Permanente em Solos e a Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis. 2001. 297 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

HVEEM, F. N. Pavement Defection and Fatigue Failures. In: Bulletin n. 114, HRB (TRB), Washington D.C., p. 43-87, 1955.

JUNCHEM P.L. Mineralogia, Geologia e gênese dos Depósitos de Ametista da Região do Alto Uruguai, Rio Grande do Sul. 1999. 140 p. Tese (Doutorado em Mineralogia e Petrologia) - Instituto de Geociências da USP, São Paulo.

LEINZ, V. Contribuição à Geologia dos Derrames Basálticos do Sul do Brasil.1949. 61p. FFCL-USP. Boletim C IIII ,Geologia. São Paulo.

LEKARP, F. Resilient and Permanent Deformation Behavior of Unbound Aggregates Under repeated Loading. 1999. Doctoral Thesis. Royal Institute of Technology of Stockholm, Sweden.

LOVATO, R. S. Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Laterítico estabilizado com cal, Aplicado à Pavimentação. 2004. 144p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

MALYSZ, R. Comportamento Mecânico de Britas empregadas em Pavimentação. 2004. 158 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

MARSHALL, T. R. The Washington Degradation Test: A Status Report. Washington: State Highway Commission, Material Division, 1967. 15p. (Report, 103).

MEDINA, J. Mecânica dos Pavimentos. Rio de Janeiro: UFRJ, 1997.

MILANI, E., J. Evolução Tectono-estratigráfica da Bacia do Paraná e seu Relacionamento com a Geoquímica Fanerozóica do Gondwana Sul-ocidental. 1997. Tese (Doutorado em Geociências) – Universidade federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS.

NÚÑEZ, W.P. Análise Experimental de Pavimentos Rodoviários Delgados com Basaltos Alterados. 1997. 271 p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

NÚÑEZ, W.P.; CERATTI, J. A.; ARNOLD, G. P.; OLIVEIRA, J. A.; SILVEIRA, J. Paving Low-volume Roads with Weathered Volcanic Rocks; from Apt to Practice. In: 21<sup>st</sup> ARRB Transport Research and 11<sup>st</sup> Road Engineering Association of Asia and Australasia Conference, 2003, Cairns, Australia.

PALMA, P. S. Estudo dos Rejeitos de Garimpo de Ametista do Distrito Mineral do Alto Uruguai, RS. 2003. 65 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Geologia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

PICIRILLO, E. M.; MELFI, A. J. The Mesozoic Flood Volcanism of the Paraná Basin: Petrogenetic and Geophysical Aspects. São Paulo: IAG-USP, 218 p., 1988.

PINTO, S.; PREUSSLER, E. Pavimentação Rodoviária. Conceitos Fundamentais sobre Pavimentos Flexíveis. Rio de Janeiro: Copiarte, 2002

ROHDE, L. Escória de Acearia Elétrica em Camadas Granulares de Pavimentos: Estudo Laboratorial. 2002. 101p. Dissertação (mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

ROSEIMBERG, A. Petrologia e Geoquímica do Vulcanismo Ácido Mesozóico da Província Meridional da Bacia do Paraná. 1989. 285p. Tese (Doutorado em Geociências) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SARTORI, P.L.; FILHO, M.C. Petrologia da Seqüência Vulcânica do Planalto Meridional, RS. In: XIX Congresso Brasileiro de Geologia, 1976, Ouro Preto, MG Anais....Ouro Preto, MG, v2.

SCHNEIDER, A. W.; PIRES DA ROCHA, F.X. Emprego de Basaltos em Pavimentação Rodoviária. Rio de Janeiro: IPR, il. 43p, 1968.

SCOPEL, R.; FORMOSO, M. L.; DUDOIGNON, P.; MEUNIER, A. Hydrothermal Alteration of Basalts, Southern Paraná Basin – Brazil. In: Chemical Geology. University of Nottingham, n 38, p. 21-34, 1986.

SENÇO, W. Manual de Técnicas de Pavimentação. v1. São Paulo: PINI,1997.

SILVEIRA, J. Metodologia para Projeto de Pavimentos Flexíveis em Vias Urbanas da região Metropolitana de Porto Alegre. 2000.133p. Dissertação (mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

STRIEDER, A. J. Comunicação pessoal. Porto Alegre, 2005.

ULLIDTZ, P.. Modelling Pavement Response and Performance. Gylling (Dinamarca): Narayana Press, 1998.

WAYHS, C. A.S.P. Estudo de Materiais Alternativos Utilizados em Pavimentação de Baixo Custo na Região Noroeste do Rio Grande do Sul, RS, 2003.87p.Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

WERKMEISTER, S.; DAWSON, A.R.; WELNER, F. Pavement Design Model for Unbound Granular Materials. In: Journal of Transportation Engineering, American Society of Civil Engineers, v. 130, n° 5, p. 665-674, sep/oct. 2004.

