



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

PAULO CESAR ARRIEIRO DE OLIVEIRA

**AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DA MISTURA DE
FRESADO E CASCALHO LATERÍTICO ESTABILIZADA COM
CIMENTO**

**CAMPINAS
2018**

PAULO CESAR ARRIEIRO DE OLIVEIRA

**AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DA MISTURA DE
FRESADO E CASCALHO LATERÍTICO ESTABILIZADA COM
CIMENTO**

Tese de Doutorado apresentada à Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil, na área de Transportes.

Orientador(a): Prof. Dr. Cássio Eduardo Lima de Paiva.

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA TESE DEFENDIDA PELO ALUNO PAULO CESAR ARRIEIRO DE OLIVEIRA E ORIENTADO PELO PROF. DR. CÁSSIO EDUARDO LIMA DE PAIVA.

ASSINATURA DO ORIENTADOR

CAMPINAS

2018

FICHA CATALOGRÁFICA

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Luciana Pietrosanto Milla - CRB 8/8129

OL4a Oliveira, Paulo César Arrieiro de, 1968-
Avaliação das propriedades mecânicas da mistura de fresado e cascalho laterítico estabilizada com cimento / Paulo César Arrieiro de Oliveira. – Campinas, SP : [s.n.], 2018.

Orientador: Cássio Eduardo Lima de Paiva.
Tese (doutorado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Reciclagem. 2. Pavimentos. 3. Propriedades mecânicas. 4. Estabilização.
I. Paiva, Cássio Eduardo Lima de, 1953-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Mechanical characteristics assessment of a cement stabilized mix of reclaimed asphalt concrete and lateritic natural aggregate

Palavras-chave em inglês:

Recycling

Pavements

Mechanical properties

Stabilization

Área de concentração: Transportes

Titulação: Doutor em Engenharia Civil

Banca examinadora:

Cássio Eduardo Lima de Paiva [Orientador]

Maria Teresa Françoso

Paulo José Rocha Albuquerque

Glicério Trichês

Luís Guilherme Picado dos Santos

Data de defesa: 26-02-2018

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DA MISTURA DE
FRESADO E CASCALHO LATERÍTICO ESTABILIZADA COM
CIMENTO**

Paulo Cesar Arrieiro de Oliveira

Tese de Doutorado aprovada pela Banca Examinadora constituída por:

Prof. Dr. Cassio Eduardo Lima de Paiva
Presidente e Orientador / UNICAMP

Prof^ª Dr^ª Maria Teresa Françaço
UNICAMP

Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque
UNICAMP

Prof. Dr. Glicério Trichês
UFSC

Prof. Dr. Luís Guilherme Picado dos Santos
Universidade de Lisboa

A Ata da defesa com as respectivas assinaturas dos membros encontra-se no processo de vida acadêmica do aluno.

Campinas, 26 de fevereiro de 2018.

DEDICATÓRIA

*Dedico este trabalho aos meus queridos pais
Paulo Dayrell de Oliveira (in memoriam) e
Terezinha Arrieiro de Oliveira.*

AGRADECIMENTOS

A realização desta Tese de Doutorado foi um exercício de persistência e dedicação. Chego ao final desta jornada com a agradável sensação de vitória e agradecendo a DEUS por ter concedido mais essa conquista em minha vida.

Também quero expressar os meus sinceros agradecimentos às pessoas que me ajudaram a chegar até aqui:

Professor Doutor Cássio Eduardo Lima de Paiva, orientador desta Tese. Obrigado pelo incentivo, amizade e ensinamentos transmitidos. Aos professores da FEC-Unicamp: Paulo Albuquerque e Jorge Trabanco pelas valiosas sugestões apresentadas para realização deste trabalho.

Andréa, minha esposa, pelo amor, companheirismo e compreensão. Guilherme e Matheus, meus filhos que, mesmo sendo crianças, compreenderam, em vários momentos, a ausência necessária para a conclusão desta tese.

Agradeço, também, à Concessionária de Rodovias Centrais do Brasil (Concebra), na pessoa do engenheiro João Guilherme de Moraes Braga, pelo incentivo e apoio financeiro, que foram fundamentais para a concretização desta pesquisa.

Aos engenheiros Rodolfo Ferreira e Ricardo Vivan do LabEDin – Laboratório de Ensaio Dinâmicos da Faculdade de Engenharia Mecânica da Unicamp, pelo apoio e atendimento oferecido para realização dos ensaios cíclicos de tração na flexão.

RESUMO

O cascalho laterítico é um solo natural muito utilizado na estrutura do pavimento das rodovias do centro-oeste brasileiro. Esse cascalho resiste muito bem aos esforços de compressão quando estabilizado mecanicamente, mas sua resistência pode ser reduzida, caso contenha partículas finas passíveis de se tornarem plásticas e, também, se estiverem expostas à presença de água livre. A ação da água, associada aos esforços gerados pelas cargas do tráfego, desencadeia um processo acelerado de degradação do pavimento. É nesse contexto que a reconstrução parcial por reciclagem com adição de cimento deve ser considerada devido à sustentabilidade dessa solução. Entretanto, a sua longevidade está condicionada à estabilização dos finos livres que precisam ser inertes aos efeitos da absorção de água na nova base reciclada. Apesar de ser uma técnica muito empregada no país, ainda é uma alternativa que não foi pesquisada para recuperar bases granulares suscetíveis à infiltração de água. O Brasil possui grandes extensões de rodovias constituídas por base de cascalho laterítico e, por essa razão, é necessário avaliar as propriedades e o desempenho mecânico da mistura desse solo granular com o material fresado e cimento. O presente estudo visa, portanto, propor o emprego da reciclagem profunda com adição de cimento para inibir os efeitos adversos da presença da água e simultaneamente estabilizar a base do pavimento degradado. Para isso, houve o desenvolvimento de uma investigação experimental onde foram utilizadas amostras de cascalho laterítico e de material fresado extraídos do pavimento de um trecho da BR-153/GO. O estudo laboratorial teve, como apoio, as propriedades dos materiais (cascalho laterítico e material fresado), a interação deles com o cimento e as propriedades mecânicas dessa mistura (compressão simples, compressão diametral, módulo de resiliência e fadiga). Adicionalmente, foram realizados ensaios de CBR, ascensão capilar, expansão, absorção e perda de massa por imersão. Para a realização desses ensaios foi utilizada a amostra de cascalho na condição “*in natura*” em diferentes teores de umidades e estabilizada com 1%, 2% e 3% de cimento Portland. Os resultados mostraram que o cascalho usado, nesta pesquisa, é um material adequado para estabilização com cimento, pois a adição 2% do ligante gerou uma estrutura mais coesa, além de melhorar a estabilidade e a resistência em relação à amostra “*in natura*”. O CBR do cascalho com 3% de umidade acima da ótima aumentou de 42% (sem adição de cimento) para 98% (com a adição de 2% de cimento). O ganho de desempenho do cascalho a partir da introdução do cimento foi notável. Quanto às propriedades mecânicas da mistura (cascalho, fresado e cimento), os resultados apresentaram que os valores obtidos situaram na faixa de valores publicados por pesquisadores brasileiros e

estrangeiros, qualificando, dessa forma, os percentuais propostos para elaboração da mistura. De maneira conjunta, concluiu-se que o emprego da reciclagem com adição de cimento em bases de cascalho laterítico, conforme usado nesta pesquisa, representou uma excelente alternativa para recuperação de pavimentos degradados pelo excesso de umidade.

Palavras-chave: Reciclagem; Pavimentos; Propriedades mecânicas; Estabilização.

ABSTRACT

The lateritic gravel is a natural soil very used in the structure of road pavement in Brazilian central-western region. This gravel withstands very well compression efforts when mechanically stabilized, but its resistance can be reduced in case it contains thin particles capable of becoming plastic and if they are exposed to water presence as well. The action of water, associated to the efforts generated by traffic loads, triggers an accelerated process of pavement degradation. It is in this context that partial reconstruction via recycling with addition of cement must be considered due to the sustainability of this solution. However, its longevity is conditioned to the stabilization of the loose thin particles that need to become inert to the effects of water absorption in the new recycled base. Despite being a widely employed technique in the country, it is still an alternative that that was not researched for recovering granular bases susceptible to water infiltration. Brazil has large road extensions constituted with lateritic gravel as their base and, for that reason, it is necessary to measure the properties and the mechanical performance of the mix of this granular soil with milled material and cement. Therefore, the present study aims at proposing the employment of profound recycling with addition of cement to suspend the adverse effects of water presence and simultaneously stabilize the base of degraded pavement. For that, an experimental investigation was developed in which were used samples of lateritic gravel and milled material extracted from the pavement of a section of the highway BR-153 in the state of Goiás. The laboratory research relied on the properties of the materials (lateritic gravel and milled material), on their interaction with cement and on the mechanical properties of this mix (simple compression, diametrical compression, resilient modulus and fatigue). Additionally, CBR, capillary ascension, expansion, absorption and loss of mass by immersion tests were performed. The tests were performed using gravel samples “in natura” in different humidity volumes and stabilized with 1%, 2% and 3% of Portland cement. The results showed that the gravel used in this research is an adequate material for stabilization with cement, because the addition of 2% of the binder generated a more cohesive structure, besides improving stability and resistance in comparison to the sample “in natura”. The gravel CBR with 3% of above optimal humidity, increased from 42% (without addition of cement) to 98% (with the addition of 2% of cement). The performance improvement of the gravel after the insertion of cement was remarkable. Regarding the mechanical properties of the mix (gravel, milled material and cement), the results showed that the obtained values fit the range of values published by Brazilian and foreign researchers, qualifying the percentages proposed to the elaboration of

the mix. Jointly, it was concluded that the employment of recycling with addition of cement in bases of lateritic gravel, as it was used in this research, showed it is an excellent alternative to the recuperation of pavements degraded by the excess of humidity.

Keywords: Recycling; Pavements; Mechanical properties; Stabilization.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Fenômeno do bombeamento da água livre sob pressão hidrostática em estruturas de pavimentos com base granular.....	23
Figura 2.1	Constituição de um pavimento.....	28
Figura 2.2	Ocorrências de solos com comportamento laterítico no Brasil.....	34
Figura 3.1	Ensaio para avaliação das propriedades geotécnicas da amostra de cascalho, etapa 1.....	84
Figura 3.2	Ensaio para escolha do tipo de cimento, etapa 2.....	85
Figura 3.3	Ensaio para análise do percentual de material fresado, etapa 3.....	85
Figura 3.4	Ensaio para avaliação do comportamento da fração fina do cascalho, etapa 4.....	86
Figura 3.5	Ensaio para avaliação de desempenho da mistura estabilizada com cascalho, material fresado e cimento, etapa 5.....	86
Figura 3.6	Extração da amostra da base de cascalho laterítico.....	89
Figura 3.7	Espessura de corte da reciclagem.....	94
Figura 4.1	Base com excesso de umidade em decorrência da infiltração de águas através da capa asfáltica.....	100
Figura 4.2	Curva granulométrica do material fresado.....	103
Figura 4.3	Curva granulométrica do cascalho laterítico.....	108
Figura 4.4	Análise granulométrica conjunta do cascalho laterítico.....	109
Figura 4.5	Verificação da consistência da amostra usando minipenetrômetro manual.....	111
Figura 4.6	Preenchimento dos anéis de PVC.....	111
Figura 4.7	Cilindros usados para determinação da plasticidade da amostra.....	111
Figura 4.8	Curva de compactação da amostra de cascalho laterítico.....	112
Figura 4.9	Varição do CBR em função da umidade.....	113
Figura 4.10	Varição da expansão em função da umidade.....	113
Figura 4.11	Varição da capacidade de suporte do cascalho em função do percentual de cimento (umidade de 12,7%).....	115
Figura 4.12	Granulometria do cascalho investigado nesta pesquisa e do cascalho australiano.....	117
Figura 4.13	Representação gráfica dos resultados obtidos.....	120
Figura 4.14	Forma utilizada para moldagem das amostras.....	121
Figura 4.15	Prensagem dos corpos de prova.....	122
Figura 4.16	Arranjo adotado para realização dos testes.....	122
Figura 4.17	Equipamento e acessórios para determinação da vida de fadiga.....	123
Figura 4.18	Número de ciclos necessários para ruptura das vigotas moldadas com material fresado convencional sob carregamento de 1,3 kN.....	125
Figura 4.19	Número de ciclos necessários para ruptura das vigotas moldadas com material fresado de asfalto borracha sob carregamento de 1,3 kN.....	126
Figura 4.20	Curvas granulométricas individuais do material fresado e do cascalho..	132
Figura 4.21	Curva granulométrica resultante da mistura entre o material fresado e cascalho.....	133
Figura 4.22	Curva de compactação da mistura de material fresado, cascalho e cimento.....	134
Figura 4.23	Correlação entre o ganho de resistência à compressão em função do	

	tempo de cura.....	137
Figura 4.24	Correlação entre ganho de resistência à tração e período de cura.....	141
Figura 4.25	Vida de fadiga com valores ajustados.....	147

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Tipos de camadas de pavimento.....	30
Tabela 2.2	Fatores contribuintes para degradação de camadas flexíveis.....	31
Tabela 2.3	Tipos de defeitos em camadas semirrígidas e suas causas.....	32
Tabela 2.4	Comparação entre as especificações adotadas por países africanos para cascalhos naturais usados em camadas de pavimento.....	39
Tabela 2.5	Granulometria do cascalho australiano.....	40
Tabela 2.6	Características do cascalho australiano.....	40
Tabela 2.7	Valores de módulo na flexão aos 28 e 90 dias de cura.....	41
Tabela 2.8	Rodovias que tiveram o pavimento reciclado com cimento.....	56
Tabela 2.9	Propriedades físicas / químicas do material fresado.....	59
Tabela 2.10	Granulometria típica do material fresado.....	60
Tabela 2.11	Faixa de valores indicados para resistência à compressão simples de misturas recicladas com cimento relatadas pelas normas brasileiras....	68
Tabela 2.12	Classificação de materiais estabilizados quanto ao nível de cimentação.....	68
Tabela 2.13	Valores para X.....	75
Tabela 2.14	Valores para tensão de ruptura.....	76
Tabela 2.15	Propriedades mecânicas do material reciclado com cimento.....	79
Tabela 2.16	Propriedades mecânicas do material reciclado com cimento – continuação.....	80
Tabela 3.1	Determinação dos percentuais que compõem a mistura da capa e da base.....	94
Tabela 4.1	Dados obtidos na abertura do poço de inspeção.....	101
Tabela 4.2	Resultado médio da granulometria do material fresado.....	102
Tabela 4.3	Média dos valores obtidos na avaliação da forma dos grãos.....	103
Tabela 4.4	Resultados obtidos da caracterização do ligante.....	104
Tabela 4.5	Resultado médio da granulometria do cascalho laterítico.....	107
Tabela 4.6	Frações constituintes do cascalho.....	108
Tabela 4.7	Resultados obtidos na determinação do peso específico real dos grãos.....	109
Tabela 4.8	Resultados obtidos nos ensaios de limites de consistência e índice de plasticidade.....	110
Tabela 4.9	Dados do ensaio de pastilha usados para carta de classificação.....	112
Tabela 4.10	Variação do CBR em função do teor de cimento.....	114
Tabela 4.11	Comparação das características do cascalho laterítico com as especificações africanas.....	118
Tabela 4.12	Verificação do atendimento às faixas granulométricas da especificações africanas.....	118
Tabela 4.13	Resultados obtidos na avaliação da resistência em função do tipo de cimento.....	120
Tabela 4.14	Resultados dos ensaios dinâmicos de resistência à tração na flexão de vigotas moldadas com ligante de asfalto borracha.....	124
Tabela 4.15	Resultados do ensaio dinâmico de resistência à tração na flexão de vigotas moldadas com ligante convencional.....	125
Tabela 4.16	Dados obtidos da moldagem dos corpos de prova.....	127
Tabela 4.17	Resultados do ensaio de perda de massa por imersão.....	127

Tabela 4.18	Resultados dos ensaios de ascensão capilar, expansão e absorção após 24 horas.....	130
Tabela 4.19	Resultados dos ensaios de ascensão capilar, expansão e absorção após 72 horas.....	130
Tabela 4.20	Parâmetros característicos da curva de compactação da mistura.....	134
Tabela 4.21	Resultados dos ensaios de compactação obtidos por outros pesquisadores.....	135
Tabela 4.22	Resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão simples do cascalho, material fresado e cimento.....	136
Tabela 4.23	Resumo dos resultados dos ensaios de resistência à compressão simples obtidos por outros pesquisadores.....	139
Tabela 4.24	Valores obtidos no ensaio de resistência à tração diametral.....	140
Tabela 4.25	Resultados individuais obtidos no ensaio de resistência à tração diametral dos corpos de prova rompidos com idades de 28 dias de cura.....	140
Tabela 4.26	Resumo dos resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral obtidos por outros pesquisadores.....	142
Tabela 4.27	Valores de coeficiente de Poisson para alguns materiais de pavimentação.....	143
Tabela 4.28	Resultados obtidos no ensaio de módulo de resiliência.....	143
Tabela 4.29	Resumo dos resultados dos ensaios de módulo de resiliência diametral aos 7 dias de cura obtidos por outros pesquisadores.....	145
Tabela 4.30	Valores obtidos no ensaio de resistência à fadiga para uma RT média de 0,53 MPa.....	146

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A: Absorção

ABCP: Associação Brasileira de Cimento Portland

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

AC: Ascensão capilar

AIPCR: *Association Mondiale de la Route*

ANTT: Agência Nacional de Transportes Terrestres

ARRA: *Asphalt Recycling and Reclaiming Association*

ASTM: *American Society for Testing and Materials*

BGS: Brita Graduada Simples

BGT: Brita Graduada Tratada com Cimento

c': Coeficiente de deformabilidade da classificação MCT

CAP: Cimento Asfáltico de Petróleo

CCR: Concreto Compactado com Rolo

CPs: Corpos de prova

CNT: Confederação Nacional dos Transportes

CBR: *California Bearing Ratio*

DEINFRA: Departamento Estadual de Infra-Estrutura do Estado de Santa Catarina

DER-PR: Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná

DER-SP: Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

DOT: *Department of Transportation*

E: Expansão

e': Índice de classificação MCT

FHWA: *Federal Highway Administration*

FWD: *Falling Weight Deflectometer*

GC: Grau de Compactação

$\gamma_{sm\acute{a}x}$: Peso específico aparente seco máximo

IECA: *Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones*

IP: Índice de Plasticidade

PL: Limite de Plasticidade

IPR/DNIT: Instituto de Pesquisas Rodoviárias do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

LVDT: *Linear Variable Differential Transducer*

μ : Coeficiente de Poisson

LL: Limite de Liquidez

MCT: Miniatura Compactada Tropical

MR: Módulo de resiliência

MRD: Módulo de resiliência diametral

N: Número de repetições de eixos equivalentes ao eixo padrão de 8,2 tf

PCA: *Portland Cement Association*

P_i : Perda de massa por imersão

RCD: Resistência à tração por compressão diametral

RCS: Resistência à compressão simples

RT: Resistência à tração

SBC: Solo Brita Cimento

SC: Solo-Cimento

SLBD: Solo Laterítico Brita de granulometria Descontinua

SMC: Solo Melhorado com Cimento

SR: Razão entre tensões

ω_{ot} : Teor de umidade ótimo

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO

1.1	<i>Aspectos Gerais</i>	20
1.2	<i>Estabelecimento do problema e a importância do tema</i>	21
1.3	<i>Objetivos</i>	23
1.4	<i>Justificativa</i>	24
1.5	<i>Relevância e ineditismo</i>	25
1.6	<i>Delimitações do estudo</i>	25
1.7	<i>Organização do trabalho</i>	26

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1	<i>Principais tipos de bases de pavimentos usadas no Brasil</i>	28
2.1.1	<i>Camadas estruturais do pavimento</i>	29
2.2	<i>O emprego do solo tropical na construção rodoviária</i>	32
2.3	<i>Ocorrência de solos tropicais no mundo</i>	35
2.4	<i>Experiência internacional na aplicação do solo laterítico em camadas de pavimento</i>	36
2.5	<i>Cascalho laterítico</i>	41
2.6	<i>Especificações brasileiras para bases e sub-bases de solos lateríticos</i>	43
2.7	<i>Comportamento resiliente dos solos</i>	46
2.8	<i>Efeitos adversos da presença de água nas bases granulares</i>	47
2.9	<i>O fenômeno da sucção no solo</i>	49
2.10	<i>Falência das bases granulares</i>	50
2.11	<i>Emprego da reciclagem profunda na recuperação de pavimentos flexíveis</i>	51
2.12	<i>Experiências no emprego da reciclagem</i>	54
2.13	<i>O impacto do percentual de material fresado na mistura reciclada</i>	58
2.14	<i>Escolha do tipo de cimento</i>	66
2.15	<i>Avaliação das propriedades mecânicas do material reciclado com</i>	

	<i>cimento.....</i>	67
2.16	<i>Análise geral das referências selecionadas.....</i>	81

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1	<i>Considerações iniciais.....</i>	83
3.2	<i>Coleta das amostras dos materiais.....</i>	83
3.3	<i>Etapas da investigação.....</i>	84
3.4	<i>Materiais.....</i>	88
3.4.1	<i>Cascalho laterítico e material fresado.....</i>	88
3.4.2	<i>Cimento Portland.....</i>	89
3.5	<i>Desenvolvimento.....</i>	90
3.5.1	<i>Caracterização dos materiais empregados.....</i>	90
3.5.2	<i>Classificação expedita dos grupos MCT pelo Método das Pastilhas.....</i>	90
3.5.3	<i>Escolha do tipo de cimento.....</i>	91
3.5.4	<i>Análise do percentual de material fresado.....</i>	91
3.5.5	<i>Análise da sensibilidade da fração fina do cascalho à presença de água.....</i>	94
3.5.6	<i>Avaliação do desempenho da mistura estabilizada com cimento, material fresado e cascalho.....</i>	96

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1	<i>Considerações iniciais.....</i>	100
4.2	<i>Caracterização dos materiais empregados.....</i>	100
4.2.1	<i>Material fresado.....</i>	101
4.2.2	<i>Cascalho laterítico.....</i>	106
4.3	<i>Escolha do tipo de cimento.....</i>	119
4.4	<i>Análise do percentual de material fresado.....</i>	121
4.5	<i>Análise da sensibilidade da fração fina do cascalho à presença de água.....</i>	126
4.5.1	<i>Perda de massa por imersão.....</i>	126

4.5.2	<i>Determinação da ascensão capilar, expansão e absorção.....</i>	128
4.6	<i>Avaliação do desempenho da mistura estabilizada com cimento, material fresado e cascalho.....</i>	132

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1	<i>Conclusões.....</i>	148
5.2	<i>Sugestões para trabalhos futuros.....</i>	151

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	153
--	------------

APÊNDICE A.....	171
------------------------	------------

APÊNDICE B.....	189
------------------------	------------

APÊNDICE C.....	201
------------------------	------------

INTRODUÇÃO

1.1 Aspectos gerais

O desenvolvimento econômico e social de uma nação depende, em grande parte, do estado de qualidade do seu sistema de transporte. No caso do Brasil, país de dimensões continentais, o transporte rodoviário é o principal modal utilizado para transportar cargas e passageiros e responde por mais de 60% de tudo que é transportado (CNT, 2017). Esse dado evidencia o papel relevante que a infraestrutura viária representa para o progresso do país e, em razão disso, a manutenção e a conservação de pavimentos rodoviários são atividades imprescindíveis para assegurar o bom desempenho das operações de transportes.

O modal rodoviário cresceu no país de forma mais intensa a partir da década de 1950. Naquela ocasião, houve um grande investimento em transportes terrestres, ocasionando a ampliação da malha viária e, do ponto de vista estratégico, favorecendo a integração do território nacional e o estímulo ao desenvolvimento da indústria brasileira. Na época, os organismos rodoviários responsáveis pela gestão de rodovias adotavam normas e especificações de origem estrangeira para elaboração de projetos e construção de pavimentos. Rezende (2003) relata que essas normas foram baseadas em especificações norte-americanas e desenvolvidas por meio da execução de pistas experimentais nos Estados Unidos da América. Logo, é possível observar que as análises geradoras dessas normas foram realizadas com os resultados obtidos para condições específicas daquele país: solo, condição climática, tipo de tráfego e disponibilidade de recursos.

Nas últimas décadas, técnicas construtivas adequadas, ao Brasil, foram sendo desenvolvidas com sucesso, principalmente utilizando os solos disponíveis no país. Dentre esses materiais está o cascalho com finos lateríticos que é um solo natural admitido pelas especificações para compor as camadas de base e sub-base de pavimentos. O referido material resiste muito bem aos esforços de compressão quando estabilizado mecanicamente, além do que se observa em ensaios de laboratório: o cascalho pode apresentar desempenho superior aos materiais granulares tradicionalmente utilizados em pavimentação.

O Manual de Pavimentação do DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2006a) define o cascalho como um solo com grande porcentagem de pedregulho, podendo ter diferentes origens: fluvial, glacial e residual.

Em muitos casos, o cascalho é composto por minerais primários (remanescentes da rocha de origem) e a maioria das análises é feita em amostras de solo peneirado com diâmetro

inferior a 2 mm. No entanto, em solos altamente intemperizados, o cascalho é frequentemente formado por minerais secundários, derivados da alteração de minerais primários durante o processo de pedogênese. Assim, o cascalho pode ser um indicador de condições ambientais prevalentes durante períodos passados de formação do solo, com evidente importância para a interpretação de condições atuais, conforme Zinn e Resck (2008).

A condição de país tropical do Brasil tem uma influência determinante na ação de fatores intempéricos que afetam a formação de solos usados como matéria-prima de pavimentos como é o caso do cascalho que tem seu emprego em camadas de base e sub-base já especificadas por diversos órgãos rodoviários.

Em relação a isso, o estudo de técnicas para estabilização de solos tropicais se faz ainda mais profícuo quando se observa o cenário atual do país onde há escassez de jazidas, demandando, portanto, alternativas viáveis para projetos de restauração de pavimentos no que diz respeito à racionalização do emprego de materiais. Nesse sentido, é relevante analisar o emprego de técnicas de estabilização de solos que ajudam a melhorar as características do material encontrado no local e permitem a sua reutilização na estrutura do pavimento sem que haja custos decorrentes de exploração, carga e transporte de materiais novos.

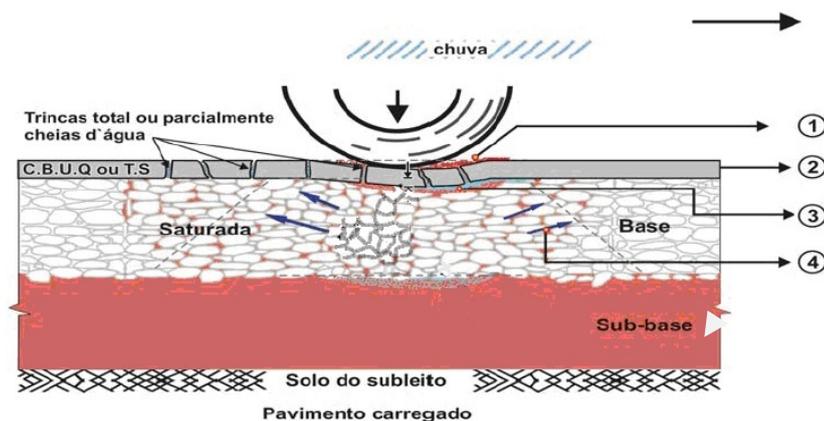
1.2 Estabelecimento do problema e a importância do tema

A abundância do cascalho em várias regiões do País estimulou seu emprego na construção de vias urbanas, rodovias, aeródromos de pequeno porte etc., por conta das suas propriedades geotécnicas e pela redução dos custos de transportes quando encontrado em jazidas próximas da obra. Contudo, o cascalho pode conter parcelas expressivas de partículas finas não granulares e, caso essas frações finas sejam de natureza “plásticas”, podem reduzir consideravelmente a vida útil do pavimento que se exponha à presença de fluxos de água no seu interior. Quando isso acontece, a base de cascalho pode apresentar teores de umidade superiores ao valor ótimo, redução na sua densidade e promover deformações permanentes na superfície da capa do pavimento.

Essa situação é um problema típico de rodovias que utilizam esse material em sua estrutura, tal como um trecho da BR-153 no Estado de Goiás, onde os efeitos do excesso de água livre foram observados na camada de cascalho existente em vários furos de sondagem realizados no pavimento deteriorado. Essa água livre alterou a umidade de equilíbrio na camada da base, diminuindo consideravelmente sua resistência e expondo o pavimento a elevadas deflexões recuperáveis e trincamento do revestimento asfáltico.

Villibor *et al.* (2005) analisaram o processo de deterioração estrutural de bases granulares e concluíram que o trincamento crescente do revestimento passa a permitir a infiltração de quantidades cada vez maiores de água para a interface e para a base, atingindo quantidades suficientes para, conjuntamente com o crescimento dos vazios, desencadear os seguintes processos progressivamente:

- enquanto a base está exposta à água livre que funciona como um lubrificante entre os grãos maiores, diminuindo o atrito entre eles e provocando uma queda, na resistência da camada (formando deformações), caracterizada por um aumento substancial na deflexão da mesma e pela diminuição do raio de curvatura das bacias de deformação;
- a queda na resistência da base facilita a ocorrência das deformações e, eventualmente em alguns pontos, acelera a evolução das fissurações no revestimento para trincamento e o surgimento de novas fissuras, resultando na entrada de mais água. Em revestimentos intensamente trincados, a infiltração no pavimento pode atingir 70% do volume precipitado quando ocorrem chuvas de pequena intensidade;
- o aumento do volume da água infiltrada provoca um excesso de água na interface base-camada inferior, amolecendo-a. Nessa situação crítica, ocorre com grande intensidade:
 - descolamento da interface em alguns locais pelo excesso de umidade e/ou pela água livre que é pressionada pelo tráfego (Figura 1.1), causando trincamento mais severo do revestimento e, muitas vezes, desprendimento de partes do mesmo;
 - formação de “painéis” com evolução rápida de seu tamanho;
 - maior redução na resistência da base (pelo aumento na sua deflexão) chegando, em alguns pontos, à ruptura da mesma, caracterizada por elevada deformação plástica nas trilhas de roda e levantamento da camada com expulsão de material pelas laterais. Quando 20% a 25% da área do pavimento está condicionada a essa condição, é correto afirmar que a base está estruturalmente comprometida.



- 1 – Solo carregado por bombeamento
- 2 – Interface solta por excesso de umidade e/ou bombeamento
- 3 – Cunha de água livre
- 4 – Pressão hidrostática

Figura 1.1 – Fenômeno do bombeamento da água livre sob pressão hidrostática em estruturas de pavimentos com base granular.

Fonte: Villibor *et al.* (2005).

Esse é o cenário típico que algumas rodovias brasileiras constituídas por bases de cascalho contendo finos de comportamento laterítico enfrentam em períodos de chuva. Nesse contexto, é recomendável a adoção de técnicas que podem ser utilizadas para minimizar os efeitos danosos da água livre em contato com esse tipo de base granular e, ao mesmo tempo, dotar o pavimento de um novo ciclo de vida útil sustentável por meio da reciclagem dessa camada deteriorada.

1.3 Objetivos

O objetivo principal da tese desenvolvida foi estudar as propriedades mecânicas do tratamento com cimento de uma mistura de resíduos de fresagem e cascalho com solos finos lateríticos em laboratório pela realização de ensaios tecnológicos padronizados. Esta pesquisa verifica a viabilidade técnica da execução de uma base rodoviária reconstruída por reciclagem profunda com cimento em um pavimento flexível deteriorado com capa asfáltica, base granular com cascalho e solos finos lateríticos, verifica se os resultados obtidos em laboratório foram satisfatórios. Nesse sentido, as propriedades mecânicas da mistura estabilizada analisada por esta tese foram: resistência à compressão simples e diametral, módulo de resiliência e resistência à fadiga.

1.4 Justificativa

A malha rodoviária brasileira, no momento, apresenta várias rodovias pavimentadas com revestimento asfáltico funcional e/ou estrutural comprometido. Nesse contexto, existe uma lacuna na literatura técnica nacional sobre o melhor método para recuperar a base degradada de solo estabilizado granulometricamente com finos lateríticos. Esse tipo de pavimento é muito comum nas rodovias do centro-oeste brasileiro, o que torna oportuno pesquisar técnicas sustentáveis que podem promover um novo ciclo de vida útil do pavimento.

A reciclagem profunda com adição de cimento é um processo sustentável que permite reconstruir, parcialmente, a estrutura do pavimento degradado, reutilizando os materiais existentes. A técnica consiste em triturar, mecanicamente, parte da estrutura e misturá-la com cimento previamente espalhado na superfície, compactando-a em seguida. A mistura reciclada resultante após ser adequadamente compactada, transforma-se numa nova base com estrutura mais uniforme e mais resistente do que o pavimento original (PAIVA e OLIVEIRA, 2012). Entretanto, a longevidade dessa solução estaria condicionada à estabilização dos finos livres para se tornarem inertes à presença da água.

As camadas de pavimentos recicladas *in situ* com cimento apresentam uma rigidez muito superior à rigidez dos materiais que lhe deram origem, o que potencializa o aumento da vida residual do pavimento. Assim, essa técnica é uma boa solução quando existe a necessidade de aumentar a capacidade resistente das camadas de pavimento (CUNHA, 2010).

A aplicação da reciclagem com adição de cimento não se restringe apenas nas bases granulares. Segundo Oliveira, Bonfim e Paiva (2013), essa modalidade de reciclagem também teve seu uso visto no Estado de São Paulo para recuperar pavimentos com base em solo-cimento, pois o processo permite atingir espessuras maiores do que o recapeamento, eliminando os problemas estruturais da camada degradada e aproveitamento dos materiais existentes no pavimento.

Portanto, é oportuna a análise do emprego da reciclagem com cimento como uma alternativa para restauração de pavimentos deteriorados, cuja degradação teve, como causadora, a absorção de água pela fração fina da base de cascalho laterítico, podendo, assim, construir uma solução renovadora e sustentável.

1.5 Relevância e ineditismo

O presente trabalho visa contribuir com os estudos para recuperação de pavimentos contendo bases granulares com finos lateríticos. Esses solos, quando adequadamente compactados, apresentam excelentes propriedades para servir como base de pavimento, o que permitiu a utilização expressiva em muitos pavimentos de rodovias e de vias urbanas, mas devido à parcela expressiva de partículas finas que se forem expostas à presença de água podem apresentar significativa redução da sua capacidade de suporte.

Os modelos de comportamento de camadas cimentadas disponíveis no Brasil foram desenvolvidos para outros tipos de misturas estabilizadas. Por exemplo: Ceratti (1991), Balbo (1993) e Trichês (1993) desenvolveram pesquisas voltadas para: solo-cimento, brita graduada tratada com cimento e concreto compactado a rolo, respectivamente.

A existência de pouco conhecimento técnico ou científico no Brasil sobre o comportamento da base de cascalho laterítico reciclada com cimento inibe seu emprego na restauração de pavimentos, pois como em todos os materiais utilizados em engenharia civil, é necessário conhecer suas propriedades mecânicas, de modo a assegurar a estabilidade e a segurança das construções. Por essa razão, é fundamental identificar, estudar e desenvolver metodologias construtivas que permitem adquirir conhecimentos no que se refere à adição de ligantes hidráulicos aos cascalhos lateríticos e que garantam um adequado comportamento estrutural das camadas granulares, levando em conta o tráfego ao qual estará submetido.

1.6 Delimitações do estudo

Este estudo se restringiu à investigação da efetividade do emprego da reciclagem profunda com adição de cimento para inibir a atividade do solo fino com presença de água e, simultaneamente, estabilizar a base do pavimento degradado.

Não fez parte do escopo desta pesquisa avaliar as propriedades mecânicas do material reciclado ao variar percentuais de cimento, asfalto fresado, energia de compactação e tempo de cura dos corpos de prova, pois seus efeitos já são bastante conhecidos e existem muitos trabalhos publicados na literatura nacional e estrangeira em que os autores fizeram uso dessas variáveis, como: Koliás (1996) e Koliás, Katsakou e Kaloidas (2001); Abdo (2001); Dellabianca (2004); Cooley (2005); Brown (2006); Crane *et al.* (2006); Moreira (2006); Guthrie, Brown e Eggett (2007); Minguela (2011); Aranha (2013); Tolbert (2014); Yang e Wu (2014); Fedrigo (2015); Kleinert (2016) e Castañeda (2016).

Uma das premissas da pesquisa é de que a base reciclada com resíduos de fresagem e cascalho laterítico deverá continuar mantendo seu comportamento flexível. Não se busca atingir grandes resistências com o emprego do cimento. Pelo contrário, esse aglutinante deverá ter a função de promover o aumento da coesão do material sem comprometer o caráter flexível da camada originalmente estabilizada granulometricamente.

Embora este trabalho tenha um espectro amplo de aplicações que precisam ser pesquisadas, o seu centro será o emprego do cimento para aumentar a resistência da nova base tratada e reduzir a sensibilidade dos finos do cascalho laterítico à variação de umidade.

1.7 Organização do trabalho

O trabalho teve a estrutura dividida em cinco capítulos, os quais compreendem:

Capítulo 1: INTRODUÇÃO. Foram apresentados, nessa etapa, a contextualização do tema, o estabelecimento do problema, a importância desta pesquisa, o objetivo que se pretende alcançar, a abrangência, a justificativa, a relevância, o ineditismo, as delimitações do estudo e a estruturação deste trabalho.

Capítulo 2: REVISÃO DA LITERATURA. Nesse item, houve a realização de uma revisão bibliográfica a partir de quatro abordagens: principais tipos de base de pavimentos utilizados no Brasil, o emprego do solo tropical na construção rodoviária, o emprego da reciclagem na recuperação de pavimentos flexíveis e as propriedades mecânicas do material reciclado com cimento. Em relação aos principais tipos de base de pavimentos utilizados no Brasil, as pesquisas realizadas tiveram, como enfoque, os materiais usados nas bases de pavimentos, suas classificações estruturais e como se comportam em serviço em virtude de seus mecanismos de distribuições de cargas. Na abordagem acerca do emprego do solo tropical na construção rodoviária foi percorrido sobre as especificações brasileiras para bases e sub-bases de solos lateríticos, a ocorrência de solos tropicais no mundo, o comportamento resiliente dos solos, o fenômeno da sucção do solo, os efeitos adversos da presença de água nas bases granulares e a falência dessas bases. Quanto ao emprego da reciclagem profunda na recuperação de pavimentos flexíveis, uma revisão sistemática sobre a reciclagem de pavimentos asfálticos foi efetivada. Em relação ao impacto do percentual do asfalto fresado na mistura reciclada houve o desenvolvimento de uma pesquisa a respeito dos efeitos desse material no comportamento mecânico do novo material estabilizado e, também, uma revisão da literatura sobre os indicadores relacionados à escolha do tipo de cimento em reciclagem. Por fim, foi apresentada uma pesquisa bibliográfica sobre as propriedades mecânicas do

material reciclado com cimento, evidenciando os resultados publicados na literatura nacional e estrangeira sobre os parâmetros de resistência à compressão simples, diametral, módulo de resiliência e os modelos de fadiga usados por alguns organismos e derivados de outras pesquisas acadêmicas.

Capítulo 3: MATERIAIS E MÉTODOS. Aqui foi apresentado, com ênfase, o programa experimental da pesquisa, onde foram descritos os materiais usados, bem como os ensaios que precisam ser considerados na proposição do emprego da reciclagem com cimento como método alternativo para inibir ou mitigar os efeitos nocivos da presença de água em uma base de cascalho com finos lateríticos e, simultaneamente, como processo de reconstrução parcial do pavimento degradado. Esse capítulo também apresenta os ensaios de campo realizados por ocasião da abertura de poços de sondagem no pavimento.

O Capítulo 4 consiste na APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS a partir da caracterização das propriedades geotécnicas e volumétricas do cascalho laterítico, além das propriedades mecânicas da mistura do asfalto fresado e cascalho laterítico estabilizada com cimento. Os resultados obtidos foram analisados individualmente, comparados com outros pesquisadores e, ao final, discutidos em conjunto.

Capítulo 5: CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS. No último capítulo desta tese são apresentadas as principais conclusões obtidas, assim como sugestões para trabalhos futuros.

Complementa, esta tese, as referências bibliográficas e, posteriormente, os apêndices.

REVISÃO DA LITERATURA

2.1. Principais tipos de bases de pavimentos usadas no Brasil

De acordo com o DNIT (2006a), as camadas do pavimento, mostradas na Figura 2.1, são as seguintes: regularização, sub-base, base e revestimento.

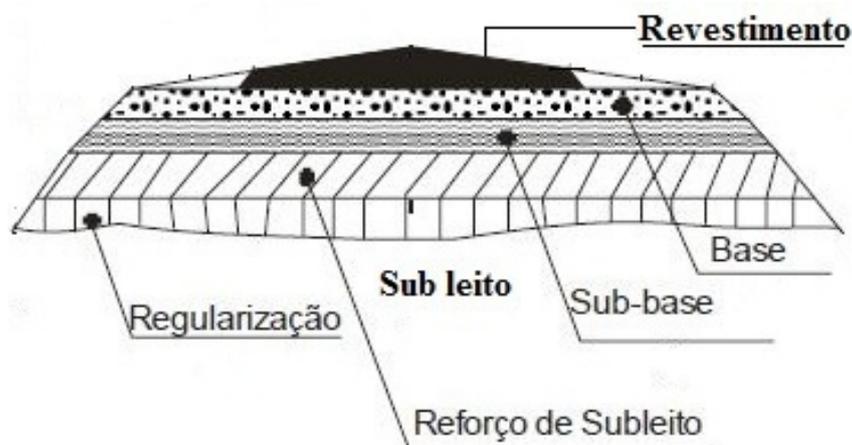


Figura 2.1 - Constituição de um pavimento

Fonte: DNIT (2006a).

A camada de rolamento tem o papel predominantemente funcional, proporcionando conforto e segurança aos usuários da via. As camadas estruturais (base e sub-base) distribuem as cargas geradas pelo tráfego para o terreno de fundação que, por sua vez, suporta toda a estrutura de pavimento. Os materiais de base e de sub-base podem ser constituídos por solos, materiais granulares, materiais estabilizados quimicamente e materiais asfálticos (DNIT, 2006).

Os materiais granulares que não possuem coesão e nem resistem à tração, trabalham, eminentemente, aos esforços de compressão. Os solos coesivos resistem à compressão, principalmente, e, também, à tração de pequena magnitude, em virtude da coesão dada pela fração fina. As camadas cimentadas são misturas de materiais granulares ou solos com cimento, cal ou outro aditivo, de forma a proporcionar um acréscimo significativo de rigidez do material natural e um aumento da resistência à compressão e à tração Bernucci *et al.* (2008).

Sanbonsuge (2013) descreve que existem vários materiais empregados em pavimentação que utilizam o cimento como estabilizante. Podem ser citados como exemplos: a mistura de solo melhorado com cimento (SMC), solo-cimento (SC), solo brita cimento

(SBC), brita graduada tratada com cimento (BGTC), o concreto compactado a rolo (CCR), além dos materiais reciclados.

A diferença entre a mistura de solo melhorado com cimento e a mistura de solo-cimento, segundo Balbo (2007), reside na quantidade de cimento empregado e também na resposta do material, seja de comportamento resistente apenas à presença de água, ou trabalhando à flexão com resistências elevadas. Os teores usuais de cimento empregados na mistura solo melhorado com cimento estão situados na faixa de 2% a 4% em peso em relação ao total da mistura (DNIT, 2010d).

A Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC) é uma mistura de agregados do tipo BGS (pedras britadas) com uma pequena quantidade de cimento Portland, em geral de 3% a 4% em peso da mistura total. Este baixo consumo de cimento significa algo em torno de 75 kg/m³ da mistura (BALBO, 2007). Segundo Bernucci *et al.* (2008), a BGTC tem sido bastante utilizada, principalmente em pavimentos de vias de alto volume de tráfego.

A espessura da base tratada com cimento é menor do que a espessura da base granular quando estão submetidas às mesmas condições de carregamento, pois se trata de um material cimentado que distribui a carga sobre uma área maior. Suas características de laje não se comparam com as bases granulares, que podem falhar quando não há mais intertravamento (LUHR; ADASKA; HALSTED, 2005).

2.1.1 Camadas estruturais do pavimento

A estrutura do pavimento é concebida para receber e transmitir esforços de maneira a aliviar pressões sobre as camadas inferiores que, geralmente, são menos resistentes, embora isso não seja tomado como regra geral (BALBO, 2007).

De maneira geral, as camadas estruturais tratadas quimicamente podem ser agrupadas de acordo com a seguinte classificação, como mostra a Tabela 2.1.

Classificação	Tipo de camada	
Rígida	Concreto de cimento Portland	
	Concreto compactado com rolo (CCR)	
	Macadame cimentado	
Semirrígidas	Solo-cimento	
	Solo melhorado com cimento	
	Solo cal	
	Solo melhorado com cal	
	Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC)	
Flexíveis	Solos estabilizados	Pela correção granulométrica
		Com adição de ligantes betuminosos
	Solos naturais	
	Brita Graduada	
	Macadame hidráulico	
	Macadame betuminoso	

Tabela 2.1 – Tipos de camadas de pavimento

Fonte: Adaptado de Balbo (2007) e Bernucci *et al.* (2008).

As camadas estruturais do pavimento apresentam mecanismos de distribuição de cargas de roda conforme dois grandes grupos: camadas de materiais granulares e camadas de materiais cimentados.

A ruptura típica de uma base granular se dá pela diminuição da resistência ao cisalhamento de solos e britas, fazendo aumentar a deformação permanente quando o material é submetido à ação do tráfego de veículos, segundo Villibor *et al.* (2005).

Guimarães (2009) pontua que os principais fatores que contribuem para a ocorrência da deformação permanente em solos são:

- tensão: estado, rotação com o deslocamento da carga de roda e histórico;
- carregamento: magnitude, número de aplicações, duração, frequência e sequência de carga;
- umidade: percentual, permeabilidade do material, grau de saturação e poro-pressão;
- características do agregado: tipo de agregado, forma da partícula, granulometria, porcentagem de finos, tamanho máximo dos grãos e massa específica real dos grãos.

Nas camadas rígidas tratadas com cimento, o trincamento por fadiga é a principal manifestação de ruptura do pavimento e está intimamente associado ao número de cargas repetidas do tráfego. De acordo com Geiger, Nazarian e Abdallah (2007), o trincamento do pavimento rígido ocorre quando há um aumento dos esforços de tração sob cargas do tráfego, causando uma fissuração na parte inferior da camada que se propaga para a superfície, facilitando a entrada de água na estrutura do pavimento em tempos de chuva. A água acumulada é expulsa por bombeamento motivado pela ação do tráfego e a consequente saída de partículas finas e aumento dos vazios. Nas Tabelas 2.2 e 2.3 são apresentados, de forma resumida, os fatores contribuintes para degradação de camadas flexíveis e rígidas:

Defeito	Descrição	Manifestação de falha	Fatores contribuintes
Trincas por fadiga	Aparecem inicialmente como pequenas fissuras longitudinais que vão se interligando, formando blocos. Normalmente, ocorrem em áreas sujeitas a cargas repetidas do tráfego.	Deformações na capa asfáltica sob repetidas cargas de tráfego. O mesmo resultado também pode ser causado pela espessura inadequada da base.	<ul style="list-style-type: none"> ▪ baixo módulo de resiliência da base; ▪ granulometria inadequada; ▪ alto teor de umidade.
Deformação permanente nas trilhas de rodas	Trata-se de uma depressão longitudinal no caminho da roda causada pela consolidação e/ou o movimento lateral dos materiais devido a cargas de tráfego.	Deslocamento lateral das partículas com aplicações de cargas de rodas resultando numa diminuição da espessura da camada de base ao longo da trilha.	<ul style="list-style-type: none"> ▪ baixa resistência ao cisalhamento; ▪ teor de umidade elevado; ▪ ausência de angularidade das partículas.
Depressões	Causadas pelo assentamento do solo de fundação ou consolidação das camadas de base e/ou sub-base devido à compactação inadequada.	Compactação inicial inadequada ou as características dos materiais não atendem às especificações, resultando em perda adicional de volume com aplicações de carga.	Baixa densidade do material da base.

Tabela 2.2 - Fatores contribuintes para degradação de camadas flexíveis

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

Defeitos	Descrição	Causas
Trincamento por Fadiga	Trincas isoladas ou trincamento do tipo couro de jacaré.	Ação do tráfego combinada com ações de origem térmica.
Reflexão de trincas	Reflexão de trincas para as camadas betuminosas, variações térmicas.	Trincamento por propagação à superfície de fissuras de retração e/ou fadiga.
Desagregação	Couro de jacaré em malha estreita, com eventual subida de finos.	Qualidade deficiente da camada cimentada; compactação incorreta; camadas inferiores muito deformáveis.
Degradação na Interface	Deslocamentos na interface da camada de desgaste e da camada cimentada devido à ação do tráfego, das ações térmicas e que podem originar o aparecimento de trincas do tipo couro de jacaré.	Falta de limpeza da interface; ligação deficiente; compactidade e espessura insuficientes das camadas betuminosas; permeabilidade excessiva da camada de desgaste.

Tabela 2.3 - Tipos de defeitos em camadas semirrígidas e suas causas

Fonte: Adaptado de Batista (2009).

2.2 O emprego do solo tropical na construção rodoviária

De acordo com Nogami e Villibor (1995), o solo tropical apresenta peculiaridades de propriedades e de comportamento, relativamente aos solos não tropicais, em decorrência da atuação, no mesmo, de processos geológicos e/ou pedológicos, típicos das regiões tropicais úmidas. Consequentemente, para que um solo possa ser considerado tropical, não basta que tenha sido formado na faixa astronômica tropical ou em região de clima tropical úmido. É indispensável que possua peculiaridades de interesse geotécnico em especial àquelas relacionadas à pavimentação. Ainda de acordo com os autores supracitados, as variações mineralógicas constatadas nos solos tropicais são muito maiores que nos solos de outras regiões.

Vaughan (1985), no entanto, define os solos tropicais como produtos resultantes, essencialmente, da intemperização física e química de rochas ígneas, sedimentares e metamórficas, devido às mudanças nas condições climáticas.

Em condições tropicais predominam os solos cauliniticos, ricos em óxidos de ferro, alumínio e titânio caracterizados, em sua grande maioria, por serem muito intemperizados. São muito heterogêneos quanto à morfologia, à composição química e às propriedades físico-hídricas (ZARONI; SANTOS, 2016).

A possibilidade de se empregar solos tropicais na construção de pavimentos ensejou o desenvolvimento de novas metodologias que possibilitaram sua melhor caracterização, pois esses solos eram considerados não ortodoxos. O foco, então, se pautou em estabelecer novos parâmetros em virtude de suas peculiaridades e, assim, no início da década de 1980, foi desenvolvida, no Brasil, uma metodologia conhecida como MCT (Miniatura, Compactado Tropical) para caracterizar e classificar tais solos.

Nogami e Villibor (1994) propuseram um procedimento expedito denominado Método Expedito das Pastilhas que permite determinar os grupos da classificação geotécnica MCT. Esse método foi criado visando uma pré-classificação de maneira simples e qualitativa, consistindo na moldagem de corpos de prova (pastilhas) em anéis de aço inox com dimensões de 20 mm de diâmetro e 5 mm de altura para realização de medidas de contração (Ct) e penetração (consistência) nessas pastilhas.

Os solos lateríticos, em geral, apresentam valores de CBR relativamente altos e expansão baixa, limites físicos (LL e IP) elevados e altos valores de módulo de resiliência. Quando em contato com água, não perdem muita resistência, pois possuem aglomeração bem desenvolvida tornando-se resistentes à erosão (SANTANA; GONTIJO, 1987).

Godoy (1997) afirma que os solos de comportamento laterítico, quando compactados em condições específicas previamente determinadas, adquirem altas resistências e uma excelente capacidade de suporte apresentando pequena perda dessa capacidade quando imersos em água.

Morandini (2014) cita que a capacidade de suporte entre solos lateríticos e não lateríticos é observada de forma oposta quando imersos em água. Caracteristicamente, a perda de resistência nos solos lateríticos é baixa, enquanto nos solos não lateríticos varia de baixa a alta em virtude do mineral constituinte da fração siltosa. De maneira geral, os solos lateríticos (mesmo aqueles com alto teor de argila) apresentam baixa expansão e contração na presença de água (ou quando submetidos à sobrecarga) quando compactados próximo à umidade ótima. Entretanto, esse comportamento não é válido para os solos lateríticos compactados no ramo úmido que tendem a apresentar alta contração. Ainda conforme Morandini (2014), as peculiaridades de constituição e de estrutura dos solos refletem diretamente nas propriedades índices dos solos tropicais. Tradicionalmente, subtendem-se, como propriedades índices, a granulometria e os limites de Atterberg que, frequentemente, são correlacionados com o comportamento mecânico (resistência e expansibilidade) e hidráulico (condutividade

hidráulica e permeabilidade intrínseca) dos solos. Entretanto, é comum a inaplicabilidade dessas correlações para os solos tropicais devido a algumas peculiaridades comportamentais.

A Figura 2.2 ilustra a distribuição geográfica dos solos tropicais, perfazendo 65% do território brasileiro. Nessas áreas, ocorrem jazidas promissoras de solos lateríticos arenosos (LA e LA') e argilosos (LG') para execução de bases e sub-bases de pavimento, tanto “*in natura*” quanto artificial na forma de material obtido por mistura (VILLIBOR *et al.*, 2009).

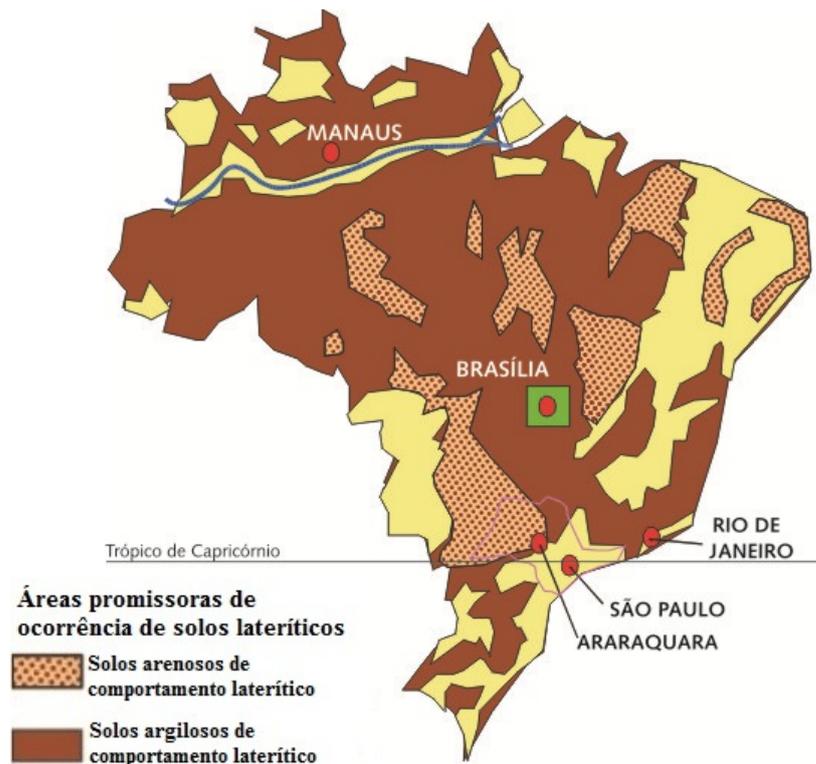


Figura 2.2 – Ocorrências de solos com comportamento laterítico no Brasil

Fonte: Villibor *et al.* (2009).

Examinando o mapa presente acima, é possível verificar que solos arenosos de comportamento laterítico, como alguns tipos de cascalho, são encontrados com facilidade na região centro-oeste e têm sua formação e comportamento fortemente influenciados pelas condições ambientais locais, caracterizadas pela alternância de longos períodos de seca e com períodos de chuva intensa.

2.3 Ocorrência de solos tropicais no mundo

De acordo com Araya (2011), o “*ferricrete*” é um cascalho natural obtido em jazidas da África do Sul. A palavra “*ferricrete*” é derivada da combinação de ferruginoso e concreto, recebendo essa nomenclatura para designar materiais cimentados por óxido de ferro. O cimento é ferruginoso e o material cimentado é, normalmente, rico em ferro e pode variar de concreções ferruginosas a material não ferruginoso (OLLIER; GALLOWAY, 1990).

A laterita, primeiramente definida como “uma formação de ferro maciço, vesicular ou concrecionária”, é encontrada, principalmente, em áreas tropicais úmidas e subtropicais. É um grupo de solos altamente intemperizados formado pela concentração de óxidos hidratados de ferro e alumínio. Essa concentração pode ser por acumulação residual ou por solução, movimento e precipitação química. Em todos os casos, é o resultado de processos físico-químicos secundários e não do processo primário normal de sedimentação, metamorfismo, vulcanismo ou fotoísmo (MOLENAAR, 2005).

Araya (2011), ainda cita que o “*ferricrete*” é um solo subtropical rico em ferro e é caracterizado como um mineral conglomerado composto por areia superficial e cascalho cimentado por óxidos de ferro derivados da oxidação de soluções percolantes de sais de ferro. Segundo o autor, o “*ferricrete*” é amplamente utilizado na África do Sul como material de sub-base ou como revestimento primário em áreas rurais. É mais conhecido, nessas regiões, pelo seu nome africano “*Koffieklip*”. O “*ferricrete*” sul-africano é um agregado natural relativamente suscetível ao esmagamento, onde suas partículas são caracterizadas por uma forma esférica porosa e uma textura superficial rugosa.

De acordo com Dutra (2014), as lateritas surgem, principalmente, na Guiné, Angola, Moçambique e Índia. Também há registros de muitas ocorrências no Brasil e alguns países da Oceania. Por outro lado, na África, as ocorrências de Moçambique surgem nas baixas litorais de Inhambane e nos planaltos de Vila Pery e Nampula. Já na Angola, o aparecimento se dá nos planaltos de Nova Lisboa, Sá da Bandeira e Gabela (DUTRA, 2014).

Segundo Tardy, Kobilsek e Paquet (1991), as lateritas africanas diferem das brasileiras devido à evolução paleoclimática (variação do clima ao longo da evolução da Terra). Outro estudo de lateritas africanas publicado por Serafino (1963) mostra que algumas características eram distintas em duas regiões: os terrenos de Nampula apresentavam poucas concreções e eram constituídos por caulinite, gibsite, hematite e goethite, enquanto que os terrenos de António Enes continham maiores quantidades de óxidos de ferro, menor

quantidade de caulinite e continham, também, gibsite e concreções mais duras, mas, em ambos os locais, a quantidade de matéria orgânica era pequena.

Na Índia, as lateritas estão bastante espalhadas e contêm principalmente gibsite e alguma ou nenhuma boethite (TARDY; KOBILSEK; PAQUET, 1991). Junior (1985) fez um estudo de perfis lateríticos sobre basaltos, também na Índia, nos quais se constatou uma intensa lixiviação do cálcio, álcalis e de parte da sílica que se encontrava acima do nível de água, o que levou à formação de gibsite, enquanto que abaixo do nível da água, devido à má drenagem, ocorreu a formação da caulinita.

De acordo com Huat, Toll e Prasad (2012), as lateritas estudadas na Índia, em Calicute e Rajahmundry, eram constituídas por haloisite, caulinita, gibsita e minerais de quartzo. Apresentavam, também, um pH de 6,1 a 6,9, ou seja, ácido, e 1,3 a 10% de matéria orgânica, valores elevados de capacidade de permuta catiónica, devido à presença da haloisite mas, assim como ocorre com a matéria orgânica, a capacidade de permuta catiónica é bastante inferior nas lateritas de Calicute.

2.4 Experiência internacional na aplicação do solo laterítico em camadas de pavimento

Na Nigéria, a maioria dos solos lateríticos em seu estado natural são mais recomendados para emprego em camadas de sub-base em rodovias com elevado volume de tráfego (OSINUBI; KATTE, 1999).

O *International focus groups on rural road engineering* - IFG (2007) do Reino Unido, cita que, na maioria dos casos, as lateritas não atendem às exigências convencionais previstas em especificações para base de pavimento e, portanto, é preciso tomar cuidado com a sua utilização como material de construção rodoviária.

O não atendimento das lateritas às especificações técnicas pode ser atribuído às suas características granulométricas, à natureza e à resistência das partículas, ao grau de compactação do solo, ao volume de tráfego, ao clima e às condições hidrológicas locais. Para permitir que a laterita supere as suas deficiências e atenda aos requisitos exigidos em normas para emprego em camadas de base e sub-base de pavimento, diferentes métodos são utilizados para adequar suas propriedades, dentre eles, a estabilização com cimento (MAKASA, 2007).

Autret (1983) e Gidigas (1976) relataram o sucesso da estabilização do cascalho laterítico com cimento na construção de estradas africanas. Segundo Schaefer *et al.* (1997),

quando a água do poro no solo encontra cimento, a hidratação do aditivo ocorre rapidamente, resultando na formação de silicatos, aluminatos de cálcio e cal hidratada. Os primeiros dois produtos da hidratação e a cal hidratada são caracterizados como uma fase sólida cristalina separada. Essas partículas de cimento se integram aos grãos adjacentes durante o endurecimento e formam uma matriz esquelética endurecida que envolve partículas do solo inalteradas. A dissociação da cal hidratada produz bases resistentes que dissolvem a sílica e a alumina do solo tanto da argila mineral quanto da argila amorfa. A sílica hidratada e a alumina reagirão, gradualmente, com os íons de cálcio liberados da hidrólise do cimento para formar compostos insolúveis (produtos cimentícios secundários que endurecem quando curados para estabilizar o solo).

Joel e Agbede (2011) desenvolveram um estudo para estabilizar, com cimento, uma amostra de laterita nigeriana para ser operada em base de pavimento. Para isso, utilizaram entre 15 a 60% em peso de areia e de 3 a 12% em peso de cimento. Nessa investigação laboratorial, verificaram que o índice de plasticidade diminuiu de 17%, quando a laterita não é tratada, para 2,5%, quando é tratada com uma combinação de 60% de areia e 6% de cimento. Os valores de CBR foram atendidos quando a laterita se misturou com percentuais de 15%, 30% e 45% de areia e 6% de cimento para as energias normal e modificada. Os autores concluíram que a areia e o aglutinante melhoraram o desempenho da laterita e atenderam o teor máximo de cimento especificado pelas normas nigerianas – *Nigerian General Specification* (1997).

Dutra (2014) relata a experiência que engenheiros portugueses tiveram em países africanos com o emprego de solos lateríticos em pavimentação. Segundo a autora, no geral, todas as lateritas apresentavam cores avermelhadas ou alaranjadas e, no quesito “perfis”, era possível distinguir as camadas horizontais como é típico dos solos residuais.

A seguir, Dutra (2014) descreve cada caso e as recomendações dos engenheiros portugueses na utilização desse material:

- Na Angola, a curva granulométrica era bem graduada e a cimentação estava presente, dois aspetos típicos das lateritas. Quanto à plasticidade, revelou um Limite de Liquidez de 33%, um Limite de Plasticidade de 25% e um Índice de Plasticidade de 8%. Na utilização em pavimentos, a laterita foi utilizada na camada de sub-base e na de base, sendo exigidos $\text{CBR} \geq 40\%$, $\text{IP} \leq 6$, grau de compactação de 95% para a camada de sub-base e $\text{CBR} \geq 80\%$, $\text{IP} \leq 6$ e grau de compactação de

98% para a camada de base. O comportamento da laterita, com o tráfego, apareceu de maneira favorável, exceto se existisse contato com água.

- Em Moçambique, as lateritas eram bem graduadas. Nesse caso, eram bem calibradas, mas confirmava-se a cimentação. A expansibilidade e a compressibilidade eram baixas, mas os Limites e Índice de Plasticidade eram elevados, chegando a ultrapassar o valor da retração linear, o que implicou a mistura com areia aluvionar. Quanto aos ensaios realizados, *in situ* foram feitos furos de sondagem e, em laboratório, ensaio de CBR, ensaios de expansão por imersão, ensaios de contração por secagem e foram ainda determinados os Limites de Atterberg. Nesse caso, a laterita foi utilizada na camada de sub-base com a estabilização com cimento por imposição do projeto de execução.
- Na Guiné Equatorial, a aplicação da laterita ocorreu na camada de sub-base, com exigências de CBR maior (30%) e Expansibilidade menor (3%). O grau de compactação superou 97%.
- Em Gana, a compressibilidade era baixa, a expansibilidade era de 0,1 mm, ou seja, igualmente baixa, o LL era inferior a 35% e o IP inferior a 10%, valores também baixos. Foram realizadas sondagens *in situ* para avaliar as características mecânicas e, em laboratório, CBR e análise granulométrica com porcentagem média de 16% da fração passada na peneira nº 200. O CBR revelou valores elevados de 70% e, em alguns casos, de 140%. A laterita foi aplicada na camada de sub-base do pavimento, com exigência de $\text{CBR} \geq 70\%$, e passando menos de 20% na peneira nº 200, $\text{LL} \leq 35\%$ e $\text{IP} \leq 11\%$, 98% de compactação, com peso específico de 22,8 kN/m³. A realização da mistura com cimento ocorreu, de modo a melhorar as características da laterita.

Krinitzky, Patrick e Townsend (1976) compararam as especificações de materiais granulares usados em base de pavimento de 13 países africanos onde as lateritas são comuns. Tais especificações estão resumidas na Tabela 2.4. Segundo os autores, esses requisitos são para cascalhos e, embora existam lateritas nestes países, aparentemente não é feita nenhuma distinção entre os requisitos para lateritas e outros cascalhos naturais.

Características	Países												
	Malawi	Níger	Quênia	Nigéria	Mali	Costa do Marfim	Senegal	Camarões	Gabão	Gambia	Zâmbia	Uganda	
Granulometria	Abertura (mm)	Faixa	Faixa	Faixa	Faixa	Faixa	Faixa	Faixa	Faixa	Faixa	Faixa	Faixa	Faixa
	37,5	100	100		100						80-100	100	100
	19	60-90			80-100						60-100		85-100
	9,5	45-75			55-80						35-83		68-100
	4,75	30-60			40-60				< 60%		28-62		54-100
	2,0	20-50			30-50		30-65		pass.		25-50		43-90
	0,425	10-30							0,246		22-44		30-57
0,075	5-15	≤ 25		5-15		16-30		20-35		13-28	15-20	19-38	
Limites de consistência	L.liquidez (%) Max.	30			25						20-37	30	37-48
	Índice de Plasticidade	6	12		10	6-16	12	10-25	10-25	20	13-22	6	16-25
CBR (%)	Após 4 dias de imersão	85	80	80	80	50	60	80	80	60		120	

Tabela 2.4 - Comparação entre as especificações adotadas por países africanos para cascalhos naturais usados em camadas de pavimento

Fonte: Krinitsky, Patrick e Townsend (1976).

A AUSTROADS (2014) publicou um estudo que reúne cinco anos de pesquisa sobre as propriedades mecânicas de materiais granulares tratados com cimento e usados em pavimentos rodoviários dentre os quais é possível destacar uma amostra de cascalho laterítico obtido na Austrália ocidental. Suas características são apresentadas nas Tabelas 2.5 e 2.6.

Peneiras		% passante
Número	(mm)	
3/4"	19,1	100
3/8"	9,5	76
Nº 4	4,75	56
Nº 10	2,0	43
Nº 16	1,18	32
Nº 30	0,6	24
Nº 100	0,15	12
Nº 200	0,075	8

Tabela 2.5 - Granulometria do cascalho australiano

Fonte: (AUSTROADS, 2014).

Índice	Resultado
Limite de liquidez (%)	21
Limite de plasticidade (%)	Não plástico
Índice de plasticidade (%)	21
Massa específica aparente seca máxima (kN/m ³)	20,7
Umidade ótima (%)	10,6

Tabela 2.6 - Características do cascalho australiano

Fonte: (AUSTROADS, 2014).

Nesse mesmo estudo, a AUSTROADS (2014) apresenta resultados obtidos de módulo para o cascalho estabilizado com 3% de cimento. O ensaio escolhido foi o módulo na flexão aos 28 dias de cura, módulo na flexão aos 90 dias de cura e o valor de módulo de projeto que corresponde a 1/3 do valor do módulo na flexão aos 90 dias de cura de corpos de provas compactados nos parâmetros característicos da curva de compactação (umidade ótima e peso específico aparente seco máximo) como pode ser visto na Tabela 2.7.

Material	Teor de cimento (%)	Tempo de cura	Nº de amostras testadas	% em relação ao Peso específico aparente médio	Valor médio do módulo na flexão (MPa)	Valor médio do módulo na flexão (MPa)	Módulo de projeto (MPa)
Cascalho	3	28 dias	6	96,9	9.190	9.560	3.190

Tabela 2.7 - Valores de módulo na flexão aos 28 e 90 dias de cura

Fonte: AUSTROADS (2014).

2.5 Cascalho laterítico

Segundo Nogami e Villibor (1995), os solos lateríticos superficiais, compostos por frações de areias e pedregulhos, apresentam uma mineralogia relativamente simples, composta basicamente pelo quartzo. Nessas condições, o quartzo pode estar envolvido por uma película de óxidos e, ainda, apresentar depressões que indicam efeitos da dissolução lenta. Outros minerais resistentes ao intemperismo como magnetita, ilmenita, turmalina, rutilo ou zircão também podem ocorrer nesses solos. É possível encontrar, ainda, nas frações graúdas dos solos lateríticos, as denominadas concreções lateríticas, constituídas essencialmente de óxidos hidratados de ferro e alumínio. Nos siltes continua ocorrendo a predominância do quartzo, podendo aparecer, também, a magnetita e a ilmenita, dependendo do tipo da rocha de origem. Já nas argilas, ocorre elevada porcentagem de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, sendo, a caulinita, o argilomineral mais comum.

Oliveira (2011) estudou alternativas de ensaios e método de dimensionamento que avaliam melhor as características mecânicas e físicas do solo modificado por cimento a ser empregado em camadas de base ou sub-base. O autor empregou o método físico-químico para dosagem de solo-cimento, trabalhou com amostras de cascalho laterítico estabilizada com cimento nos seguintes teores: 3%, 5%, 7%, 11% e 13% e encontrou valores variando de 1,48 MPa (3% de cimento) até 9,70 MPa (13% de cimento), após 7 dias de cura. O ensaio de módulo foi realizado em uma prensa triaxial de carga repetida e adotou CPs estabilizados com 3% de cimento, aos 28 dias de cura, e encontrou valor médio de 470 MPa.

Batalione (2007) usou finos de rejeitos de uma pedreira de granito para estabilizar quatro tipos de solos tropicais da região noroeste do estado de Goiás. Dentre eles, uma amostra de cascalho laterítico. Ocorreu um estudo laboratorial abrangente, incluindo a avaliação do comportamento mecânico da amostra por meio do ensaio de CBR e Resiliência. O autor trabalhou com mistura de cascalho laterítico e percentuais diferentes de rejeitos de

pedreira, estabilizando com 2% e 4% de cal. A mistura que obteve melhor resultado de CBR era constituída por 15% de rejeito e 85% de cascalho, estabilizada com 2% de cal. Segundo o autor, os resultados obtidos comprovaram as potencialidades do uso desse rejeito fino de pedreira na estabilização da maioria dos solos analisados, bem como a sua viabilidade econômica para o presente estudo de caso específico.

Cunha (2011) desenvolveu um estudo laboratorial de misturas estabilizadas de cascalho, usando os seguintes materiais: brita 1, expurgo de pedreira, cal hidratada do tipo CH-III. Nessa investigação experimental, foram realizados ensaios de caracterização, compactação, expansão, CBR e triaxial dinâmico. Os resultados desses ensaios indicaram melhor desempenho para as misturas solo(50%)-brita1(50%), solo(50%)-expurgo(50%) e solo(91%)-cal(9%) que foram as amostras escolhidas para utilização em um trecho experimental. Para avaliar o comportamento dessas misturas e do cascalho laterítico na camada de base do pavimento foram realizados ensaios de penetrômetro dinâmico de cone (DCP), prova de carga sobre placa e viga Benkelman durante a construção no subleito, sobre a base e no revestimento de pré-misturado a frio (PMF). O autor conclui que as misturas estudadas, nesta pesquisa, apresentam viabilidade técnica, econômica e ambiental.

Mourão (1998) realizou estudos em laboratório das seguintes misturas para serem usadas como componentes de base: cascalho laterítico com material fresado, cascalho laterítico com material fresado e cal, argila laterítica com material fresado e argila laterítica com material fresado e cal. Nessa pesquisa foi observado que a incorporação do revestimento betuminoso fresado melhora o comportamento da argila laterítica, gerando redução na umidade ótima e aumento no peso específico aparente seco máximo. No entanto, o comportamento do solo granular tende a piorar com o acréscimo de revestimento betuminoso.

Rocha e Rezende (2017) analisaram a estabilização química de um cascalho laterítico empregado na camada de base de uma rodovia. Para tanto, a mistura utilizada na obra (78% cascalho, 20% de areia e 2% de cimento), bem como misturas do mesmo cascalho com 2%, 4% e 6% de cimento e de cal hidratada foram estudadas. Esses estudos englobaram, também, ensaios laboratoriais para a caracterização do solo, compactação na energia Proctor intermediária, expansão, CBR, compressão simples e triaxial dinâmico das misturas moldadas na condição ótima de compactação para três tempos de cura (0, 7 e 28 dias). Os resultados obtidos mostram que, para o solo em questão, a estabilização química com cal pouco contribuiu com o aumento dos parâmetros de resistência. Já o uso do cimento apresentou maior potencial de utilização. As diferenças de comportamento observadas nos ensaios de

compressão simples e triaxial dinâmico foram explicadas por mudanças que acontecem na microestrutura durante o processo de estabilização. As referidas autoras concluíram que o processo de estabilização de solos tropicais é complexo, sendo que ensaios mecânicos como o triaxial dinâmico e parâmetros não convencionais para análise de solos para pavimentação, como a relação água/cimento e porosidade, devem ser incorporados nas análises para a obtenção de resultados mais consistentes.

Pessoa (2004), Delgado (2007) e Amaro (2017), também estudaram estabilização de solos tropicais com uso de aditivos químicos e observaram melhoria de desempenho do material a partir da adição de cimento ou cal.

Chang (1995) investigou as propriedades resilientes de solo laterítico estabilizado com cinza volante e cal. A resistência das amostras foram avaliadas após um período de cura de 7 dias através de ensaios de compressão simples. Os CPs foram compactados próximo da umidade ótima em um molde com um diâmetro de 38 mm (1,5 pol) e uma altura de 100 mm (4 pol). Os resultados mostraram que os valores de MRD variaram entre 125 a 250 MPa.

Araya (2011) caracterizou o comportamento mecânico de uma grande variedade de materiais granulares não coesivos utilizados em base de pavimento. Dentre eles, uma amostra de cascalho laterítico “*in natura*” proveniente da África do Sul. O autor usou o teste RL (*repeated load*)-CBR que é semelhante ao teste CBR convencional, mas onde são aplicadas cargas repetidas. Após múltiplas repetições de carga da mesma magnitude sobre a amostra granular, ocorreu a chegada a um estado em que a deformação plástica deixa de existir ou torna-se negligenciável e o material passa a ter um comportamento basicamente elástico, isto é, com deformação recuperável estável. Com base nos resultados obtidos, o autor avaliou as propriedades mecânicas dos materiais pesquisados, com o objetivo de estabelecer parâmetros que pudessem descrever sua rigidez e resistência à deformação permanente. Ao final, propôs um modelo matemático para representar o comportamento de cada um dos parâmetros avaliados.

2.6 Especificações brasileiras para bases e sub-bases de solos lateríticos

As especificações nacionais para solos ou misturas de solo e agregado tratam de classificar granulometricamente os materiais, garantindo que haja uma graduação entre as partículas e que permita o melhor preenchimento dos vazios na mistura. Além disso, procuram eliminar aqueles materiais cuja resistência mecânica e susceptibilidade hídrica

possa acarretar deformações diante do regime de tensões provocado pelo tráfego e/ou expansão dos materiais que causariam rupturas no pavimento (COUTO, 2009).

Os solos lateríticos são encontrados na natureza a custos de exploração bem menores quando comparados aos agregados derivados de rochas britadas. Algumas especificações de uso corrente no país para emprego de solos de comportamento laterítico em camadas de pavimento são apresentadas a seguir:

1. Sub-base estabilizada com utilização de solo laterítico, ES – P-03 (DERBA, 2001);
2. Base estabilizada granulometricamente com utilização de solos lateríticos, ES-P-05 (DERBA, 2001);
3. Base de solo arenoso fino laterítico, ES-P-08 (DERBA, 2001);
4. Sub-base ou base de solo arenoso fino de comportamento laterítico (SAFL), ET-DE-P00/015 (DER-SP, 2005a);
5. Pavimentação – Solo Arenoso Fino Laterítico, ES-P-08 (DER-PR, 2005a);
6. Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente com utilização de solo laterítico, 098 - ES (DNIT, 2007);
7. Sub-base ou base de solo de comportamento laterítico - brita descontínua (SLBD), ET P00/003 (DER-SP, 2005b).

Análise comparativa das especificações destacadas

A partir das especificações apresentadas foi desenvolvida uma análise comparativa entre elas a fim de identificar as propriedades do cascalho que são de interesse para a estabilização com material fresado e cimento:

- As especificações publicadas pelos órgãos rodoviários brasileiros para base estabilizada com solo laterítico, apresentam pontos em comum que remetem à preocupação com a qualidade dos serviços como também apresentam similaridades quanto às condições específicas dos materiais usados para compor a base de pavimentos;
- Em relação à classificação, Guimarães *et al.* (2015) comentam que há espaço para discussão quanto à maneira como os solos lateríticos são efetivamente identificados e classificados pelos órgãos federal e estaduais. A norma DNIT 098/2007, própria para solos lateríticos pedregulhosos, pode rejeitar jazidas de boa qualidade geotécnica em consequência da determinação da relação sílica/sesquióxido que condiciona o emprego desse material em virtude do grau de laterização.

Guimarães *et al.* (2015) propõem um novo procedimento para identificação de lateritas que consiste basicamente em analisar a mineralogia da fração pedregulhosa do material por meio da difração de raio X ou por lâminas petrográficas; isto porque há maior tendência de concentração dos sesquióxidos nessa fração do solo.

A partir da leitura das especificações para base de Solo Arenoso Fino Laterítico – SAFL, a identificação de que há algumas diferenças entre as exigências adotadas é imediata. Por exemplo:

- Classificação geotécnica: as especificações do DER/SP e do DERBA, fazem referência à metodologia MCT, mais especificamente aos solos de comportamento laterítico, condicionando estarem enquadradas nas classificações LA, LA' ou LG' para serem utilizadas como bases de solos de comportamento laterítico. Já o DER/PR, caracteriza o solo pelas propriedades físicas (coloração e macroestrutura) e químicas (presença de óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio);
- Ensaio de CBR: neste quesito, as normas do DER/SP e do DERBA adotam o limite mínimo de 40% do Mini CBR sem imersão com a amostra compactada na energia Intermediária. Por outro lado, o DER/PR flexibiliza resultados do CBR em virtude do tráfego, sendo aceitos valores mínimos de 60% para base de pavimento com $n^{\circ} N < 10^5$;
- Limites de Atterberg: neste aspecto, a especificação DER/PR – ES-P 08/05 estabelece que o Índice de Plasticidade precisa se situar entre 5 a 10;
- Faixa granulométrica: a especificação do DERBA contempla três composições granulométricas (faixas A, B e C) das quais 100% do material passa na peneira n^o 10. Nas faixas B e C, passa no máximo 50% do material na peneira n^o 200, enquanto na faixa A, o limite máximo é de 35%. O DER/SP não adota faixa granulométrica para o SAFL, mas condiciona que, pelo menos 50% de material, precisa ser retido na peneira n^o 200. Já o DER/PR, restringe o diâmetro máximo do SAFL em 0,42 mm (peneira n^o 40) e permite que até 35% do material passe na peneira n^o 200.

Um ponto comum nas especificações citadas é que a granulometria do solo arenoso fino laterítico tende a ser descontínua. Quanto à estabilidade, somente a Especificação ET-DE-P00/0015 do DER-SP (2005a) relata que esse tipo de solo, quando compactado adequadamente, apresenta grande estabilidade. Uma das peculiaridades da técnica construtiva dos SAFL é oferecer excelente capacidade de compactação, alcançando,

facilmente, o grau de compactação 100% em relação à massa específica aparente seca máxima da energia intermediária (VILLIBOR; NOGAMI, 2009).

As pesquisas têm mostrado que o SAFL pode apresentar módulos de resiliência de cerca de 100 MPa a 500 MPa (1.000 a 5.000 kgf/cm²), ou mesmo superiores, dependendo do tipo de solo laterítico, sendo que os mais argilosos tendem a mostrar módulos menores que os mais arenosos (BERNUCCI, 1995).

Solos granulares, como cascalho, que se enquadram em uma das faixas granulométricas especificadas na Norma DNIT 098 – ES apresentam, em geral, curva granulométrica contínua com quantidade de material fino suficiente para preencher os vazios entre as partículas maiores.

O percentual de finos exerce um papel importante na estabilidade granulométrica, pois, à medida que aumenta, promove o afastamento dos grãos maiores, reduzindo a imbricação entre eles e, por consequência, afetando a estabilidade e a resistência do material.

2.7 Comportamento resiliente dos solos

A resiliência é definida, conforme Medina e Motta (2005), como a energia armazenada em um corpo deformado elasticamente e que é devolvida quando cessam as tensões responsáveis pelas deformações.

O módulo de resiliência é o parâmetro que caracteriza o comportamento elástico de materiais sob carregamento cíclico. Na Mecânica dos Pavimentos, esse parâmetro é comumente empregado em teorias elásticas lineares e não lineares aplicadas no cálculo da resposta física de pavimentos rodoviários estruturados como sistemas de camadas (SANT'ANNA, 2002).

A determinação do módulo em laboratório pode ser realizada usando diversas metodologias. Nessa pesquisa, o ensaio de resistência à tração diametral indireta foi utilizado, tomando, como referência, o método de ensaio ME 135 (DNIT, 2010a).

No Brasil, não há método específico para obtenção do Módulo de Resiliência (MR) de solos estabilizados com cimento e, por essa razão, vários autores como Specht (2000), Sanbonsuge (2013), Trindade *et al.* (2003), Fedrigo (2015), Kleinert (2016), realizaram seus experimentos norteados pelo ensaio à tração indireta em corpos de provas cilíndricos.

Como a norma ME 135 (DNIT, 2010a) é de uso corrente para solos estabilizados com cimento, infere-se que o seu emprego se justifica pelo fato de que a cimentação é

responsável pelo aumento de rigidez e pelo desenvolvimento de elevada resistência à tração. Logo, o emprego da mesma é viável para misturas cimentadas, apesar de ter sido desenvolvida originalmente para misturas de concreto asfáltico.

A literatura internacional cita que ensaio de resistência à tração sob cargas cíclicas é amplamente utilizado para determinar o módulo de resiliência de materiais granulares cimentados. Liebenberg e Visser (2003), Khattak e Alrashidi (2006), Nunes, Bridges e Dawson (1996) e Nunes (1997), utilizaram essa metodologia para investigarem as propriedades mecânicas de diferentes solos estabilizados com ligantes cimentícios.

2.8 Os efeitos adversos da presença de água nas bases granulares

Segundo Ferreira Filho e Fontes (2010), existe uma constante preocupação dos projetistas e construtores de estradas de rodagem quanto aos efeitos deletérios do excesso de água no corpo do pavimento. Essa preocupação vem do Império Romano, quando as estradas eram construídas acima do nível do terreno, com uma camada drenante de areia sobre o terreno de fundação da estrutura do pavimento (subleito) e com seções espessas de pedras lamelares cimentadas entre si, visando evitar a ação danosa da água no leito da via. Hoje, mais do que nunca, em função da conservação precária das rodovias, é fácil observar os efeitos danosos da água na estrutura do pavimento com o aparecimento de trincas localizadas, panelas, deformações e desagregações. O desempenho insatisfatório de um pavimento tem uma de suas causas relacionadas à infiltração de água na estrutura desse pavimento. Existem diferentes formas pelas quais a água pode provocar danos ao pavimento.

Salour (2015) explica que a variação no teor de umidade em camadas de pavimento pode afetar as propriedades mecânicas do material através de diferentes mecanismos. Em materiais de granulometria graduada, o aumento do teor de umidade pode reduzir as forças de fricção e de contato entre partículas, devido aos efeitos de lubrificação. Em materiais de granulometria fina com elevado percentual de finos, a variação da umidade pode afetar adicionalmente o estado de tensão do material por meio de efeitos de sucção ou de poropressão.

Yoder e Witczak (1975) comentam que as umidades dos pavimentos podem ser modificadas e até mesmo governadas por fluxos de água que alcançam suas estruturas, a saber:

- águas provenientes do lençol freático, por sua elevação, ou por fluxos provenientes dele, induzidos por gradientes térmicos de sucção matricial, na fase líquida e na fase vapor;
- infiltração lateral: pode ocorrer a partir do acúmulo de águas nas bordas do pavimento e a partir dos acostamentos umedecidos por chuvas;
- infiltração vertical: pode ocorrer através de trincas na superfície ou através de superfície permeável de águas de chuva e de águas acumuladas;
- percolação: podem ocorrer fluxos de água para o pavimento a partir dos terrenos situados em cotas superiores.

O Guia de Projetos de Pavimentos (AASHTO, 1993) relata que a água livre presente na estrutura do pavimento provoca os seguintes efeitos:

- redução no módulo de resiliência e diminuição na resistência à tração. A saturação da camada pode reduzir o módulo em mais de 30% em relação à condição seca;
- a umidade excessiva nas bases e sub-bases essencialmente granulares pode resultar na perda de rigidez em mais de 50%;
- a água livre é responsável por redução superior a 30% nas bases tratadas com asfalto e, também, pelo incremento de suscetibilidade à erosão das bases estabilizadas com aglomerante hidráulico do tipo cimento ou cal;
- subleitos de solo fino granular saturados podem ter seus módulos de resiliência reduzidos em mais de 50%.

Azevedo (2007) complementa citando o desempenho insatisfatório dos solos expansivos devido à presença de água e o trincamento do revestimento asfáltico em virtude da diminuição da resistência dos materiais granulares em contato direto com a água.

O efeito da variação do teor de umidade em camadas de base de pavimento constituídas de solos arenosos finos lateríticos foi objeto de estudo desenvolvido por Villibor (1981). O autor realizou ensaios *in situ* para medir as umidades em diversos meses durante períodos de chuva e de estiagem. As medidas de umidade aconteceram em vários trechos na fase de construção e após abertura ao tráfego. Os teores de umidade na camada de base estavam entre 55% a 110% do valor da umidade ótima.

Suzuki, Azevedo e Kabbach (2013) relatam que um pavimento pode ser estável a uma dada condição de umidade preconizada no início da construção (umidade ótima), mas torna-se rapidamente instável quando seus materiais constituintes ficam com excesso de

umidade, principalmente após o período de chuvas e quando sujeito a elevadas cargas de tráfego.

A variação da umidade pode, portanto, ser um fator responsável pela ocorrência de alterações no comportamento do pavimento. Esse tema foi objeto de pesquisa de vários autores brasileiros e estrangeiros, dentre eles: Drumm *et al.* (1997), Gonçalves (1999), Heydinger (2003), Salem, Bayomy e Al-Taher (2003), Rabab'ah (2007), Salour (2015), Azevedo (2007) e Ramires (2010). O grande número de publicações sobre o assunto evidencia a importância de se conhecer, previamente, a capacidade de absorção de água pelo solo, sua variação com o teor de umidade e sua condição de estabilidade na estrutura do pavimento.

2.9 O fenômeno da sucção dos solos

Quando os vazios em um solo estão ocupados, em parte por ar e, em parte por água, dizem que o solo está “não saturado”. Quando o teor de umidade é baixo, o ar está presente em condutos contínuos, enquanto a água se concentra principalmente ao redor dos contatos entre partículas. As interfaces entre essas duas fases estão na forma de meniscos dentro dos vazios do solo. Quando o teor de umidade é elevado, o ar pode estar ocluso no solo na forma de bolhas isoladas. Os fenômenos envolvidos na saturação geram uma pressão na água do solo, abaixo da pressão atmosférica. Essa pressão é chamada de sucção (DELGADO, 2007).

Tuncer e Sabri (1979) definem que a sucção é a energia necessária para remover uma infinitesimal quantidade de água do solo. O termo sucção, ou potencial de água, é caracterizado como integrante de estado de tensões que leva em consideração os efeitos da superfície capazes de reter água dentro da estrutura de um solo.

Sucção no solo é, basicamente, a quantidade de energia associada à capacidade do solo de adsorver ou reter água nos poros. Para desprender essa água adsorvida ou retida nos poros, deve ser feita a aplicação de uma energia que contraponha a força de retenção no solo. Essa energia aplicada por unidade de volume de água é chamada de sucção no solo (LEE; WRAY, 1995).

A sucção do solo é um fenômeno natural, mas sua intensificação e aceleração têm uma ação direta no comportamento de estruturas de pavimento. Um exemplo disso são as deformações resilientes que ocorrem no pavimento quando o mesmo é submetido aos esforços de cargas cíclicas. Esse efeito pode ser agravado quando há presença de água livre na

estrutura, pois, como é sabido, a resistência dos pavimentos varia em função do teor de umidade presente em suas camadas.

Segundo Marinho e Pinto (1997), a sucção é, normalmente, dividida em dois componentes, o matricial (relacionado com a matriz do solo, isto é, a combinação do tipo de partículas e arranjo estrutural) e o osmótico (devido à composição química da água presente nos vazios do solo). A sucção total é a soma da sucção matricial (ou mátrica) e da sucção osmótica. Normalmente, a sucção osmótica é inferida pela diferença entre a sucção total e a matricial.

Takeda (2006) realizou diversos ensaios para avaliar a influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista. De acordo com o autor, mantendo todas as condições de ensaio idênticas, quanto maior for o teor de umidade do material, menor será o módulo de resiliência. Entretanto, a umidade apresenta dois efeitos separados: pode afetar o estado de tensão através da sucção e, tanto solos granulares quanto finos, podem aumentar o módulo de resiliência em mais de cinco vezes devido à secagem; como ainda pode afetar a estrutura do solo através da destruição da cimentação entre as partículas dos solos.

Rodrigues (1997) também estudou a influência da sucção no módulo de resiliência de solos. Os resultados obtidos em sua pesquisa indicaram que as variações ambientais induzem a um comportamento resiliente diferenciado e que o mecanismo dessa alteração pode ser compreendido pela relação entre a sucção e o teor de umidade. Esse estudo permitiu salientar a influência das condições ambientais nas variações de módulo de resiliência, estabelecendo o efeito da sucção na deformabilidade elástica e no comportamento do pavimento.

2.10 Falência das bases granulares

Logo após a construção, os pavimentos rodoviários começam a ser submetidos a ações variadas que contribuem, de forma continuada, para a sua degradação, ou seja, para a redução progressiva da sua qualidade inicial. Assim, mesmo antes de sofrer a ação do tráfego, as ações dos agentes atmosféricos provocam, no pavimento, solicitações mais ou menos severas de acordo com o tipo de pavimento e a sua localização (FRANCISCO, 2009).