## **ANEXO 1 – FOLHAS DE ENSAIO**



Documento **RELATÓRIO DE ENSAIO** Número **14309/43482**  
 Os resultados contidos neste documento têm significação restrita e aplicam-se exclusivamente ao(s) item(ns) ensaiado(s) ou calibrado(s).  
 Este documento somente poderá ser publicado na íntegra.

### ENSAIOS EM AMOSTRAS DE ROCHA

**Cliente:** PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL – PPGECC / UFRGS  
 Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º andar  
 90035 –190 – PORTO ALEGRE - RS

**Material ensaiado:** duas amostras de brita (diversas frações, separadas), entregues à CIENTEC e declaradas pelo Cliente como procedentes do município de Ametista do Sul – RS. No Laboratório de Mecânica e Tecnologia de Rochas as amostras foram numeradas conforme quadro abaixo.

CIENTEC Amostra nº	Identificação do Cliente
14309/1	rocha vulcânica alterada – "laje"
14309/2	rocha vulcânica alterada – "cascalho"

**Solicitação do Cliente:** ensaios de equivalente de areia e sanidade.

**Data do recebimento do material:** 24 de janeiro de 2005.

**Período da realização dos ensaios:** 25 de janeiro a 15 de fevereiro de 2005.

**Métodos:**

- apreciação petrográfica macroscópica segundo ABNT NBR 7389/1992;
- equivalente de areia segundo ABNT NBR 12052/1992;
- sanidade segundo DNER-ME 089/1994.

**RESULTADOS:**

**1. Apreciação petrográfica macroscópica das amostras antes dos ensaios**

**Amostra 14309/1**

Cor: Amostra seca = cinza esverdeada a cinza avermelhada escura.  
 Amostra úmida = marrom a marrom esverdeada escura.

Estrutura/Fraturamento: maciça.

Textura: afanítica.

Alteração: rocha pouco alterada a alterada (alteração indicada pela tonalidade esverdeada da rocha).

1/4

Rua Washington Luiz, 675 CEP 90010-460 - Porto Alegre - RS - Brasil - caixa postal 10911 - CEP 92.816.685/0001-67  
 tel (51) 3287.2900 - fax (51) 3226.0267 - e-mail: cientes@cientec.rs.gov.br - homepage: www.cientec.rs.gov.br

Documento **RELATÓRIO DE ENSAIO**Número **14309/43482**

Os resultados contidos neste documento têm significação restrita e aplicam-se exclusivamente ao(s) item(ns) ensaiado(s) ou calibrado(s).  
Este documento somente poderá ser publicado na íntegra.

Classificação provável: basalto.

Propriedades físico-mecânicas: rocha coerente.

Forma dos fragmentos: lamelar a alongada.

**Amostra 14309/2**

Cor: Amostra seca = cinza esverdeada a cinza avermelhada escura.  
Amostra úmida = marrom a marrom esverdeada escura.

Estrutura/Fraturamento: maciça.

Textura: afanítica.

Alteração: rocha sã a pouco alterada (alteração indicada pela tonalidade esverdeada da rocha).

Classificação provável: basalto.

Propriedades físico-mecânicas: rocha muito coerente.

Forma dos fragmentos: lamelar a eqüidimensional.

**2. Equivalente de areia**

CIENTEC Amostra número	Resultado (%)
14309/1	43
14309/2	43

**3. Sanidade**

O ensaio foi executado fazendo-se a imersão da amostra em solução de sulfato de sódio ( $\text{Na}_2\text{SO}_4$ ) anidro e secagem em estufa. Esse procedimento foi repetido 5 vezes.

A amostra não permitiu o ensaio em frações acima de 38,1mm.

A perda ponderada por fração e total do ensaio não foi calculada, já que não foi estabelecida a distribuição granulométrica da amostra ensaiada. Seu cálculo, no entanto, pode ser feito, multiplicando-se a perda em massa das frações ensaiadas, pela respectiva porcentagem de material retido (obtida de análise granulométrica ou curva granulométrica desejada). Após, somam-se todos os valores obtidos e divide-se por 100.