Segundo Motta (1991), o clima é um dos fatores que mais afetam o desempenho de um pavimento. O clima influencia os pavimentos por diversos mecanismos, tais como a

intemperização dos materiais, a alteração dos módulos resilientes ou, ainda, a alteração das umidades de equilíbrio.

De acordo com Ferreira Filho e Fontes (2010), os defeitos causados pela infiltração de água superficial nos pavimentos são os resultados da exposição contínua à umidade, tendo, como principais consequências, a perda de resiliência do terreno de fundação com a saturação e a degradação da qualidade dos materiais constitutivos pela interação com a umidade, culminando na desagregação.

Villibor *et al.* (2005) descreve o processo final de deterioração de uma base granular não coesiva, ao longo da sua vida útil, que é submetida à ação combinada dos fatores (ou parte deles) que levam ao trincamento do revestimento asfáltico por fadiga, por desestabilização e por consolidação das camadas inferiores. Com o tempo, o trincamento crescente do revestimento passa a permitir a infiltração de quantidades cada vez maiores de água para a interface e para a base.

2.11 Emprego da reciclagem profunda na recuperação de pavimentos flexíveis

A reciclagem profunda é uma técnica empregada para restabelecer a capacidade estrutural de pavimentos deteriorados. Consiste em transformar o pavimento degradado em uma estrutura homogênea, estável e com capacidade estrutural compatível com o tráfego que deverá suportar. O processo se dá pela trituração e homogeneização dos materiais existentes no pavimento (com ou sem adição de agentes estabilizantes), nivelamento e compactação do material reciclado. As recicladoras mais potentes podem cortar o pavimento em 50 cm de espessura em uma única etapa. É cabível dizer que o material reciclado é um composto constituído pela mistura da capa asfáltica desagregada com parte da base do pavimento.

Após acabamento da superfície e aplicação do ligante betuminoso é feita a execução do revestimento asfáltico sobre a camada reciclada, finalizando, assim, o processo de reconstrução parcial do pavimento. O grande diferencial da reciclagem está na possibilidade de reconstruir parcialmente a estrutura do pavimento aproveitando os materiais existentes nas camadas deterioradas. O processo é realizado por máquinas recicladoras autopropelidas, dotadas de motores de grande potência e equipadas com sistemas medidores para controlar a injeção de água e/ou agentes estabilizantes para reforçar estruturalmente a camada reciclada (OLIVEIRA, 2003).

De acordo com Luhr (2015), a reciclagem profunda de pavimentos é indicada para as seguintes situações:

- pavimentos seriamente deteriorados e que não podem ser recuperados com simples recapeamento;
- os defeitos existentes no pavimento sinalizam que a provável causa do problema está localizada na base ou na sub-base;
- o pavimento requer aplicação de remendos profundos;
- estrutura de pavimento sub dimensionada para o tráfego atual ou futuro.

A CALTRANS (2013) também recomenda o emprego da reciclagem para recuperar o pavimento que se encontra nas condições citadas e complementa incluindo defeitos em estágio avançado, tais como: trincas severas (mais largas do que $\frac{1}{4}$ de polegada), trincas profundas de reflexão, trincas do tipo couro de jacaré e deformações permanentes.

Para Oliveira (2003), a origem dos problemas do pavimento deve ser cuidadosamente investigada, antes de se fazer a opção pela reciclagem. Essa investigação preliminar é crucial para assegurar que a técnica tratará, adequadamente, a causa ou as causas da deterioração do pavimento de forma viável sob o ponto de vista técnico e econômico.

De maneira genérica, o Manual de Reciclagem Wirtgen (2012) estabelece três fatores que devem ser considerados para determinar o método de reciclagem mais adequado: tipo de deterioração do pavimento, qualidade do material da camada a ser reciclada e resultado pretendido (expectativa de vida útil). Quanto ao processo de reciclagem a frio, o manual estabelece outros pontos importantes que devem ser abordados para verificar se a reciclagem é adequada, como: tipo de obra, ambiente físico (topografia local e clima) e disponibilidade de materiais.

A *Association Mondiale de La Route - PIARC* (2003) recomenda a realização dos seguintes estudos para validar, ou não, o emprego da reciclagem de pavimentos:

- verificação da viabilidade da reciclagem;
- escolha da modalidade de reciclagem;
- realização de ensaios de laboratório para definição das características dos materiais que serão reciclados e dos materiais que serão adicionados para desenvolvimento do projeto de mistura.

Ainda segundo PIARC (2003), essas análises são feitas por meio de prospecções, caracterização da estrutura do pavimento, levantamento funcional e estrutural, avaliação dos dispositivos de drenagem e disponibilidade de materiais na região.

Sobre a viabilidade da reciclagem, a AUSTROADS (2002) elaborou um procedimento para avaliar a adequabilidade estrutural do pavimento a ser reciclado, conforme apresentado a seguir:

1. os locais selecionados para investigação devem ser definidos por meio de dados históricos e, caso seja possível, dados provenientes da utilização de georadares ou de cone de penetração dinâmica (DCP), complementados com aberturas de poços de inspeção. Após a delimitação dos trechos, é indicada a realização de medições das deflexões por meio de FWD (*Falling Weight Deflectometer*), viga Benkelman ou LWD (*Light Weight Deflectometer*);
2. é necessário coletar quantidades suficientes de materiais do pavimento para realização de ensaios de laboratório, como análise granulométrica, índice de plasticidade e CBR *in situ*. Isto é possível pela abertura de poços de inspeção. Nessa etapa, também é relevante verificar se os materiais constituintes do pavimento permitirão, à recicladora, realizar uma adequada trituração dos mesmos;
3. quando não há material de base suficiente para realização da reciclagem, a opção é a utilização do material da sub-base em conjunto. Essa prática é interessante, principalmente, quando o material da sub-base não é de boa qualidade, podendo, eventualmente, tornar a mistura adequada para a reciclagem;
4. a adição de agregados novos, na mistura, representa uma possibilidade para promover correções do perfil geométrico do pavimento ou para enquadrar a mistura na faixa granulométrica especificada;
5. é imprescindível verificar a similaridade dos materiais locais, em termos de teor de umidade e de características físicas. Essa etapa é mais importante para a reciclagem *in situ* do que para a que é realizada em usina;
6. a divisão do trecho em segmentos homogêneos poderá ser realizada por meio da análise da estrutura do pavimento existente, do tipo de material, da espessura das camadas e da resistência do subleito, considerando, ainda, os resultados de levantamentos deflectométricos;

7. a recomendação é verificar o CBR do subleito para o que o mesmo suporte os esforços de compactação da camada reciclada e assegurar que a mesma seja capaz de atingir o peso específico estabelecido em projeto;
8. de forma a não comprometer a vida de fadiga da camada reciclada, é de extrema importância evitar relações modulares (quociente entre os módulos de deformação elástica da camada reciclada e do subleito) muito elevadas. Os módulos das camadas recicladas com cimento, normalmente são elevados e, por essa razão, é fundamental que o subleito não seja excessivamente deformável. Como o ensaio de CBR não fornece qualquer informação sobre a deformabilidade elástica, a recomendação central é que isso seja avaliado por meio de retroanálise de bacias deflectométricas;
9. se o local não for bem drenado e não houver a possibilidade de se instalar dispositivos de drenagem no local, não se recomenda a execução da reciclagem;
10. a partir dos dados obtidos na investigação, ocorre a avaliação da adequabilidade da reciclagem para a reabilitação do pavimento. Caso positivo, é preciso coletar amostras de materiais para formulação de um projeto de dosagem. Caso negativo, o foco passa a ser estudar a viabilidade de outras técnicas para reabilitar o pavimento.

2.12 Experiências no emprego da reciclagem

De acordo com Jasienski e Rens (2001), as primeiras experiências de reciclagem de pavimentos, utilizando cimento, datam da década de 1950, sendo a França e os Estados Unidos os países pioneiros em tais estudos. Na África do Sul foi realizada, em 1991, a reciclagem de um trecho de 23 km de uma rodovia federal do país. Atualmente, a estimativa é de que milhares de quilômetros de pavimentos foram reabilitados através da reciclagem nos últimos anos, sendo a reciclagem com cimento a técnica mais empregada (COLLINGS, 2001).

A reciclagem com adição de cimento teve o seu emprego na Bélgica, pela primeira vez, em 1989, onde recuperou uma área de pavimento de 6.000 m² (JASIENSKI; RENS, 2001).

Sufian *et al.* (2009) citam que a Malásia representa um dos países pioneiros na aplicação da reciclagem. Segundo os autores, a execução da primeira obra ocorreu em 1985, sendo reciclados em torno de 15 km de pavimento de uma via de baixo volume de tráfego. Desde então, o emprego da reciclagem com cimento aumentou, sendo, atualmente, considerada a principal solução para restauração de pavimentos.

Segundo o *Instituto Español del Cemento y sus aplicaciones* - IECA (2013), a Espanha é um dos países em que a reciclagem com adição de cimento é mais difundida. A primeira experiência espanhola remonta ao ano de 1992 quando foi reciclado um trecho de 12 km de extensão.

Houve um desenvolvimento significativo da reciclagem na Espanha na última década. A experiência adquirida nos trabalhos realizados, o desenvolvimento e o aprimoramento de equipamentos e sistemas construtivos permitiram, por sua vez, o desenvolvimento e aprimoramento de normas técnicas e execução de obras mais duradouras (ROMERO, 2017).

Para Vorobieff e Wilmot (2001), as primeiras recicladoras profundas de pavimentos chegaram, à Austrália, em junho de 1992. Os autores salientam que o cimento Portland é o ligante mais utilizado em obras de reciclagem no país, devido a sua aptidão para estabilização da maior parte dos materiais, baixo preço e disponibilidade.

A experiência brasileira em reciclagem profunda remonta ao ano de 1991 por ocasião da restauração da Rodovia DF-065, trecho Castelinho – Gama no Distrito Federal (PAIVA; OLIVEIRA, 2013).

Segundo Fedrigo (2015), existem relatos da aplicação da reciclagem com cimento em diversas regiões brasileiras, conforme indicado na Tabela 2.8.

Ano	Local	Fonte
1998	Rodovia Fernão Dias (Entre São Paulo e Belo Horizonte)	Silva e Miranda (2000)
2000	Rodovia SP -352 (Entre Itapira e divisa com Minas Gerais)	Oliveira, Bonfim e Paiva (2013)
2004	Rodovia SP-351 (Entre Palmares Paulista e Bebedouro)	Oliveira <i>et al.</i> (2005)
2007	Rodovia SC-150 (Entre Joaçaba e Capinzal)	Trichês e Santos (2013)
2011	Rodovia Fernão Dias (Entre São Paulo e Belo Horizonte)	Aranha (2013)
2003	Rodovia BR-040/MG (Entre Felixlândia e entroncamento BR-135/MG)	Oliveira (2003)
2006	Rodovia BR-163 / BR 277	Andrade (2007)
2012	Rodovia SC-355 (Entre Jaborá e Concórdia)	Luvizão (2014)
2004	Rodovia BR-459 (Entre Pouso Alegre e Congonhal)	Gusmão (2008)
2003	Rodovia SP-563 (Entre Tupi Paulista e Andradina)	Paiva e Oliveira (2010)

Tabela 2.8 - Rodovias que tiveram o pavimento reciclado com cimento

Fonte: Adaptado de Fedrigo (2015).

Principais modalidades de reciclagem empregadas no Brasil

As principais modalidades de reciclagem empregadas, no Brasil, são:

- reciclagem simples (incorporação da capa à base);
- reciclagem com adição de agregados;
- reciclagem com adição de cimento;
- reciclagem com adição de cimento e agregados;
- reciclagem com adição de espuma de asfalto.

De certa forma, todas as modalidades citadas acima são muito parecidas e a principal diferença está no tipo de agente estabilizador usado no processo. Alguns fatores como as características do material da base, percentual de asfalto fresado na mistura, disponibilidade do agente estabilizante na região da obra e o desempenho esperado do

pavimento podem influenciar na escolha do tipo de aditivo e, conseqüentemente, na modalidade de reciclagem.

De acordo com Theyse *et al.* (2004), os critérios para a escolha da modalidade devem ser pautados na avaliação da possibilidade do pavimento estar apto para ser reciclado e na identificação do tipo de estabilização mais adequada (cimento, espuma de asfalto, agregados etc). Alguns fatores como tráfego, característica dos materiais, estrutura do pavimento existente e os períodos de tempo de fechamento da rodovia para o tráfego são decisivos para auxiliar na escolha.

A **reciclagem com adição de cimento** é aplicada quando a estabilização mecânica ou granulométrica não é suficiente para prover o material reciclado da resistência desejada. O processo consiste em pulverizar e misturar parte do pavimento com o cimento espalhado na pista. Depois de devidamente compactado, o material reciclado com cimento resiste muito bem aos esforços gerados pelo tráfego e suas principais características serão: resistência elevada, baixa deformabilidade e maior durabilidade na presença de água.

Em relação à **reciclagem com adição de cimento e agregados**, o processo visa corrigir deficiências ou limitações do material reciclado. O estudo de dosagem irá definir a proporção ideal de cada componente para obtenção de um material novo e de melhor qualidade. A interação do cimento com a mistura densa e bem graduada é mais efetiva devido a uma quantidade menor de vazios e maior de pontos de contatos entre grãos e pasta de cimento. Após compactação do material e cura do cimento, a camada reciclada adquire as propriedades desejadas de resistência, estabilidade e durabilidade.

Nesse sentido, cabe ressaltar que insucessos na reciclagem de pavimentos ocorreram e, em geral, foram ocasionadas por falhas associadas ao processo construtivo. A seguir, será apresentado um resumo das observações gerais apontadas em várias publicações nacionais e internacionais:

- aplicação de aditivo por excesso ou falta em função do número de sobreposições de cortes adjacentes para cobrir toda a largura da pista de rolamento (OLIVEIRA, 2007);
- aparecimento de trincas longitudinais em função da inadequada união entre os materiais das faixas adjacentes (MINGUELA, 2011);
- formação de juntas transversais que é essencialmente uma alteração na uniformidade do material reciclado cada vez que a recicladora é parada (LUHR; ADASKA e HALSTED, 2005);

- falta de ajuste da profundidade de corte a partir da segunda passada da recicladora para compensar a diferença de altura entre a linha de greide original do pavimento (onde passam duas rodas da recicladora) e o material solto proveniente da primeira passada (por onde passam as outras duas rodas da recicladora) (CATERPILLAR, 1996);
- falta de uniformidade na aplicação de aditivo, resultando em pontos fragilizados na camada reciclada (OLIVEIRA, 2014);
- insuficiência de partículas que passam na peneira nº 200 para dispersar adequadamente as gotículas de espuma de asfalto (WIRTGEN, 2012);
- não atendimento ao prazo de trabalhabilidade do cimento (OLIVEIRA, 2003);
- formação de placas de asfalto na operação da recicladora que tendem a quebrar no interior da camada como também dificultam o acabamento quando ficam soltas na superfície do material reciclado (OLIVEIRA, 2003);
- nível de CAP (Cimento Asfáltico de Petróleo) no tanque de asfalto abaixo da serpentina, comprometendo a temperatura de trabalho e, conseqüentemente, a expansão e a meia vida da espuma de asfalto (WIRTGEN, 2012);
- ausência do monitoramento das espessuras de corte, a cada 100 metros, pelo menos logo após a passagem da recicladora (JONES; FU; HARVEY, 2009);
- não observância ao espalhamento de cimento que deve ser realizado em distâncias reduzidas quando em condições de vento ou caso exista possibilidade da recicladora parar por um período prolongado (JONES; FU; HARVEY, 2009).

2.13 O impacto do percentual de material fresado na mistura reciclada

De acordo com Chesner *et al.* (1998), o percentual de betume no material fresado, normalmente varia entre 4,5% e 6% em peso. O ligante recuperado geralmente exibe baixa penetração e valores de viscosidade relativamente altos, dependendo do tempo que o pavimento original esteve em serviço. Os valores de penetração a 25°C, normalmente variam de 10 a 80 mm/10, enquanto os valores de viscosidade absoluta a 60°C podem variar, dependendo do nível de envelhecimento, de 4.000 a 25.000 poises.

Moreira (2006) desenvolveu estudo laboratorial para promover a utilização de material fresado em camadas estruturais de pavimento, aproveitando resíduos provenientes da indústria de construção. Dos ensaios realizados, as amostras de fresado apresentavam teor

residual de betume variando entre 4,3% e 4,8%, sendo o valor médio de 4,4%. Pires (2014) estudou a estabilização granulométrica do material fresado puro e estabilizado com cimento e casca de arroz para emprego em camadas de pavimento. Os resultados encontrados de teor de betume de 3 amostras de fresado variaram entre 4,81% e 5,64% e o teor médio igual a 5%, com desvio padrão de 0,33%.

Queiroz (2011) também estudou o aproveitamento de material fresado para aplicação em camadas estabilizadas de bases e sub-bases de pavimentos rodoviários. A porcentagem média de betume encontrada foi de 6,0%.

Suebsuk, Suksan e Horpibulsuk (2014) verificaram que, à medida que o teor de ligante aumenta, a resistência à compressão simples diminui devido à redução do atrito entre as partículas (solo e material fresado) causada pelo aglutinante. Nessa investigação, os autores fixaram o teor de asfalto em 3,5% (50/50 - solo / material fresado) como ponto de transição da resistência. A redução é mínima quando o teor de asfalto é inferior a 3,5%. Essa zona recebeu a denominação de zona inerte. No entanto, quando o teor de ligante é superior a 3,5%, a resistência diminui, sendo denominada de deterioração.

A Tabela 2.9 fornece um resumo de valores típicos de propriedades físicas/mecânicas do RAP e a Tabela 2.10 apresenta a faixa granulométrica típica do material fresado.

Propriedades físicas/mecânicas	Material fresado	Valores típicos
Propriedades físicas	Massa específica	19,40 – 23,00 kN/m ³
	Teor de umidade	Nomal > 5%, máximo 7 a 8%
	Teor de betume	Nomal 4,5 a 6%, máximo 3 a 7%
	Penetração	Normal 10 a 80 mm
	Viscosidade absoluta	4.000 a 25.000 poises
Propriedades mecânicas	Peso compactado	1.600 – 2.000 kg/m ³
	CBR	100% (20 a 25% material fresado) 150% ou mais (40% material fresado e 60% agregados novos)

Tabela 2.9 - Propriedades físicas / químicas do material fresado

Fonte: Chesner *et al.* (1998).

Abertura das peneiras	Faixa granulométrica
37,5 mm (1 ½")	100
25 mm (1")	95 – 100
19 mm (¾")	84 – 100
12,5 mm (1/2")	70 – 100
9,5 mm (3/8")	58 – 95
7,5 mm (nº 4)	38 – 75
2,36 mm (nº 8)	25 – 60
1,18 mm (nº 16)	17 – 40
0,60 mm (nº 30)	10 – 35 ^a
0,30 mm (nº 50)	5 – 25 ^b
0,15 mm (nº 100)	3 – 20 ^c
0,075 mm (nº 200)	2 – 15 ^d

a – normalmente < 30%
b - normalmente < 20%
c - normalmente < 15%
d - normalmente < 10%

Tabela 2.10 - Granulometria típica do material fresado

Fonte: Chesner *et al.* (1998).

As propriedades do material fresado são governadas pelas operações de trituração, bem como pelas características do agregado, ligante e idade a partir da qual o material fresado foi obtido. A granulometria do material fresado é determinada pelas condições operacionais do equipamento de fresagem/reciclagem, incluindo velocidade de deslocamento/velocidade de rotação do tambor fresador, temperatura ambiente, além da granulometria original da capa asfáltica e percentual de ligante (CHESNER *et al.*,1998).

De acordo com Bonfim (1999), a granulometria do material fresado depende, diretamente, da velocidade de avanço aplicada à máquina fresadora e da profundidade de corte adotada. Ele verificou, também, que a velocidade do equipamento deve ser controlada para se evitar apenas o aparecimento de grumos de tamanhos indesejáveis na mistura (no caso de reciclagem *in situ*). Quanto à quantidade de finos, ou seja, o material que passa na peneira de nº 200 (0,075mm), independe da velocidade de operação.

Segundo Rathje *et al.* (2002), as partículas que passam na peneira Nº 40 afetam significativamente a resistência e os valores de módulo de resiliência. Na falta dessas partículas, é recomendado misturar o material fresado com base granular contendo maior percentual de finos para melhorar a qualidade da mistura.

Yuan *et al.* (2011) afirmam que o percentual de material fresado na mistura reciclada impacta fortemente na resistência, no módulo de resiliência e na durabilidade do

material. Os resultados laboratoriais mostraram que à medida que se aumentava o percentual de material fresado na mistura estabilizada com cimento, os valores de resistência à compressão simples eram reduzidos. Os autores também citam que a porcentagem de partículas passando nas peneiras nº 40 e nº 200 afetam, significativamente, os valores de resistência e de módulo. Como os percentuais passantes nessas peneiras são baixos, na maioria das vezes, os autores recomendam misturar o material fresado com materiais granulares que tenham maiores percentuais de finos para melhorar a qualidade dessa mistura. Ainda de acordo com os autores, o percentual de ligante no material fresado não teve um impacto significativo na resistência e no módulo das misturas estabilizadas com cimento.

Kolias (1996) demonstrou, em seu trabalho, que a resistência e o módulo de elasticidade diminuem à medida que o percentual de asfalto fresado aumenta. Tal desempenho se deve à dificuldade de adesão da pasta de cimento nos agregados revestidos de betume, favorecendo maior deformação ou deslizamento sob cargas, assim como as partículas constituídas pela aglomeração de finos e betume que formam uma espécie de agregado na mistura com baixo módulo e resistência.

As propriedades mecânicas da base reciclada com cimento podem ser influenciadas pelo percentual de asfalto fresado na mistura. A pesquisa desenvolvida por Brown (2006) revelou que o aumento dos percentuais de asfalto fresado na mistura reciclada resulta em maiores taxas de cimento para que os valores de resistência à compressão simples sejam mantidos constantes.

Sufian *et al.* (2009) estudaram, em laboratório, misturas de brita graduada e fresado, recicladas com dois agentes estabilizadores diferentes: cal e cimento (empregados separadamente). Os teores de fresado empregados foram de 0%, 25%, 50%, 75% e 100%, já os teores de cimento e de cal foram fixados em 3%. Concluíram que o percentual de fresado possui forte influência nas misturas recicladas. Dessa forma, tanto as misturas recicladas com cimento quanto as misturas recicladas com cal, apresentaram maiores resistências e rigidez quando houve a incorporação de uma menor quantidade de tal material. Também é relatado que, para as idades de cura estudadas em laboratório, as misturas recicladas com cimento mostraram maior resistência e rigidez do que as que foram recicladas com cal. Entretanto, quanto à análise das pistas experimentais após três anos de construção, a diferença de comportamento funcional observada entre as pistas recicladas com cimento e cal foi insignificante.

Paiva, Oliveira e Peixoto (2017) comentam que a angularidade dos grãos promove o aumento da resistência mecânica e evita o aparecimento de deformações permanentes na camada. Admitindo que o asfalto fresado possa atuar como um “agregado negro”, as propriedades mecânicas do material reciclado estarão associadas com as características dos materiais existentes no pavimento, especialmente com o nível de atividade do CAP presente no revestimento betuminoso.

A presença do filme asfáltico, nos agregados de material fresado, diminui o ângulo de atrito interno das partículas. Essa característica é responsável pelo aumento do repique elástico durante a compactação e redução da energia efetivamente armazenada a cada golpe (DELLABIANCA, 2004).

De acordo com a *Recycled Materials Resource Center* – RMRC (2014), misturas de base granular, contendo mais de 25% de asfalto fresado, podem apresentar uma capacidade de suporte menor em relação às misturas que não contêm fresado. Essa deficiência de suporte é uma referência importante para limitar o percentual de asfalto fresado em 50%, conforme indicado pela maioria dos DOTs da América do Norte.

De maneira geral, não há consenso entre os autores quanto ao percentual máximo de asfalto fresado na mistura. Taha, Basma e Al-Turk (1999) sugerem que a participação do asfalto fresado deve ser limitada a 60% em peso. Todavia, esse tema merece mais estudos, pois é opinião comum que a quantidade e as características do asfalto fresado podem afetar o comportamento do material reciclado com teores inferiores ao indicado pelo autor.

Dellabianca e Farias (2004) analisaram amostras de material fresado retiradas de alguns trechos de vias do Distrito Federal (DF). No estudo realizado, identificaram que a incorporação do fresado ao cascalho de base fez com que a mistura se enquadrasse na faixa granulométrica especificada devido ao material fresado apresentar uma parcela muito pequena de finos. O estudo mostrou, também, que o fresado pode ser caracterizado como um material não plástico, nesse caso, e que esse material tende a aumentar a massa específica das misturas e diminuir a umidade ótima de compactação. Além disso, os autores observaram que com a incorporação do material fresado ocorreu uma queda considerável no valor de CBR, pois a presença do betume tende a diminuir o ângulo de atrito entre as partículas do material fresado e, conseqüentemente, o valor de ISC. Os autores salientam que isso ocorre nas misturas principalmente para maiores teores de fresado e que todos esses fatos indicam a existência de uma porcentagem ótima de fresado a ser incorporada, pois as misturas com porcentagens

entre 20% e 25% apresentaram um ganho de resistência e porcentagens acima dessas citadas anteriormente. Ou seja, houve uma pequena redução da resistência.

Xinhua e Xiaochun (2011) estudaram a influência do material fresado em misturas de base de brita estabilizada com cimento (BGTC) nos teores 4%, 5% e 6%. Os testes mostram que, à medida que se acresce material fresado na mistura, a resistência à compressão simples aumenta, inicialmente, e depois diminui. O módulo de resiliência diminui, inicialmente, e depois aumenta. Quando o percentual de fresado, na mistura, atinge cerca de 20%, a resistência à compressão simples atinge o seu valor máximo e, o módulo de resiliência, o seu valor mínimo. Essa relação é válida para um teor de cimento de 5%. Os autores verificaram que o cimento exerce pouca influência na retração da mistura da pedra britada com o material fresado, pois a perda de água é menor e, conseqüentemente, são notáveis as melhorias no desempenho da mistura em termos de contração. Os autores ainda concluíram que a adição de material fresado pode aumentar a vida de fadiga da brita estabilizada com cimento (BGTC) e, com isso, melhorar o desempenho da nova base constituída por material fresado, pedra britada e cimento.

Rogers (2009) quantificou a melhoria na vida útil de um pavimento flexível reconstruído parcialmente pela reciclagem com adição de cimento. Esse estudo analisou dados obtidos por meio de testes de campo e laboratoriais extraídos de um projeto de restauração de pavimento no norte de Utah. As análises de dados incluíram regressão multivariada, simulação de Monte Carlo e análises empírico-mecanicistas de uma estrutura modelo de pavimento. Os resultados da pesquisa mostram uma tendência de aumento na resistência à compressão simples da base reciclada aos 28 dias a partir da redução dos percentuais de material fresado na mistura para cada um dos cinco diferentes níveis de confiabilidade. Os aumentos mais significativos de resistência da base reciclada ocorreram com reduções nos desvios padrão dos percentuais de material fresado. A redução da variabilidade do teor de cimento não ocasionou em resistência adicional significativa à camada reciclada. O autor concluiu que, em obras de reciclagem com adição de cimento, projetistas e construtores devem procurar reduzir a variabilidade do percentual de material fresado na mistura que impacta, significativamente, a vida útil do pavimento.

Na pesquisa desenvolvida por Guthrie, Brown e Eggett (2007) foram investigados os efeitos do percentual de material fresado e do teor de cimento na resistência e na durabilidade de misturas recicladas de agregados de base. O trabalho de laboratório compreendeu um delineamento experimental fatorial completo, incluindo cinco percentuais de material fresado,

cinco teores de cimento e três amostras replicadas de cada tratamento possível. Foram realizadas medidas de resistência à compressão simples e o valor dielétrico do teste de sucção do tubo (TST) para avaliar resistência e durabilidade, respectivamente. Esses dados, juntamente com medições de massa específica aparente seca, foram avaliados através de uma análise de variância (ANOVA). Os resultados da ANOVA, realizada nos dados de resistência à compressão simples, indicam que a resistência diminui de 2,93 MPa para 1,43 MPa quando o percentual de material fresado aumenta de 0 a 100% e aumenta de 0,43 MPa para 3,89 MPa quando se aplica um teor de 2,0% de cimento. Da mesma forma, o valor dielétrico final diminui de 14,9 para 6,1, enquanto o percentual de material fresado aumenta de 0% para 100% e diminui de 14,0 para 5,8 quando se aplica 2% de cimento. Foi verificado que o percentual crescente de material fresado ocasiona no decréscimo da massa específica aparente seca. Considerando que as diretrizes de projeto exigem valores de resistência à compressão simples com 7 dias de cura entre 2,1 MPa e 2,8 MPa e valores dielétricos finais inferiores a 10 no TST, os resultados desta pesquisa sugerem limitar o percentual de material fresado na faixa de 50% a 75% e um teor de cimento de 1,0% para esse material.

A pesquisa de Cooley (2005) teve, como objetivo, investigar a influência do material fresado nas propriedades mecânicas de materiais reciclados. Foram usados os seguintes percentuais de material fresado: 25%, 50%, 75% e 100% para um delineamento experimental fatorial completo com três repetições de cada combinação. Os ensaios consistiram na classificação dos materiais, compactação e avaliações de resistência, rigidez e suscetibilidade à umidade de cada mistura. O ensaio de CBR serviu para avaliar a resistência do material e o teste de sucção do tubo (TST) foi usado para medir a suscetibilidade à umidade. Concluídos todos os ensaios, ocorreu a análise de variância (ANOVA) em cada um dos resultados do teste ou variáveis dependentes. Os dados indicam que os valores de CBR diminuem à medida que o percentual de material fresado na mistura aumenta. O melhor resultado foi para 25% de material fresado. Os dados do TST sugerem que adições de 25% e 50% de material fresado aumentam a suscetibilidade à umidade do material reciclado em comparação com o material puro (sem adição de material fresado). Devido ao impacto marcante do percentual de material fresado nas propriedades mecânicas de materiais de base reciclados, o autor recomenda, aos construtores e projetistas, determinarem, com precisão, além das espessuras da camada de asfalto antes da reciclagem do pavimento, a profundidade de corte que garantirá uma mistura ideal para cada projeto. O autor ainda recomenda executar fresagem prévia em locais onde existem espessuras de capa muito elevadas.

Fedrigo (2015) desenvolveu um programa experimental onde foram avaliadas propriedades mecânicas (resistência, rigidez e erodibilidade) e volumétricas (retração, absorção, expansão e ascensão capilar) de misturas constituídas por fresado asfáltico, brita graduada e cimento, variando a porcentagem de fresado (20% e 50%), o teor de cimento (2%, 4% e 6%), a energia de compactação (Intermediária e Modificada) e o tempo de cura dos corpos de prova (3, 7 e 14 dias). Os resultados dos ensaios mostraram que o aumento da energia de compactação permite compensar a utilização de teores mais baixos de cimento no que se refere às resistências (à compressão, à tração e à erosão) e módulos obtidos. Fato interessante para evitar, por exemplo, problemas oriundos da retração por secagem e para redução de custos.

Emprego do cimento como estabilizante de camadas granulares

Guthrie, Sebesta e Scullion (2002) citam que o cimento é adicionado ao pavimento durante o processo de reciclagem para aumentar a capacidade estrutural e durabilidade da camada reciclada. Teores de cimento mais elevados correspondem a maiores resistências, ensejando em camadas muito rígidas, frágeis e propensas ao trincamento. Por outro lado, baixos teores proporcionam estabilização insuficiente e podem gerar deflexões excessivas no pavimento sob as pesadas cargas de tráfego.

Segundo Crane *et al.* (2006), se for adicionado pouco cimento, a camada reciclada não será suficientemente estável, podendo fletir sob cargas de tráfego e levar o revestimento betuminoso aplicado sobre ela a entrar em fadiga. Como aglutinante de materiais de pavimento reciclado, o teor ótimo de cimento é função do tipo e granulometria do material e tem um impacto direto sobre a resistência da base reciclada (KALINSK; HIPPLEY, 2005).

Aranha (2013) observou ganho de resistência à tração com o aumento no teor de cimento das misturas recicladas. Segundo a autora, esse ganho está relacionado não só ao teor de cimento, mas também à diminuição da relação água/cimento e à redução do volume de vazios.

O efeito do teor de cimento em misturas do agregado da base com asfalto fresado também foi observado por Guthrie, Brown e Egget (2007). Os autores notaram um aumento da resistência à compressão simples de 0,43 MPa para 3,89 MPa quando o teor de cimento aumenta para 2%.

Guthrie, Sebesta e Scullion (2002) comentam que a tendência, nos últimos anos, tem sido a de reduzir os requisitos de resistência, diminuindo, assim, a quantidade de cimento

no material. O teor ótimo de cimento deve ser o suficiente para fornecer resistência necessária para suportar as cargas de tráfego e proporcionar durabilidade adequada para que suas propriedades não sejam gravemente afetadas pelos efeitos ambientais.

2.14 Escolha do tipo de cimento

A *Association Mondiale de La Route* - PIARC (2003) cita que, na reciclagem, a maioria dos cimentos disponíveis no mercado poderão ser usados e, em muitos casos, a escolha vai depender da sua disponibilidade e do preço. No entanto, faz as seguintes recomendações:

- quando existem disponíveis cimentos com diferentes classes de resistência, se deve dar preferência para os que possuem média resistência. Cimentos de elevada resistência não aumentam prazo de trabalhabilidade, não reduzem o calor de hidratação e nem minimizam o aparecimento de trincas por retração. Um cimento de alta resistência deve ser usado somente em situações especiais como em regiões de baixas temperaturas;
- o uso de cimentos de alta resistência pode resultar em teores muito baixos (entre 2 a 2,5% em peso em relação à massa seca). Embora seja possível atingir resistência mínima com baixos teores, não será possível garantir a homogeneidade da mistura entre o cimento e o material reciclado. Além disso, baixos teores de cimento exigirão aplicação do cimento na forma de uma lama. Um projeto de mistura com cimento de alta resistência resultará em um prazo de trabalhabilidade menor para fins de compactação;
- caso sejam usados cimentos de classe de resistência baixa ou intermediária, o teor de ligante, normalmente, varia entre 3% e 6%, o que não apresenta problemas no que diz respeito à homogeneidade da mistura.

Um dos principais desafios postos aos cimentos, na reciclagem, é aglutinar materiais heterogêneos existentes no pavimento e proporcionar durabilidade e estabilidade mecânica ao material reciclado. Em relação a isso, Nunes (2003) faz os seguintes comentários:

- a heterogeneidade dos materiais existentes na estrutura do pavimento é muito variável. Podem alterar significativamente de tipo e qualidade. Além disso, poderão existir

materiais contaminados com teores elevados de argila ou matérias orgânicas que, como se sabe, são inibidores da correta hidratação dos cimentos. Ainda poderá conter materiais com teores elevados de sulfato passíveis de redução da durabilidade do pavimento reciclado, caso não sejam tomadas algumas medidas preventivas;

- a presença do revestimento asfáltico irá, certamente, reduzir a capacidade de aderência da pasta de cimento aos agregados envoltos no CAP remanescente. O agravamento maior dessa situação ocorre, ainda mais, por causa da eventual necessidade de incorporação de materiais finos gerados pelo processo de fresagem, normalmente de fraca resistência mecânica e constituídos essencialmente por produtos betuminosos.

Paiva e Oliveira (2012) fazem algumas considerações acerca do tipo de cimento a ser utilizado:

- a escolha do ligante cimentício, em virtude da resistência, não deve ser critério prioritário para definir qual tipo de cimento deve empregado em obras de reciclagem, pois os cimentos com maiores resistências são aqueles citados pela literatura como sendo os responsáveis pela elevação do calor de hidratação e pela redução do tempo de pega. Nesse caso, para minimizar os efeitos da retração, é preferível adotar teores mais elevados de cimento CP III 32 do que baixos teores de cimento ARI (CP V);
- de maneira geral, é correto afirmar que cimento ideal para reciclagem é aquele que permite a realização do trabalho em um determinado prazo sem que haja prejuízo para a resistência final e a homogeneidade da mistura.

2.15 Avaliação das propriedades mecânicas do material reciclado com cimento

O conhecimento das propriedades mecânicas do material reciclado com cimento é de fundamental importância, tanto para elaboração do projeto de mistura quanto para definição das espessuras da camada reciclada e do revestimento betuminoso. Portanto, tais propriedades devem ser conhecidas antes do início da obra. Essa é a principal dificuldade com a reciclagem, tendo em vista a heterogeneidade dos materiais existentes no pavimento (PIARC, 2003).

As normas brasileiras sobre reciclagem com cimento apresentam intervalos de valores para Resistência à Compressão Simples – RCS que variam de 2,1 a 8,0 MPa, conforme mostra a Tabela 2.11.

Norma	RCS (MPa)
DER/PR ES-P 33/05 (DER-PR, 2005)	3,5 a 8,0
DER-SP ET-DE-P00/035 (DER-SP, 2006)	Não estabelece
DEINFRA-SC ES-P-09/12 (DEINFRA-SC, 2012)	2,1 a 2,5
DNIT 167/2013-ES (DNIT, 2013a)	2,1 a 2,5

Tabela 2.11 - Faixa de valores indicados para resistência à compressão simples de misturas recicladas com cimento relatadas pelas normas brasileiras

Luhr, Adaska e Halsted (2005), autores do *Guide to Full Depth Reclamation (FDR) With Cement*, sugerem que os valores de resistências estejam entre 2,1 e 2,8 MPa aos sete dias, enquanto Jofré; Kraemer e Minguela (1999), autores do “*Manual de Firmes Reciclados in situ con Cemento*”, indicam valores entre 2,5 e 3,5 MPa aos sete dias como sendo satisfatórios.

De acordo com as prescrições técnicas gerais para obras de reciclagem *in situ* do Ministério de Obras Públicas da Espanha PG-4 (2002), o material reciclado com cimento deverá apresentar uma resistência à compressão aos sete dias superior a 2,5 MPa e o módulo de elasticidade acima de 6.000 MPa para um teor mínimo de 3% de cimento.

A AUSTROADS (2002) associa valores de resistência à compressão simples aos 28 dias com o nível de cimentação do material, podendo ser classificados em: modificado, levemente cimentado e fortemente cimentado, conforme indicado na Tabela 2.12. Ainda sugere que os teores de cimento variem de 1,0% a 5,5% para materiais estabilizados, dependendo das características que se espera obter.

Nível de cimentação do material	Resistência à compressão simples (MPa)	Módulo Flexural (MPa)
Modificado	< 1,00	< 1000
Levemente cimentado	1,00 – 4,00	1500 – 3000
Fortemente cimentado	> 4,00	> 5000

Tabela – 2.12 - Classificação de materiais estabilizados quanto ao nível de cimentação

Fonte: AUSTROADS (2002).

Luvizão (2014) avaliou o desempenho do pavimento de uma rodovia após o processo de reciclagem com cimento. Em laboratório, avaliou o desempenho de misturas de material fresado e brita graduada, variando os teores de cimento (2%, 3% e 4%) para diferentes idades de cura (3, 7 e 28 dias) por meio de ensaios de resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral. Também avaliou o módulo de resiliente, variando os teores de cimento e as idades de cura, além da vida de fadiga da mistura reciclada com 3% de cimento aos 28 dias. A autora verificou que o aumento no teor de cimento tende a aumentar, também, a resistência à compressão simples e a resistência à tração por compressão diametral, da mesma forma, com o decorrer do tempo de cura, passa por um aumento na resistência com acréscimo mais acentuado nas idades iniciais. Os resultados parciais são apresentados na Tabela 2.15.

Gusmão (2008) apresentou um estudo acerca da evolução da resistência ao longo do tempo de misturas que simularam a reciclagem de pavimentos com adição de cimento. Foram utilizadas misturas de brita graduada e brita graduada mais material fresado, ambas com adição de cimento, ambas ensaiadas à compressão simples e tração por compressão diametral após 1, 3 e 28 dias de cura. Os teores de cimento utilizados variaram de 3% a 5%, em massa e a energia de compactação utilizada foi equivalente à Intermediária do ensaio de Proctor. Os corpos de prova para o ensaio de resistência à compressão simples foram moldados no cilindro de Proctor (pequeno). Os resultados encontrados pela autora são apresentados mais à frente na Tabela 2.15.

Aranha (2013) desenvolveu um estudo sobre reciclagem de solo-agregado com adição de cimento. Os materiais estudados foram provenientes da base de solo-brita de um trecho da BR-381/MG. A pesquisa foi dividida em duas frentes: estudos laboratoriais e estudos de campo. No estudo laboratorial foram utilizadas misturas com diferentes porcentagens de solo e brita, além de diferentes energias de compactação e teores de cimento. Foram moldados corpos de prova para realização de ensaios de resistência à tração por compressão diametral, resistência à compressão simples e de módulo de resiliência. Os tempos de cura dos corpos de prova foram de 3, 7 e 28 dias. Ocorreu uma verificação mostrando que a variação da energia de compactação não gerou ganho significativo de resistência à tração, porém, se mostrou eficiente quanto à compressão. Os resultados encontrados pela autora são apresentados parcialmente na Tabela 2.15.

Dellabianca (2004) estudou misturas de cascalho com material fresado, sendo o material fresado utilizado em diversas porcentagens (16%, 20%, 25% e 35%) para definição

do percentual ótimo de tal material. Foram estudadas misturas não estabilizadas e estabilizadas com cal ou cimento, ambas em teor igual a 2%, e a energia de compactação empregada foi igual à Intermediária do ensaio de Proctor. Durante a pesquisa, foram realizados ensaios de resistência à compressão simples, CBR, cisalhamento direto e de módulo de resiliência. Os resultados encontrados pela autora são apresentados na Tabela 2.9.

Taha *et al.* (2002) desenvolveram um estudo a partir da análise da RCS de misturas de fresado asfáltico (variando de 0 a 100%), agregado virgem e cimento (variando de 0 a 7%) aos 2, 7 e 28 dias de cura. Observaram que a resistência das composições aumentou com a adição de agregado virgem e cimento, assim como da elevação do tempo de cura. Além disso, eles realizaram uma análise de projeto de pavimentos e concluíram que podem ser empregadas bases recicladas com 100% de fresado desde que seja estabilizado com cimento. Verificaram, também, que a influência da adição de cimento é mais significativa do que a inclusão de agregado virgem.

Ma, Wang e Wei (2011) avaliaram ensaios de resistência à compressão simples aos 7 dias de cura, com e sem imersão prévia dos corpos de prova por 24 horas. Nessa investigação, os autores empregaram material fresado, solo argiloso e cimento, em diferentes percentuais. O teor de cimento variou entre 2 e 6% e as misturas foram constituídas por diferentes proporções de solo e material fresado. A partir dos resultados, a observação central trouxe a informação de que o cimento associado a menores quantidades de material fresado gera misturas mais resistentes. Quanto à imersão, ficou notável que é a responsável por reduzir a RCS, porém, quanto maior a quantidade de fresado e cimento, melhor a estabilidade da mistura frente à ação da água.

Sufian *et al.* (2009) estudaram a influência da adição de fresado e da variação da umidade em misturas recicladas com cimento e cal hidratada. Além do material fresado, os autores utilizaram BGS e 3% de cimento. Os ensaios realizados, em laboratório, verificaram o comportamento mecânico das misturas (RCS, RCD e módulo de resiliência diametral - MRD) com diferentes idades de cura, a partir da aplicação da energia Modificada. Foi verificado que o comportamento mecânico das misturas com cimento é superior às composições com cal e que o tempo de cura contribui com o ganho de resistência e rigidez. Os parâmetros de aceitação exigidos na Malásia são de 2 MPa para resistência à compressão simples, de 0,2 MPa para resistência à tração por compressão diametral e de 1.350 MPa para módulo de resiliência diametral.

Yuan *et al.* (2009) encontraram valor de resistência à compressão simples aos 7 dias de idade de 2,07 MPa, cujos teores de cimento variaram de 4%, 3% e 2% para misturas contendo 100%, 75% e 50% de material fresado, respectivamente.

Saha e Mandal (2017) realizaram estudo de laboratório com objetivo de melhorar a resistência de material fresado em termos de CBR. Para isso, formularam misturas com agregados, variando os teores de cimento entre 1%, 2%, 3%, 4%, 5% e 6% e percentuais de material fresado variando de 25%, 50% e 75%. Os valores de CBR contendo 100% de material fresado ficaram entre 20% (estabilizado com 1% de cimento) e 74% (estabilizado com 6% de cimento). Para as misturas estabilizadas com agregados, a melhor combinação em termos de menores consumos de cimento foi para as amostras contendo 25% de material fresado e 75% de agregados estabilizados com 2% do aglutinante, cujos valores de CBR foram superiores a 80%.

Yang e Wu (2014) avaliaram a resistência à compressão simples aos 7 dias de cura de misturas estabilizadas com cimento de material fresado, base granular e agregados novos para correção granulométrica. Esta avaliação teve, como objetivo, verificar qual a mistura ideal em função dos limites indicados pelo *Guide to Full Depth Reclamation (FDR) With Cement* (LUHR; ADASKA e HALSTED, 2005) que varia de 2,1 a 2,8 MPa. Para isso, os autores usaram cinco porcentagens de fresado (variando de 0 a 100%) e cinco teores de cimento (variando de 0,5 a 2,5%). Os resultados obtidos variaram entre 0,36 MPa (para misturas com 100% de fresado e 0,5% de cimento) e 5,15 MPa (composições com 100% de base e 2,5% de cimento). Os autores concluíram que a mistura ideal consistia em 2% de cimento e 50% de fresado. Ainda demonstraram que, ao acrescentar maiores teores de cimento, aumentam as possibilidades de ocorrência de trincas por retração.

Ji, Jiang e Liu (2015) estudaram o comportamento mecânico de misturas contendo material fresado, BGTC, agregado virgem e cimento, em diferentes proporções. O período de cura ocorreu entre 7 e 90 dias. As composições obtiveram adição de cimento de 3 e 4%, além de três percentuais diferentes de base, material fresado e três teores de agregado virgem adicional (0%, 20% e 40%). Os autores verificaram, nesse sentido, que a adição de cimento e agregados novos ocasiona ganho de resistência, mas, por outro lado, o acréscimo de material fresado reduz a resistência e rigidez das misturas. Em relação ao tempo de cura, observaram que quanto mais longo, favorece o aumento das resistências. Contudo, observaram uma desaceleração no ganho de resistência à compressão simples (RCS) a partir de 28 dias de cura e nos casos dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral (RCD) e módulo de

resiliência após os 60 dias. Observaram, ainda, que a RCD obtida gira em torno de 10% da RCS para as mesmas misturas.

Em relação à Resistência à Tração por Compressão Diametral, o Manual de Reciclagem Wirtgen (2012) sugere a realização desse ensaio apenas para avaliar a durabilidade do material reciclado contra os efeitos potencialmente destrutivos da carbonatação (reação química que ocorre em materiais cimentados responsável pelo aumento de volume), cujo valor mínimo de referência é de 0,25 MPa para 7 dias de cura.

Entre as normas brasileiras, a Especificação de Serviço DNIT 167/13 DNIT (2013), recomenda faixas de valores para Resistência à Tração por Compressão Diametral que pode variar de 0,25 a 0,35 MPa aos 7 dias de cura. A norma ES-P-09/12 (DEINFRA-SC, 2012) estabelece que a resistência à tração por compressão diametral aos 7 dias de cura deve ser superior a 0,25 MPa.

Isola *et al.* (2013) fizeram um estudo laboratorial contemplando as seguintes misturas: mistura 1 (70% de agregado fino e 30% de agregado graúdo), mistura 2 (50% agregado fino, 20% de agregado graúdo e 30% de fresado) e mistura 3 (10% de agregado fino, 20% de agregado graúdo e 70% de fresado). Os ensaios realizados consistiram na avaliação da resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral com o objetivo de se verificar o teor de cimento ideal para obter os parâmetros exigidos pela norma italiana ($2,5 \text{ MPa} \leq \text{RCS} \leq 4,5 \text{ MPa}$ e $\text{RCD} > 0,25 \text{ MPa}$ aos 7 dias de cura). O teor de cimento definido foi aquele que obteve RCS de 3 MPa aos 7 dias de cura, sendo que os resultados demonstraram que a quantidade necessária de cimento aumenta de acordo com a elevação da porcentagem de material fresado.

Piratheepan, Gnanendran e Lo (2010), realizaram ensaios de laboratório para avaliar a resistência à tração por compressão diametral, compressão simples e módulo de rigidez de uma base granular levemente cimentada. Nessa investigação, os CPs tinham 150 mm de diâmetro, entre 85 a 90 mm de altura, e foram moldados em um compactador giratório usando a energia modificada. O período de cura adotado foi de 28 dias e os teores de cimento variaram de 3%, 4% e 5%. Os autores criaram várias correlações envolvendo resultados obtidos nos ensaios e concluíram que o módulo de rigidez e a resistência à tração pode ser estimado de forma confiável a partir dos resultados de compressão.

Mínguela (2011) realizou ensaios de compressão simples (RCS), compressão diametral (RCD) em mistura de solos granulares e material fresado estabilizado com a adição de 3,5% de cimento. Os resultados médios encontrados para RCS foram 2,61 MPa, 3,17 MPa

e 3,96 MP para os períodos de cura de 7, 28 e 90 dias, respectivamente. Em relação ao ensaio de compressão simples, os resultados encontrados foram de 0,19 MPa, 0,26 MPa e 0,39 MPa para os períodos de cura de 7, 28 e 90 dias, respectivamente. O autor também realizou ensaios de módulo de resiliência em corpos de provas cilíndricos (\varnothing 15,24 cm \times 17,78 cm) e obteve valor médio de 2.663 MPa aos 7 dias de cura.

Em relação ao módulo de resiliência, Thakur e Han (2017) afirmam que o desempenho de misturas de material fresado e materiais da base do pavimento estabilizadas com cimento depende de vários fatores como do teor de umidade, peso específico, tipo agregado, características do material fresado, granulometria da mistura, temperatura do ensaio, módulo de finura, percentual de ligante encontrado no fresado e idade de cura.

Pasche (2016) realizou ensaios de MRD em misturas de material fresado e pó de pedra estabilizadas com 3%, 5% e 7% de cimento. A faixa de valores variou de 5.400 MPa à 11.800 MPa. O autor observou que o módulo tem um aumento linear em relação ao aumento da quantidade de cimento. Além disso, o referido autor comenta que, para um mesmo teor de cimento e acrescentando a energia de compactação, aumenta o valor do módulo. Entretanto, vale ressaltar que não é desejável o aumento exacerbado da rigidez de misturas cimentadas, pois pode ensejar na ruptura da camada reciclada sob baixos níveis de deformação.

Fedrigo (2015) encontrou valores muito elevados de módulo de resiliência que variaram entre 10.390 MPa a 25.719 MPa e teores entre 2% e 4% de cimento para período de cura de 3, 7 e 14 dias. Luvizão (2014) executou ensaio de módulo aos 7, 28 e 90 dias de cura, variando teores de cimento entre 2% e 4% e encontrou faixa de valores variando entre 394 e 2028 MPa.

Dellabianca (2004) fixou o período de cura dos corpos de prova em sete dias e o teor de cimento em 2% em peso. Fazendo isso, o autor encontrou valores de módulo variando entre 400 e 800 MPa. Na literatura internacional, o *Manual de Firmes Reciclados in situ con Cemento* que tem, como autores, Jofré, Kraemer e Minguela (1999), sugere valores típicos de módulo variando entre 600 e 1000 MPa.

O *Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas - CEDEX* (2003) cita que, em geral, os materiais tratados com cimento apresentam um comportamento elástico marcadamente linear, pelo menos até atingir uma porcentagem importante de sua tensão de ruptura. Seu módulo de elasticidade pode ser considerado praticamente constante na faixa de tensões em que eles tendem a trabalhar. De acordo Jofre, Kraemer e Minguela (1999), os valores usuais do módulo elástico (dinâmico) dos materiais tratados com cimento podem

variar de 5.000 MPa a 8.000 MPa para um solo cimento de materiais granulares e de 8.000 MPa a 18.000 MPa para uma mistura estabilizada de cascalho e cimento.

Segundo Miller *et al.* (2012), a adição de cimento aumenta a resistência e a rigidez da base reciclada, oferecendo maior suporte estrutural e maior proteção ao subleito. Entretanto, o uso de grandes quantidades de cimento pode gerar materiais excessivamente rígidos que exibem um comportamento frágil sob as cargas de tráfego, aumentando a possibilidade de aparecimento de trincas à medida que se aumenta a rigidez. Portanto, o conhecimento da vida de fadiga das camadas recicladas com cimento é imprescindível, especialmente em situações em que a camada reciclada se apoie em subleitos fracos.

Com o advento de programas de computadores para calcular tensões e deformações em camadas de pavimento, vários pesquisadores desenvolveram modelos mecanicista-empíricos para prever a vida de fadiga das camadas estabilizadas quimicamente. A seguir são apresentados quatro modelos publicados na literatura internacional para predizer a vida de fadiga destas camadas:

No modelo da *American Coal Ash Association*, originalmente desenvolvido para misturas estabilizadas com pozolana, a vida de fadiga da camada estabilizada está relacionada à relação de tensões (relação entre a tensão de tração aplicada e a resistência à tração na flexão) como mostra na Equação 2.1 (SCULLION, 1993).

$$N_f = 10^{\left(11.207 - 11.494 \times \left(\frac{\sigma_t}{R}\right)\right)} \quad \text{Equação 2.1}$$

Em que:

N_f = número de ciclos;

σ_t = tensão de tração horizontal na parte inferior da camada estabilizada (psi);

R = resistência à tração na flexão da camada estabilizada (psi).

No método **australiano**, a vida de fadiga da camada estabilizada com cimento é dependente do módulo do material e da tensão de tração horizontal indicada em projeto (AUSTROADS, 1992). Equação 2.2:

$$N_f = \left(\frac{X}{\varepsilon_t} \right)^{18} \quad \text{Equação 2.2}$$

Em que:

N_f = número de ciclos;

X = valor selecionado da Tabela 2.13;

ε_t = tensão de tração horizontal na parte inferior da camada estabilizada ($\mu\varepsilon$).

E_2 (ksi)	X
> 1000	148
\leq 1000	177
\leq 750	196
\leq 500	228
\leq 250	300

Tabela 2.13 - Valores para X

O modelo proposto pelo **NCHRP** - *National Cooperative Highway Research Program* para prever a vida de fadiga de materiais quimicamente estabilizados é representado pela Equação 2.3 (NCHRP, 2004a):

$$\log N_f = \frac{0,972(\beta_{c1}) - \frac{\sigma_t}{R}}{0,0825 \times (\beta_{c2})} \quad \text{Equação 2.3}$$

N_f = número de ciclos;

R = resistência à tração na flexão da camada estabilizada (psi);

σ_t = tensão de tração horizontal na parte inferior da camada estabilizada (psi);

$\beta_{c1} = 1,0645$ (fator de calibração de campo);

$\beta_{c1} = 0,9003$ (fator de calibração de campo).

Os valores referentes aos fatores de calibração de campo foram fornecidos pelo software *Cement-Treated Base Design* desenvolvido pelo *Texas Transportation Institute*

(TTI, 2005). Alternativamente, os valores de ambos fatores podem ser especificados como 1.0 (NCHRP, 2004b).

O modelo **sul-africano** é descrito nas Equações 2.4 e 2.5 para valores fortemente e fracamente materiais cimentados, respectivamente (SCULLION, 1993):

$$N_f = 10^{9,1 \times \left(1 - \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_b}\right)} \quad \text{Equação 2.4}$$

Em que:

N_f = número de ciclos;

ε_t = tensão de tração horizontal na parte inferior da camada estabilizada ($\mu\varepsilon$);

ε_b = tensão de ruptura ($\mu\varepsilon$), conforme indicado na Tabela 2.14.

A Equação 2.4 se aplica para materiais com valores de resistência à compressão simples, variando entre 2,75 MPa a 11,72 MPa

$$N_f = 10^{7,19 \times \left(1 - \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_b}\right)} \quad \text{Equação 2.5}$$

Em que:

N_f = número de ciclos;

ε_t = tensão de tração horizontal na parte inferior da camada estabilizada ($\mu\varepsilon$);

ε_b = tensão de ruptura ($\mu\varepsilon$), conforme indicado na Tabela 2.14.

A Equação 2.5 se aplica para materiais com valores referentes à resistência à compressão simples inferiores a 2,75 MPa.

Resistência à compressão simples (MPa)	Tipo de material	tensão de ruptura ($\mu\varepsilon$)
6,2 a 11,72	Pedra britada	145
2,75 a 6,2	Pedregulho/cascalho	120
1,37 a 2,75	Cascalho	125
0,69 a 1,37	Cascalho	145

Tabela 2.14 - Valores para tensão de ruptura

Há pouca pesquisa publicada no Brasil sobre comportamento à fadiga de misturas estabilizadas de material fresado, base de pavimento e cimento. Dentre os trabalhos publicados é relevante destacar os seguintes autores:

- Luvizão (2014) que propôs um modelo de comportamento à fadiga de uma mistura de brita graduada (BGS) e asfalto fresado, estabilizada com 3% de cimento, curado com 28 dias. O método empregado foi o ensaio de compressão diametral de carga repetida sob tensão controlada;
- Castañeda (2016) apresentou equação de fadiga de misturas constituídas por asfalto fresado (20%, 50% e 70%), brita graduada e cimento Portland (teores de 2% e 4%). A metodologia adotada foi a resistência à tração na flexão de vigotas com dimensões 10 cm x 10 cm x 40 cm, curadas por, pelo menos, 28 dias. A aplicação da carga foi no modo de tensão controlada e o sistema de carregamento usado é conhecido como fadiga a 4 pontos. O autor apresentou vários modelos de fadiga em virtude das tensões e deformações de tração inicial, além da energia dissipada inicial.

As expressões 2.6 e 2.7 representam as equações de fadiga propostas por Luvizão (2014) e Castañeda (2016), respectivamente:

$$N = 21,961 .SR^{-18,887} \quad [2.6]$$

Em que:

N = Número de ciclos de aplicação de carga;

SR = Razão entre tensões.

$$N = 1,95E^{-08} * \sigma^{-11,6} \quad [2.7]$$

Em que:

N = Número de ciclos de aplicação de carga;

σ = Tensão de tração na flexão.

O modelo apresentado na Equação 2.10 se aplica ao modelo de fadiga para uma mistura de brita graduada simples com 20% de asfalto fresado e estabilizada com 2% de cimento.

Gnanendran e Piratheepan (2010) propuseram um modelo para prever a vida de fadiga de materiais granulares levemente cimentados a partir de dados experimentais obtidos em ensaios cíclicos de tração indireta (compressão diametral). As relações empíricas propostas comparam, traçando pontos em comum, a tensão de tração aplicada com a resistência à tração do material (relação SR - *Stress Ratio*), conforme indicado na Equação 2.8 que será apresentada abaixo.

$$S_{\varepsilon} = -8.109 \times 10^{-8} N_f + 0,713 \quad \text{Equação 2.8.}$$

Em que:

N_f = número de ciclos;

S_{ε} = relação entre tensões (SR).

O modelo proposto teve a sua obtenção a partir de uma relação linear com coeficiente de regressão alto ($R^2 = 0,9148$). Segundo o autor, esse coeficiente é razoavelmente bom para caracterização de materiais granulares levemente cimentados.

É importante ressaltar que a AUSTROADS (2008) apresenta dois protocolos de ensaios distintos para determinar a vida de fadiga de materiais levemente cimentados: ensaios dinâmicos de flexotração em corpos de provas prismáticos ou ensaio de resistência à tração indireta em corpos de prova cilíndricos.

Foley e A.S.E Group (2001) e Gnanendran e Piratheepan (2008) recomendam o emprego do ensaio dinâmico de resistência à tração por compressão diametral para determinação do comportamento à fadiga, devido às dificuldades de preparação e manuseio das vigotas confeccionadas a partir de materiais granulares estabilizados com baixos teores de cimento.

As Tabelas 2.15 e 2.16 apresentam resultados obtidos por pesquisadores sobre as propriedades mecânicas do material reciclado com cimento.

Autor	Tipo de material de base	Teor de cimento (%)	Percentual de fresado (%)	Energia de compactação	Idade de cura (dias)	RCS (MPa)	RCD (MPa)	MR (MPa)	
Dellabianca (2004)	Cascalho Laterítico	2	35	Intermediária	3	0,70	-	400 - 800	
					7	090	-		
					28	1,3	-	-	
Gusmão (2008)	Brita Graduada Simples	3	40	Intermediária	28	2,11	0,42	-	
			50			2,09	0,39	-	
			60			2,09	0,38	-	
Oliveira (2003)	Solo-cimento	3	30	Normal	7	2,41	-	-	
						4	2,53	-	-
						5	2,82	-	-
	Cascalho laterítico	3	85	Normal	7	1,33	-	-	
						4	1,82	-	-
						5	2,11	-	-
Paiva e Oliveira (2012)	Solo-cimento	3	30	Modificada	7	2,47	0,22	-	
Trichês <i>et al.</i> (2013)	Brita Graduada Simples	2	30	Intermediária	7	0,86	0,22	-	
						3	1,31	0,31	-
						4	2,02	0,57	-
	Brita Graduada Simples	2	25	Modificada	7	1,24	0,27	2.669	
						3	1,74	0,35	3.212
						4	2,05	0,53	4.685
Luvizão (2014)	Brita Graduada Simples	2	Não informado	Modificada	7	1,67	0,26	837	
						3	1,85	0,36	935
						4	2,01	0,53	1.203
Fedrigo (2015)	Brita Graduada Simples	4	20	Intermediária	7	3,03	0,47	16.231	
			50			2,83	0,51	13.548	
			4	20	Modificada	7	4,77	0,90	19.727
				50			4,43	0,74	18.528

Tabela 2.15 - Propriedades mecânicas do material reciclado com cimento
Fonte: Adaptado de Fedrigo (2015).

Autor	Tipo de material de base	Teor de cimento (%)	Percentual de fresado (%)	Energia de compactação	Idade de cura (dias)	RCS (MPa)	RCD (MPa)	MR (MPa)
Sufian <i>et al.</i> (2009)	Brita Graduada simples	3	25	Modificada	1	2,42	0,22	8.124
					2	2,84	0,23	9.093
					3	3,07	0,26	10.409
					7	3,37	0,34	12.447
					28	6,03	0,47	15.500
		3	50	Modificada	1	1,66	0,22	6.186
					2	1,70	0,29	7.527
					3	1,92	0,29	8.347
					7	1,98	0,37	10.807
					28	3,84	0,51	12.149
		3	75	Modificada	1	1,56	0,18	3.130
					2	1,64	0,26	4.621
					3	1,75	0,34	7.006
					7	1,83	0,48	8.720
					28	2,75	0,55	-
		3	100	Modificada	1	0,40	0,14	1.267
2	0,65				0,17	2.012		
3	0,67				0,20	3.130		
7	0,90				0,31	4.472		
28	1,10				0,44	5.962		
Guthrie e Brown (2009)	Remoldagem de base Reciclada com cimento e Material fresado	2	-	Modificada	7	1,88	-	-
		4	-	Modificada	7	2,67	-	-
Minguela (2011)	Solo granular	3,5	35	Modificada	7	2,61	0,19	-
					28	3,17	0,26	-

Tabela 2.16 - Propriedades mecânicas do material reciclado com cimento
Fonte: Adaptado de Fedrigo (2015).

2.16 Análise geral das referências selecionadas

Na revisão bibliográfica, foram identificadas fontes das seguintes origens:

- Especificações ou normas brasileiras: 10;
- Especificações ou normas estrangeiras: 19;
- Artigos de congresso ou revistas brasileiras: 9;
- Teses e dissertações brasileiras: 34;
- Artigos de congresso ou revistas internacionais: 51;
- Teses e dissertações estrangeiras: 13.

Foi abordado que o comportamento do material reciclado com cimento está submetido a uma série de variáveis inerentes ao material (granulometria, tipo de material da base, plasticidade, percentual de capa asfáltica, atividade do CAP etc.) e, também, fatores extrínsecos como prazo de trabalhabilidade do cimento, energia de compactação, dimensões e geometria dos corpos de prova, teor de cimento e do tempo de cura. Além disso, os protocolos de ensaios e suas variáveis também influenciam nos resultados (tipo e taxa de carregamento aplicado ao corpo de prova, amplitude, frequência e nível de tensão) que, associados às características do material, implicará uma gama muito grande de resultados. Assim, esses fatores contribuem para dispersão nos valores das diferentes propriedades mecânicas do material reciclado.

Diversos pesquisadores estrangeiros citados na revisão bibliográfica Taha, Basma e Al-Turk (1999); Sufian *et al.* (2009); Yuan *et al.* (2011); Saha e Mandal (2017); Thakur e Han (2017); Miller *et al.* (2012); Ma *et al.* (2011); Yang e Wu (2014); Ji, Jiang e Liu (2015); e Isola *et al.* 2013) estudaram as propriedades mecânicas do material de base reciclada com cimento. De maneira geral, existe uma tendência no aumento da rigidez e nos valores de resistência com a elevação da energia de compactação ou com o crescimento do percentual de cimento. Por outro lado, à medida que se eleva o percentual de asfalto fresado na mistura, a rigidez do material e os valores de resistência tendem a reduzir.

A partir da consulta realizada com ajuda da literatura internacional foi possível estabelecer o programa experimental pretendido para avaliar as propriedades mecânicas da mistura de fresado e cascalho laterítico estabilizada com cimento que consistem na realização dos seguintes ensaios de laboratório:

Caracterização dos materiais coletados no pavimento (cascalho laterítico e material fresado) propõe a realização de ensaios:

- Avaliação das propriedades físicas do material fresado, conforme sugere Chesner *et al.* (1998);
- Avaliação das propriedades do cascalho laterítico, de acordo com as metodologias usuais empregadas no país.

Escolha do tipo de cimento Portland, propõe a realização do ensaio de resistência à compressão simples, conforme testes realizados por Ma *et al.* (2011), Guthrie, Sebesta e Scullion (2002) e outros pesquisadores citados.

Análise do percentual de material fresado propõe a realização do ensaio “resistência à tração na flexão” conforme protocolo de ensaios AP-T101/108 (AUSTROADS, 2008).

Avaliação do comportamento da fração fina do cascalho propõe a realização dos ensaios tradicionais e também a metodologia MCT. Além disso, é necessário avaliar o comportamento volumétrico da fração fina frente à ação da água. Para isso, como referência, foi utilizada a norma australiana AS 1141.53 (*Standards Austrália*, 1996) prevista no *Mix design for stabilised pavement materials - Publication AP-T16* (AUSTROADS, 2002).

Avaliação do desempenho da mistura estabilizada de cascalho, material fresado e cimento, propõe a realização dos seguintes ensaios:

- resistência à compressão simples: Ma *et al.* (2011);
- resistência à tração por compressão diametral: Sufian *et al.* (2009);
- módulo de resiliência: ensaios cíclicos de tração indireta, Sufian *et al.* (2009), Liebenberg e Visser (2003), Khattak e Alrashidi (2006), Nunes, Bridges e Dawson (1996) e Nunes (1997);
- comportamento à fadiga: ensaios cíclicos de tração indireta (compressão diametral), conforme recomendado por Gnanendran e Piratheepan (2010).

MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Considerações iniciais

Este capítulo apresenta os materiais e métodos utilizados para avaliar a efetividade do uso do cimento para estabilizar misturas granulares contendo cascalho com finos lateríticos e resíduos de fresagem de um trecho de pavimento danificado.

Foi desenvolvida uma pesquisa exploratória, realizada em laboratório, usando amostras de capa asfáltica fresada e base de cascalho laterítico extraídos por processo mecanizado (fresagem e escavação) do pavimento de um trecho da BR-153/GO. O cimento utilizado nesta pesquisa proveio do comércio local.

Com base na literatura consultada, foram determinadas as principais variáveis envolvidas na formulação de misturas recicladas com cimento e na estabilização cimentícia de solos granulares sensíveis à presença de água. Nesse sentido, houve a seleção de ensaios de laboratório necessários para a investigação: (a) misturas estabilizadas de material fresado, cascalho laterítico e cimento foram submetidas a ensaios tecnológicos para avaliar suas resistências à compressão simples e diametral, módulo de resiliência e comportamento à fadiga; (b) os finos do cascalho laterítico tiveram seu comportamento caracterizado pela realização de ensaios de perda de massa por imersão, ascensão capilar, expansão, absorção e CBR, com amostras de cascalho “in natura” e estabilizada com cimento nos teores 1%, 2% e 3%.

3.2 Coleta das amostras dos materiais

Os materiais ensaiados foram colhidos em poços de inspeção e furos de sondagem a trado. Essa atividade preliminar permitiu avaliar visualmente a condição estrutural do pavimento deteriorado, suas características físicas, espessuras das camadas que o constituem e executar ensaios “*in situ*” a partir da abertura realizada ao longo de todas as camadas com o emprego de ferramentas como pá e picareta. Na sequência foi possível definir a estrutura existente como sendo um pavimento flexível, constituído por camada granular de base, sub-base de solos estabilizados granulometricamente e revestimento asfáltico em CAUQ (concreto asfáltico usinado a quente).

A determinação do peso específico aparente “*in situ*” da camada granular teve a sua realização mediada pelo método do frasco de areia - DNER ME 092 (ABNT, 1994f). Também foi determinado o teor de umidade do cascalho usando o método da frigideira.

Além da determinação da massa específica “*in situ*” das camadas granulares, também foram extraídos corpos de prova da capa asfáltica, com o auxílio de sonda rotativa, para determinação em laboratório da densidade aparente do material, conforme a norma ME 117 (DNER, 1994g).

3.3 Etapas de Investigação

A metodologia experimental utilizada neste trabalho de investigação é composta por 5 etapas que se encontram apresentadas de forma esquemática nas figuras 3.1, 3.2, 3.3, 3.4 e 3.5.

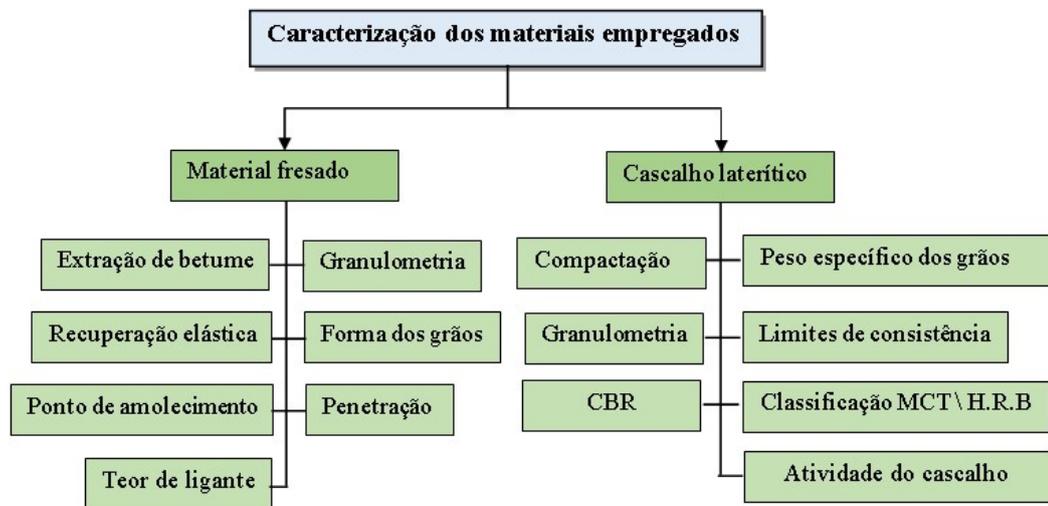


Figura 3.1 - Ensaio para avaliação das propriedades geotécnicas da amostra de cascalho (etapa 1)

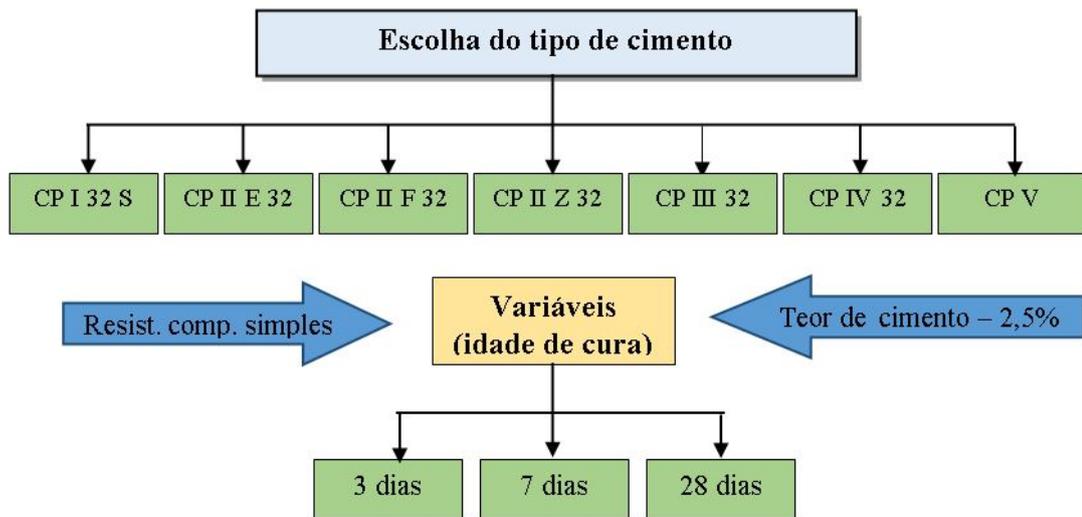


Figura 3.2 - Ensaio para escolha do tipo de cimento (etapa 2)

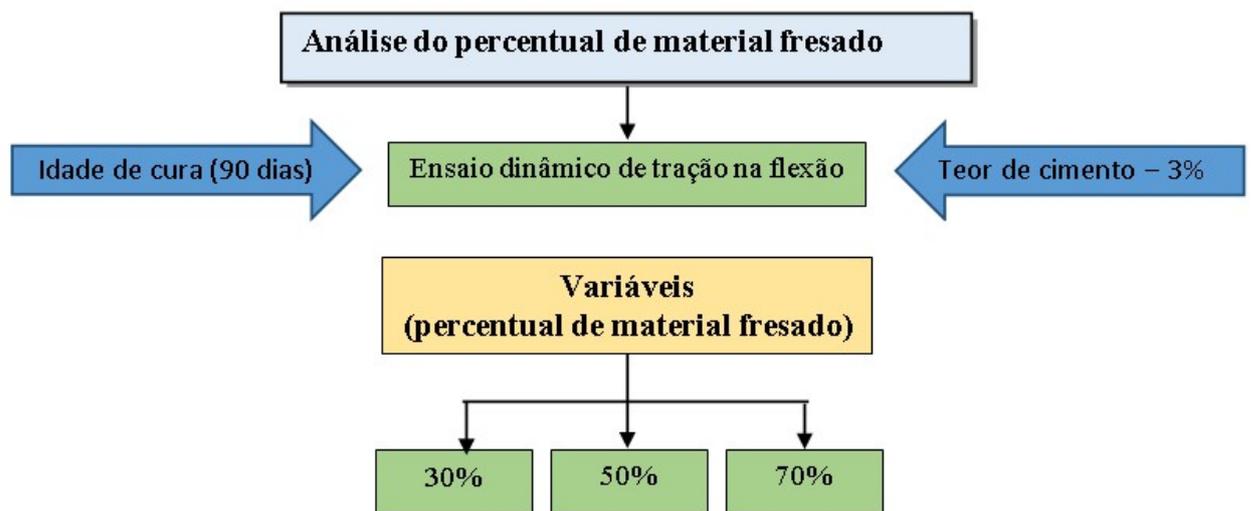


Figura 3.3 – Ensaio para análise do percentual do material fresado (etapa 3)

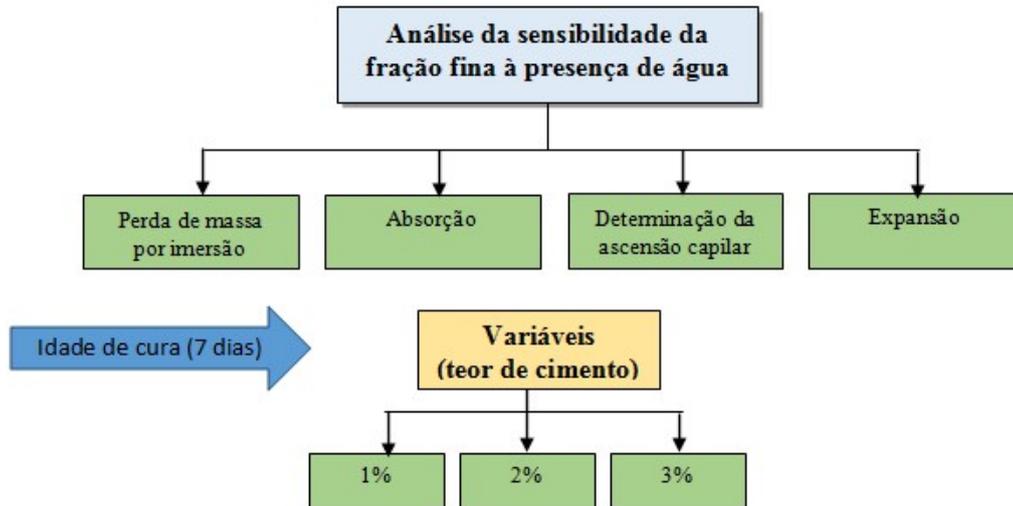


Figura 3.4 – Ensaio para avaliação do comportamento da fração fina do cascalho (etapa 4)

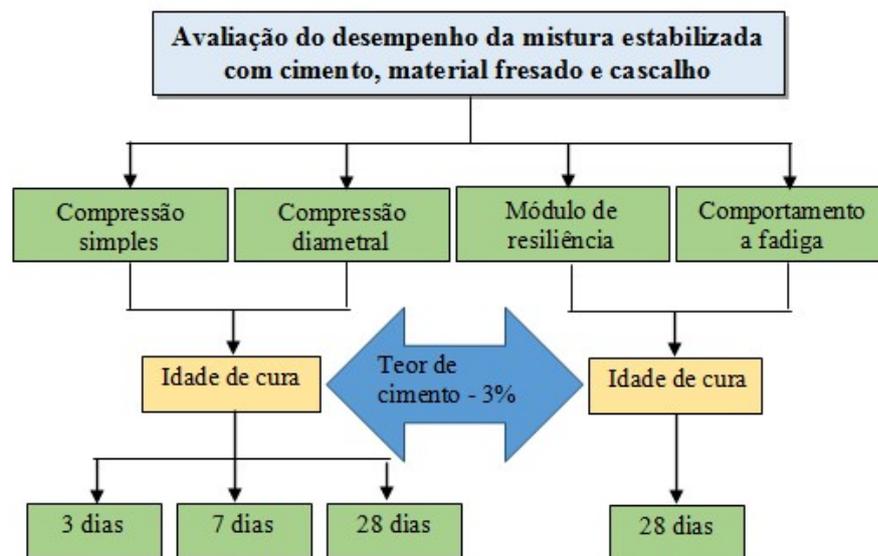


Figura 3.5 – Ensaio para avaliação do desempenho da mistura estabilizada com cascalho, material fresado e cimento (etapa 5)

As etapas da pesquisa apresentadas e os procedimentos de ensaios empregados são descritos a seguir.

Na etapa 1, **caracterização dos materiais empregados**, o teor de ligante do material fresado foi definido usando, como referência, a norma ASTM D 2172-11, método B. A análise granulométrica teve a sua realização pautada de acordo com as prescrições da norma

NBR NM 248 (ABNT, 2003) e a classificação da forma dos grãos seguiu a metodologia proposta pela NBR 7809 (ABNT, 2006g). Foi empregado o método Abson da ASTM D-1856-95 e AASTHO T-170-93 para recuperação e subsequente caracterização do asfalto extraído das amostras. O ponto de amolecimento foi determinado segundo a norma NBR 6560, (ABNT, 2016c) e a recuperação elástica pela ASTM D 6084-04.

Para caracterização da amostra de cascalho, o material foi preparado conforme recomendações da norma NBR 6457 (ABNT, 2016a). A análise granulométrica foi realizada por peneiramento e sedimentação atendendo às prescrições da NBR 7181 (ABNT, 2016e); o peso específico dos grãos foi determinado de acordo com a NBR 6508 (ABNT, 1984); os limites de consistência seguiram os procedimentos previstos nas normas NBR 6459 (ABNT, 2016b) e NBR 7180 (ABNT, 2016d). O peso específico aparente seco máximo e a umidade ótima tiveram como base a NBR 7182 (ABNT, 2016f) e o CBR seguiu as prescrições da norma NBR 9895 (ABNT, 2016h). A amostra do solo (cascalho) foi classificada segundo metodologia MCT e AASHTO.

Na etapa 2, **escolha do tipo de cimento Portland**, foram empregados sete tipos de cimentos comercializados no mercado nacional: os cimentos CP I 32 S, CP II E 32, CP II F 32, CP II Z 32, CP III 32, CP IV 32 e CP V. A escolha do cimento mais adequado ocorreu com base nos resultados de resistência à compressão simples, conforme procedimento previsto na norma ME 091 (DNER, 1994e).

A etapa 3, **análise do percentual de material fresado**, foi realizada a partir da comparação dos resultados de ensaios de flexotração realizados em corpos de provas prismáticos (10x10x40cm) também chamadas de vigotas. O método escolhido foi o ensaio dinâmico de tração na flexão sob regime de tensão controlada. Os testes foram baseados no protocolo de ensaio AP-T101 (AUSTROADS, 2008), com algumas modificações em razão da inexistência de metodologia referente ao ensaio, no Brasil, para determinação da resistência à fadiga de misturas estabilizadas de material fresado, cascalho e cimento.

A etapa 4 consistiu na **análise da sensibilidade da fração fina do cascalho à presença de água** e teve, como objetivo, verificar a efetividade do estabilizante na mitigação dos danos causados à base de cascalho laterítico estabilizado granulometricamente pelo excesso de água, a partir dos seguintes ensaios:

- perda de massa por imersão de acordo com a norma ME 256 (DNER, 1994k);

- determinação da ascensão capilar, expansão e absorção: o procedimento adotado teve, como foco principal, a norma AS1141.53 (*Standards* Austrália, 1996);
- CBR, conforme procedimentos previstos na norma NBR 9895 (ABNT, 2016h).

A etapa 5, **Avaliação do desempenho da mistura estabilizada de cascalho, material fresado e cimento** teve, como objetivo, avaliar se os percentuais propostos para a dosagem da mistura entre o cascalho, material fresado e cimento qualificam essa mistura para ser usada como base de pavimento rodoviário.

O desempenho das misturas produzidas nessa etapa foi avaliado com base nos resultados obtidos nos seguintes ensaios:

- resistência à compressão simples, segundo a norma ME 091 (DNER, 1994e);
- resistência à tração por compressão diametral, de acordo com as prescrições contidas no método de ensaio ME 136 (DNIT, 2016b);
- módulo de resiliência, tomando-se como referência a norma ME 135 (DNIT, 2010a);
- comportamento à fadiga, usando ensaios cíclicos de tração indireta conforme previsto na metodologia proposta no método de ensaio ME 135 (DNIT, 2010a).

Esta pesquisa previa, inicialmente, uma sexta etapa na qual a mistura estabilizada seria executada por reciclagem profunda do pavimento com adição de cimento em um trecho deteriorado da BR-153/GO. O objetivo era avaliar, em um experimento de campo, o desempenho real da nova base reciclada. Porém, não foi possível a realização dessa etapa da pesquisa por falta de recursos.

3.4 Materiais

3.4.1 Cascalho laterítico e material fresado

Conforme citado anteriormente, neste trabalho foram utilizadas capa asfáltica fresada e base de cascalho laterítico provenientes do pavimento de um trecho da BR-153/GO no município de Piracanjuba. Nessa região, a precipitação pluviométrica anual é de aproximadamente 1.400 mm, temperatura média 23,4 °C, resultando em um clima tropical úmido com duas estações bem definidas: chuvosa (novembro a março) e seca (abril a outubro) (INMET, 2017).

Primeiramente, a remoção do revestimento asfáltico com auxílio de uma fresadora até atingir a camada da base foi realizada. Após isso, houve o recolhimento da amostra da

capa asfáltica fresada e, em seguida, a limpeza da superfície para evitar a contaminação do solo com resíduos de fresagem. Cumprida essa atividade, a fresadora de asfalto cortou a base na profundidade de 14 cm para permitir a extração desse material (Figura 3.6).



Figura 3.6 – Extração da amostra da base de cascalho laterítico

As amostras foram recolhidas separadamente e enviadas ao laboratório onde os ensaios foram realizados.

3.4.2 Cimento Portland

Nesta pesquisa, o cimento Portland CP II E de classe de resistência intermediária (classe 32) foi selecionado. Essa seleção ocorreu após um estudo comparativo com outros cimentos disponíveis no mercado brasileiro. De acordo com a norma brasileira para cimento Portland composto, NBR 11578 (ABNT, 1997), os cimentos CP II (modificados) são aglomerantes hidráulicos obtidos pela moagem de clínquer ao qual se adiciona sulfatos de cálcio. No caso do CP II E 32, é um cimento composto por clínquer e gesso (56% a 94%), escória de alto forno (6% a 34%) e material carbonático (0% a 10%).

Esse tipo de cimento reúne as características desejáveis para emprego em obras de reciclagem de pavimento, pois apresenta boas resistências iniciais e baixo calor de hidratação. Dessa forma, permite realizar o trabalho dentro de um prazo preestabelecido, minimizando os efeitos da retração de origem térmica, sem prejuízo para resistência final e a qualidade da mistura.

3.5 Desenvolvimento

3.5.1 Caracterização dos materiais empregados

Um estudo de laboratório foi utilizado para avaliar as propriedades das amostras de material fresado e do cascalho laterítico extraído do pavimento da BR-153/GO.

O material fresado recebeu caracterização a partir da determinação do teor de ligante, granulometria e classificação da forma dos grãos. Também foi realizado ensaio de extração de betume com o objetivo de caracterizar as seguintes propriedades físicas: penetração, ponto de amolecimento e recuperação elástica. Para isso, o método Abson foi utilizado – procedimento AASHTO T 170 (1993) e ASTM D 1856 (1995). O ligante envelhecido recebeu uma extração utilizando o extrator Soxhlet e, depois de recuperado, combinando o aquecimento controlado e adição de CO₂, possibilitou o arraste do solvente até restar apenas o ligante asfáltico para determinação de suas propriedades físicas.

Para caracterizar a amostra de cascalho, ensaios de granulometria foram realizados, peso específico real dos grãos, limites de consistência, atividade do cascalho, classificação do solo segundo metodologia MCT e AASHTO, compactação e CBR.

3.5.2 Classificação expedita dos grupos MCT pelo Método das Pastilhas

O método expedito ou da pastilha, especificação DERSA (2006), foi o procedimento escolhido para fazer a classificação geotécnica do cascalho segundo metodologia MCT - Miniatura, Compactado, Tropical, usada para classificação de solos tropicais.

O objetivo dessa avaliação se centrou em enquadrar o solo estudado na classificação MCT e poder confirmar suas propriedades de natureza laterítica. Fortes, Neto e Merighi (2002) citam que essa metodologia tem sido empregada com sucesso para a caracterização geotécnica e seleção de solos a serem empregados em camadas de pavimento. Esse procedimento simples, que emprega técnicas rápidas, eficazes e de baixo custo para a caracterização das propriedades geotécnicas do solo com vistas à pavimentação, também foi adotado por Trichês e Dal Pai (2006) em uma investigação para classificar um solo do município de São Francisco do Sul/SC.

3.5.3 Escolha do tipo de cimento

Foram testados sete tipos de cimento (CP I S, CP II E, CP II F, CP II Z, CP III, CP IV e CP V, todos de classe de resistência 32) e a escolha se deu a partir dos resultados obtidos nos ensaio de resistência à compressão simples, norma DNER 091 (1994e). Os corpos de prova foram rompidos com as idades de 3 dias, 7 dias e 28 dias.

Nessa avaliação, arbitrou-se o teor de cimento em 2,5%, considerando que a prática recomenda a utilização de teores de cimento ao redor de 3% para atingir valores de resistência à compressão simples aos 7 dias de cura superiores a 2,1MPa (SPECHT; PIRES; CRONST, 2013).

A mistura granular foi dosada usando 33% em peso de material fresado e 67% em peso de cascalho laterítico. Sobre a massa seca dessa mistura, aconteceu a aplicação do teor de cimento supracitado. Na sequência, houve a realização do ensaio de compactação da mistura, de acordo com a norma ME 164 (DNIT, 2013a), usando a energia modificada.

Os corpos de prova foram moldados de acordo com os parâmetros ótimos obtidos no ensaio de compactação: peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{smáx}$) e umidade ótima (ω_{ot}), sendo compactados em forma cilíndrica (10 × 20) por processo dinâmico em cinco camadas iguais, aplicando 41 golpes por camada com um soquete de massa igual 4,54 kg caindo da altura de 45,72 cm.

Foram mantidas condições de igualdade a todos CPs em termos de granulometria, teor de umidade, teor de cimento, inclusive, todos os corpos de prova foram compactados pelo mesmo operador. Esse cuidado foi tomado para assegurar a equidade entre os CPs no momento da confrontação dos resultados.

Para cada tipo de cimento foram moldados 9 corpos de prova para rompimento com as respectivas idades: 3 dias, 7 dias e 28 dias perfazendo um total de 63 corpos de prova que foram curados em câmara úmida à temperatura de 22°C e umidade relativa do ar em 96%. É necessário enfatizar a adoção de um procedimento semelhante àqueles empregados nas pesquisas de Luvizão (2014), Aranha (2013) e Fedrigo (2015).

3.5.4 Análise do percentual de material fresado

O percentual de material fresado usado nas misturas foi estudado em duas etapas. Na primeira etapa ocorreu a comparação dos resultados de ensaios de flexotração de vigotas estabilizadas com solo, cimento e três percentuais de material fresado: 30%, 50% e 70% (Etapa 3).

As vigotas foram submetidas ao carregamento no terço médio (ensaio dos dois cutelos) em uma zona de momento fletor constante (terço central). Os estudos realizados avaliaram o número de ciclos necessários para levar à ruptura, por fadiga, corpos de provas prismáticos biapoiados, solicitados por carregamento cíclico no meio do vão. Essa etapa teve sucesso para avaliar se o ensaio de flexotração era adequado para caracterizar a resistência de misturas com diferentes teores de fresado.

Nessa fase inicial da primeira etapa foi usado um solo laterítico coletado na base do pavimento da rodovia estadual SP-079 na região de Campinas. A fração fina da amostra desse solo é semelhante ao do cascalho usado nesta pesquisa que foi empregado para permitir avaliar a contribuição de outro tipo de solo. A participação de material fresado variou para os seguintes percentuais: 30%, 50% e 70% e o teor de cimento teve a sua fixação feita em 3% em peso.

Para a realização desse estudo foram moldadas vigotas com as seguintes dimensões: $10 \times 10 \times 40$ cm, cuja geometria foi baseada na norma Australiana AS-1012.11 – *Standards Austrália* (2000).