2/4

Rua Washington Luiz, 675 CEP 90010-460 Porto Alegre RS Brasil caixa postal 1864 CGC 92.816.685/0001-67  
tel (51) 3287 2000 fax (51) 3226.0207 e-mail: cientec@cientec.rs.gov.br homepage: www.cientec.rs.gov.br

Documento **RELATÓRIO DE ENSAIO**Número **14309/43482**Os resultados contidos neste documento têm significação restrita e aplicam-se exclusivamente ao(s) item(ns) ensaiado(s) ou calibrado(s).  
Este documento somente poderá ser publicado na íntegra.**Amostra 14309/1**Análise Quantitativa

Abertura das peneiras (preparação das frações)				Perda em massa	Distribuição granulométrica (retido individual)	Perda ponderada
Passado		Retido				
(mm)		(mm)		(%)	(%)	(%)
38,1	1 1/2"	25,4	1"	7,75	-	-
25,4	1"	19,1	3/4"			
19,1	3/4"	12,7	1/2"	23,94	-	-
12,7	1/2"	9,5	3/8"			
9,5	3/8"	4,76	malha n.º 4	31,99	-	-
9,5	3/8"	4,76	malha n.º 4	36,14		
4,76	malha n.º 4	2,38	malha n.º 8	19,53	-	-
2,38	malha n.º 8	1,19	malha n.º 16	27,48	-	-
1,19	malha n.º 16	0,59	malha n.º 30	25,10	-	-
0,59	malha n.º 30	0,30	malha n.º 50	20,83	-	-
					<b>TOTAL</b>	-

Análise Qualitativa

Perda por fração influenciada pelo grau de alteração heterogêneo apresentado pelos fragmentos que compõem cada fração.

Abertura das peneiras (preparação das frações)		Número de fragmentos antes do ensaio	Fragmentos afetados (desintegração)	
Passado (mm)	Retido (mm)		Número	%
25,4	19,1	34	2	6

3/4

Mod. 05

Rua Washington Luiz, 675 CEP 90010-460 Porto Alegre RS Brasil caixa postal 1001 CGC 02.810.685/0001-07  
tel (51) 3287.2000 fax (51) 3226.0207 e-mail: cientes@cientec.rs.gov.br homepage: www.cientec.rs.gov.br

Documento **RELATÓRIO DE ENSAIO**Número **14309/43482**Os resultados contidos neste documento têm significação restrita e aplicam-se exclusivamente ao(s) item(ns) ensaiado(s) ou calibrado(s).  
Este documento somente poderá ser publicado na íntegra.**Amostra 14309/2**Análise Quantitativa

Abertura das peneiras (preparação das frações)				Perda em massa	Distribuição granulométrica (retido individual)	Perda ponderada
Passado		Retido				
(mm)		(mm)		(%)	(%)	(%)
38,1	1 1/2"	25,4	1"	1,64	-	-
25,4	1"	19,1	3/4"			
19,1	3/4"	12,7	1/2"	3,82	-	-
12,7	1/2"	9,5	3/8"			
9,5	3/8"	4,76	malha n.º 4	5,07	-	-
9,5	3/8"	4,76	malha n.º 4	8,78		
4,76	malha n.º 4	2,38	malha n.º 8	8,95	-	-
2,38	malha n.º 8	1,19	malha n.º 16	17,00	-	-
1,19	malha n.º 16	0,59	malha n.º 30	17,04	-	-
0,59	malha n.º 30	0,30	malha n.º 50	15,12	-	-
				TOTAL		-

Análise Qualitativa

Abertura das peneiras (preparação das frações)		Número de fragmentos antes do ensaio	Fragmentos afetados (lascamento)	
Passado (mm)	Retido (mm)		Número	%
25,4	19,1	24	1	4

Porto Alegre, 15 de fevereiro de 2005.



Eng<sup>a</sup> de Minas Ivone Maria Agostini  
Gerente do Departamento de Geotecnia



Geól. João Alberto Fiorentini  
Responsável Técnico CREA 45899-D/RS



Eng<sup>o</sup> de Minas Clóvis Gonzatti  
Coord. Lab. de Mecânica e Tecnologia de Rochas

4/4

Rua Washington Luiz, 675 CEP 90010-460 Porto Alegre RS Brasil caixa postal 1864 CBC 92.816.685/0001-67  
tel (51) 3287.2000 fax (51) 3226.0207 e-mail: mtec@ciencia.cientec.rs.gov.br nemep@ciencia.cientec.rs.gov.br

## ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Registro:	Cascalho - energia modificada		
Peso Espec. Aparente Seco (kN/m <sup>3</sup> )	20,11	Data do Ensaio	07/01/05
Umidade ótima (%):	3,85	Peso total do coropo de prova (gf)	
Umidade Higroscópica:			