Tais medidas estão associadas ao diâmetro máximo admissível. A norma brasileira que define a sistemática de ensaio para resistência à tração na flexão de corpos de prova de concreto, NBR 12142 (ABNT, 2010), referenciada pela norma que define procedimentos para moldagem e cura, NBR 5738 (ABNT, 2003), indica a utilização de amostras prismáticas nas quais os corpos de prova deverão ter seção quadrada de aresta igual à dimensão básica “d” e comprimento, no mínimo, igual a $3d+50$ mm. A norma NBR 5738 (ABNT, 2003) estabelece, ainda, que a dimensão básica do corpo de prova deverá atender à seguinte expressão:

$$d \geq 3D$$

Em que:

d = dimensão básica do corpo de prova (no caso 10 cm);

D = Dimensão máxima característica do agregado.

Considerando que a granulometria do material empregado, nesta pesquisa, passa, no mínimo, 95% na peneira # 1” (25,4 mm), a recomendação acima referenda às dimensões escolhidas para vigota e atende ao propósito deste programa experimental.

As vigotas foram moldadas por meio de compactação estática (pressão). A técnica empregada foi uma adaptação do método de compactação por compressão da Norma Britânica BS 1377-4 (*British Standards*, 1990). Antes, porém, houve um ensaio de compactação dinâmica na energia modificada para cada percentual de material fresado adotado para fins de determinação do peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{sm\acute{a}x}$) e da umidade ótima (ω_{ot}), conforme prescrito na norma ME 164 (DNIT, 2013a).

A avaliação do comportamento à fadiga foi adaptada do protocolo de ensaios AP-T101 (AUSTROADS, 2008) devido à inexistência de metodologia no Brasil para avaliar comportamento à fadiga na flexotração dinâmica de materiais estabilizados com cimento.

Na segunda fase da primeira etapa dessa pesquisa exploratória, que consistiu na avaliação da resistência à fadiga de misturas constituídas por outros tipos de solos estabilizados granulometricamente com material fresado e 3% de cimento, foi abandonada devido a grande disparidade de resultados e da perda de alguns CPs, tendo em vista que o ensaio de flexotração não se mostrou adequado para misturas estabilizadas com os teores de cimento utilizados e suas baixas resistências obtidas neste estudo. Os ensaios realizados com o solo coletado na rodovia paulista foram repetidos para o cascalho laterítico.

Na segunda etapa, a proporção de fresado, na mistura, foi definida no valor fixo de 33% que corresponde a espessura constante da capa asfáltica que deveria ser incorporada na futura mistura reciclada no trecho da via considerada (Etapas 2 e 5), conforme descrito a seguir:

- a) as espessuras de capa asfáltica eram muito variáveis nos locais onde foram abertos os poços de inspeção. Por essa razão, a opção foi pela fresagem parcial da capa asfáltica com o objetivo de uniformizar a espessura remanescente em 6 cm e, assim, assegurar uma proporção fixa de asfalto fresado no projeto de dosagem;
- b) o desbaste prévio da capa asfáltica favorece o ajuste da geometria do pavimento, reduzindo o desnível entre pista/acostamento, após finalizadas as operações de compactação da base reciclada e aplicação do novo revestimento asfáltico;
- c) a espessura remanescente (6 cm) corresponde a 33% de asfalto fresado conforme indicado na Figura 3.8 e na Tabela 3.1 Com esse percentual foi possível adequar a granulometria da mistura, pois a combinação dos materiais resultou em um novo

material com a curva granulométrica bem centrada na faixa estabelecida pelo DNIT para obras de reciclagem (Norma DNIT 167/2013b ES). Portanto, não foi necessário adição de agregados novos para promover correção granulométrica.

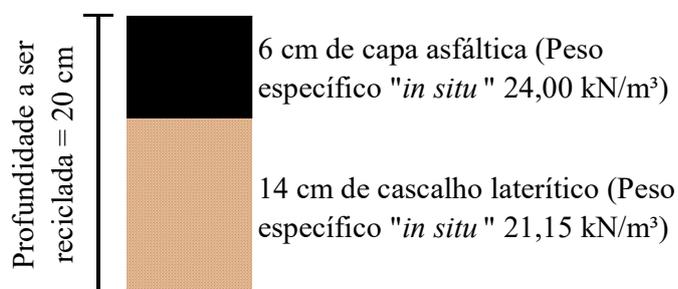


Figura 3.7 – Espessura de corte da reciclagem

Camada	Peso específico "in situ" (kN/m ³)	Espessura (m)	Massa (kN/m ²)	Proporção em massa (%)
Capa asfáltica	24,00	0,06	0,06 x 24,00 = 1,44	33
Base de cascalho	21,15	0,14	0,14 x 21,15 = 2,96	67
Total		0,20	4,40	100

Tabela 3.1 – Determinação dos percentuais que compõem a mistura da capa e base

Dessa forma, foi possível admitir que a porcentagem de material fresado na mistura seria correspondente a uma espessura de capa asfáltica de 6 cm e que espessuras maiores seriam desbastadas previamente mediante fresagem do pavimento.

3.5.5 Análise da sensibilidade da fração fina do cascalho à presença de água

A sensibilidade da fração fina do cascalho laterítico à presença de água foi avaliada por meio do ensaio de perda de massa por imersão em amostras de solo fino estabilizado com cimento.

A perda de massa por imersão é uma das propriedades dos solos tropicais compactados. Esse parâmetro é determinado de acordo com a norma ME 256 (DNER, 1994k). Os corpos de prova foram moldados segundo metodologia mini-Proctor. O método

segiu os procedimentos prescritos na norma ME 254 (DNER, 1997) e não houve reuso de material.

A norma supracitada não prevê o emprego de energia de compactação modificada para moldar corpos de provas miniatura e, por esse motivo, foi necessário adaptar o número de golpes aplicados para atingir a referida energia. Essa adequação aconteceu para padronizar a energia de compactação usada nas moldagens dos corpos de prova dessa pesquisa.

As amostras foram moldadas usando o cascalho na condição “*in natura*” e estabilizado com 1%, 2% e 3% de cimento, a fim de avaliar o ganho de melhoria do comportamento da base estabilizada à medida que se acrescentava maiores percentuais de estabilizante ao material.

A quantidade de cimento foi definida em porcentagem relativa à massa seca de solo. Os materiais foram misturados, umedecidos e compactados sem período de repouso. Essa etapa se baseou em obter três corpos de prova em diferentes umidades (ramo seco, ramo úmido e um ponto intermediário) para reproduzir, em laboratório, uma situação típica que ocorre em campo com a variação de umidade da camada de cascalho laterítico.

As amostras foram compactadas pelo método mini-Proctor em duas umidades distintas para cada amostra. Os corpos de prova contendo cimento foram mantidos nos moldes cilíndricos em cura selada com plástico dentro de caixa de isopor. Além da perda de massa por imersão, o foco, nesta investigação, foi o ensaio que verifica a ascensão capilar, expansão e absorção de materiais cimentados usando a norma AS1141.53 (*Standards* Austrália, 1996). Tal procedimento foi adotado nas pesquisas de Fedrigo (2015) e Kleinert (2016).

Esse ensaio permite simular a situação de nível d'água em contato com a face inferior da base de cascalho laterítico. Simões (1987) comenta que a variação de umidade do material pela infiltração de águas pluviométricas é a mais comum seguida pela elevação do nível do lençol freático, como também em alguns casos o efeito de sua ascensão capilar. O autor comenta que, no caso do material vir a ser potencialmente expansivo, a sua expansão poderá se manifestar quando houver disponibilidade de água ocorrendo gradiente que origine sua movimentação ou pela atuação de um ou mais grupos de mecanismos.

O emprego de solos granulares contendo finos lateríticos seja na condição natural, seja estabilizado com cimento, impõe a necessidade de um estudo mais detalhado de suas propriedades geotécnicas, considerando parâmetros como ascensão capilar, expansão e absorção, pois refletem no comportamento e na durabilidade da base do pavimento em estudo.

Esse método consistiu na compactação de corpos de prova (3 por situação), pesagem, determinação da altura e do diâmetro. Amostras do material “*in natura*” e estabilizadas com 1, 2 e 3% de cimento foram moldadas. O molde utilizado para confecção dos corpos de prova foi o cilindro Proctor Normal e os CP’s estabilizados com cimento permaneceram em câmara úmida para um período de cura de 7 dias. Após o período de cura, os corpos de prova foram secos em estufa até constância de massa (temperatura entre 50 e 60°C), sendo as medidas do diâmetro da base e massa determinadas. Em seguida, os corpos de prova foram colocados, com a base para baixo, em um recipiente com uma lâmina d’água mantida a uma altura igual a 1 cm. Posteriormente, a evidência foi a determinação da altura de ascensão da água nos corpos de prova. Além disso, determinaram a altura total, o diâmetro da base e a massa dos corpos de prova. O intervalo de tempo para realização das leituras foi de 24 horas após exposição do CP à lâmina d’água por 72 horas. Para cada parâmetro foram realizadas três leituras, sendo calculada a média dessas.

Também ocorreu a determinação do valor de CBR para cada um dos pontos da curva de compactação para simular as condições de campo e avaliar a capacidade de suporte da base de cascalho laterítico em virtude da variação do teor de umidade.

3.5.6 Avaliação do desempenho da mistura estabilizada com cimento, material fresado e cascalho

Moldagem dos corpos de prova

Os corpos de prova usados para realização dos ensaios de compressão simples, compressão diametral, módulo de resiliência e fadiga foram constituídos por misturas contendo 33% em peso de material fresado e 67% em peso de cascalho laterítico. Foi aplicada, sobre a massa seca dessa mistura, 3% em peso de cimento. As misturas foram compactadas de acordo com os parâmetros ótimos obtidos no ensaio de compactação: peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{sm\acute{a}x}$) e umidade ótima (ω_{ot}). Os materiais usados na confecção da mistura passam pela abertura da peneira de $\frac{3}{4}$ ” (19,05mm) em conformidade com a norma ME 164 (DNIT, 2013a).

Antes de proceder a mistura, os materiais foram secados, pesados, separados e acondicionados em quantidades específicas (material fresado e solo laterítico) em sacos plásticos, devidamente identificados e fechados, até o início da homogeneização dos materiais, deixando a adição de cimento e de água para o momento da mistura.

Com a mistura homogeneizada, as quantidades necessárias, para cada camada, foram pesadas e compactadas até se atingir a altura desejada a fim de alcançar a massa específica aparente seca máxima obtida no ensaio de compactação. Após a confecção de cada corpo de prova, uma amostra de material para verificação da umidade foi coletada.

Resistência à compressão simples

A resistência à compressão simples teve sua determinação pautada segundo a metodologia indicada na norma ME 091 (DNER, 1994e). Os corpos de prova cilíndricos (10 × 20 cm) foram moldados por meio de compactação dinâmica (energia modificada) aplicada em um certo número de camadas previamente determinado. A quantidade de material úmido adicionado por camada e o número de golpes dados foram ajustados para reproduzir o peso específico aparente seco máximo obtido no ensaio de compactação ME 164 (DNIT, 2013), conforme procedimento adotado por Fedrigo (2015) e Kleinert (2016).

Adotou-se três idades de cura, sendo iguais a 3 dias, 7 dias e 28 dias para avaliar o ganho de resistência em função do tempo de cura.

Resistência à tração por compressão diametral

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral foi realizado em corpos de provas moldados segundo metodologia Marshall e seguiu as prescrições do método de ensaio ME 136 (DNIT, 2010b) desenvolvido para misturas asfálticas.

Esse ensaio é muito usado no Brasil e no exterior para misturas estabilizadas com cimento. Vários autores estrangeiros e brasileiros Piratheepan, Gnanendran e Lo (2010); Gnanendran e Piratheepan (2010); Specht (2000); Sanbonsuge (2013); Trindade *et al.* (2003); Fedrigo (2015); e Kleinert (2016) utilizaram essa metodologia em suas pesquisas. A aplicação da carga gera um esforço de tração na parte inferior do corpo de prova que permite avaliar a máxima tensão de tração a que o material cimentado pode ser submetido.

A mistura granular passou por uma dosagem usando 33% em peso de material fresado e 67% em peso de cascalho laterítico. Posteriormente, sobre a massa seca dessa mistura, foi acrescentado 3% em peso de cimento. A compactação dos corpos de prova foi realizada em uma única camada, compactando-o em suas duas faces. O objetivo era atingir a altura desejada, de forma alcançar o peso específico aparente seco máximo obtido no ensaio de compactação - ME 164 (DNIT, 2013a). Foi necessário, para isso, aplicar 40 golpes por

face sobre o material úmido (o número de golpes recebeu uma determinação, experimentalmente, por meio de testes, até se alcançar a massa específica aparente seca máxima desejada). Luvizão (2014) adotou o mesmo procedimento para moldagem dos corpos de prova usados em sua pesquisa.

Os tempos de cura corresponderam a 3 dias, 7 dias e 28 dias para avaliar o ganho de resistência em função da idade das amostras.

Módulo de resiliência

Os valores de módulo foram determinados por meio do ensaio de compressão diametral, conforme descrito no método de ensaio ME 135 (DNIT, 2010a). Os corpos de prova foram compactados em molde Marshall e a idade de cura das amostras foi de 28 dias.

No Brasil, não há método específico para obtenção do Módulo de Resiliência (MR) de solos estabilizados com cimento e, por essa razão, vários autores como Sanbonsuge (2013), Fedrigo (2015) e Kleinert (2016) realizaram seus experimentos norteados pela metodologia citada acima.

Nesse ensaio é previsto que os corpos de provas vão ser testados na idade de 28 dias de cura. Os demais procedimentos de dosagem, moldagem, desmoldagem e processo de cura foram os mesmos adotados para o ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RCD).

O ensaio de módulo foi realizado nas seguintes condições:

- Frequência do carregamento: 1 Hz;
- Tempo de aplicação da carga: 0,1s;
- Tempo de repouso: 0,9s;
- Temperatura de ensaio: 25° C;
- Pressão de confinamento: sem confinamento;
- Número de ciclos: o valor de módulo era calculado a cada 100 ciclos;
- Carga aplicada: 100 N (equivale aproximadamente a 20% da tensão de ruptura obtida no ensaio de RCD).

Comportamento à fadiga

O ensaio cíclico de tração indireta (compressão diametral) foi a técnica empregada para determinar o comportamento à fadiga das amostras cilíndricas.

Os procedimentos adotados para dosagem, moldagem, desmoldagem e processo de cura dos corpos de provas foram os mesmos adotados para os ensaios de MR e RCD. O período de cura das amostras foi de 28 dias conforme recomendação dada pela AUSTROADS (2008) para ensaios de fadiga que utilizam a tração indireta. A aparelhagem utilizada, durante essa avaliação, foi a mesma do ensaio de módulo de resiliência

Os testes foram realizados à tensão controlada. Passaram pelo teste 23 corpos de prova e cada um foi submetido a um carregamento cíclico com um nível de tensão correspondente a uma parcela da resistência à tração da mistura até a sua ruptura. Para isso, uma relação SR (*Stress Ratio*), que é a relação entre tensão de tração aplicada / resistência à tração do material e variou entre 85% e 95%, foi estabelecida. A temperatura de ensaio foi mantida em torno de 25 °C e a frequência de 1 Hz.

Observou-se que o processo contínuo de enrijecimento e o possível aparecimento de microfissuras nos corpos de prova já teriam sido finalizados após o período de cura e que a troca de umidade das amostras com o ambiente teve pouca influência nos resultados de fadiga.

Gnanendran e Piratheepan (2008) também estudaram o comportamento à fadiga de um material granular levemente cimentado utilizando o ensaio cíclico de tração indireta. Os autores verificaram que os resultados apresentaram pouca alteração com a variação do teor de umidade dos corpos de prova em torno da umidade ótima.

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 Considerações iniciais

Neste capítulo são apresentados resultados obtidos no presente estudo, comentários e discussões acerca destes e comparações com dados obtidos em outras pesquisas semelhantes. A apresentação dos resultados segue a mesma ordem da metodologia experimental.

Este estudo pretendeu estudar um procedimento construtivo para reciclagem com cimento de um pavimento deteriorado existente com capa asfáltica e base estabilizada granulometricamente através de ensaios de laboratório. Portanto, os resultados encontrados são comparados a exigências de especificações técnicas, além de outras pesquisas similares para avaliar a sua viabilidade técnica de uma futura aplicação real.

4.2 Caracterização dos materiais empregados

Na abertura realizada no pavimento, houve a verificação de que o revestimento em CAUQ apresenta uma espessura típica de 12 cm, embora tenham sido encontradas, em outros furos de inspeção abertos na rodovia, maiores espessuras. As camadas de base e sub-base constituídas por solo granular apresentaram espessura agregada na ordem de 40 cm.

Além disso, o material se encontrava com excesso de umidade em decorrência da infiltração de água através das trincas visíveis da capa asfáltica (Figura 4.1).



Figura 4.1 - Base com excesso de umidade em decorrência da infiltração de águas através da capa asfáltica

Os materiais estudados são representados por amostras recolhidas em poços de inspeção. Esses poços apresentaram a seguinte constituição média (Tabela 4.1):

Camada	Espessura (cm)	Peso específico “ <i>in situ</i> ” (kN/m ³)	Umidade (%)
Revestimento asfáltico	12	24,00	-
Base	20	21,15	11,80
Sub-base	20	21,09	11,23
Subleito	-	17,60	9,41

Tabela 4.1 - Dados obtidos na abertura do poço de inspeção

A determinação da densidade aparente do revestimento asfáltico, cujo valor é de 24,00 kN/m³, se deu pela média dos resultados obtidos em cinco corpos de prova extraídos do pavimento.

A caracterização dos materiais empregados que, corresponde à Etapa 1 da metodologia experimental, consiste na avaliação das propriedades das amostras de material fresado e da base do pavimento (cascalho laterítico), provenientes da rodovia BR-153/GO.

Primeiramente serão apresentados os resultados do material fresado que consistiram na granulometria, classificação da forma dos grãos, teor residual de betume e as propriedades físicas do ligante recuperado.

4.2.1 Material fresado

- **Granulometria**

A análise granulométrica foi realizada em três amostras distintas de modo a obter uma curva média representativa do material a estudar, conforme indicado na tabela 4.2.

Peneiras		Massa retida (g)	% retido	% Retido acumulado	% passante
Número	(mm)				
3"	75	0	0	0	100,0
2"	50	0	0	0	100,0
1 1/2"	37,5	0	0	0	100,0
1"	25,4	615,53	12,1	12,1	87,9
3/4"	19,1	283,90	5,6	17,7	82,3
3/8"	9,5	621,58	12,2	29,9	70,1
Nº 4	4,75	1.566,80	30,8	60,7	39,3
Nº 8	2,36	679,04	13,3	74,0	26,0
Nº 10	2,0	435,01	8,6	82,6	17,4
Nº 16	1,18	364,84	7,2	89,8	10,2
Nº 30	0,6	215,73	4,2	94,0	6,0
Nº 40	0,425	162,13	3,2	97,2	2,8
Nº 50	0,3	63,91	1,3	98,5	1,5
Nº 100	0,15	48,00	0,9	99,4	0,6
Nº 200	0,075	25,44	0,5	99,9	0,1

Tabela 4.2 – Resultado médio da granulometria do material fresado

Peso seco = 5.087 g

A Figura 4.2 apresenta a distribuição granulométrica do material fresado usando, como referência, as peneiras recomendadas pela norma de reciclagem com adição de cimento (DNIT, 2013b). Analisando a tabela, é possível notar que parte da curva granulométrica do material extrapola os limites inferiores da faixa, sendo, portanto, necessário introduzir agregados adicionais para promover o ajuste granulométrico do material fresado.

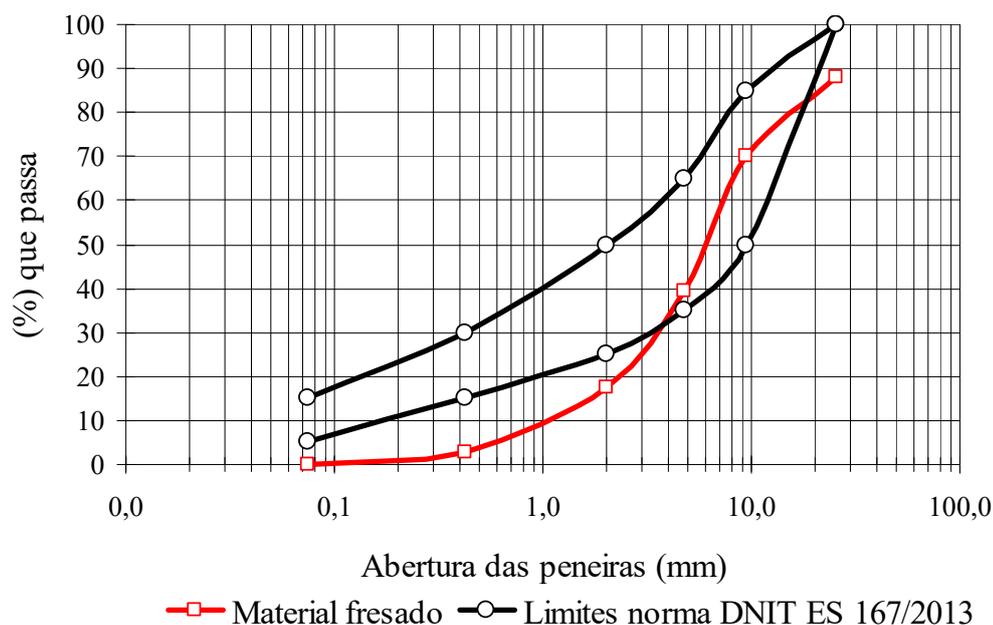


Figura 4.2 - Curva granulométrica do material fresado

- **Classificação da forma dos grãos do fresado**

A análise foi realizada com paquímetro, medindo comprimento, largura e altura de cada grão para classificá-lo como cúbico, alongado, lamelar e alongado lamelar. Os resultados são apresentados em porcentagem e representam a média dos valores obtidos, conforme indicado na Tabela 4.3.

Classificação da forma das partículas do RAP (%)		
Cúbica	Alongada	Lamelar
32	0	68
40	0	60

Tabela 4.3 – Média dos valores obtidos na avaliação da forma dos grãos

- **Teor de ligante no material fresado**

No processo de extração do ligante asfáltico ocorreu o trabalho com o aparelho extrator Soxhlet e constatação de que a amostra de material fresado empregado apresenta 4,70 % de ligante asfáltico em sua composição obtido pela média dos teores de duas amostras.

- **Propriedades físicas do ligante recuperado**

O ensaio de penetração determina a consistência do ligante à temperatura de 25°C e está diretamente relacionado à propriedade de rigidez do revestimento asfáltico. Nessa investigação, o resultado da penetração das amostras foi determinado a partir da média de três leituras e o valor encontrado de 20 mm/10.

A determinação do ponto de amolecimento é mais uma medida empírica da consistência do ligante. Esse parâmetro está associado às deformações plásticas do revestimento asfáltico, pois quanto menor o ponto de amolecimento, maior será a possibilidade de ocorrência de deformações. Os pontos de amolecimentos foram obtidos a partir da média de duas temperaturas e apresenta valor de 57°C.

O ensaio de recuperação elástica foi realizado a 25°C, ou seja, um parâmetro importante para avaliar a suscetibilidade do revestimento asfáltico a deformações permanentes. Nessa investigação não foi possível medir esse parâmetro, pois o ligante asfáltico recuperado não demonstrou potencial de recuperação. Os resultados obtidos serão apresentados na Tabela 4.4 presente abaixo.

Ensaio	Metodologia	Resultados médios
Penetração	NBR 6576/07	20 (mm/10)
Ponto de amolecimento	NBR 6560/16	57 °C
Recuperação elástica	ASTM D 6084-04	0%

Tabela 4.4 - Resultados obtidos da caracterização do ligante

- **Análise dos resultados obtidos**

De acordo com a norma americana D 2487-17 (ASTM, 2006), a amostra de material fresado pode ser classificada como um cascalho bem graduado com areia (GW). Analisando a sua curva granulométrica, é possível observar que se trata de um material com um coeficiente de uniformidade (Cu) em torno de 9,8. O mesmo pode se enquadrar na faixa de pedregulhos bem-graduados, mas desprovido de partículas menores de 0,075 mm. Em particular, os finos que passam na peneira N° 200 são inferiores a 1%. Isso ocorre porque essas partículas são aglutinadas pelo ligante asfáltico. Além disso, a deficiência de partículas passando na peneira N° 40 é notória, assim como foi observado no estudo desenvolvido por Rathje *et al.* (2002).

O efeito aglutinante do CAP também se manifesta em parcela expressiva de partículas maiores que são constituídas predominantemente por grumos de asfalto. Todavia, não aconteceu a verificação da presença de placas de capa asfáltica na amostra que poderiam, eventualmente, dificultar o processo de compactação da mistura do material fresado, cimento e cascalho.

De acordo com Yuan *et al.* (2011), as propriedades do material fresado são regidas pela temperatura e pelas operações de trituração e velocidade do equipamento de fresagem. Em relação a isso, a percepção de que o processo de trituração/desagregação da capa asfáltica não foi eficaz para obtenção de uma curva granulométrica que se enquadrasse na faixas recomendadas pela especificação 167/2013-ES (DNIT, 2013b) é concreta, pois o material passante na peneira nº 10 ficou fora dos limites estabelecidos da referida norma.

Em campo, pode-se tentar reduzir o diâmetro do material fresado, aplicando maior velocidade de corte e menor velocidade de deslocamento (BONFIM, 1999). Essa seria uma forma de tentar aumentar a quantidade de material passante na peneira nº 10.

Quanto à forma dos grãos, uma predominância de partículas lamelares que tendem a reduzir a parcela de imbricamento entre os grãos é notável. Sobre isso, Cooley (2005) destaca que as propriedades mecânicas da base reciclada apresentam melhor desempenho quando há maior atrito interno entre as partículas, pois favorece o aumento da sua capacidade de suporte.

Do ensaio de extração de betume, a conclusão é que o percentual médio de ligante equivale a 4,7%. O valor obtido está próximo do valor encontrado por Moreira (2006) que foi 4,4% em média. Os percentuais encontrados por Fedrigo (2015) variaram entre 4,16% e 5,23%, próximos ao valor encontrado por Kleinert (2016) por meio da amostra de material fresado obtido em uma rodovia paulista igual a 4,91%. Outros autores brasileiros como Pires (2014) e Queiroz (2011) encontraram valores médios entre 4,81% e 6,0%. Em contraste, Dellabianca (2004) encontrou valores variando entre 7% e 8% que podem ser considerados elevados quando comparados aos percentuais de ligantes comumente usados em projeto de dosagem de concreto asfáltico.

O teor de betume encontrado, nessa avaliação, se enquadrou na faixa de valores típicos indicado por Chesner *et al.* (1998) que, normalmente, varia entre 4,5% e 6% em peso. O resultado da penetração do ligante recuperado também se enquadrou na faixa de valores típicos indicado pelo referido autor cujos valores variam de 10 a 80 mm/10.

De igual forma, se enquadraram na faixa de valores encontrados por Yuan *et al.* (2011), cujos percentuais de betume variaram entre 3,1% e 5,7% em amostras que passavam na peneira de ½” e ficavam retidas na peneira Nº 4. De acordo com os autores, a variação do percentual de ligante não teve impacto considerável nas propriedades mecânicas das misturas de material fresado tratadas com cimento.

Considerando a divisão proposta por Suebsuk, Suksan e Horpibulsuk (2014), onde fixaram o teor de asfalto em 3,5% como ponto de transição de resistências, o teor de ligante obtido nesta tese está inserido na zona denominada de deterioração em que há uma tendência para diminuição da resistência da mistura quando o teor de betume é superior a 3,5%.

Em relação às propriedades físicas do ligante recuperado não foi possível identificar o tipo de CAP usado na confecção do CAUQ que deu origem ao material fresado. Entretanto, o valor da penetração se apresentou baixo e o ponto de amolecimento elevado quando comparado com a faixa de valores da especificação de material para Cimento Asfáltico de Petróleo - EM 95 (DNIT, 2006b). Essa combinação sinaliza que a capa asfáltica é antiga e talvez oxidada, conforme observado por Chesner *et al.* (1998). Do ponto de vista operacional, a rigidez da capa asfáltica favorece a trituração, pois quanto mais rígida, mais fácil será o processo de fragmentação da capa asfáltica pelo equipamento de reciclagem.

Ainda em relação às propriedades físicas do ligante, não foram encontrados trabalhos publicados na literatura em que os autores tenham utilizado esses parâmetros para avaliar os efeitos que eles exercem no comportamento mecânico de misturas estabilizadas de material fresado, cascalho e cimento.

Pelos resultados obtidos, a constatação é de que o ligante investigado, nesta pesquisa, se encontra inativo com pouca ou nenhuma adesividade e não apresenta potencial para exercer influência no processo de aglutinação das partículas pelo cimento e nem na compactação das misturas, conforme observado por Chesner *et al.* (1998) em ligantes com características similares.

4.2.2 Cascalho laterítico

- **Granulometria**

A análise granulométrica foi realizada em três amostras distintas de modo a obter uma curva média representativa do material a estudar, conforme indicado na Tabela 4.5.

Peneiras		Massa retida (g)	% retido	% Retido acumulado	% passante
Número	(mm)				
3"	75	0	0	0	100,0
2"	50	0	0	0	100,0
1 1/2"	37,5	0	0	0	100,0
1"	25,4	126,70	2,5	2,5	97,5
3/4"	19,1	320,25	6,3	8,8	91,2
3/8"	9,5	586,92	11,6	20,4	79,6
Nº 4	4,75	988,26	19,5	39,9	60,1
Nº 10	2,0	684,18	13,5	53,4	46,6
Nº 16	1,18	245,80	4,9	58,3	41,8
Nº 30	0,6	377,57	7,5	65,7	34,3
Nº 40	0,425	121,63	2,4	68,1	31,9
Nº 50	0,3	326,89	6,5	74,6	25,5
Nº 100	0,15	253,91	5,0	79,6	20,4
Nº 200	0,075	154,07	3,0	82,6	17,4
Fundo		879,66	17,4	100,0	0,0

Tabela 4.5 - Resultado médio da granulometria do cascalho laterítico

Peso seco = 5.068 g

Também foi verificada a adequação do cascalho aos limites estabelecidos pela faixa granulométrica da especificação de reciclagem com adição de cimento – ES 167/2013 (DNIT, 2013), conforme mostra a Figura 4.3. Nessa verificação foram consideradas apenas as peneiras recomendadas pela referida norma. Observa-se, assim como no material fresado, que parte da curva granulométrica do cascalho extrapola os limites da faixa (o limite superior), sendo, portanto, necessário introduzir agregados adicionais para promover o ajuste granulométrico do cascalho.

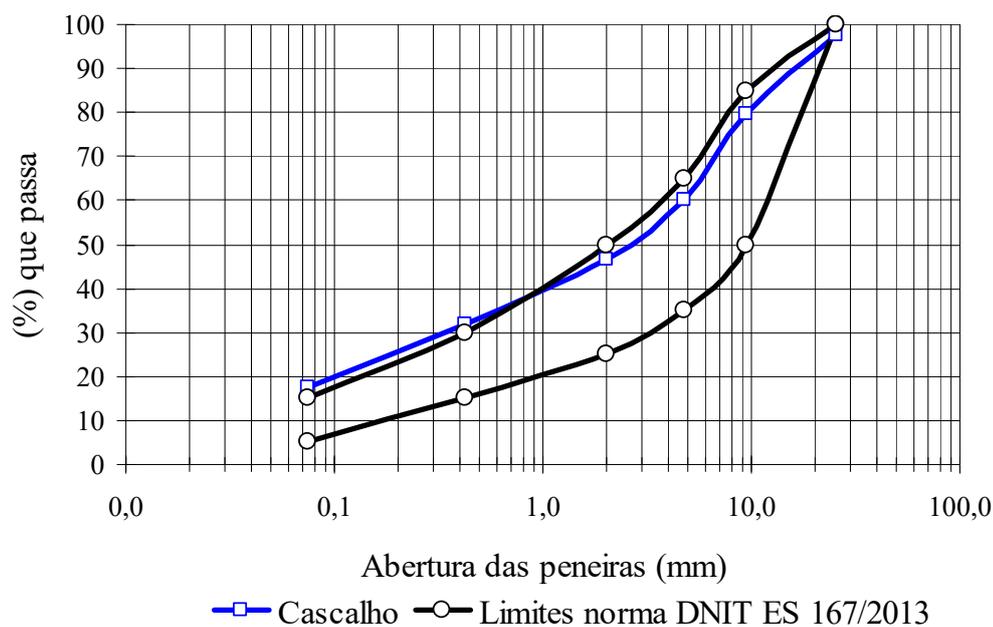


Figura 4.3 – Curva granulométrica do cascalho laterítico

- As frações constituintes do cascalho, de acordo com a escala granulométrica da ASTM D 2487-06 (2006), são apresentadas na Tabela 4.6 presente a seguir.

Escala	(%)
Pedregulho (diâmetro > 4,8 mm)	39,9
Areia grossa (2,0 mm < diâmetro < 4,8 mm)	13,5
Areia média (0,42 mm < diâmetro < 2,0 mm)	14,7
Areia fina (0,075 mm < diâmetro < 0,42 mm)	14,5
Silte + argila (diâmetro < 0,074 mm)	17,4

Tabela 4.6 – Frações constituintes do cascalho

A fim de se obter uma granulometria mais apurada quanto aos finos presentes no solo, a decisão tomada se pautou na realização dos ensaios de análise granulométrica por sedimentação com emprego de defloculante, conforme especificado pela norma NBR 7181 (ABNT, 2016e).

A distribuição granulométrica resultante do peneiramento e da sedimentação realizada na amostra de cascalho laterítico pode ser vista na Figura 4.4.

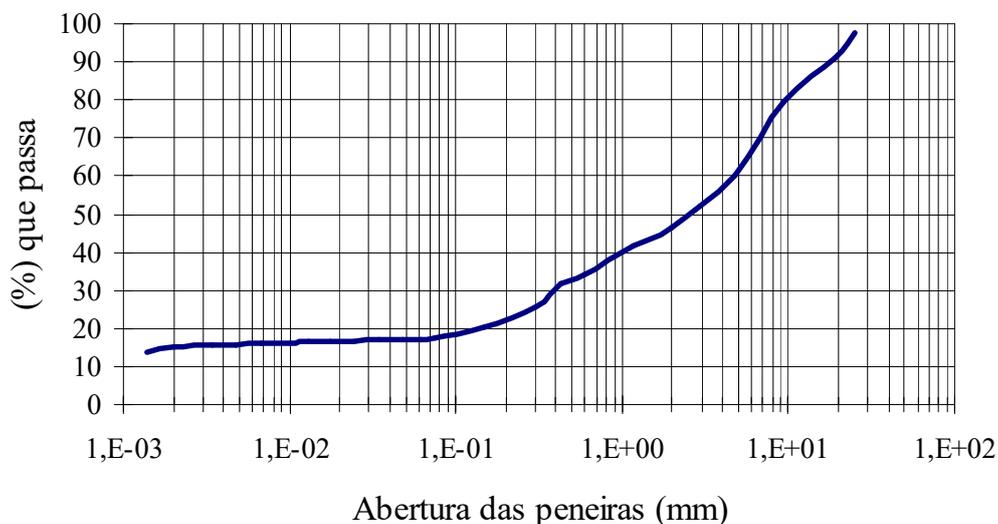


Figura 4.4 - Análise granulométrica conjunta do cascalho laterítico

Da Figura 4.4 é visível a obtenção de 17,05% e 15,31% de partículas inferiores a 0,05 e 0,005 mm, respectivamente.

- **Peso específico real dos grãos**

O valor do peso específico real dos grãos da amostra de cascalho é de 26,30 kN/m³. Esse valor foi calculado a partir da média de 5 determinações, conforme indicado na Tabela 4.7.

Determinação	1	2	3	4	5
Peso específico real dos grãos: 20°C - kN/m ³	26,25	26,36	26,16	26,30	26,45
Valor médio (kN/m ³)	26,300				

Tabela 4.7 - Resultados obtidos na determinação do peso específico real dos grãos

- **Limites de consistência**

Os resultados encontrados para os limites de consistência do cascalho (material passante na peneira na peneira nº 40 ou 0,42mm) são indicados na Tabela 4.8.

Índice	Resultado
Limite de liquidez (%)	37
Limite de plasticidade (%)	28
Índice de plasticidade (%)	9

Tabela 4.8 - Resultados obtidos nos ensaios de limites de consistência

- **Índice de atividade do solo**

A partir do índice de plasticidade e da granulometria foi possível estimar pela Equação 4.1, o Índice de Atividade (IA) de Skempton (1953) da amostra, cujo valor encontrado é de 0,59.

$$A = \frac{IP}{\% < 0,002mm} \quad [4.1]$$

Em que:

A = Atividade do solo,

IP = Índice de plasticidade;

% < 0,002 mm = porcentagem em peso de partículas menores que 0,002 mm.

Em função do valor encontrado, a fração “argila do cascalho” é classificada como inativa.

- **Classificação do solo**

De acordo com o método expedito ou da pastilha, a amostra dos finos de cascalho laterítico é classificada como LA - Areia Laterítica Quartzosa pela Classificação Geotécnica MCT para solos tropicais, (NOGAMI; VILLIBOR, 1994).

Pelas características apresentadas, Nogami e Villibor (1994) indicam que esse tipo de solo pode ser utilizado em todas as camadas do pavimento. A amostra de cascalho corresponde ao grupo GM do Sistema Unificado de Classificação de Solos e pertence ao grupo A.2.4 do Sistema Rodoviário de Classificação (VARGAS, 1985).



Figura 4.5 - Verificação da consistência da amostra usando minipenetrômetro manual



Figura 4.6 - Preenchimento dos anéis de PVC

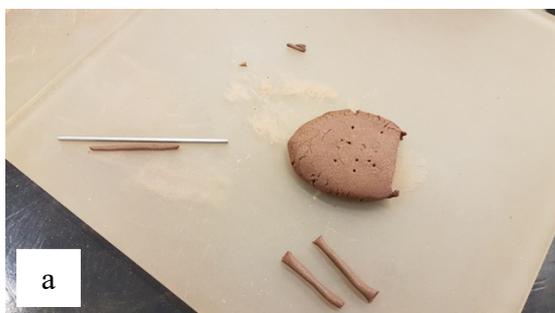


Figura 4.7 – Cilindros usados para determinação da plasticidade da amostra

A Tabela 4.9 apresenta os resultados do ensaio expedito dos grupos MCT pelo Método das Pastilhas, conforme especificação DERSA (2006). A partir da contração média foi calculado o coeficiente c' pela Equação 4.2 proposta por Nogami e Vilibor (1994).

$$c' = \frac{\log_{10} Ct + 0,7}{0,5} \quad [4.2]$$

Em que:

c' = Coeficiente relacionado à contração diametral. Indica a argilosidade do solo, sendo que um $c' > 1,5$ caracteriza as argilas e solos argilosos, $c' < 1,0$ caracterizam as areias e siltes não plásticos ou pouco coesivos. No intervalo entre 1,0 e 1,5, se situam diversos tipos de solos, tais como: areias siltosas, areias argilosas, argilas arenosas e argilas siltosas;

Ct = Contração. Medida diametral da pastilha, expressa em mm, com aproximação de 0,1 mm.

Anéis	Contração média (mm)	c'	Penetração média (mm)
I	0,83	0,37	1,8
II	1,11	0,52	2,2
III	0,80	0,35	2,3
IV	0,95	0,44	2,1
V	0,85	0,38	2,5

Tabela 4.9 – Dados do ensaio de pastilha usados para carta de classificação
Fontes: Rezende e Silva (2017) e Oliveira (2017)

A partir do par de valores coeficiente c' e penetração média foi localizado, na carta de classificação, o grupo no qual a atmosfera de solo pertence, obtendo o grupo LA – Areia laterítica quartzosa.

Adicionalmente, verificou-se que o material passante na peneira N° 40 é plástico.

- **Compactação e CBR**

A amostra “*in natura*” apresentou umidade higroscópica de 3,52%. O ensaio de compactação convencional foi realizado na energia modificada ($2,7 \text{ kNm/m}^3$), conforme preconiza a especificação de serviço: Base estabilizada granulometricamente ES 141/10, (DNIT, 2010c).

A Figura 4.8 apresenta a curva de compactação do cascalho laterítico relacionando teor de umidade (w) e peso específico aparente seco (kN/m^3). A partir do pico da curva obtida a umidade ótima de 9,7% e o peso específico aparente seco máximo de $21,35 \text{ kN/m}^3$ foi estabelecida. O valor da expansão variou de 0,65% a 0,83%.

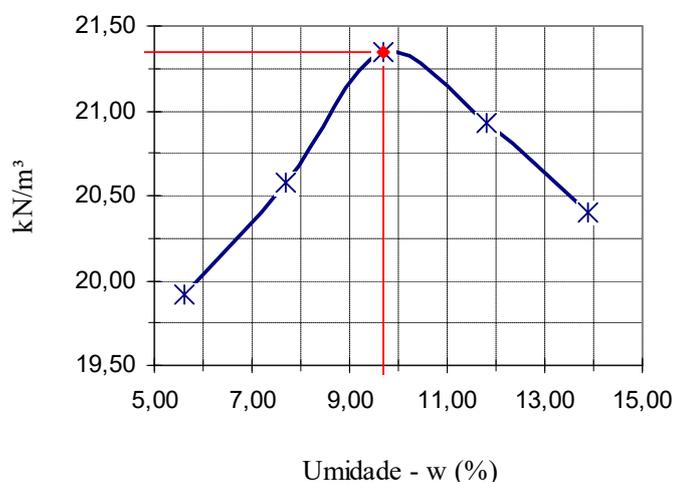


Figura 4.8 - Curva de compactação da amostra de cascalho laterítico

Para simular as condições de campo e avaliar a capacidade de suporte da base de cascalho laterítico, em virtude da variação do teor de umidade, aconteceu o estabelecimento do CBR para cada um dos pontos da curva de compactação, conforme indicado na Figura 4.9, enquanto na Figura 4.10 são apresentados os resultados de expansão em função da variação do teor de umidade. O ensaio foi conduzido de acordo com a norma ME 049 (DNER, 1994c).

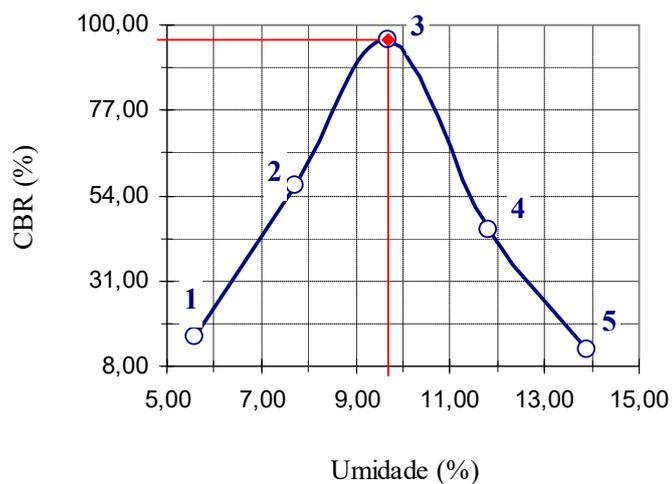


Figura 4.9 - Variação do CBR em função da umidade

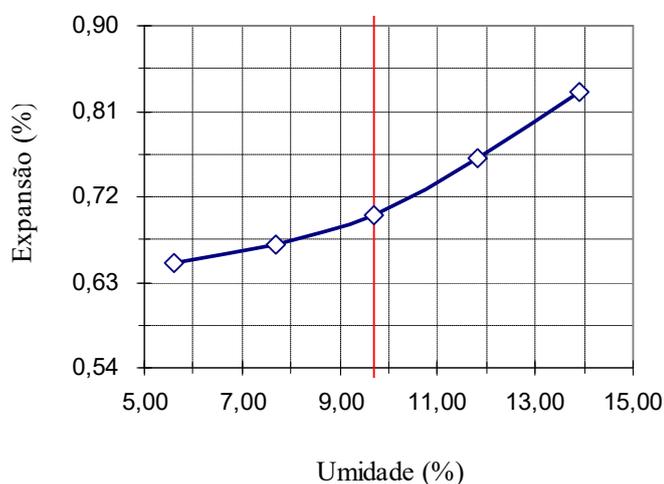


Figura 4.10 - Variação da expansão em função da umidade

Os resultados de ensaios de compactação e de CBR confirmam o diagnóstico inicial de campo de que a base granular na sua condição “*in situ*” se encontra com umidade acima do teor ótimo e, portanto, com a sua resistência (CBR de 45%) abaixo das condições adequadas de trabalho de uma base rodoviária.

A Figura 4.9 mostra que a fração fina do solo é muito sensível à variação de água, causando redução dos valores de CBR quando a umidade varia $\pm 2\%$ em relação à ótima. Nas condições de umidade ótima (ponto nº 3), o CBR atendeu a especificação 098/07 para base estabilizada, granulometricamente, com utilização de solo laterítico (DNIT, 2007). Entretanto, quando há um acréscimo de 2,1% sobre a umidade ótima, o CBR reduz de 96% para 45% (ponto nº 4). Por outro lado, quando a umidade fica 2% abaixo da ótima, corresponde a um CBR de 57% para uma umidade de 7,7% (ponto nº 2).

Considerando esse efeito e partindo da hipótese de que a umidade da camada de base está 3% acima da ótima, os valores de CBR do cascalho foram determinados com 1%, 2% e 3% de cimento, conforme apresentado a seguir:

- Amostra 1: 99% de cascalho (massa seca) + 1% de cimento
- Amostra 2: 98% de cascalho (massa seca) + 2% de cimento
- Amostra 3: 97% de cascalho (massa seca) + 3% de cimento

A partir da determinação das quantidades de cimento correspondentes a cada teor, novos corpos de prova foram moldados, fixando o percentual de água na mistura em 12,7% que corresponde à umidade ótima + 3%. Os resultados obtidos estão indicados na Tabela 10 e representados graficamente na Figura 4.11.

Teor de cimento (%)	Umidade (%)	CBR (%)	Expansão (%)
0	12,7	42	0,75
1%	12,7	75	0,01
2%	12,7	98	-0,04
3%	12,7	134	-0,26

Tabela 4.10 - Variação do CBR em função do teor de cimento

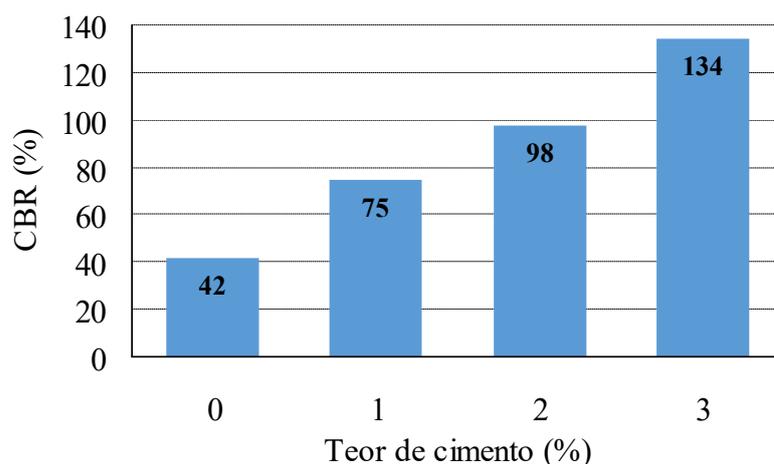


Figura 4.11 - Variação da capacidade de suporte do cascalho em função do percentual de cimento (Umidade de 12,7%)

- **Avaliação dos resultados**

A amostra de cascalho apresentou curva granulométrica contínua e bem graduada com quantidade de material fino suficiente para preencher os vazios entre as partículas maiores. Houve a verificação, durante a execução do ensaio, que as partículas possuem forma angulosa, gerando um arranjo em que os grãos se apoiam diretamente uns sobre os outros.

Por meio da Figura 4.2 é possível observar que parte da curva granulométrica do cascalho fica fora do limite superior da faixa do DNIT para reciclagem com cimento, o que reforça a necessidade de se fazer correção granulométrica para adequar o material aos limites pré-estabelecidos em um eventual emprego desse material na camada reciclada.

Conforme as especificações ES P-05 (DERBA, 2001) e ES 098 (DNIT, 2007), o cascalho estaria apto para ser usado em base de pavimento, pois atendeu aos parâmetros de limites de consistência, granulometria e CBR. No entanto, a expansão da amostra (0,7%) é maior que a admitida pelas normas citadas (0,5%). Essa diferença não desqualifica o solo, pois existem métodos como a estabilização com cimento que permitem controlar a variação volumétrica em solos expansivos, transformando o material em uma massa rígida, onde as partículas, por estarem cimentadas, resistem melhor às pressões de expansão.

Em relação a isso, o cascalho se mostrou adequado para ser estabilizado com cimento, pois se trata de um solo predominantemente arenoso e, conforme, Ingles e Metcalf (1973), solos com essa característica apresentam maior eficiência para estabilização com cimento pela facilidade de mistura e pelas maiores resistências obtidas.

Além disso, a fração argila do cascalho é classificada como inativa, conforme Índice de Atividade (IA) de Skempton. Portanto, indica baixa influência da composição química e mineralogia da fração argila nas propriedades geotécnicas do cascalho, o que favorece a estabilização cimentícia.

A amostra do cascalho laterítico atende às recomendações da PCA (1995), quando cita que a areia e o cascalho bem graduado, contendo de 10% a 35% de finos não plásticos, são geralmente considerados os materiais mais favoráveis para a construção de base tratada com cimento.

Analisando a tabela 4.10, é possível ver que a expansão do cascalho reduziu à medida que o teor de cimento aumentou, chegando a provocar ligeira retração da amostra. No entanto, ressaltar que os ensaios de CBR são limitados para avaliar o comportamento mecânico de solos estabilizados com cimento é indispensável. Todavia, os resultados apresentados mostram que o cascalho laterítico, melhorado com cimento, atende à norma do DNIT para ser empregado como base de pavimento (ES 098 - DNIT, 2007), mesmo estando com excesso de umidade.

Os resultados constantes na Figura 4.11, demonstram que, a partir da adição de 2% de cimento na amostra de cascalho com excesso de umidade, há um aumento da capacidade de suporte em relação ao cascalho “*in natura*”. Esse é um indicador de que é viável, tecnicamente, usar cimento para estabilizar a base de cascalho com a umidade acima da ótima. Em termos práticos, a base de cascalho com excesso de umidade pode ser estabilizada sem que haja prejuízo para a sua resistência final.

A Figura 4.12 mostra uma comparação entre as curvas granulométricas do cascalho australiano (AUSTROADS, 2014) com o cascalho da pesquisa, sendo este representado pela cor azul e o cascalho australiano pela cor marrom.

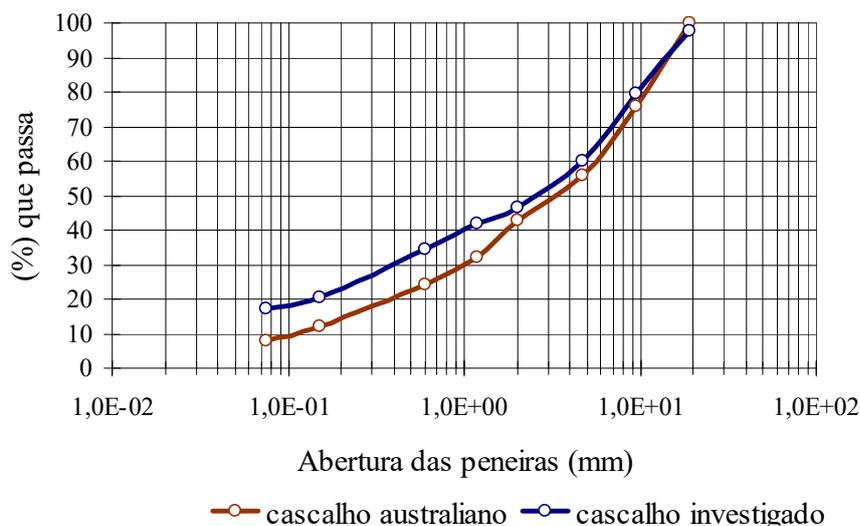


Figura 4.12 - Granulometrias do cascalho investigado nesta pesquisa e do cascalho australiano (AUSTROADS, 2014).

Ao fazer a comparação das características dos materiais, a evidência de que os dois cascalhos são semelhantes quanto à massa específica aparente seca máxima (kN/m^3) e a umidade ótima é expressiva. No entanto, o cascalho australiano é um material não plástico (NP) e possui granulometria mais aberta que o cascalho dessa investigação, especialmente a partir da fração que passa na peneira nº 10.

A metodologia utilizada para determinação do módulo de resiliência foi o ensaio de resistência à tração sob cargas cíclicas que será discutido no item 4.6. O valor médio encontrado mostrou 8.076 MPa aos 28 dias de cura para mistura de cascalho, material fresado e cimento. Embora o valor sugerido pela AUSTROADS (2014) seja maior (9.190 MPa) do que o encontrado nesta pesquisa, é importante ressaltar que o valor de módulo encontrado, aqui, se refere à mistura de material fresado, cascalho e cimento, enquanto o valor sugerido pela AUSTROADS (2014) é para mistura de cascalho e cimento. Além disso, cabe ressaltar que os protocolos de ensaios são diferentes e suas variáveis podem influenciar no resultado final.

Com ajuda da tabela 4.11 é percebida a verificação à adequação das características do cascalho laterítico desta pesquisa com as exigências das especificações africanas citadas por Krinitsky, Patrick e Townsend (1976). Na Tabela 4.12 se faz uma verificação do atendimento às faixas granulométricas das referidas especificações.

País	Parâmetros		
	Limite de liquidez (%) Max.	Índice de plasticidade	CBR (%) Após 4 dias de imersão
Malawi	30	6	85
Níger	-	12	80
Quênia	-	-	80
Nigéria	25	10	80
Mali	-	6-16	50
Costa do Marfim	-	12	60
Senegal	-	10-25	80
Camarões	-	10-25	80
Gabão	20	20	60
Gâmbia	20-37	13-22	
Zâmbia	6	6	120
Uganda	16-25	10-25	-
Cascalho laterítico usado na pesquisa	37	9	96

Tabela 4.11 - Comparação das características do cascalho laterítico com as especificações africanas

Abertura (mm)	Malawi		Nigéria		Niger		Costa do Marfim		Gambia		Zambia		Uganda		Cascalho laterítico (%) que passa
	LI	LS	LI	LS	LI	LS	LI	LS	LI	LS	LI	LS	LI	LS	
37,5	100	100	100	100	100	100	100	100	80	100	100	100	100	100	100
19	60	90	80	100	100	100	100	100	60	100	100	100	85	100	97,5
9,5	45	75	55	80	100	100	100	100	35	83	100	100	68	100	79,6
4,75	30	60	40	60	100	100	100	100	28	62	100	100	54	100	60,1
2	20	50	30	50	100	100	30	65	25	50	100	100	43	90	46,6
0,425	10	30	17	33	100	100	23	48	22	44	100	100	30	57	31,9
0,075	5	15	5	15	0	25	16	30	13	28	15	20	19	38	17,4

Tabela 4.12 - Verificação do atendimento às faixas granulométricas das especificações africanas.

LI = Limite Inferior / LS = Limite superior

A Tabela 4.11 auxilia a perceber que não há convergência entre os limites de consistência estabelecidos pelas especificações africanas, fazendo com que o cascalho laterítico desta pesquisa atenda, parcialmente, os valores estabelecidos para o limite de liquidez (LL) e índice de plasticidade (IP). O valor de CBR ficou aquém do mínimo estabelecido pelo Zâmbia, cujo valor é, curiosamente, superior a 100%. Isto é, o cascalho

desta pesquisa não se enquadraria nas faixas granulométricas das especificações de Malawi e Nigéria, já que o material passante nas peneiras referenciais extrapola o limite superior dessas faixas. É possível ver, na Tabela 4.12, que os demais países aceitam cascalhos mais graúdos, considerando os limites superiores admitidos na peneira de nº 4 (4,75 mm).

4.3 Escolha do tipo de cimento

Foram pesquisados 7 tipos de cimentos diferentes com o objetivo de identificar, dentre as opções disponíveis no mercado nacional, o que irá proporcionar, para a camada reciclada, a maior resistência usando baixos teores. A escolha correta deve contribuir para que o cimento cumpra os seus requisitos e antecipe problemas que, eventualmente, possam surgir. A partir dessa consideração foi desenvolvido um estudo de laboratório para auxiliar a seleção referente ao tipo de cimento Portland mais adequado para as obras de reciclagem de pavimentos. Os parâmetros desta pesquisa foram os valores obtidos nos ensaios de resistência à compressão simples de corpos de prova moldados com materiais coletados no pavimento da BR-153/GO e estabilizado com diferentes tipos de cimentos: cimento CP V (ARI -Alta Resistência Inicial) e os cimentos CP I S, CP II E, CP II F, CP II Z, CP III, CP IV, todos de classe de resistência 32.

O ensaio usado, nessa avaliação, foi o de resistência à compressão simples em corpos de prova cilíndricos (10 cm × 20 cm), constituídos por misturas estabilizadas com cascalho laterítico, asfalto fresado e cimento. Os resultados obtidos foram agrupados e analisados em função da idade de cura (3, 7 e 28 dias) e do tipo de cimento.

Os resultados dessa investigação foram apresentados, individualmente, na Tabela 4.13 e, graficamente, pela Figura 4.13.

Tipo de cimento	Teor (%)	Idade (dias)	Resistência (MPa)				Desvio Padrão	Coeficiente de variação	$R_{caract.}$
			CP 1	CP 2	CP 3	Média			
CP I S 32	2,5	3	2,31	2,53	2,44	2,42	0,11	4%	2,32
		7	2,79	2,62	2,83	2,74	0,11	4%	2,64
		28	3,56	3,42	3,40	3,46	0,09	3%	3,38
CP II E 32	2,5	3	1,93	1,81	2,01	1,92	0,10	5%	1,82
		7	2,33	2,52	2,39	2,42	0,10	4%	2,32
		28	3,03	3,25	3,08	3,12	0,11	4%	3,01
CP II F 32	2,5	3	2,18	2,24	2,33	2,25	0,08	3%	2,18
		7	2,30	2,42	2,33	2,35	0,06	3%	2,29
		28	2,42	2,57	2,63	2,54	0,11	4%	2,44
CP II Z 32	2,5	3	1,96	2,16	2,01	2,05	0,10	5%	1,95
		7	2,32	2,22	2,12	2,22	0,10	5%	2,12
		28	2,83	2,95	3,02	2,94	0,10	3%	2,85
CP III 32 RS	2,5	3	1,42	1,32	1,53	1,42	0,11	7%	1,32
		7	1,92	2,03	1,83	1,93	0,10	5%	1,83
		28	3,09	3,00	3,20	3,10	0,10	3%	3,00
CP IV 32	2,5	3	2,12	1,99	1,93	2,01	0,10	5%	1,92
		7	2,49	2,33	2,49	2,44	0,09	4%	2,35
		28	3,39	3,17	3,34	3,30	0,11	3%	3,20
CP V ARI	2,5	3	2,61	2,80	2,72	2,71	0,09	3%	2,62
		7	3,09	2,94	3,11	3,05	0,10	3%	2,96
		28	4,43	4,37	4,58	4,46	0,11	2%	4,36

Tabela 4.13 - Resultados obtidos na avaliação da resistência em função do tipo de cimento

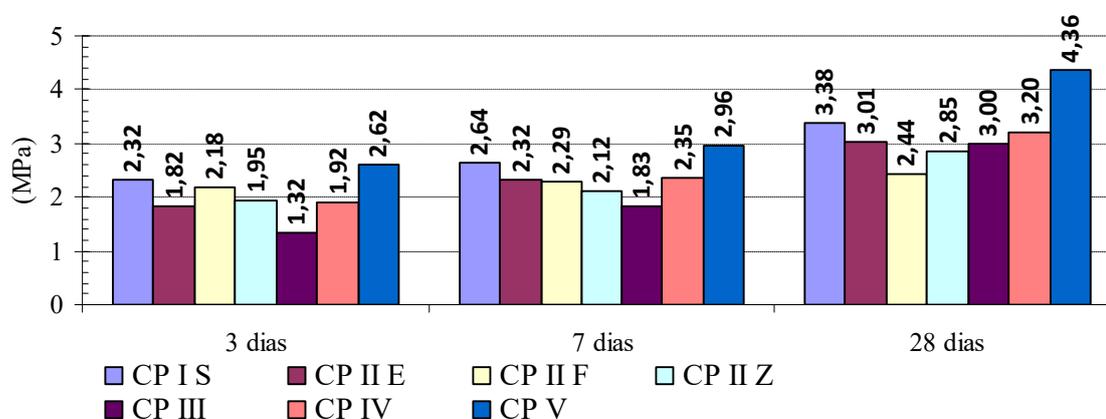


Figura 4.13 – Representação gráfica dos resultados obtidos

A conclusão é que, sob as condições propostas neste estudo, os cimentos compostos e de média resistência são os mais adequados para emprego em reciclagem: CP II F, CP II E, CP II Z. Além desses, o cimento CP IV apresentou um bom desempenho. É importante salientar sobre a necessidade de avaliar outros parâmetros como calor de hidratação e tempo de pega para validar a escolha do cimento mais adequado.

Este estudo resultou em um artigo publicado na edição de março de 2017 da revista Pavimentação da ABPv – Associação Brasileira de Pavimentação. Os resultados completos obtidos nesta etapa serão discutidos no APÊNDICE A.

4.4 Análise do percentual de material fresado

A avaliação do comportamento à fadiga foi adaptada do protocolo de ensaios AP-T101 (AUSTROADS, 2008). O desenvolvimento desse estudo serviu para analisar a sensibilidade das resistências à flexotração de vigotas biapoiadas com diferentes misturas granulares estabilizadas com cimento.

Inicialmente, houve o emprego de um solo laterítico, coletado na base do pavimento da rodovia estadual SP-079 na região de Campinas, conforme citado no capítulo 3. A opção, aqui, foi pela utilização desse solo para, posteriormente, comparar os seus resultados com o cascalho laterítico. Os ensaios realizados mostraram que os dois solos deveriam apresentar desempenho parecido, pois o número de ciclos necessários para levar o corpo de prova à ruptura era próximo dos valores obtidos pela amostra da base da rodovia paulista estabilizada com 30%, 50% e 70% de material fresado e 3% de cimento. Portanto, de acordo com os resultados obtidos, o comportamento das duas amostras de base é praticamente o mesmo independente da variação dos percentuais de fresado.

As amostras foram moldadas em formas prismáticas com as seguintes dimensões: $10 \times 10 \times 40$ cm (Figura 4.14), sendo a geometria baseada na norma Australiana AS-1012.11 - *Standards Austrália* (2000).



Figura 4.14 - Forma utilizada para moldagem das amostras

A Figura 4.15 mostra o processo de moldagem que se deu por meio de compactação estática (pressão) e se baseou no método de compactação por compressão da Norma Britânica BS 1377-4 (*British Standards*, 1990).



Figura 4.15 - Prensagem dos corpos de prova

O arranjo utilizado na realização dos ensaios é apresentado na Figura 4.15. Foram projetados roletes livres, além de entalhes, para garantir um apoio do tipo simples de primeira ordem e eliminar possíveis componentes axiais. Ocorreu a adaptação de um suporte para fixação do LVDT na chapa de referência e o mesmo foi apoiado diretamente em uma das faces laterais do corpo de prova na altura da linha neutra (Figura 4.16a). Também ocorreu a adaptação de um gabarito para assegurar o correto posicionamento dos roletes para o recebimento da carga (Figura 4.16b).

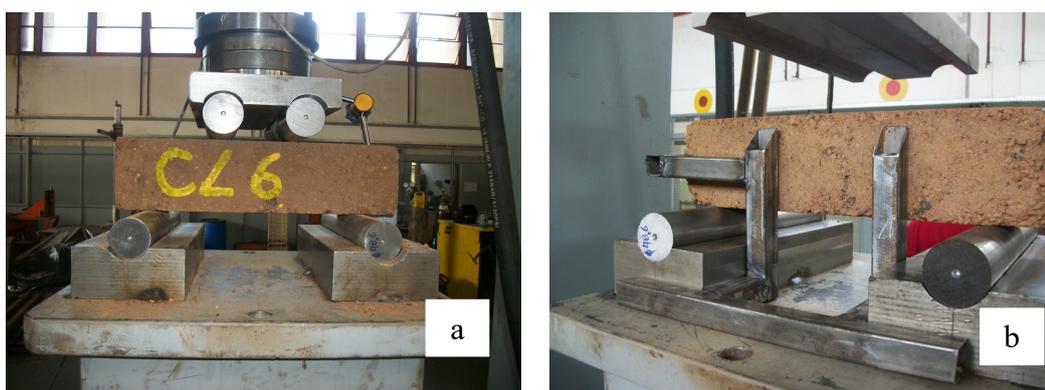


Figura 4.16 - Arranjo adotado para realização dos testes

A frequência utilizada, nesta avaliação, foi de 5 Hz, o que corresponde, segundo Pinto (1991), a uma velocidade média de tráfego de 30 Km/h. Essa frequência foi mantida

para rompimento de todas as vigotas. A taxa de aplicação da carga foi de 690 ± 39 kPa/min até a ruptura do corpo de prova.

Os ensaios de flexotração foram realizados em uma prensa hidráulica, servo controlada, do LabEDin - Laboratório de Ensaio Dinâmicos da Unicamp. O equipamento, (Figura 4.17) permite controlar a forma de carregamento, a frequência das solicitações, as tensões máxima e mínima durante o ensaio, por meio de células de carga, e também, o número de solicitações aplicadas.



Figura 4.17 – Equipamento e acessórios para determinação da vida de fadiga

Durante a execução dos ensaios, um osciloscópio foi conectado à prensa com o objetivo de mostrar, com precisão, a carga aplicada, assim como possibilitar a visualização do gráfico do tipo senóide gerado pelas cargas cíclicas aplicadas ao corpo de prova.

Os resultados obtidos pela determinação das resistências à flexotração dinâmica de vigotas biapoiadas, com misturas estabilizadas, não apresentaram a sensibilidade esperada para a definição da proporção do fresado na mistura estabilizada e, portanto, por não se mostrar promissor, essa parte da pesquisa foi interrompida.

Na continuidade deste estudo exploratório o objetivo passou para a avaliação do impacto do nível de atividade do CAP no comportamento à flexão de misturas de material fresado, solo da base e cimento. Para isso, houve o desenvolvimento de um estudo de laboratório usando duas amostras de material fresado, uma com ligante convencional e outra com ligante de asfalto borracha. Foram realizados ensaios de resistência à tração na flexão das misturas estabilizadas com 3% em peso de cimento. Para realização deste estudo comparativo, então, corpos de provas prismáticos com dimensões de $10 \times 10 \times 40$ cm para serem submetidos a ensaios dinâmicos de resistência à tração na flexão foram moldados. As vigotas foram

confeccionadas pela combinação de 30%, 50% e 70% em peso das amostras de material fresado com o solo da base.

Os resultados dos ensaios dinâmicos de resistência à tração na flexão das vigotas moldadas com fresado de asfalto borracha, estão apresentados na Tabela 4.14, e na Tabela 4.15 constam os resultados das vigotas moldadas com fresado de ligante convencional.

Material fresado de asfalto borracha	Intervalo de ciclos	Frequência	Carregamento dinâmico	Observação
30/70	500.000	5 Hz	1,3±0,4 kN	Ruptura
	520.000		1,3±0,6 kN	
	540.000		1,3±0,8 kN	
	560.000		1,3±1,0 kN	
	561.222		1,3±1,2 kN	
50/50	12.128	5 Hz	1,3±0,4 kN	Ruptura
70/30	2400	5 Hz	1,3±0,4 kN	Ruptura

Tabela 4.14 – Resultados dos ensaios dinâmicos de resistência à tração na flexão de vigotas moldadas com ligante de asfalto borracha

Fonte: LabEDin (2015)

Fresado de ligante convencional	Intervalo de ciclos	Frequência	Carregamento dinâmico	Observação
30/70	500.000	5 Hz	1,3±0,4 kN	Ruptura
	520.000		1,3±0,6 kN	
	540.000		1,3±0,8 kN	
	560.000		1,3±1,0 kN	
	565.000		1,3±1,2 kN	
50/50	500.000	5 Hz	1,3±0,4 kN	Ruptura
	520.000		1,3±0,6 kN	
	540.000		1,3±0,8 kN	
	560.000		1,3±1,0 kN	
	561.655		1,3±1,2 kN	
70/30	67.425	5 Hz	1,3±0,4 kN	Ruptura

Tabela 4.15 – Resultados do ensaio dinâmico de resistência à tração na flexão de vigotas moldadas com ligante convencional.

Fonte: LabEDin (2015)

O histórico evolutivo do ensaio de resistência à tração está representado nos gráficos das Figuras 4.18 e 4.19.

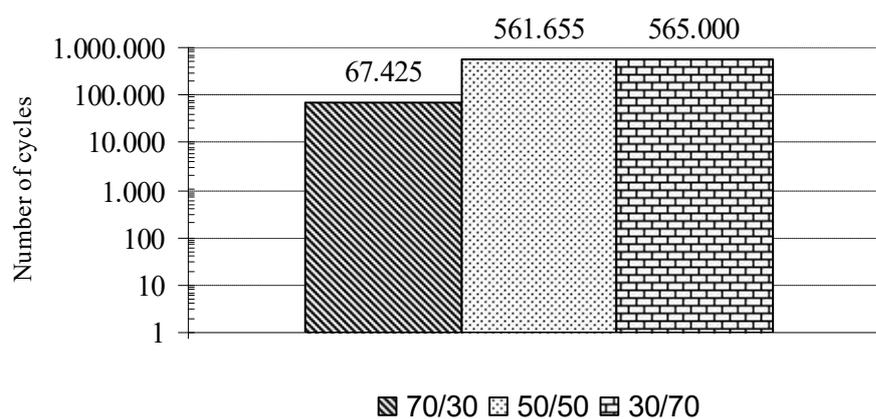


Figura 4.18 – Número de ciclos necessários para ruptura das vigotas moldadas com material fresado convencional sob carregamento de 1,3 kN

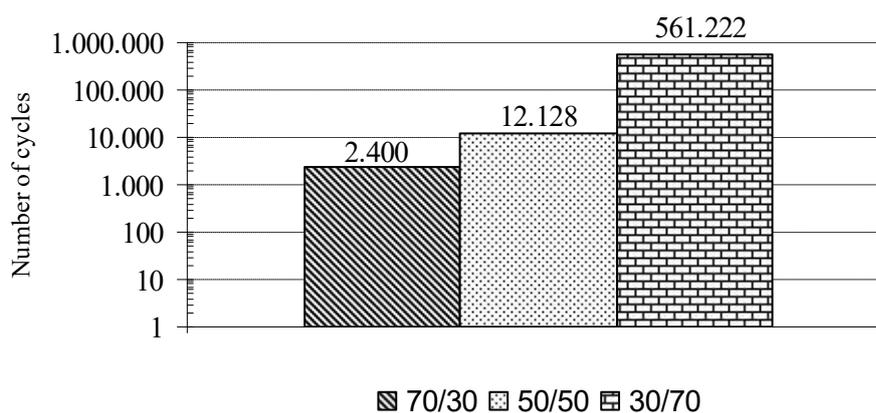


Figura 4.19 – Número de ciclos necessários para ruptura das vigotas moldadas com material fresado de asfalto borracha sob carregamento de 1,3 kN

Os resultados obtidos demonstraram que os materiais testados sofreram influência do percentual de material fresado e do nível de atividade de CAP remanescente na resistência à tração na flexão das vigotas curadas por 90 dias. Este estudo exploratório foi publicado em versão *on-line* na edição de julho de 2017 da revista *Construction and Building Materials*. O texto da versão inicial submetida à revista foi apresentado no Apêndice B.

4.5 Análise da sensibilidade da fração fina do cascalho à presença de água

4.5.1 Perda de massa por imersão

Após a finalização do período de cura, foi feita a extração parcial dos corpos de prova de forma que o topo fosse deslocado 1 cm para fora do molde.

Posteriormente, os corpos de prova foram imersos em um tanque com água, de forma horizontal, respeitando-se distanciamento entre eles conforme definido no método de ensaio. Verificou-se que não houve deslocamentos e após 20 horas de imersão, o material desprendido do topo do corpo de prova, foi recolhido em cápsulas para determinação da massa desprendida, conforme indicado na norma DNER ME 256 (1994k).

O cálculo da perda de massa por imersão (P_i) para cada corpo-de-prova foi determinado, após secagem, em estufa entre 105 °C e 110 °C por meio da Equação 4.3.

$$P_i = \frac{m_s}{m_o} \times 100 \quad [4.3]$$

Em que:

P_i = Perda de massa por imersão (%);

m_s = Massa de solo seco perdida com a imersão (g);

m_0 = Massa de solo seco correspondente a 1 cm do CP deslocado para fora do cilindro antes da imersão (g);

Nas tabelas 4.16 e 4.17 são apresentados os resultados dos ensaios de compactação e de perda de massa por imersão realizados nas amostras de cascalho laterítico nas condições natural e misturados com cimento em teores de água próximos à umidade ótima.

Amostra	Corpo de Prova	Umidade ótima (%)	Peso espec. ap. seco máximo (kN/m ³)	Umidade de compactação (%)	Peso específico aparente úmido (kN/m ³)	Grau de saturação (%)
Cascalho “ <i>in natura</i> ”	CP 1	12,30	19,76	13,47	19,32	65,04
	CP 2			14,98	18,85	65,20
Cascalho + 1% de cimento	CP 8	13,00	20,01	13,56	19,74	69,52
	CP 10			14,47	19,26	67,58
Cascalho + 2% de cimento	CP 13	11,90	19,64	12,40	19,33	61,61
	CP 15			14,78	18,72	63,46
Cascalho + 3% de cimento	CP 17	11,75	19,81	12,80	19,70	66,54
	CP 19			13,57	19,54	67,52

Tabela 4.16 – Dados obtidos da moldagem dos corpos de prova

Fontes: Rezende e Silva (2017) e Oliveira (2017)

Amostra	“ <i>in natura</i> ”		1% cimento	
	CP 1	CP 2	CP 8	CP 10
Corpo de prova				
Umidade de compactação (%)	13,47	14,98	13,56%	14,47%
Perda massa por imersão - P_i (%)	4,25%	6,47%	0,0%	0,0%

Amostra	2% cimento		3% cimento	
	CP 13	CP 15	CP 17	CP 19
Corpo de prova				
Umidade de compactação (%)	12,40%	14,78%	12,80%	13,57%
Perda massa por imersão - P_i (%)	0,0%	0,0%	0,2%	0,0%

Tabela 4.17 – Resultados do ensaio de perda de massa por imersão

Fontes: Rezende e Silva (2017) e Oliveira (2017)

- **Avaliação dos resultados**

Foi possível perceber, avaliando os resultados da Tabela 4.17, que a contribuição do cimento nos comportamentos dos CPs quanto à perda de massa por imersão se expressou

de maneira significativa. Em relação à condição “*in natura*” houve desprendimento de material da parte saliente do corpo de prova, enquanto nas amostras estabilizadas não se observou desprendimentos ou deslocamentos, com exceção do CP 17. Portanto, ficou evidente que o uso do cimento evitou o desprendimento de material.

Este ensaio permitiu concluir que o cimento utilizado conduziu a estabilização da fração fina do solo estudado tornando-o não plástico e resistente à presença da água.

Comparando os resultados obtidos com outros pesquisadores, a percepção final é que, quando a amostra é compactada próxima da umidade ótima, o uso de aditivos químicos reduz, consideravelmente, a perda de massa por imersão até 0%, tal como foi verificado no presente trabalho.

Pessoa (2004) avaliou a perda de massa por imersão de um solo classificado como LA (Areia Laterítica Quartzosa). O solo foi estabilizado com 3% de cal e não houve desprendimento de material.

Delgado (2007) trabalhou com 4 solos diferentes, classificados como LG’ (não laterítico argiloso), NA (areia não laterítica), NG’ (não laterítico argiloso) e NA’ (não laterítico arenoso) estabilizados com 2% de cal e não verificou perda de massa nas amostras. A cal contribuiu para um melhor comportamento do material em termos de estabilidade na presença de água.

Amaro (2017) pesquisou com uma amostra de solo classificada como LG’ (laterítico argiloso) e outro classificado com NG’ (não laterítico argiloso), estabilizando-as com 4% de cimento e 8% de cal. Os dois solos estabilizados foram submetidos aos ensaio de perda de massa por imersão e não foi registrado descolamento de partículas.

4.5.2 Determinação da ascensão capilar, expansão e absorção

A determinação da ascensão capilar, expansão e absorção foi realizada na amostra de cascalho puro e estabilizado com cimento, em moldes de CBR, compactados na energia Normal nas umidades ótimas de compactação conforme norma AS1141.53 (Standards Austrália, 1996).

Após o período de cura, os corpos de prova foram secos em estufa até constância de massa (temperatura entre 50 e 60°C) e tiveram as medidas do diâmetro da base e massa determinadas. Em seguida, os corpos de prova foram colocados, com a base para baixo, em um recipiente com uma lâmina d’água mantida a uma altura igual a 1 cm. Posteriormente, a

altura de ascensão da água nos corpos de prova foi determinada. Além disso, a altura total, o diâmetro da base e a massa dos corpos de prova também foram determinados.

O intervalo de tempo para realização das leituras foi de 24 horas após exposição do CP à lâmina por 72 horas. Para cada parâmetro, foram realizadas três leituras, sendo calculada a média destas.

A partir dos dados obtidos e fazendo uso das Equações 4.4, 4.5 e 4.6 foi possível calcular a ascensão capilar, a expansão e a absorção das amostras.

$$AC = \left(\frac{h}{H} \right) \times 100 \quad [4.4]$$

$$E = \left(\frac{(D_2)^2}{(D_1)^2} - 1 \right) \times 100 \quad [4.5]$$

$$A = \left(\frac{m_2 - m_1}{m_3} \right) \times 100 \quad [4.6]$$

Em que:

AC – ascensão capilar, em porcentagem;

E – expansão, em porcentagem;

A – absorção, em porcentagem;

h – altura da ascensão da água no corpo de prova, em cm.

H – altura do corpo de prova, em cm;

D₁ – diâmetro da base do corpo de prova após seco em estufa, em cm;

D₂ – diâmetro da base do corpo de prova após período na lâmina d'água, em cm;

m₁ – massa do corpo de prova após seco em estufa, em g;

m₂ – massa do corpo de prova após período na lâmina d'água, em g;

m₃ – massa seca do corpo de prova após a moldagem, desconsiderando a umidade adicionada, em g.

Nas Tabelas 4.33 e 4.34 são apresentados os resultados da ascensão capilar (AC), expansão (E) e absorção (A) obtidas após exposição à água durante 24 e 72 horas. Os valores correspondem à média das medidas obtidas em três corpos de prova.

Teor de cimento	Ascensão Capilar (AC) (%)	Expansão (E) (%)	Absorção (A) (%)
0%	68,34	0,02	2,64
1%	43,38	-0,36	4,52
2%	41,99	-0,40	5,20
3%	37,21	-0,51	5,67

Tabela 4.18 - Resultados dos ensaios de ascensão capilar, expansão e absorção após 24 horas

Fonte: Viana (2017) e Oliveira (2017)

Teor de cimento	Ascensão Capilar (AC) (%)	Expansão (E) (%)	Absorção (A) (%)
0%	100,00	2,17	4,78
1%	100,00	0,95	6,69
2%	100,00	0,88	7,15
3%	63,68	0,39	7,47

Tabela 4.19 - Resultados dos ensaios de ascensão capilar, expansão e absorção após 72 horas

Fonte: Viana (2017) e Oliveira (2017)

- **Análise dos resultados**

O ponto neste tópico é que a textura do solo representa um fator muito significativo na ascensão capilar, pois solos de textura mais fina como o estudado proporcionam maiores alturas do nível da água. Essa também foi uma constatação de Kleinert (2016), que estudou a ascensão capilar em amostras de BGTC e de solo cimento extraídas da base do pavimento e estabilizadas em laboratório com material fresado e cimento. A autora percebeu que o solo fino (solo cimento) alcançou um nível mais elevado de ascensão capilar que as composições que continham BGTC.

A AUSTROADS (2002) sugere limite para ascensão capilar igual a 25% da altura total do corpo de prova após 24 horas de exposição à água. Uma observação bastante relevante é que os valores apresentados na Tabela 4.7 superaram esse limite. Se fosse seguir a tendência dos resultados obtidos, seria necessário aumentar o teor de cimento para que a amostra de cascalho ficasse abaixo do limite sugerido. Porém, é sabido que a adição de

cimento em excesso pode gerar sérios problemas de retração do material além de comprometer o desempenho do pavimento reciclado.

Em virtude dos resultados obtidos, é possível dizer que a ascensão capilar depende do teor de cimento. O excesso de umidade resultou na redução da capacidade de suporte do cascalho laterítico, conforme verificado no item 4.1.2. A partir dos resultados, a conclusão obtida é que a ascensão capilar é muito dependente da quantidade de cimento adicionado, uma vez que essa condição afeta a porosidade do solo.

Nas primeiras 24 horas houve retração dos CPs estabilizados com cimento. No entanto, o volume dos mesmos aumentou após 72 horas. Isso se deve ao movimento da água que, em contato com os finos expansivos, induziu o aumento da expansão dos CPs.

Fedrico (2015) também observou, em misturas de BGTC estabilizadas com material fresado e cimento, que a expansão dos corpos de prova aumentou com o tempo de exposição à água. Além disso, o cimento incorporado na amostra provocou um aumento da absorção em relação à amostra “*in natura*”. Esse comportamento pode ser explicado pelas reações de hidratação do cimento e do seu potencial aglutinante gerando uma estrutura mais coesa que favorece a absorção. À medida que se adicionava cimento, a absorção aumentava independente do período em que os CPs estiveram em contato com água.

Ficou comprovado que a adição de cimento promoveu ganho de estabilidade em relação ao solo “*in natura*”, pois sem a adição do aglomerante, o corpo de prova era dissolvido quando imerso em água. O endurecimento da camada tratada com cimento não favorece a perda de integridade ou amolecimento, além disso, os dados obtidos no ensaio de CBR mostram que o cascalho com excesso de umidade na condição “*in natura*” apresenta baixa capacidade de suporte, mas com a adição de uma quantidade pequena de cimento houve um significativo ganho na resistência.

De maneira geral, os resultados obtidos convergiram com os resultados apresentados por Fedrico (2015) e Kleinert (2016), pois mostram que, a ascensão capilar e a absorção são fortemente dependentes do teor de cimento. Em relação à expansão, também houve convergência de resultados, tendo em vista que este efeito acontece quando se aumenta o tempo de exposição dos corpos de prova à água, conforme observado nas três pesquisas.

4.6 Avaliação do desempenho da mistura estabilizada com cimento, material fresado e cascalho

Neste item são avaliadas as propriedades mecânicas das misturas constituídas por 67% de cascalho e 33% de material fresado. Esta mistura será estabilizada com a adição de 3% cimento. Os seguintes ensaios foram usados nesta investigação: resistências à compressão simples (RCS), resistência à tração por compressão diametral (RCD), módulo de resiliência (MR) e comportamento à fadiga.

Conforme discutido no capítulo 2, vários autores estrangeiros, dentre eles, Yuan *et al.* (2009), Minguela (2011), Guthrie, Brown e Egget (2007), Guthrie, Sebesta e Scullion (2002), Piratheepan, Gnanendran e Lo (2010) e Moreira (2006) fizeram uso dos ensaios acima para avaliar as propriedades mecânicas de misturas de material fresado e base de pavimento estabilizadas com cimento.

Inicialmente, são apresentadas, na Figura 4.20, as curvas granulométricas individuais do material fresado e do cascalho laterítico.

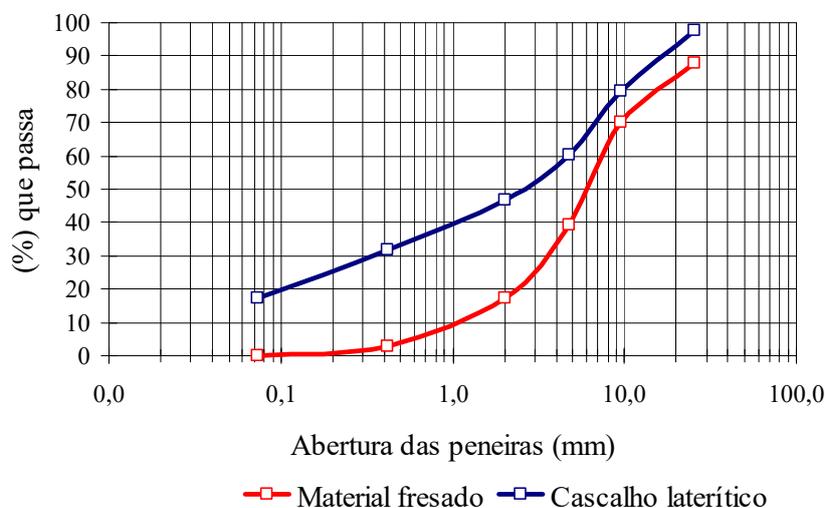


Figura 4.20 - Curvas granulométricas individuais do material fresado e do cascalho

O cascalho e o material fresado foram pesados separadamente nas proporções indicadas acima e, posteriormente, a homogeneização manual dos mesmos de forma a determinar a nova curva granulométrica dessa mistura foi feita.

Na Figura 4.21 é apresentada a curva granulométrica resultante da mistura do cascalho e material fresado.

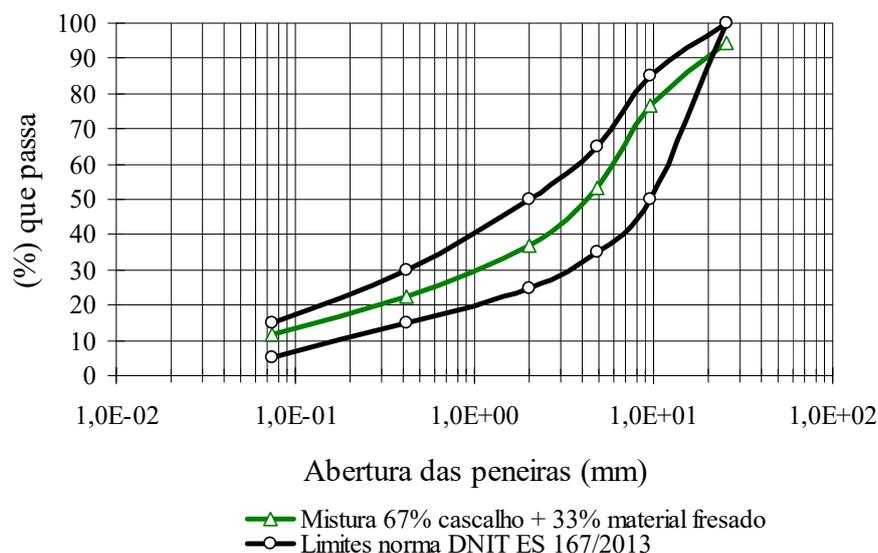


Figura 4.21 - Curva granulométrica resultante da mistura entre o material fresado e cascalho

A Figura 4.21 mostra que a combinação dos dois materiais (material fresado e cascalho) resultou numa mistura com granulometria que se enquadra na faixa recomendada pela norma de reciclagem do ES 167/13 (DNIT, 2013b).

Considerando que houve enquadramento da mistura na faixa do DNIT, não foi necessário introduzir agregados novos para promover a correção da granulometria.

Na sequência foi realizado o ensaio de compactação para determinação do peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{sm\acute{a}x}$) e umidade ótima (ω_{ot}). Sobre a mistura seca do cascalho laterítico e do asfalto fresado foi acrescida de 3% de cimento Portland (em peso). A compactação do material se deu na energia modificada, seguindo os procedimentos prescritos no método de ensaio DNIT ME 164 (DNIT, 2013a), sendo estes realizados sem réuso de material.

A Figura 4.22 apresenta a curva de compactação da mistura de material fresado, cascalho e cimento.

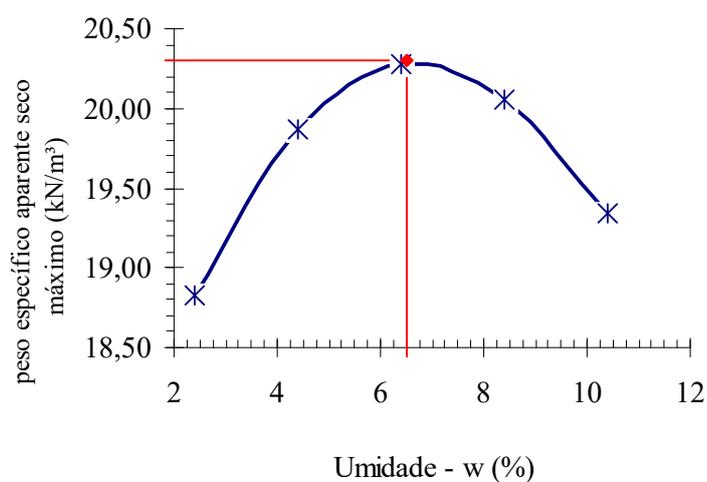


Figura 4.22 - Curva de compactação da mistura de material fresado, cascalho e cimento

A Tabela 4.20 evidencia os parâmetros ótimos da curva de compactação ($\gamma_{sm\acute{a}x}$ e ω_{ot}) determinados para mistura reciclada.

Esses parâmetros foram utilizados para confecção dos corpos de prova usados nos ensaios de módulo de resiliência, resistência à fadiga, compressão simples e diametral.

Teor de cimento (%)	DNIT-ME 164/13a	
	$\gamma_{sm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	ω_{ot} (%)
3	20,30	6,5

Tabela 4.20 – Parâmetros característicos da curva de compactação da mistura.

Na Tabela 4.21 são apresentados os resultados dos ensaios de compactação ($\gamma_{sm\acute{a}x}$ e ω_{ot}) de outros autores pesquisadores.

Autor	Energia de compactação	Tipo de mistura	M. espec. ap. seca Max. (kN/m ³)	Umidade ótima (%)
Trichês <i>et al.</i> (2013)	Modificada	BGS + 30% mat. fresado. Teor de cimento 3%	21,10	7,2
Luvizão (2014)	modificada	BGS + mat. fresado + 15% de pó de pedra e 3% de cimento	23,18	6,50
Fedrigo (2015)	Modificada	BGS+50% mat. fresado. Teor de cimento 4%	20,70	7,10
Kleinert (2016)	Modificada	BGS + 50% mat. fresado. Teor de cimento 4%	20,95	8,52
Gusmão (2008)	Intermediária	BGS + 50% mat. fresado. Teor de cimento 3%	19,90	7,40
Dellabianca (2004)	Intermediária	Cascalho +35% mat. fresado. Teor de cimento	19,50	6,5%
Saha e Mandal (2017)	Modificada	Pedra britada + 50% mat. fresado. Teor de cimento 2%	22,5	5,20
Cooley (2005)	Modificada	Solo granular + 50% mat. fresado.	13,20	6,13
Minguela (2011)	Modificado	Solo granular + 30% mat. fresado. Teor de cimento 3,5%	21,00	7,61

Tabela 4.21- Resultados dos ensaios de compactação obtidos por outros pesquisadores

Observando a Tabela 4.21 é possível verificar que as misturas apresentadas são constituídas predominantemente por material fresado e pedra britada compactadas na energia modificada cujos valores de massa específica aparente seca máxima ($\gamma_{sm\acute{a}x}$) superaram em média 6,8% do valor obtido no ensaio de compactação da mistura usada nesta pesquisa.