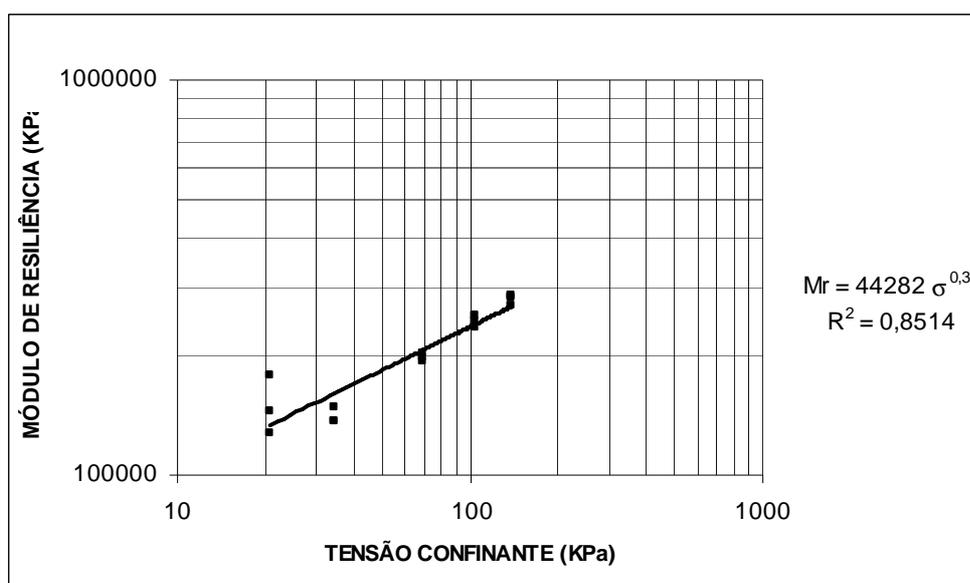
Condicionamento		
$\sigma_3 = 0,70 \text{ Kgf/cm}^2$	$\sigma_d = 2,10 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	
	$\sigma_d = 0,70 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	
$\sigma_3 = 1,05 \text{ Kgf/cm}^2$	$\sigma_d = 3,15 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	
Registro		
$\sigma_3 \text{ (Kgf/cm}^2\text{)}$	$\sigma_d \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	Módulo de Resiliência (Kgf/cm <sup>2</sup> )
0,21	0,21	326820
	0,42	303021
	0,43	203792
0,35	0,35	359781
	0,70	230655
	1,05	236354
0,53	0,53	215850
	1,05	292124
	1,58	301989
0,7	0,70	367437
	1,40	310754
	2,10	406759
1,05	1,05	444472
	2,10	440365
	3,15	523945
1,4	1,40	528397
	2,80	570724
	3,60	659517

## ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA DO BASALTO SANTANA PELO MÉTDO DA AASHSTO (Wahys, 2003)

Registro:	SANTANA		
MEAS (g/cm <sup>3</sup> ):	1,285	Data do Ensaio	24/10/2001
Umidade ótima (%):	18,3	Peso total do corpo de prova (gf)	3400,8
Umidade Higroscópica:	5,66	Umidade do corpo de prova (%)	16,7
H <sub>cp</sub>	200,8	MEAS do corpo de prova (g/cm <sup>3</sup> )	
H <sub>inicial</sub> :	200,8		
H após condcionamento:	220,2		

### Condicionamento

$\sigma_3$ (Kpa) = 103,4	$\sigma_{dmax}$ (Kpa) = 93,1	n de aplicações = 500 - 1000	
$\sigma_3$ (Kpa)	$\sigma_{dmax}$ (Kpa)	n de aplicações	Módulo de Resiliência (Kpa)
20,7	18,6	100	179785
	37,3	100	144315
	55,9	100	127154
34,5	31	100	149100
	62	100	137086
	93,1	100	137655
68,9	62	100	203346
	124,1	100	195030
	186,1	100	198725
103,4	62	100	254670
	93,1	100	235732
	186,1	100	245385
137,9	93,1	100	281014
	124,1	100	269742
	248,2	100	285933



**ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA DO BASALTO  
LINHA 3 OESTE PELO MÉTDO DA AASHSTO (Wahys, 2003)**

Registro:	LINHA 3 OESTE		
MEAS (g/cm <sup>3</sup> ):	1,619	Data do Ensaio	24/10/2001
Umidade ótima (%):	22,6	Peso total do coropo de prova (gf)	2992,7
Umidade Higroscópica:	10,14	Umidade do corpo de prova (%)	20,89
Hcp	20,1	MEAS do corpo de prova (g/cm <sup>3</sup> )	
Hinicial:	201		
H após condcionamiento:	200,7		

**Condicionamento**

$\sigma_3$ (Kpa) = 103,4	$\sigma_{dmax}$ (Kpa) = 93,1	n de aplicações = 500 - 1000	
$\sigma_3$ (Kpa)	$\sigma_{dmax}$ (Kpa)	n de aplicações	Módulo de Resiliência (Kpa)
20,7	18,6	100	238503
	37,3	100	177553
	55,9	100	153968
34,5	31	100	206106
	62	100	172710
	93,1	100	168930
68,9	62	100	228458
	124,1	100	214191
	186,1	100	200058
103,4	62	100	297387
	93,1	100	271477
	186,1	100	240321
137,9	93,1	100	323073
	124,1	100	313646
	248,2	100	287107