Para misturas semelhantes, como é o caso de Dellabianca (2004), os valores da massa específica e umidade ótima ficaram muito próximos.

- **Resistência à compressão simples**

Para essa avaliação foram rompidos 27 corpos de prova com idades 3 dias, 7 dias e 28 dias, sendo 9 CPs para cada idade. Os mesmos foram curados em câmara úmida à temperatura de 22 °C e umidade relativa do ar em 96%.

Os resultados obtidos nesse ensaio foram definidos a partir da resistência característica (R_{caract}) que é um valor obtido por meio da Equação 4.7 da Instrução de Projeto IP-DE-P00/001 do Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo (DER, 2006b).

$$R_{\text{caract.}} = R_{\text{médio}} - \frac{\sigma \times t_{0,90}}{\sqrt{n-1}} \quad [4.7]$$

Em que:

$R_{\text{médio}}$: Média aritmética dos valores das resistências das “n” amostras ensaiadas;

$t_{0,90}$: Coeficiente de *Student* relativo ao intervalo de confiança de 90%. Nesse caso foi adotado o valor de 1,40 que se refere às três amostras ensaiadas para cada idade;

σ : Desvio padrão da população dos valores de resistência das “n” amostras ensaiadas.

Para cada idade de cura foram obtidos valores da resistência característica, conforme indicado na Tabela 4.22. Com base nesses resultados, uma correlação entre os valores de RCS e as três idades de cura (Figura 4.23) recebeu evidência, sendo uma ferramenta importante para o acompanhamento do processo construtivo em campo.

Teor de cimento (%)	Idade (dias)	Resistência (MPa)										Desvio Padrão (MPa)	Coef. de variação	$R_{\text{caract.}}$ (MPa)
		CP 1	CP 2	CP 3	CP 4	CP 5	CP 6	CP 7	CP 8	CP 9	Média			
3,0	3	1,98	2,14	2,07	2,26	2,11	2,18	2,04	2,31	2,20	2,14	0,11	5%	2,09
	7	2,68	2,57	2,62	2,79	2,65	2,72	2,74	2,86	2,70	2,70	0,09	3%	2,66
	28	3,22	3,17	3,29	3,37	3,39	3,29	3,49	3,55	3,43	3,48	0,12	4%	3,42

Tabela 4.22 – Resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão simples do cascalho, material fresado e cimento

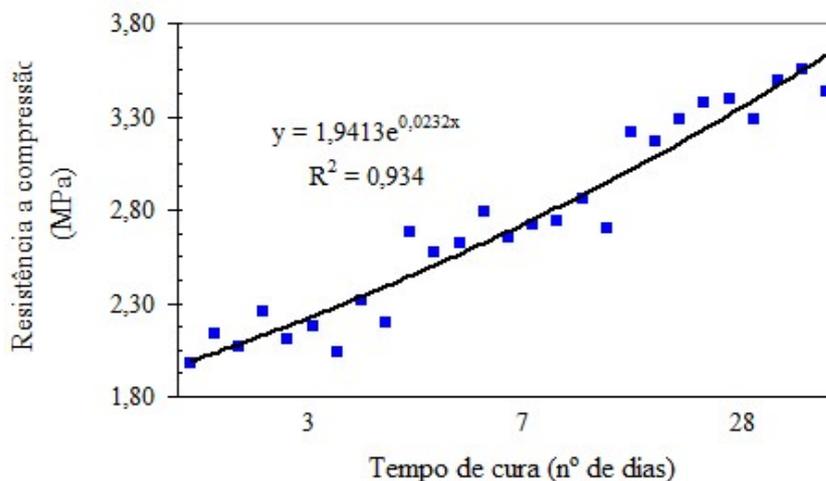


Figura 4.23 – Correlação entre o ganho de resistência à compressão em função do tempo de cura

- **Análise dos resultados obtidos**

Em se tratando de materiais semelhantes aos empregados neste estudo, Dellabianca (2004) estudou misturas contendo 65% de cascalho e 35% de material fresado, estabilizadas com 2% de cimento e energia de compactação intermediária. Os valores médios encontrados pela autora foram: 0,70 MPa (3 dias de cura), 0,90 MPa (7 dias de cura) e 1,30 MPa (28 dias de cura). Comparando com os resultados obtidos nesta pesquisa é possível perceber que, aumentar o teor de cimento para 3% e usar a energia de compactação modificada, ocasiona um acréscimo significativo de resistência para as três idades como era de se esperar. É possível observar, nesse cenário, a influência do teor de cimento nos parâmetros obtidos e o aumento da energia de compactação que permite, para misturas semelhantes, alcançar maiores valores de peso específico aparente seco máximo, ensejando, portanto, no acréscimo de resistência.

Por outro lado, quando se compara os resultados obtidos com misturas diferentes às aqui analisados, uma variabilidade muito grande de valores pode ser percebida. Os autores citados nesta pesquisa, Gusmão (2008); Sufian *et al.* (2009); Trichês *et al.* (2013), Luvizão (2014) e Fedrigo (2015), cujos resultados foram apresentados no Capítulo 3, pesquisaram misturas de brita graduada, usando diferentes percentuais de material fresado, cimento, idades de cura e energias de compactação. De modo geral, a resistência à compressão aumenta com a elevação do teor de cimento, da energia de compactação, do tempo de cura e com a redução

da porcentagem de material fresado. Sendo, a última variável, a que possui maior influência na resistência.

Analisando a evolução da resistência ao longo do tempo, em média houve um incremento de 22% no valor da resistência quando o período de cura passou de três para sete dias e de 28% quando esse período passou de sete para 28 dias. O resultado indica que o ganho de resistência é mais rápido nos primeiros sete dias de cura, a partir daí o material continua ganhando resistência, mas numa velocidade menor, conforme observado por Paiva e Oliveira (2017).

A partir dessa análise temporal, a base reciclada poderia ser liberada ao tráfego a partir do 3º dia de cura, pois atingiu a resistência mínima de 2,10 MPa (compressão simples) prevista na norma de reciclagem com adição de cimento - ES 167/2013 (DNIT, 2013). Lembrando que a referida norma estabelece que a resistência de 2,10 MPa deverá ser atingida com 7 dias de cura.

A resistência à compressão obtida no 7º dia é referente à faixa de valores recomendados pelas normas brasileiras ES 167/13 (DNIT, 2013b) e ES – P09/12 (DEINFRA, 2012) e organismos internacionais como a *Portland Cement Association* - PCA (LUHR; ADASKA; HALSTED, 2005) e o *Instituto Espanhol del cemento y sus aplicaciones* - IECA, (JOFRÉ; KRAEMER; MINGUELA, 1999). Entretanto, os valores obtidos ficaram abaixo do estabelecido pela norma de reciclagem ES-P 33/05 (DER/PR, 2005b) que varia de 3,5 MPa a 8,0 MPa.

Duas hipóteses poderiam ser levantadas para explicar o fato da mistura constituída por 65 % de cascalho, 32 % de material fresado e 3% de cimento ter atingido resistência compressão simples desejada, usando baixos teores de cimento: a predominância de areia no cascalho que facilitou a interação entre o cimento e as partículas do solo, conforme já mencionado e, também, pela participação de material fresado na mistura que ficou abaixo de 50% em peso, conforme defendido por Brown (2006) e Paiva *et al.* (2017). Mesmo em pequenas quantidades, o ligante hidráulico foi suficiente para aglomerar as partículas do material formando uma massa sólida e resistente.

Comparando os resultados obtidos com os dados da Tabela 2.7 apresentada no Capítulo 2 para exibir a classificação de materiais cimentados proposta pela AUSTROADS (2002) é percebido que a mistura estudada seria classificada como material levemente cimentado e composto por misturas contendo 3% em peso de cimento compactado na energia Modificada.

A Tabela 4.23 apresentada abaixo mostra um resumo dos resultados de resistência à compressão simples obtidos em trabalhos publicados na literatura.

Autor	Idade de cura (dias)	Tipo de mistura	Resistência à compressão simples. (MPa)
Trichês <i>et al.</i> (2013)	7	BGS + 30% mat. fresado. Teor de cimento 3%	1,31
Luvizão (2014)	7	BGS + mat. fresado + 15% de pó de pedra e 3% de cimento	1,85
Fedrigo (2015)	7	BGS+50% mat. fresado. Teor de cimento 4%	4,43
Kleinert (2016)	7	BGS + 50% mat. fresado. Teor de cimento 4%	4,43
Gusmão (2008)	28*	BGS + 50% mat. fresado. Teor de cimento 3%	2,1
Dellabianca (2004)	7	Cascalho +35% mat. fresado. Teor de cimento	0,90
Isola <i>et al.</i> (2013).	7	base granular + 70% material fresado 4%	3,0
Moreira (2006)	7	Pó de pedra +70% material fresado. Teor de cimento 3%	0,55
Yuan et al (2011)	7	Base granular + 50% mat. fresado. Teor de cimento 2%	2,1
Sulfian <i>et al.</i> (2009)	7	BGS + 50% mat. fresado. Teor de cimento 3%	1,98
Minguela (2011)	7	Solo granular + 35% mat. fresado. Teor de cimento 3,5%	2,16

Tabela 4.23 - Resumo dos resultados dos ensaios de resistência à compressão simples obtidos por outros pesquisadores (* Gusmão (2008) não avaliou resistência à compressão simples aos 7 dias de cura)

Correlacionando os resultados obtidos nesta pesquisa com os resultados publicados por pesquisadores brasileiros e estrangeiros, a partir da Tabela 4.36, é claramente percebida uma grande variabilidade de misturas estabilizadas com material fresado e cimento, o que justifica a dispersão de resultados que variaram de 0,55 MPa até 4,43 MPa para um período de cura de 7 dias. Assim, o valor de resistência à compressão simples ($R_{\text{caract.}}$) encontrado nesta pesquisa (2,66 MPa) está dentro da faixa de valores publicados na literatura nacional e estrangeira.

- **Resistência à tração por compressão diametral**

Nesta avaliação foi adotado o mesmo número de CPs usados no ensaio de resistência à compressão simples, ou seja, um total de 27 corpos de prova rompidos com

idades 3 dias, 7 dias e 28 dias, sendo 9 CPs para cada idade. Os ensaios foram realizados sob a temperatura de 25° C.

Na Tabela 4.24 são apresentados os resultados do ensaio para as 3 idade de cura. Os valores de ruptura foram definidos a partir da resistência característica (R_{caract}), seguindo o mesmo critério estatístico adotado para o ensaio de compressão simples.

Idade (dias)	Resistência (MPa)									Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coef. de variação	R_{caract} (MPa)
	CP 1	CP 2	CP 3	CP 4	CP 5	CP 6	CP 7	CP 8	CP 9				
3	0,28	0,24	0,29	0,27	0,26	0,32	0,28	0,33	0,30	0,29	0,02	7%	0,28
7	0,36	0,39	0,40	0,34	0,31	0,38	0,43	0,38	0,37	0,37	0,04	10%	0,35
28	0,53	0,58	0,56	0,51	0,46	0,58	0,60	0,56	0,54	0,55	0,05	8%	0,53

Tabela 4.24 – Valores obtidos no ensaio de resistência à tração diametral

Na Tabela 4.25 são apresentados os resultados individuais dos CPs rompidos com 28 dias de cura. Foi determinada a média da resistência à tração por compressão diametral de nove corpos de provas a fim de ser usada como referência para realização do ensaio de fadiga. A média obtida foi considerada como sendo um valor representativo da resistência à tração da mistura do cascalho, material fresado e cimento.

CP N°	H (mm)	D (mm)	Carga (kgf)	RCD (MPa)	RCD médio (MPa)	R_{caract}
1	71,63	102,06	606	0,53		
2	70,51	101,71	657	0,58		
3	71,82	101,97	645	0,56		
4	71,46	103,01	589	0,51		
5	71,65	101,82	529	0,46	0,55	0,528
6	70,78	101,65	650	0,58		
7	70,19	101,17	664	0,60		
8	71,23	102,26	637	0,56		
9	70,37	101,45	610	0,54		

Tabela 4.25 – Resultados individuais obtidos no ensaio de resistência à tração diametral dos corpos de prova rompidos com idades de 28 dias de cura
Fonte: Modificado de Specht e Just (2016) e Oliveira (2017)

A Tabela 4.25 apresenta a correlação entre os valores de RCD e as três idades de cura (Figura 4.24), sendo um parâmetro importante para o acompanhamento do processo construtivo em campo.

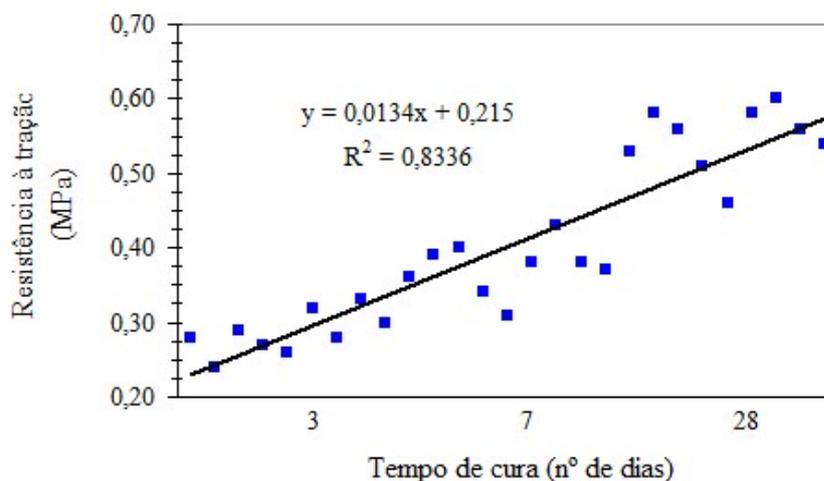


Figura 4.24 - Correlação entre ganho de resistência à tração e período de cura

- **Análise dos resultados obtidos**

A Figura 4.21 evidencia que a resistência característica aos 7 dias de cura se enquadra no intervalo de valores admissíveis de RCD definido pela norma de reciclagem ES 167/13 (DNIT, 2013b), que é de 0,25 a 0,35 MPa e da norma ES-P 09/12 (DEINFRA, 2012), que apenas define uma RCD mínima de 0,25 MPa aos 7 dias de cura.

Cabe lembrar que ambas as especificações são restritivas, pois sugerem uma porcentagem máxima de 50% de material fresado e a norma ES-P 09/12 (DEINFRA, 2012) ainda define um teor máximo de cimento de 3%. Conclui-se, então, que os percentuais propostos para elaboração da mistura estão adequados.

Os resultados de resistência à tração por compressão diametral obtidos por alguns autores citados nesta pesquisa, como Gusmão (2008), Sufian *et al.* (2009), Trichês *et al.* (2013), Luvizão (2014) e Fedrigo (2015), usaram misturas predominantemente constituídas por BGS e asfalto fresado, variando teores de cimento entre 2% e 4% e energias de compactação entre intermediária e modificada para diferentes idades de cura. Além destes, a maioria dos autores pesquisados trabalharam com materiais diferentes do cascalho laterítico não sendo possível avaliar eventuais desvios de resultados com os encontrados nesta pesquisa.

Novamente, é evidenciado que a RCD recebeu influência fortemente pela interação entre o cimento e as partículas do cascalho. Além disso, a participação do asfalto

fresado na mistura foi restringida em 33% ficando, portanto, abaixo do limite recomendado pelos autores já citados. Esses dois fatores contribuíram para o bom desempenho da mistura.

Na Tabela 4.26, presente a seguir, é apresentado um resumo dos resultados de resistência à tração por compressão diametral obtidos em trabalhos publicados na literatura.

Autor	Idade de cura (dias)	Tipo de mistura	Resistência à tração por compressão diametral (MPa)
Trichês <i>et al</i> (2013)	7	BGS + 30% mat. fresado. Teor de cimento 3%	0,35
Luvizão (2014)	7	BGS + mat. fresado + 15% de pó de pedra e 3% de cimento	0,36
Fedrigo (2015)	7	BGS+50% mat. fresado. Teor de cimento 4%	0,74
Kleinert (2016)	7	BGS + 50% mat. fresado. Teor de cimento 4%	0,54
Gusmão (2008)	28*	BGS + 50% mat. fresado. Teor de cimento 3%	0,39
Isola <i>et al.</i> (2013).	7	base granular + 70% material fresado 4%	1,40
Moreira (2006)	7	Pó de pedra +70% material fresado. Teor de cimento 3%	0,07
Yuan <i>et al.</i> (2011)	7	Base granular + 50% mat. fresado. Teor de cimento 2%	0,27
Sulfian <i>et al.</i> (2009)	7	BGS + 50% mat. fresado. Teor de cimento 3%	0,29
Minguela (2011)	7	Solo granular + 35% mat. fresado. Teor de cimento 3,5%	0,19

Tabela 4.26 - Resumo dos resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral obtidos por outros pesquisadores (* Gusmão (2008) não avaliou resistência à tração por compressão aos 7 dias de cura)

Assim como no ensaio de compressão simples, grande variabilidade de resultados que se deve às características das misturas pesquisadas pelos autores aqui citados foi verificada. A faixa de valores é ampla, variando de 0,07 MPa da pesquisa portuguesa sobre mistura de material fresado e pó de pedra estabilizada com 3% cimento, (MOREIRA, 2006) até 0,74 MPa encontrado por Fedrigo (2015) para uma mistura de BGS, material fresado estabilizada com 4% de cimento. Correlacionando os resultados das Tabela 4.24 e 4.25 com a resistência característica aos 7 e 28 dias obtidas nesta pesquisa (0,53 MPa e 0,53 MPa), a conclusão é que a resistência à tração por compressão diametral está dentro do intervalo de valores publicados na literatura nacional e estrangeira.

- **Módulo de resiliência diametral- MRD**

A metodologia utilizada para determinação do módulo de resiliência foi o ensaio de compressão diametral de carga repetida, conforme prescrito na norma DNIT-ME 135 (DNIT, 2010). Como não foi realizada a determinação do coeficiente de Poisson para as amostras empregadas nesta investigação, o valor de 0,25 foi adotado. Esse valor está enquadrado na faixa de valores sugerida pela Instrução de Projeto – IP-DE-P00/001 (DER-SP, 2006b) para materiais estabilizados com cimento (0,15 a 0,30). Também se enquadra no *Special Report 162* (TRB, 1975), que recomenda a adoção dos valores descritos na Tabela 4.27 quando não é possível medir com confiabilidade o referido coeficiente.

Materiais	Coeficiente de Poisson
CAUQ	0,25 – 0,35
Subleito, sub-bases e bases granulares	0,30 – 0,40
Solo-cimento	0,10 – 0,25
Subleito siltoso ou argiloso	0,40 – 0,50

Tabela 4.27 - Valores de coeficiente de Poisson para alguns materiais de Pavimentação. Fonte: TRB – *Special Report 162* (TRB, 1975)

Os resultados de MRD obtidos para um período de cura de dias são apresentados nas Tabela 4.28.

MR - TEMPERATURA 25° C								
CP N°	Carga de entrada (N)	MR (MPa)	CP N°	Carga de entrada (N)	MR (MPa)	CP N°	Carga de entrada (N)	MR (MPa)
6	100	7.639	14	100	9.934	22	100	8.078
7	100	7.432	15	100	7.489	23	100	7.562
8	100	9.905	16	100	9.003	25	100	7.991
9	100	7.709	17	100	7.522	26	100	7.682
10	100	7.506	18	100	7.691	27	100	8.377
11	100	6.575	19	100	8.090	28	100	8.802
12	100	8.734	20	100	7.393	29	100	8.046
13	100	9.268	21	100	7.110	30	100	8.281
Média (MPa)				8.076				
Desvio padrão				837				
Coeficiente de variação				10%				

Tabela 4.28 - Resultados obtidos no ensaio de módulo de resiliência

Fonte: Modificado de Specht e Just (2016) e Oliveira (2017)

- **Análise dos resultados obtidos**

A Tabela 4.28 mostra que houve baixa dispersão de resultados. O valor do coeficiente de variação foi baixo (inferiores a 10%). No entanto, não houve convergência com resultados encontrados por pesquisadores brasileiros. Dellabianca (2004) estudou mistura semelhante constituída por cascalho laterítico, 25% de material fresado, 2% de cimento aplicando a energia intermediária e período de cura de 7 dias, mas encontrou valor bem menor: 800 MPa.

Em se tratando de outras misturas estabilizadas com material fresado, particularmente bases de brita graduada, existe uma variabilidade muito grande de resultados. Os resultados obtidos por Fedrigo (2015) apresentaram comportamento diferente. O autor encontrou valores elevados, variando entre 10.390 MPa a 25.719 MPa, superiores aos encontrados nesta pesquisa e também por outros pesquisadores como Luvizão (2014) que variou entre 837 a 1.203 MPa e Kleinert (2016), que variou de 484 MPa a 20.031MPa. Os autores citados variaram percentuais das misturas, idades de cura e energias de compactação.

Essa variabilidade de valores pode ser explicada em parte por Fedrigo (2015), que desenvolveu um programa experimental em que variou percentuais de asfalto fresado, teores de cimento, tempos de cura e energias de compactação e chegou à conclusão de que o acréscimo de cimento, a utilização de maior energia de compactação e maior período de cura aumenta os valores MRD. O autor também concluiu que menores porcentagens de asfalto fresado atingem maiores valores de módulo de resiliência. Em relação a esse parâmetro, não houve influência considerando que os percentuais usados nas duas pesquisas foram próximos.

Aranha (2013) estudou misturas de material fresado e solo brita preparadas com a adição de 5% de cimento, compactadas na energia modificada e curadas com 28 dias e encontrou valores que estão entre 7.800 MPa e 8.100 MPa, muito próximos dos valores encontrados nesta pesquisa.

O valor do módulo de resiliência da mistura do cascalho, material fresado e cimento também ficou dentro do intervalo de valores encontrados por Pasche (2016) que variou entre 5.400 MPa a 11.800 MPa.

Na Tabela 4.29, é apresentado um resumo dos resultados obtidos de módulo de resiliência publicados na literatura nacional e estrangeira:

Autor	Idade de cura (dias)	Tipo de mistura	Resistência à tração por compressão diametral (MPa)
Trichês <i>et al.</i> (2013)	7	BGS + 30% mat. fresado. Teor de cimento 3%	3.212
Luvizão (2014)	7	BGS + mat. fresado + 15% de pó de pedra e 3% de cimento	935
Fedrigo (2015)	7	BGS+50% mat. fresado. Teor de cimento 4%	18.528
Kleinert (2016)	7	BGS + 50% mat. fresado. Teor de cimento 4%	8.268
Yuan <i>et al.</i> (2011)	7	Base granular + 50% mat. fresado. Teor de cimento 2%	8.273
Sulfian <i>et al.</i> (2009)	7	BGS + 50% mat. fresado. Teor de cimento 3%	10.807

Tabela 4.29 - Resumo dos resultados dos ensaios de módulo de resiliência diametral aos 7 dias de cura obtidos por outros pesquisadores.

O valor de módulo de resiliência obtido nesta pesquisa foi de 8.076 MPa aos 28 dias. Comparando com os resultados obtidos na Tabela 4.28, é notável que esse valor se configura como compatível com os resultados de Yuan *et al.* (2011) e Kleinert (2016), embora esses autores tenham realizado os ensaios com 7 dias de cura. Quando comparado com Fedrigo (2015), o desempenho da mistura estudada está muito inferior às misturas de BGS estabilizadas com material fresado e cimento. Todavia, importa destacar, que o valor encontrado de 8.076 MPa está dentro da faixa de valores usuais (5.000 a 10.000 MPa) recomendado pelo Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo (DER, 2006b) para elaboração de projetos de pavimentação.

- **Comportamento à fadiga**

Conforme citado no Capítulo 3, item 3.5.6 – Comportamento à fadiga, a carga aplicada foi estabelecida a partir da relação entre a tensão de tração aplicada / resistência à tração do material que variou entre 85% e 95%. Os dados individuais dos resultados do ensaio de fadiga são apresentados na Tabela 4.30.

ID	Altura (mm)				Média (mm)	Diâmetro (mm)		Média (mm)	Peso (g)	M. espec. aparente (kN/m ³)	SR	Nº de ciclos	
12	70,55	71,10	70,77	70,44	70,71	102,04	102,10	102,07	1.183,18	20,45	0,85	100.000	
23	71,32	71,43	71,54	71,27	71,39	101,98	102,00	101,99	1.173,28	20,12		100.000	
21	70,58	71,43	71,22	70,48	70,93	102,37	102,20	102,29	1.186,74	20,36	0,875	676	
22	71,25	70,66	71,47	70,54	70,98	102,36	102,50	102,43	1.186,65	20,29		481	
27	70,94	70,66	71,16	70,23	70,75	101,73	101,90	101,81	1.187,81	20,62		15.741	
28	70,66	70,21	70,44	70,38	70,42	102,30	102,50	102,40	1.167,05	20,12		100.000	
7	70,84	71,55	70,44	70,33	70,79	101,98	102,10	102,04	1.173,69	20,27	0,90	8.576	
9	70,91	70,55	71,47	70,20	70,78	102,09	102,40	102,25	1.173,29	20,19		1.236	
10	71,81	71,75	71,82	71,20	71,65	101,89	102,00	101,94	1.205,99	20,62		4.166	
11	70,79	70,55	71,01	70,33	70,67	102,40	102,60	102,50	1.172,17	20,10		12.046	
19	71,20	70,99	71,42	70,77	71,09	102,13	101,90	102,02	1.189,10	20,47		33.236	
20	70,81	70,33	71,03	70,19	70,59	102,50	102,60	102,55	1.208,80	20,73		301	
29	70,72	70,33	70,99	71,54	70,90	102,30	102,10	102,20	1.187,57	20,42		100.000	
17	70,91	71,21	71,13	70,77	71,00	101,93	102,10	102,02	1.168,04	20,12		0,925	111
18	70,68	70,55	70,90	70,21	70,59	102,16	102,00	102,08	1.167,30	20,21			8.886
26	71,11	71,76	71,33	70,40	71,15	102,27	102,00	102,14	1.161,57	19,93			28.166
6	70,54	71,21	71,54	70,77	71,02	101,77	101,64	101,71	1.159,69	20,10	0,95	1.766	
15	71,79	71,45	71,31	71,40	71,49	102,60	102,50	102,55	1.181,74	20,01		66	
16	70,50	71,17	70,72	70,26	70,66	102,01	102,00	102,01	1.165,78	20,19		2.246	
25	70,58	70,44	70,80	70,54	70,59	101,83	101,80	101,82	1.176,71	20,38		731	
30	71,55	71,21	71,65	71,37	71,44	102,20	102,40	102,30	1.184,29	20,17		2.976	
13	71,15	70,55	71,43	70,44	70,89	102,10	102,00	102,05	1.180,73	20,36		0,975	5.441
14	70,99	70,77	71,21	70,55	70,88	101,79	101,90	101,85	1.166,61	20,20	2.251		

Tabela 4.30 – Valores obtidos no ensaio de resistência à fadiga para uma RT Média de 0,53Mpa
Fonte: Modificado de Specht e Just (2016) e Oliveira (2017)

A Tabela 4.30 mostra que houve variabilidade do número de ciclos necessários para romper os corpos de prova para o mesmo SR. Isso pode ser explicado pelas propriedades anisotrópicas intrínsecas do material que é um compósito constituído por três materiais distintos (cascalho laterítico, material fresado e cimento) que contribuem para a alterar as propriedades mecânicas das amostras. A padronização do procedimento para confecção dos corpos de prova não foi suficiente para evitar a oscilação dos resultados para as mesmas condições de ensaio. Em decorrência disso, os efeitos da fadiga pode não ser a principal causa de ruptura dos corpos de prova.

A Figura 4.25 apresenta os resultados obtidos após ajustes dos dados do ensaio de fadiga. O critério adotado para isso seguiu a metodologia descrita no APÊNDICE C.

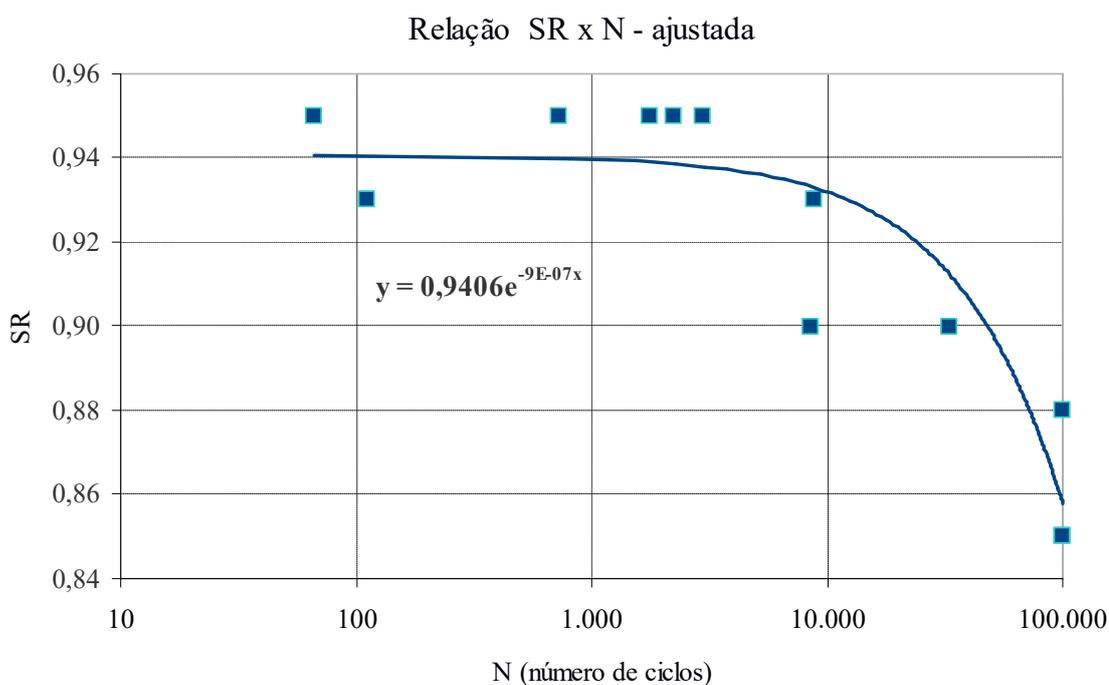


Figura 4.25 - Vida de fadiga com valores ajustados

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 Conclusões

A seguir, são apresentadas as principais conclusões obtidas, ressaltando que as mesmas são restritas aos materiais e métodos utilizados por esta pesquisa:

- A mistura de fresado, cascalho com finos lateríticos e cimento, respectivamente nas proporções de 32%, 65% e 3%, produziu uma mistura estabilizada com características que atenderam aos requisitos das especificações técnicas para camadas recicladas. Os resultados dos ensaios de laboratório obtidos foram próximos daqueles resultantes de pesquisas desenvolvidas com misturas estabilizadas semelhantes;
- A determinação dos percentuais de material fresado e cascalho está associada às espessuras existentes de capa asfáltica. Como as variações são frequentes nas rodovias brasileiras, se faz necessário o desbaste prévio do excesso de capa por meio de fresagem. A formulação do projeto de dosagem deve simular as condições de campo para permitir a adequada caracterização da mistura e assegurar a uniformidade de suas propriedades mecânicas;
- O módulo de resiliência obtido, nesta pesquisa, pode ser considerado elevado para uma mistura reciclada. Entretanto, o valor encontrado se enquadra na faixa de valores para solo cimento sugerido pela Instrução de Projeto do DER de São Paulo (DER, 2006) e ficou abaixo dos valores encontrados por Fedrigo (2015) e Kleinert (2016). A rigidez do material pode estar associada à predominância do cascalho na mistura, sua interação com cimento e a elevada energia de compactação aplicada nas duas faces do corpo de prova;
- Mesmo em pequenas quantidades, o cimento adicionado foi suficiente para aglomerar as partículas da mistura do cascalho com o material fresado, formando uma massa sólida e com propriedades mecânicas adequadas para uma base de pavimento reciclada. Isso se deve em grande parte à presença significativa de areia na composição do solo que facilita a interação do material com o cimento;
- Os percentuais propostos para confecção da mistura reciclada resultou em um material cuja resistência aos 7 dias (compressão simples e diametral) se mostrou compatível com o intervalo de valores recomendados pelas normas brasileiras e organismos

internacionais, validando a dosagem e qualificando o material para ser usado em base reciclada de pavimento;

- As resistências à tração e à compressão aumentaram com o tempo de cura. As correlações estabelecidas foram satisfatórias e constituíram valores básicos importantes para a estimativa das resistências da camada aos 28 dias a partir de resultados obtidos no sétimo dia de cura. Essas mesmas correlações se mostraram muito úteis caso ocorra dificuldade de moldar e estocar, em câmara úmida, número elevado de corpos de prova para rompimento nas duas idades;
- O estudo exploratório para avaliar o número de ciclos necessários para levar à ruptura, por fadiga, de corpos de provas prismáticos (ensaio de flexotração dinâmica), foi prejudicado devido às dificuldades de preparação e manuseio das vigotas confeccionadas a partir de materiais granulares estabilizados com baixos teores de cimento. Por essa razão, o estudo não teve prosseguimento e opção foi pela realização do ensaio dinâmico de resistência à tração por compressão diametral para determinação do comportamento à fadiga. Entretanto, observou a dispersão de resultados que estão associados às características anisotrópicas do material. Tais características contribuíram para alterar das propriedades mecânicas das amostras e não propriamente a metodologia usada no ensaio.
- A equação proposta para estimar a vida de fadiga mostra que menores valores de resistência à tração correspondem a maiores números de ciclos antes da ruptura do corpo de prova. Isso indica que há um ponto de equilíbrio para o percentual de cimento adicionado. Misturas que possuem rigidezes elevadas, fragilizam a camada reciclada, podendo, eventualmente, provocar sua ruptura com baixos níveis de deformação;
- Embora os resultados apresentados nesta pesquisa sejam úteis para nortear a elaboração de projetos de restauração, é importante destacar a necessidade de se estabelecer um fator “campo laboratório”, relacionando o número N de aplicações de cargas do tráfego com o número de ciclos do ensaio de fadiga em laboratório. Isso se deve às diferenças entre os estados de tensões do material **reciclado** com cimento em laboratório e no campo. Os parâmetros de fadiga da amostra devem ser fundamentados por testes “*in loco*” para obtenção de modelos de comportamento com maior acurácia e, assim, melhor orientar a prática da engenharia;

- A equação de regressão que representa o comportamento à fadiga ($SR \times N$) foi determinada em uma relação diferente (logaritmo neperiano) de outras equações propostas por artigos pesquisados na revisão da literatura. Tal relação foi obtida com a exclusão de alguns resultados dispersos obtidos no ensaio cíclico de tração indireta, utilizando a metodologia descrita no APÊNDICE C;
- Por outro lado, houve baixa variabilidade de resultados nos ensaios de compressão simples e compressão diametral que resultou em uma relação linear com coeficiente de regressão alto, indicando uma correlação satisfatória, conforme apresentado nas figuras 4.22 e 4.24. Também houve baixa dispersão de resultados no ensaio de módulo de resiliência, cujo coeficiente de variação se enquadrou em uma faixa inferior a 10%, considerado baixo para experimentos de laboratório.
- O modelo proposto para previsão do comportamento à fadiga com base na resistência à tração por compressão diametral apresentou ser favorável já que se trata de um ensaio simples e que demanda equipamento sempre disponível em laboratórios de obras;
- A ascensão capilar do cascalho estabilizado com cimento variou entre 37,21% e 100% sendo que apenas o corpo de prova estabilizado com 3% de cimento não atingiu 100% após 72 horas em contato com a água, o que indica que o cascalho usado nesta pesquisa é um material sensível à ação da água;
- O aumento de volume nos corpos de prova se deu após 72 horas de exposição à água e por se tratar de materiais cimentados essa ocorrência não era de esperar. O melhor resultado foi observado nos CPs estabilizados com 3% de cimento, embora não tenha sido suficiente para conter a expansão dos finos do cascalho. Com isso, foi possível observar que o cascalho demanda teores de cimento mais elevados para inibir a expansão, mas em contrapartida pode comprometer a base reciclada com o aparecimento de trincas por retração e/ou excesso de rigidez;
- Os resultados de absorção variaram de 4,52% a 7,47% e estão associados à quantidade de cimento incorporado ao cascalho. Embora a absorção tenha aumentado com o acréscimo de cimento houve ganho de estabilidade em relação ao cascalho “*in natura*” e o corpo de prova não se dissolvia na presença de água;
- Ocorreu uma melhora no desempenho dos materiais a partir da adição de cimento. Essa constatação é positiva para o objetivo dessa pesquisa, pois indica que o teor de

cimento usado (3%) é viável para emprego da reciclagem com adição de cimento na recuperação de base deteriorada de cascalho, tornando os finos lateríticos imunes à presença de água livre e, simultaneamente, melhorando as propriedades da mistura do cascalho com o material fresado.

- A avaliação da resistência à flexotração para misturas de cascalho e fresado estabilizada com cimento através de ensaio de flexão não apresentaram resultados convergentes que permitissem uma análise consistente deste procedimento de pesquisa para este tipo de mistura.

O procedimento de estabilização com cimento executado por reciclagem profunda dos materiais avaliados por ensaios de laboratório apresentou resultados promissores e, embora carente de experimentos de campo, pode ser considerada uma solução interessante do ponto de vista técnico.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Durante o desenvolvimento desta pesquisa, surgiram novas ideias e possibilidades que poderiam contribuir para o aperfeiçoamento dos dados obtidos. Por isso, e pensando nas dificuldades e limitações encontradas, a proposta é que novas pesquisas sejam realizadas com o objetivo de complementar o que foi apresentado aqui. Abaixo foram elencados alguns pontos referentes a isso:

- Ampliar o número de ensaios de fadiga de misturas envolvendo cimento, asfalto fresado e outros tipos de solos da classificação MCT, permitindo desenvolver modelos de previsão de comportamento à fadiga de materiais cimentados cada vez mais específicos;
- Complementar esta pesquisa com a execução de trecho de teste que possibilite avaliar a viabilidade construtiva da mistura estudada. O referido trecho seria submetido à exposição ao tráfego normal ou experimento acelerado que permitisse determinar o fator de conversão campo-laboratório adequado à mistura estabilizada estudada;
- Desenvolvimento de um modelo de fissuração por fadiga baseado em dados de campo, objetivando estabelecer um critério de ruptura em corpos de provas ensaiados em laboratório;
- Definir as condições da sub-base e das camadas inferiores em que a reciclagem com cimento não seja viável para recuperar o pavimento degradado;

- Estudar, em laboratório, os efeitos da retração do cimento em solos LA (areia laterítica) e sua correlação com os níveis de trincamento verificado no pavimento para fins de proposição de um procedimento de previsão da retração em campo;
- Aperfeiçoar os ensaios de perda de massa por imersão e também os ensaios de absorção, expansão e ascensão capilar para permitir avaliar esses parâmetros em materiais reciclados com cimento;
- Vincular o comportamento mecânico da base de cascalho laterítico reciclada com cimento às características químicas e mineralógicas do solo “*in natura*” compactado; e, finalmente,
- Desenvolver métodos para avaliação da durabilidade da camada reciclada de cascalho laterítico e demais propriedades que reflitam no seu comportamento por meio da aplicação de cargas dinâmicas, simulando as condições de campo que lhe sejam mais prejudiciais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO. American Association of State Highway and Transportation Officials. **Guide for design of pavement structures**. Washington D.C, 1993.

_____. **T 170-00 – Standard method of test for recovery of asphalt binder from solution by Abson Method**. Washington, 2000.

ABDO, J. **Recycling Pavements with Cement: General Topics**. In: PROCEEDINGS, FIRST INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUBGRADE STABILISATION AND IN SITU PAVEMENT RECYCLING USING CEMENTE , IECA – AEC – ATC. Salamanca. p. 4-2. 2001

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6508: Solo - Determinação da Massa Específica dos Grãos**. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 11578: Cimento Portland Composto**. Rio de Janeiro, 1997.

_____. **NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova**. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 6576: Materiais asfálticos - Determinação da penetração**. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 12142: Concreto - Determinação da resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos**. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 6457: Amostras de Solo - Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização**. Rio de Janeiro, 2016a.

_____. **NBR 6459: Solo - Determinação do Limite de Liquidez**. Rio de Janeiro, 2016b.

_____. **NBR 6560: Ligantes asfálticos - Determinação do ponto de amolecimento - Método do anel e bola**. Rio de Janeiro, 2016c.

_____. **NBR 7180: Solo - Determinação do Limite de Plasticidade**. Rio de Janeiro, 2016d.

_____. **NBR 7181: Solo - Análise Granulométrica**. Rio de Janeiro, 2016e.

_____. **NBR 7182: Ensaio de Compactação**. Rio de Janeiro, 2016f.

_____. **NBR 7809: Agregado graúdo - Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2016g.

_____. **NBR 9895: Solo – Índice de Suporte Califórnia**. Rio de Janeiro, 2016h.

_____. **NBR NM 248 - Agregados - Determinação da composição granulométrica**, Rio de Janeiro, 2003.

AMARO, G.J. **Estudo de dois solos tropicais melhorados com cimento ou cal para emprego em camadas superiores de estradas não pavimentadas**. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia. Universidade Estadual de Campinas, Campinas/SP, 2017.

ANDRADE, M. H. F. **Reciclagem a frio com adição de cimento**. In: 4º ENCONTRO TÉCNICO DER/PR – **Anais...** Curitiba, 2007. 54 p.

ARANHA, A.L. **Avaliação Laboratorial e em Campo da Tecnologia de Reciclagem de Base com Cimento para a Reabilitação de Pavimentos**. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Transportes, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

ARAYA, A.A. **Characterization of Unbound Granular Materials for Pavements. Master of Science**. Faculty of Civil Engineering and Geosciences Delft University of Technology. Delft, Netherlands, 253 p, 2011

AS. Standards Australia. **AS 1141.53-96 - Method for sampling and testing aggregates: method 53: absorption, swell and capillary rise of compacted materials**. Strathfield, New South Wales, 1996.

_____. **AS 1012-11 - Methods of testing concrete Determination of the modulus of rupture**. Strathfield, New South Wales, 2011.

_____. **D2487-06 - Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)** -. West Conshohocken, 2006.

_____. **D2172-11 - Standard test methods for quantitative extraction of bitumen from bituminous paving mixtures**. Philadelphia, 2011.

_____. **D1856-95 - Standard Test Method for Recovery of Asphalt From Solution by Abson Method**. Philadelphia, 1995.

_____. **D6084-04 - Standard Test Method for Elastic Recovery of Bituminuous Materials by Ductilometer**. Philadelphia, 1994.

AUSTROADS. **Cemented Materials Characterisation: Austroads Publication: Final Report**. Sydney, Australia. 133p, 2014.

_____. **Mix design for stabilised pavement materials: Austroads Publication APT16**. Sydney, Australia. 43p, 2002.

_____. **Pavement Design - A Guide to the Structural Design of Road Pavements. Austroads Publication: AP-17/92**. Sydney, Australia, 1992

_____. **The Development and Evaluation of Protocols for the Laboratory Characterisation of Cemented Materials** Mix design for stabilised pavement materials: **Austrroads Publication AP-T101/08**. Sydney, Australia. 89p, 2008.

AUTRET, P. **Latérites et graveleux latéritiques**. ISTED - Institut des Sciences et des Techniques de l'Équipement et de l'Environnement pour le Développement, 38 pages. LCPC, 1983.

AZEVEDO, A.M. **Considerações sobre a drenagem superficial na vida útil de pavimentos rodoviários**. Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

BALBO, J.T. **Estudo das Propriedades Mecânicas das Misturas de Brita e Cimento e sua Aplicação aos Pavimentos Semi Rígidos**. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

_____. (2007) **Pavimentação Asfáltica: Materiais, Projeto e Restauração**. 1ª Ed. São Paulo: Oficina de Textos. 558p, 2007

BATALIONE, G. **Estabilização de Solos Tropicais com a Utilização de Rejeitos Finos de Pedreira de uma Rocha Granítica**. Dissertação (Mestrado), Publicação GDM 158/07 – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2007.

BATISTA, F.G.M.R. **Reabilitação de Pavimentos flexíveis através de Reciclagem com Cimento**. Dissertação (Mestrado) – Instituto Superior Técnico. Universidade Técnica de Lisboa, 2009.

BERNUCCI, L.L.B. **Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego**. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica. Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

_____. **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros**. Rio de Janeiro: PETROBRÁS, ABEDA, 2008.

BONFIM, V. **Estudo da granulometria resultante da fresagem de revestimentos asfálticos com vistas à reciclagem “in situ” a frio**. São Paulo (1999). Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1999.

BROWN, A.V. **Cement Stabilization of Aggregate Base Material Blended with Reclaimed Asphalt Pavement**. Master of Science. Department of Civil and Environmental Engineering. Provo: Brigham Young University, 2006.

BS. British Standards. **1377-4: Methods of test for soils for civil engineering purposes. Compaction-related tests**. London, 1990.

CALTRANS. Califórnia Department of Transportation-. **Full Depth Reclamation Using Cement. Division of Maintenance.** Sacramento, CA: State of California. Disponível em <[http://www.dot.ca.gov/hq/maint/Pavement/Offices/Pavement_Engineering/PDF/FDR_C_De sign_Guide_April_2013.pdf](http://www.dot.ca.gov/hq/maint/Pavement/Offices/Pavement_Engineering/PDF/FDR_C_De_sign_Guide_April_2013.pdf)>. Acesso em: 20 outubro 2015.

CASTAÑEDA, M.A.L. **Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland: Estudo de fadiga através do ensaio de flexão em viga de quatro pontos.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

CATERPILLAR. **Manual de Recuperação de Rodovias.** Minneapolis, 1996.

CEDEX. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. **Manual de firmes con capas tratadas con cemento.** Madrid, 2003.

CERATTI, J.A.P. **Estudo do Comportamento a Fadiga de solos Estabilizados com Cimento para Utilização em Pavimentos.** Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

CHANG, D.T. **Resilient Properties and Microstructure of Modified Fly Ashstabilized Fine Grained Soils.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Vol. 1486, pp. 88 – 96, 1995.

CHESNER, W. *et al.* **User Guidelines for Waste and Byproduct Materials in Pavement Construction.** FHWA Report FHWA-RD-97-148, Federal Highway Administration, 1998.

CNT. Confederação Nacional do Transporte. **Boletim Estatístico.** Disponível em: <<http://cms.cnt.org.br/Imagens%20CNT/BOLETIM%20ESTAT%20C3%8DSTICO/BOLETIM%20ESTAT%20C3%8DSTICO%202017/Boletim%20Estat%20C3%ADstico%20-%2006%20-%202017.pdf>>. Acesso em: 06 novembro 2017.

COLLINGS, D. C. **Experiences gained from ten years of pavement rehabilitation by in situ recycling with cement and combinations of cement / bituminous stabilizing agents.** In: 1er SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO – Anais... Salamanca, 2001. p. 89 – 103.

COOLEY, D.A. **Effects of Reclaimed Asphalt Pavement on Mechanical Properties of Base Materials.** Master of Science. Department of Civil and Environmental Engineering, Provo: Brigham Young University, 2005.

COUTO, J.B. **Estudo de Misturas Solo Agregado em Bases e Sub-bases Rodoviárias do Rio Grande do Sul: Caracterização de Laboratório e Execução de Trecho Experimental.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS, 2009.

CRANE, R.A. *et al.* **Roughness of flexible pavements with cement treated base layers.** In: TRANSPORTATION RESEARCH BOARD 85 th ANNUAL MEETING COMPENDIUM

OF PAPERS. Washington. CD ROM, 2006. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C, 2006.

CUNHA, C.M. **Reciclagem de Pavimentos Rodoviários Flexíveis: Diferentes Tipos de Reciclagem**. Dissertação (Mestrado) – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2010.

CUNHA, L.C. **Uso de materiais não convencionais para base de pavimentos asfálticos no município de Aparecida de Goiânia-GO**. Dissertação (Mestrado). Programa de pós Graduação em geotecnia, Mecânica das Estruturas e Construção Civil. Universidade Federal de Goiás. Goiânia/GO, 2011

DEINFRA. Departamento Estadual de Infraestrutura do Estado de Santa Catarina. **ES-P-09/12. Pavimentação – Especificação de Serviço: Reciclagem profunda de pavimento com adição de cimento Portland**. Florianópolis. 14 p, 2012.

DELGADO, A.K.C. **Estudo do comportamento mecânico de solos tropicais característicos do distrito federal para uso na pavimentação rodoviária**. 2007. 392p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília. Brasília, 2007.

DELLABIANCA, L.M.A. **Estudo do Comportamento de Material Fresado de Revestimento Asfáltico visando sua Aplicação em Reciclagem de Pavimentos**. Tese (Doutorado) - Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, 2004.

DELLABIANCA, L.M.A e FARIAS, M.M. **Estabilização química na reciclagem de material asfáltico fresado e cascalho de base**. 8º ENACOR. Gramado, RS. 11 p. 2004.

DERBA. Departamento de Estradas de Rodagem da Bahia. **ES-P 03/01 - Sub-base Estabilizada com utilização de solo Laterítico**. Salvador. 7 p, 2001.

_____. **ES-P 05/11 - Base Estabilizada Granulometricamente com utilização de Solos Lateríticos**. Salvador. 7 p, 2011.

_____. **ES-P-08/01 - Base de Solos Arenosos Finos Lateríticos**. Salvador. 7 p, 2001.

DER-PR. Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná. **ES-P 08/2005 – Pavimentação: Solo Arenoso Fino Laterítico**. Curitiba. 12 p, 2005a.

_____. **ES-P 33/05 - Pavimentação: Reciclagem de Pavimento in situ com Adição de Cimento**. Curitiba. 13p, 2005b.

DER-SP. Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo. **ET-DE-P00/015 – Sub base ou Base de Solo Arenoso Fino de Comportamento Laterítico – SAFL – São Paulo**. 22 p, 2005a.

_____. **Instrução de Projeto IP-DE-P00/001**. São Paulo, 2006b, 53 p.

_____. **ET-DE-P00/003 – Sub base ou Base de Solo de Comportamento Laterítico Brita Descontínua – SLBD** -. São Paulo. 22 p, 2005b

_____. **ET-DE-P00/035 - Reciclagem de Pavimento Asfáltico in situ com Cimento e Brita**. São Paulo. 22 p, 2006.

DERSA. Desenvolvimento Rodoviário S/A. **Diretrizes para identificação expedita do solo laterítico – Método da pastilha**. Método de ensaio. [s.n]. 2006, 24p.

DNER. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. **ME 029: Solos – Determinação da Expansibilidade**. Rio de Janeiro, 1994a.

_____. **ME 049/94: Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia Utilizando amostras não trabalhadas** Rio de Janeiro, 1994c.

_____. **ME 091/94: Concreto – ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 1994e

_____. **ME 092/94: Solo – Determinação da massa específica aparente “in situ”, com o emprego do frasco de areia**. Rio de Janeiro, 1994f.

_____. **ME 117/94: Mistura Betuminosa – Determinação da densidade aparente**. Rio de Janeiro, 1994g.

_____. **ME 254: Solos compactados em equipamento miniatura – Mini CBR e expansão**. Rio de Janeiro, 1997.

_____. **ME 256: Solos compactados em equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão**. Rio de Janeiro, 1994k.

DNIT. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **098/2007-ES. Pavimentação: Base Estabilizada Granulometricamente com Utilização de Solo Laterítico – Especificação de Serviço**. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **Manual de pavimentação. 3a. Edição**. Rio de Janeiro, 2006a.

_____. **095-EM . - Cimentos asfálticos de petróleo**. Rio de Janeiro, RJ, 2006b.

_____. **135-ME. Pavimentação asfáltica: Misturas asfálticas - Determinação do módulo de resiliência– Especificação de Serviço**: Rio de Janeiro, 2010a.

_____. **136-ME. Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2010b.

_____. **141-ES. Pavimentação: Base estabilizada granulometricamente – Especificação de Serviço**. Rio de Janeiro, RJ, 2010c.

_____. **142-ES. Pavimentação: Base de Solo Melhorado com Cimento – Especificação de Serviço**. Rio de Janeiro, 2010d.

_____. **164-ME. Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2013a.

_____. **167-ES. Pavimentação: Reciclagem profunda de pavimentos “in situ” com adição de cimento Portland – Especificação de Serviço:** Rio de Janeiro, 11p, 2013b.

DRUMM, E.C. *et al.* **Subgrade resilient modulus correction for saturation effects.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. v. 123, n.7, p. 663-71, 1997.

DUTRA, S.V.M. **Estado da arte sobre a utilização de solos lateríticos em pavimentos rodoviários.** Mestrado em Engenharia Civil – Especialização em Geotecnia. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014

FEDRIGO, W. **Reciclagem de pavimentos com adição de cimento Portland: definição das bases para um método de dosagem.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

FERREIRA FILHO, E.M.; ANDRADE FONTES; L.C.A. **Avaliação crítica dos procedimentos metodológicos empregados no projeto e dimensionamento de drenos de pavimento rodoviário na Avenida Deputado Luis Eduardo Magalhães, em Salvador-Bahia: estudo de caso.** Monografia (especialização) - Escola Politécnica. Departamento de Transportes. Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2010.

FOLEY, G.; A.S.E Group. **Mechanistic design issues for stabilized pavement materials.** Contract report. Rep. No. APRG 02/02 (CM), Australian Stabilization Expert Group, AUSTRROADS, Sydney, 2001.

FORTES, R.M.; ZUPPOLINI NETO e A.; MERIGHI, J.V. **Proposta de normalização do método das pastilhas para identificação expedita de solos tropicais.** Anais da 11ª Reunião de Pavimentação Urbana, ABPv - Associação Brasileira de Pavimentação, Porto Alegre – RS, 2002.

FRANCISCO, V.D.L.F. **A drenagem superficial e o seu impacto funcional e estrutural na vida dos pavimentos rodoviários.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia. Universidade do Porto, Portugal, 2009.

GEIGER, A.D.Y.; S. NAZARIAN; I. ABDALLAH. **Effects of Pulverization on Properties of Stabilized Bases.** Research Report 0-5223-1, The University of Texas at El Paso, 2007

GIDIGASU, M.D. **Laterite soil engineering.** Elsevier Scientific Pub, Amsterdam. 554 p, 1976.

GNANENDRAN, C.T.; PIRATHEEPAN, J. **Dynamic modulus and fatigue testing of lightly cementitiously stabilized granular pavement materials.** *Proc., 2008 Airfield and Highway Pavements Conf., ASCE, Wash., 409–421, 2008.*

GNANENDRAN, C.T. E PIRATHEEPAN J. **Determination of Fatigue Life of a Granular Base Material Lightly Stabilized with Slag Lime from Indirect Diametral Tensile Testing.** Journal of Transportation Engineering – ASCE. p. 736-745, 2010.

GODOY, H. **Identificação e classificação geotécnica de latossolos do estado de São Paulo pelo método das pastilhas MCT.** Tese de Doutorado - Instituto de Geociências – USP. Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

GONÇALVES, R.F. **Estudo de influencia da variação do teor de umidade no valor do módulo de resiliência de um solo argiloso encontrado em subleito de rodovias no interior paulista.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, 1999.

GUIMARÃES, A.C.R. **Um Método Mecânico Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos.** Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

GUIMARÃES, A.C.R. *et al.* **Um Procedimento Para Identificação de Solos Lateríticos Pedregulhosos Visando Utilização em Camadas de Base e Sub-base de Pavimentos.** Revista Pavimentação, v. 36, p. 19-34, 2015.

GUSMÃO, C.B. **Evolução temporal da resistência mecânica em laboratório, de misturas simulando a reciclagem de pavimento asfáltico com adição de cimento Portland.** Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas, Campinas/SP, 2008.

GUTHRIE, W.S.; BROWN A.V.; EGGETT D.L. **Cement Stabilization of Aggregate Base Material Blended with Reclaimed Asphalt.** Journal of the Transportation Research Board, No. 2026, Transportation Research Board of the National Academies, Washington. p. 47–53, 2007

GUTHRIE, W.S E BROWN A.V. **Effect of Remolding on Cement-Stabilized Base Course Blended with Reclaimed Asphalt Pavement.** Proceedings of the 14th Conference on Cold Regions Engineering. Duluth, Minnesota. 349-359. 10p, 2009.

GUTHRIE, W.S.; SEBESTA, S.; SCULLION, T. **Selecting Optimum Cement Contents for Stabilizing Aggregate Base Material.** Texas Transportation Institute, Austin, 2002.

HALL, K. *et al.* **Rehabilitation Strategies for Highway Pavements.** NCHRP Web Document 35 (Project C1-38): Contractor's Final Report. Transportation Research Board, Washington, 2001.

HEYDINGER, A.G. **Evaluation of seasonal effects on subgrade soils.** In: 82th ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Washington, D.C. p. 12-16, 2003

HUAT, B.B.K., TOLL, D. G.; A. PRASAD. **Hand Book of Tropical Residual Soils Engineering.** C.R.C.Press/Balkema, 2012.

IECA. Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones. **Reciclado de firmes in situ con cemento: Guías técnicas**. Madrid, 12 p. 2013.

IFG - International Focus Groups on ural road engineering. **Laterite technical information**. www.ifgworld.Org/subsites. Acesso em 4 de abril 2016.

INGLES, O. G., METCALF J.B. **Soil Stabilization - Principles and Practice**. New York: Halsted Press, 1973.

INMET. Instituto Nacional de Meteorologia. **Meteograma**. Disponível em: <http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=tempo2/meteograma&code=5300108> Acesso em: 14 de março 2018.

ISOLA, M. *et al.* **Evaluation of cement treated mixtures with high percentage of reclaimed asphalt pavement**. Construction and Building Materials, Vol. 48, p. 238-247, 2013.

JASIENSKI, A.; RENS, L. **In situ recycling with cement: The Belgian experience**. SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO – Anais... Salamanca. p. 918 – 930, 2001.

JI, X.; JIANG, Y; LIU, Y. **Evaluation of the mechanical behaviors of cement-stabilized cold recycled mixtures produced by vertical vibration compaction method**. Materials and Structures. p1-14, 2015.

JOEL, M.; AGBEDE, I.O. **Mechanical-Cement Stabilization of Laterite for Use as Flexible Pavement Material**. Construction and Building Materials. Vol. 23, No. 2, February. p. 146-152, 2011.

JOFRÉ, C.; KRAEMER, C.; MINGUELA, J.D. **Manual de Firmes Reciclados In Situ con Cemento**. IECA – Instituto Espanhol Del Cemento Y Sus Aplicaciones. España, 1999.

JONES, D.; FU P.; HARVEY; J. **Full depth pavement reclamation with foamed asphalt in California; Guidelines for project selection, design and construction**. University of California Pavement Research Center. UCPRC-GL-2008-01. 2009.

JUNIOR, J.N. **Lateritas**. Boletim Técnico. Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, 46 p, 1985.

KHATTAK M.J.; ALRASHIDI M. **Durability and mechanistic characteristics of fiber reinforced soil–cement mixtures**, International Journal of Pavement Engineering, 7:1, 53-62, 2007.

KLEINERT, T.R. **Reciclagem de pavimentos semirrígidos com adição de cimento: contribuição ao desenvolvimento de um método de dosagem**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

KOLIAS, S. **Mechanical Properties of Cement Treated Mixture of Milled Bituminous Concrete and Crushed Aggregate**. Materials and Structure Materiaux et Constructions, vol 29. p. 411-417, 1996

KOLIAS, S.; KATSAKOU M. e KALOUIDAS V. **Mechanical Properties of Flexible Pavement Materials Recycled with Cement**. Proceedings, First International Symposium on Subgrade Stabilisation and In Situ Pavement Recycling using Cement, IECA – AEC – ATC, Salamanca. p. 659-674. 2001

KRINITSKY, E.L.; PATRICK, D.M and TOWNSEND, F.C. **Geology and geotechnical properties of laterite gravel**. United States Army Engineer Waterways Experiment Station Technical. Report S-76-5, Vicksburg, 214 pp, 1976.

LABORATÓRIO DE ENSAIOS DINÂMICOS DA UNICAMP - LABEDIN. **Avaliação do Comportamento a flexotração de base reciclada estabilizada com cimento**. Campinas/SP: Unicamp, 2015. 15 p.

LEE, H.C., WRAY, W.K. **Techniques to Evaluate Soil Suction – A Vital Unsaturated Soil Water Variable**. Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soil, v. 2. Paris, France. Balkema. p. 615-622, 1995.

LIEBENBERG, J.; VISSER, A. **Stabilization and structural design of marginal materials for use in low-volume roads**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board , No. 2026, Washington, D.C. p. 166-172, 2003.

LUHR, D.R. **Full Depth Reclamation**. *Public Works*; 136 (5); p. 115-117. Disponível em: <<http://www.pwmag.com/paving/full-depth-reclamation.aspx>>. Acesso em: 24 de junho 2015.

LUHR, D.R.; ADASKA, W.S.; HALSTED, G.E. **Guide to Full Depth Reclamation (FDR) With Cement**. EB 234, PCA - Portland Cement Association. Illinois/EUA, 2005.

LUVIZÃO, G.. **Avaliação do desempenho da reciclagem na rodovia SC 355 caracterização da mistura reciclada e avaliação estrutural de segmentos monitorados executados**. Dissertação (Mestrado) – Centro Tecnológico. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2012.

MA, B.; WANG, H.; WEI, D. Performance of RAP in the System of Cold In-place Recycling of Asphalt Pavement. Journal of Wuhan University of Technology-Master Sci. Ed., p. 1211 – 1214, 2011.

MAKASA, B. **Utilization and improvement of lateritic gravels in road bases**. Int. Institute for Aerospace Survey and Earth Science – ITC. Section Engineering Geology, Delft, Netherlands, 2007.

MARINHO, F.A.M.; PINTO, C.S. **Evaluation of Pore Size Characteristic of Plastic Soils**. 3o Simpósio de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro-RJ. Vol.1, p. 1-11, 1997

MEDINA, J.; MOTTA, L.M.G. **Mecânica dos Pavimentos**. 2ª Edição. Rio de Janeiro, 570p, 2005.

MINGUELA, J.D. **El estudio del comportamiento de los firmes reciclados in situ com cemento**. Tese de Doutorado – Faculdade de engenharia. UBU, Burgos, 2011.

MILLER, J.H *et al.* **Evaluation of cement stabilized full depth recycled base materials for frost and early traffic conditions**. Recycled Materials Resource Center at the University of New Hampshire, Durham, New Hampshire. 107 p, 2012.

MOLENAAR, A.A.A. **Road Materials I: Cohesive and Non-cohesive Soils and Unbound Granular Materials for Bases and Sub-bases in Roads**, in Lecture Note. Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Delft University of Technology: Delft, 2005.

MORANDINI, T.L.C. **Solos Tropicais e Bentonita: Análise Geotécnica de Misturas com Ênfase na Abordagem Coloidal**. Tese de Doutorado - Escola de Minas. Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais, 2014.

MOREIRA, J.P.V. **Contribuição para a Reutilização de Material Fresado em Camadas Estruturais de Pavimento**. Minho: Dissertação de Mestrado – Faculdade de Engenharia. Universidade do Minho, Portugal, 2006.

MOTTA, L.M.G. **Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Critério de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas**. Tese de Doutorado – Faculdade de Engenharia. Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Rio de Janeiro, 1991.

MOURÃO, P.V. **Reciclagem de um revestimento asfáltico a frio para uso como base em estruturas de pavimento flexível**. Relatório Final de Estágio Supervisionado, Publicação GES 001 A/98, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 1998.

NCHRP. National Cooperative Highway Research Program **Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures**. NCHRP Project 1-37A Report. Washington, D.C, 2004a.

_____. **Final report-guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement design structures—Part 2: Design inputs. Material characterization**. ERES Division of ARA, Champaign, Ill., Chap. 2. Washington, D.C, 2004b.

NIGERIAN GENERAL SPECIFICATION. **Nigerian general specification for roads and bridge works, Vol. 2**. Federal Ministry of Works and Housing, Abuja, Nigéria, 1997.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. **Caracterização e Classificação Gerais de Solos para Pavimentação: Limitações do Método Tradicional, apresentação de uma Nova Sistemática**. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Belo Horizonte, 1995.

_____. **Identificação Expedita dos Grupos da Classificação MCT para Solos Tropicais**. In: X CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E

ENGENHARIA DE FUNDIÇÕES. Anais: COBRAMSEF – ABMS. Foz do Iguaçu, PR. V4. p. 1293-1300, 1994.

_____. **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos**. Editora Villibor. São Paulo, 1995.

NUNES, A. **Cimentos para Reciclagem de Pavimentos Rodoviários. II Jornadas Técnicas de Pavimentos Rodoviários – Reciclagem de Pavimentos**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2003.

NUNES M.C.M.; BRIDGES M.G; DAWSON A.R. **Assessment of secondary materials for pavement construction: Technical and environmental aspects**. Construction and Building Materials. Volume 16. p. 87-96. 1996

NUNES, M.C.M. **Enabling the use of alternative materials in road construction**. PhD thesis, University of Nottingham. 1997

OLIVEIRA, P.C.A. **Contribuição ao Estudo da Técnica de Reciclagem Profunda na Recuperação de Pavimentos Flexíveis**. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia. Universidade Estadual de Campinas, Campinas/SP, 2003.

_____. **Controles construtivos utilizados em obras de reciclagem profunda**. Montes Claros, Minas Gerais: Pavisan, 2007. 12 p. Nota técnica. Disponível em: <http://revisa-sa.com.br/wpcontent/uploads/2011/01/ControlesConstrutivo.pdf>. Acesso em 12 abril 2014.

_____. **Modalidades de reciclagem profunda de pavimentos profunda**. Nota técnica. Disponível em: http://revisa-sa.com.br/reciclagem-profunda/uploads/2014/01/modalidades_de_reciclagem_profunda>. Acesso em: 25 janeiro 2014.

OLIVEIRA, P.C.A. **Análise da Viabilidade Técnica da Reciclagem de Camada de Cascalho Laterítico por Reciclagem “in Situ” com Cimento**. Goiânia/GO: CONCEBRA, 2017. 28 p.

OLIVEIRA, P.C.A; BONFIM, V.; PAIVA, C.E.L.. **As Perspectivas de Reabilitação de Pavimentos no Estado de São Paulo; Enquadramento e Técnicas Usuais**. Construção Magazine, Vol.53, pp.34-38, Porto, Portugal. 2013

OLIVEIRA, P.C.A. *et al.* **Pavement rehabilitation through recycling with the addition of Portland cement on highway SP-351**. In: 2005. INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PAVEMENT RECYCLING – Anais... São Paulo, 2005. 15 p.

OLIVEIRA, R.F.V. **Análise de dois solos modificados com cimento para dimensionamento de pavimentos**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Núcleo de Geotecnia. Ouro Preto/MG, 2011.

OSINUBI, K.J.; KATTE, V.Y. **Effect of elapsed time after mixing on grain size and plasticity characteristics II. Soil-cement mixes**. NSE Technical Transactions, 34_3. p. 38–46, 1999.

OLLIER, C.D e GALLOWAY, R.W. **The laterite profile, ferricrete and unconformity.** CATENA. 17(2): p. 97-109, 1990

PAIVA, C.E.L; OLIVEIRA, P.C.A. **A importância do controle de compactação no desempenho da camada reciclada com cimento Portland.** In: CONINFRA 2010 – 4º CONGRESSO DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – Anais... São Paulo, 2010.

_____. **Eficiência do Cimento Portland na Reconstrução de Bases de Solo-cimento por Reciclagem Profunda de Pavimentos.** In: 2nd INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ASPHALT PAVEMENTS E ENVIRONMENT. Fortaleza, 2012.

_____. **Análise das propriedades da base de solo-cimento deteriorada para fins de reciclagem profunda de pavimentos.** In: 7º CONGRESSO RODOVIÁRIO PORTUGUÊS. LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Anais: Lisboa, 10p. 2013.

_____. **Estudo da estabilização por reciclagem de cascalho laterítico com diferentes tipos de cimento** – Revista Pavimentação, Rio de Janeiro, 2017, p.57-77.

PAIVA, C.E.L.; OLIVEIRA, P.C.A; PEIXOTO, C.F. **The influence of milling asphalt rates from wearing surface to the flexural strength applied to a recycled layer with Portland cement** – Construction and Building Materials. N°. 154, 2017, p. 1294-1300.

PASCHE, E. **Estudo da resistência e da rigidez de uma mistura de material fresado e pó de pedra com a adição de cimento.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2016.

PCA - Portland Cement Association. **Structural Design of Roller Compacted Concrete for Industrial Pavements.** In: CONCRETE INFORMATION - IOWA STATE UNIVERSITY. Portland Cement Association. Iowa, 2010.

_____. **Soil-Cement Construction Handbook [M].** Portland Cement Association. 1995.

PESSOA, F.H.C. **Análise dos solos de Ucuru para fins de uso rodoviário.** 2004. 151 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2004.

PIARC. Association Mondiale de La Route. **Pavement Recycling Guidelines.** Comité Technique AIPCR C7/8 – Road Pavements . Paris, França. N° 78.02.E. 199 p, 2003.

PIRATHEEPAN; J., GNANENDRAN C.T. e LO S.C.R. **Characterization of cementitiously stabilized granular Materials for pavement design using unconfined compression and IDT testings with internal displacement measurements.** Construction and Building Materials. Vol. 22, No. 5. p 495–505, 2010.

PIRES, G.M. **Estudo da estabilização granulométrica e química de material fresado com adição de cimento Portland e cinza de casca de arroz para aplicação em camadas de pavimentos.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de pós Graduação em Engenharia Civil. Santa Maria/RS, 2014.

PG-4. Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Conservación de Carreteras del Ministerio de Fomento PG-4. **Orden Circular nº 8 de 28 de Diciembre de 2001 - Artículo 21. Reciclado in situ con cemento de capas firme.** Madrid, España. 31p, 2002.

QUEIROZ, F. A. **Utilização de material fresado para aplicação em camadas estabilizadas de bases e sub-bases de pavimentos rodoviários.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Campina Grande, 2011.

RABAB'AH, S.R. **Integrated assessment of free draining base and subbase materials under flexible pavement.** Thesis (PhD) – University of Akron, Ohio, USA, 2007.

RAMIRES, M.C.P. **Estudo dos efeitos da presença do nível d'água no comportamento de dois solos lateríticos utilizados em fundações de rodovias no Rio Grande do Sul.** 261 f. Tese (Doutorado) Programa de Doutorado em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre/RS, 2010.

RATHJE E. M. *et al.* **Recycled asphalt pavement and crushed concrete backfill: Results from initial durability and geotechnical tests.** Center for Transportation Research Report 4177-2, The 582 University of Texas at Austin, 2002.

REZENDE, L.R **Estudo do Comportamento de Materiais Alternativos Utilizados em Estruturas de Pavimentos Flexíveis.** Tese (Doutorado), Publicação G.TD-014A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2003.

REZENDE, L.R, SILVA, M.V. **Ensaio laboratoriais em amostras de materiais da BR-153/GO.** Goiânia/GO: UFG, 2017. 20 p.

RMRC – Recycled Materials Resource Center. **Recycled Asphalt Pavement: Material Description.** Disponível em: <<http://rmrc.wisc.edu/ug-mat-reclaimed-asphalt-pavement/>>. Acesso em: 10 janeiro 2014.

ROCHA, T.R.; REZENDE, L.R. **Estudo laboratorial de um solo tropical granular estabilizado quimicamente para fins de pavimentação** – Revista Matéria, ISSN 1517-7076 artigo e-11895. Rio de Janeiro, RJ. V.22 N.04. jan / mar, 2017.

RODRIGUES, M.R. **Influência da Sucção no Módulo de Resiliência de Solos Típicos de Subleito de Pavimentos do Rio Grande do Sul.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre/RS, 1997.

ROGERS, T.J. **Variability in Construction of Cement Treated Base Layers: Probabilistic Analysis of Pavement Life Using Mechanistic Empirical Approach.** *Master of Science.* School of Technology, Brigham Young University, Provo, UT, 2009.

ROMERO, G.V (2017). **Reciclado de pavimentos asfálticos.** Disponível em: <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2091.1/6354/07.pdf?sequence=9>. Acesso em: 18 de março 2018.

SAHA, D.C.; MANDAL, N. **Laboratory investigations on Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) for using it as base course of flexible pavement.** Transportation Geotechnics and Geocology, TGG 2017, 17-19 May 2017, Saint Petersburg, Russia. N°. 154. p. 1294-1300, 2017.

SALEM, H.M.; BAYOMY, F.M.; AL-TAHER, M.G. **Prediction of seasonal variation of subgrade resilient modulus using LTTP data.** In: 82th ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Washington, D.C., January. 12-16, 2003.

SALOUR F. **Moisture Influence on Structural Behaviour of Pavements Field and Laboratory Investigations.** Tese (Doutorado). Royal Institute of Technology School of Architecture and the Built Environment Department of Transport Science Division of Highway and Railway Engineering. Estocolmo, 2015.

SANBONSUGE, K. **Comportamento Mecânico e Desempenho em Campo de Base de Solo-Cimento.** Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes, São Paulo/SP, 2013.

SANT'ANNA, G.L. **Módulo de Resiliência de misturas solo-alcatrão, solo-cal-alcatrão e solo-cimento-alcatrão para pavimentação de estradas florestais.** Tese (Doutorado). Escola de Engenharia, Universidade de Viçosa. Viçosa /MG, 2002.

SANTANA, H; GONTIJO, P.R.A. **Os Materiais Lateríticos na Pavimentação de Baixo Custo no Brasil.** In: 22^a REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, ABPv, Maceió, AL. p.805-899, 1987.

SCHAEFER, V.R. *et al.* **Ground improvement, ground reinforcement and ground treatment developments.** Geotechnical Special Publication 69, ASCE, 1997.

SCULLION, T. **Review of Existing CTB Thickness Design Procedures, Technical Memorandum.** Texas Department of Transportation Cooperative Research Program. September, 1993.

SERAFINO, J.F.C. **Contribuição para o estudo mineralógico de terrenos lateríticos de Nampula e de António Enes.** [Publicação do Laboratório de Ensaios de Materiais e Mecânica do Solo](#). Ed. Minerva Central, 1963.

SILVA, C. A. R.; MIRANDA JR., J. **Reciclagem de camada betuminosa como sub-base estabilizada com cimento na BR-381: Uma experiência.** In: 32^a REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO – Anais... Brasília. 16p, 2000.

SIMÕES, P.R.M. **Aspectos relevantes sobre a implantação de obras de engenharia em solos e rochas expansivas.** Centro de Pesquisa e Desenvolvimento – Informe Técnico, nº 26. Camaçari, 1987.

SKEMPTON, A.W. **The colloidal activity of clays.** Proceedings of third Internacional Conference on Soil Mechanics and foundation Engineering. Vol. I, 1953.

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

SPECHT, L.P, JUST, M.M.L. **Ensaio laboratoriais para determinação do Módulo de Resiliência, Tração por Compressão Diametral e Fadiga de amostras de cascalho laterítico estabilizado com cimento.** Santa Maria/RS: UFSM, 2016. 2p.

SPECHT, L.; PIRES, G.M.; CRONST, F. **Utilização de material fresado como camada de pavimento: Estudo laboratorial e aplicação em campo.** In: 42ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Gramado, RS. Anais.... ABPv, Rio de Janeiro, 2013.

SUEBSUKI, J.A. SUKSAN e S. HORPIBULSUK. **Strength assement of cement treated soil reclaimed asphalt pavement (RAP) mixture.** Int. J. of GEOMATE, June, 2014, Vol. 6, No. 2 (Sl. No. 12), pp. 878-884. Japan, 2014.

SUFIAN, Z. *et al.* **Full depth reclaimed pavements using cement and hydrated lime as stabilizing agents.** In: 13th CONFERENCE OF ROAD ENGINEERING ASSOCIATION OF ASIA AND AUSTRALASIA – Anais... Incheon. 10 p, 2009.

SUZUKI, C.Y; AZEVEDO, A.M.; KABBACH, F.I.J. **Drenagem subsuperficial de pavimentos. Conceitos e dimensionamento.** São Paulo, Ed. Oficina de Texto. 240p, 2013.

TAHA, R.G.A.; BASMA, A.; AL-TURK, O. **Evaluation of Reclaimed Asphalt Pavement Aggregate in Road Bases and Subbases.** In Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1652, TRB, National Research Council, Washington, 1999, p. 264-269.

TAHA, R. *et al.* **Cement Stabilization of Reclaimed Asphalt Pavement Aggregate for Road Bases and Subbases.** Journal of Materials in Civil Engineering, p. 239 – 245, 2002.

TAKEDA M.C. **A influência da Variação da Umidade Pós Compactação no Comportamento Mecânico de Solos de Rodovias no Interior Paulista.** Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos/SP, 2006.

TARDY Y., KOBILSEK B.; PAQUET H. **Mineralogical composition and geographical distribution of African and Brazilian periatlantic laterites. The influence of continental drift and tropical paleoclimates during the past 150 million years and implications for India and Australia** J. African Earth Sci., vol. 12, no. No.1/2, pp. 283–295, 1991.

THAKUR J.K.; HAN J. **Recent Development of Recycled Asphalt Pavement (RAP) Bases Treated for Roadway Applications**. Transportation Infrastructure Geotechnology. New York. p. 68–86, 2015.

THEYSE, H. *et al.* **Discussion of Deep In-Situ Recycling (DISR)**. Technical Memorandum - TM-UCB-PRC-2004-6. Pavement Research Center. Institute of Transportation Studies University of California Berkeley and University of California Davis, Berkeley. 26p, 2004.

TOLBERT, J.C. **Effect of high percentages of reclaimed asphalt pavement on mechanical properties of cement treated base**. Master of Science. Department of Civil and Environmental Engineering, Brigham Young University, Provo, 2014.

TRICHÊS, G. **Concreto Compactado a Rolo para Aplicação em Pavimentação: Estudo do Comportamento à Fadiga e Proposição de Metodologia de Dimensionamento**. Tese (Doutorado). Instituto Tecnológico de Aeronáutica, ITA. São José dos Campos/SP, 1993

_____. **Metodologia de investigação geotécnica de vias urbanas não pavimentadas com o emprego do Método das Pastilhas e Cone de Penetração Dinâmico–DCP**. In: 22ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, ABPV, Maceió, AL, 1: 805-899, 2006.

_____. **Desempenho da reciclagem com adição de cimento da rodovia SC-150**. In: 42ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO – Anais... Gramado, 2013, 13 p.

_____. **Caracterização do comportamento mecânico de misturas recicladas com adição de cimento**. In: 42ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO – Anais... Gramado, 2013. 13 p.

TRINDADE, T.P. *et al.* **Resilient modulus of soils and soils-cement mixtures. Symposium on resilient modulus testing for pavement components**. Salt Lake City. Utah. 14p, 2003.

TRB - Transportation Research Board. **Test Procedures for Characterizing Dynamic Stress – Strain Properties of Pavements Materials**. Special Report 162. Washington, 1975.

TTI. Texas Transportation Institute. **Cement-Treated Base Design Software**, College Station, TX, 2005.

TUNCER, B.E.; SABRI, E.M. **Soil water potencial and resilient behavior of subgrade soils**. Transportation Research Record. n° 705, 1979.

VARGAS, M.. **Introdução à Mecânica dos Solos**, Ed. McGraw Hill, SP, 1985.

VAUGHAN, P.R. **Mechanical and hydraulic properties of in situ residual soils**. Proc. First Int. Conf. On Geomech. In Tropical Laterite and Saprolitic Soils, vol.3, p. 1-33, 1985

VIANA, P.M.F. **Avaliação da ascensão capilar, expansão e absorção de amostras de solos lateríticos da BR 153/GO**. Goiânia/GO: LTEC, 2017. 8p.

VILLIBOR, D.F. **Pavimentos Econômicos. Novas Considerações.** Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos/SP, 1981.

VILLIBOR, D.F. *et al.* **Deterioração Estrutural de Base de Solo-cimento e Granulares.** In: 36ª REUNIÃO ANUAL de PAVIMENTAÇÃO, ABPv, Curitiba, 2005.

VILLIBOR, D.F. *et al.* **Pavimentos de Baixo Custo para Vias Urbanas.** 2ª Ed. São Paulo: Arte & Ciência, 2009, 196p.

VOROBIEFF, G.; WILMOT, T. **Australian experience on subgrade stabilization and pavement recycling.** In: SIMPOSIO INTERNACIONAL SOBRE ESTABILIZACIÓN DE EXPLANADAS Y RECICLADO IN SITU DE FIRMES CON CEMENTO – Anais... Salamanca, 2001. p. 104 – 132.

XINHUA, Y.; XIAOCHUN W. **The Influences of RAP on the Performance of Cement Stabilized Crushed Stone Base.** In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ELECTRIC TECHNOLOGY AND CIVIL ENGINEERING. Lushan, China 2011.

YANG, Y. H; WU, Y. B. **Mix design for full depth reclaimed asphalt pavement with cement as stabilizer.** In: GEO-HUNEI INTERNATIONAL CONFERENCE ON SUSTAINABLE CIVIL INFRASTRUCTURE. July 20-22. Yichang, Hubei, China, 2014.

YODER E.J., WITCZAK, M.W. **Principles of Pavement Design Second Edition** - Ed. John Wiley & Sons, Inc. Copyright©, 1975.

YUAN, D. *et al.* **Evaluation and Mix Design of Cement-Treated Base Materials with High RAP Content.** Journal of the Transportation Research Board. Paper Number 11-2742, 2011.

WIRTGEN. **Wirtgen Cold Recycling Technology.** Windhagen, Alemanha. 370p, 2012,

ZARONI, M.J.; SANTOS, H.G. AGEITEC - Agência Embrapa de Informação Tecnológica. **Formação do solo tropical.** Disponível em: <http://www.agencia.cnptia.embrapa.br/gestor/solos_tropicais/arvore/CONT000gn362j9v02wx5ok0liq1mqy0jc9b7.html#>. Acesso em: 27 de setembro 2016.

ZINN, Y., L.; RESCK, D.V.S. **O cascalho como indicador de poligênese em latossolo no cerrado.** In: IX Simposio Nacional do Cerrado. Brasília/DF, 2008.

APÊNDICE – A

ESTUDO DE ESTABILIZAÇÃO POR RECICLAGEM DE CASCALHO LATERÍTICO COM DIFERENTES TIPOS DE CIMENTO

RESUMO

Desde a sua chegada ao Brasil no início dos anos 1990, a reciclagem com adição de cimento Portland recuperou milhões de metros quadrados de pavimentos em todo o território nacional. Esta tendência evidencia o interesse despertado pelos órgãos rodoviários e concessionários de rodovias por tecnologias que permitam restaurar pavimentos de forma econômica e sustentável. Apesar da boa aceitação desta técnica no meio rodoviário não se sabe ao certo qual tipo de cimento Portland é o mais adequado para satisfazer as condições de trabalho e prover a base reciclada de resistência suficiente para suportar um novo ciclo de vida útil. Tendo em vista que o mercado nacional oferece atualmente 11 tipos básicos de cimento torna-se necessário identificar dentre as opções disponíveis aquele aglutinante que irá proporcionar para camada reciclada a maior resistência usando baixos teores, pois a escolha correta irá contribuir para que o cimento cumpra seus requisitos funcionais e antever problemas que eventualmente possam surgir. Considerando esse problema, foi desenvolvido um estudo de laboratório para auxiliar o setor rodoviário buscar o tipo de cimento Portland mais adequado para as obras de reciclagem de pavimentos. Usou-se como parâmetro nesta pesquisa valores obtidos nos ensaios de resistência à compressão simples de corpos de prova moldados com materiais coletados no pavimento da BR 153/GO e estabilizado com diferentes tipos de cimentos, quais sejam, cimento CP V (ARI -Alta Resistência Inicial) e os cimentos CP I S, CP II E, CP II F, CP II Z, CP III, CP IV, todos de classe de resistência 32. Serão apresentadas as resistências obtidas para cada tipo de cimento em corpos de prova moldados na energia modificada e rompidos com idades de 3, 7 e 28 dias. Os estudos de laboratório também incluem caracterização e classificação dos materiais, determinação das curvas de compactação e de granulometria.

PALAVRAS-CHAVE: Reciclagem de pavimentos, cascalho laterítico, cimento Portland.

ABSTRACT

Since the early 90s, million of square meters of flexible pavement have been recovered by added Portland cement recycling technique throughout Brazilian territory. This high demand level is a result of recovering pavement services, well evaluated by dealers and state departments of highway maintenance, under economic and sustainable premises properly established by technical features and quality proposed goals. Despite its good acceptance it is not known the adequate kind and rate of Portland cement to meet service workability and enough resistance to enhance pavement lifetime. Nowadays eleven kinds of cement are available in Brazilian market. It is necessary identify which one will offer at the same time the highest resistance and lowest cement rate, to accomplish its requirements, avoiding possible future problems. It was developed a special research, with laboratory experiments, to select the best Portland cement and its adequate rate for recycling services. Among the adopted experiments, it was considered as the main parameter those from uniaxial tension

compression testing, applied on samples collected from BR 153/GO, a Federal Brazilian Highway, stabilized with a group of different kinds and rates of cement, according to Brazilian norms: CP (High initial resistance cement) and CP I S, CP II E, CP II F, CP II Z, CP III, CP IV, all 32 Brazilian Class resistance. The specimens are compacted at the modified energy, the highest normalized one, and tested aged 3, 7 and 28 days. The research also includes material characterization, classification and compaction results.

KEY WORDS: *Pavement recycling, laterite gravel, Portland cement.*

1 - INTRODUÇÃO

A recuperação de pavimentos deteriorados é imprescindível para que o transporte de cargas continue com custos operacionais compatíveis. Mas os recursos financeiros são escassos e, portanto, torna-se fundamental a utilização de novas técnicas que evitem a exploração de materiais naturais e que possibilitem a redução dos consumos energéticos.

Alinhada a esse princípio, a reciclagem é uma técnica que permite reconstruir parcialmente a estrutura do pavimento reaproveitando os materiais existentes. Essa característica faz com que a técnica assuma um papel preponderante no contexto do desenvolvimento sustentável.

Existem várias modalidades de reciclagem de pavimentos no Brasil, das quais, a reciclagem com adição de cimento Portland é a mais comum. Essa modalidade tem sido empregada com sucessos e insucessos nos últimos anos para restaurar a capacidade estrutural e dotar o pavimento deteriorado de um novo ciclo de vida útil.

De maneira geral, adicionam-se agregados novos ao pavimento reciclado para permitir que o novo material tenha uma distribuição granulométrica desejada. Concomitantemente, mistura-se cimento em baixos teores, buscando-se com isso a obtenção de uma nova camada cimentada estabilizada granulometricamente. Assim, tenta-se evitar problemas gerados pelo excesso de cimento, como o aparecimento de trincas por retração e seus efeitos nocivos provocados pela alta rigidez.

Por essa razão, alguns órgãos rodoviários como o Departamento Nacional de Infra Estrutura de Transportes - DNIT e o Departamento Estadual de Infra Estrutura de Santa Catarina - DEINFRA preferem utilizar teores que conduzam a resistências entre 2,1 e 2,5 MPa. Esse nível de resistência poderá ser alcançado com baixos teores ou com teores mais elevados, dependendo de uma série de fatores, dentre eles, a escolha do tipo de cimento Portland.

2 - OBJETIVO

O presente trabalho tem por objetivo fornecer parâmetros para auxiliar a escolha do tipo de cimento Portland a ser empregado nas obras de reciclagem de pavimentos. O critério adotado para isso foi baseado na influência que cada tipo de cimento tem na resistência à compressão simples de corpos de prova cilíndricos rompidos com as idades de 3, 7 e 28 dias.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos e Estradas da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, sendo que os materiais usados foram o cimento, gentilmente fornecido pela Associação Brasileira de Cimento Portland –

ABCP, cascalho laterítico e asfalto fresado extraídos do pavimento de um trecho da rodovia federal BR 153/GO.

Pretende-se desse modo caracterizar o processo de escolha do cimento Portland a partir de ensaios de resistência à compressão simples e assim, contribuir para fomentar o emprego da reciclagem tendo em vista suas vantagens técnicas, econômicas e ambientais.

3 – CIMENTO PORTLAND

O cimento Portland é um aglomerante ou aglutinante hidráulico que se apresenta na forma de pó fino, adquirido através da moagem de clínqueres, que são formados essencialmente de silicatos hidráulicos de cálcio, com uma pequena proporção de sulfato de cálcio, podendo eventualmente conter 22 adições de algumas substâncias que alteram suas propriedades, melhorando seu desempenho (BAUER, 2008; MEHTA, 2008)

De acordo com a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP, 2016), o mercado brasileiro dispõe de 8 opções que atendem com igual desempenho aos mais variados tipos de obras. O cimento Portland comum (CP I) é referência por suas características e propriedades. Os 11 tipos básicos de cimento Portland disponíveis no mercado brasileiro são apresentados a seguir: (Tabela 1):

Tabela 1 – Tipos de cimento fabricados no Brasil Fonte: ABCP (2016)

Tipo de cimento Portland	Sigla
1. Cimento Portland Comum	CPI
CP I-S – Cimento Portland Comum com Adição	CPI - S
2. Cimento Portland Composto	CP II
CP II-E – Cimento Portland Composto com Escória	CP II – E
CP II-Z – Cimento Portland Composto com Pozolana	CP II – Z
CP II-F – Cimento Portland Composto com Filer	CP II - F
3. Cimento Portland de Alto-Forno	CP III
4. Cimento Portland Pozolânico	CP IV
5. Cimento Portland de Alta Resistência Inicial	CP V
6. Cimento Portland Resistente a Sulfatos	RS
7. Cimento Portland de Baixo Calor de Hidratação	BC
8. Cimento Portland Branco	CPB

Os cimentos fabricados no Brasil também são designados pela classe de resistência, cujos números, 25, 32 e 40 indicam valores mínimos de resistência à compressão em megapascal (MPa) garantidos pelos fabricantes após 28 dias de cura. Os únicos cimentos que não obedecem a essas classes de resistências são: CP IV, que não tem a classe 40, e o CP V, que

tem classes de resistências específicas. A determinação da resistência à compressão deve ser feita por um método de ensaio normatizado pela ABNT, a NBR 7215 - Cimento Portland - Determinação da Resistência à Compressão (ABCP, 2002).

3.1 - Constituição química

O Guia Básico de Utilização de Cimento Portland (ABCP, 2002) descreve que o *clinker* é o principal componente e está presente em todos os tipos de cimento Portland sendo a rocha calcária e a argila suas matérias primas. No processo de fabricação ambos os materiais são previamente moídos e misturados em proporções adequadas. A mistura homogeneizada é então submetida à ação do calor em grandes fornos rotativos até atingir temperatura de fusão incipiente ($\pm 1450^\circ \text{C}$). Na saída do forno, a mistura ainda incandescente, é bruscamente resfriada para depois ser moída simultaneamente com uma pequena porcentagem de gesso até transformar-se num material com uma granulometria muito fina. O produto resultante desta calcinação e pulverização recebe o nome de *clinker*.

Segundo Bauer (2008), na obtenção do *clinker* ocorre combinações químicas, principalmente no estado sólido, que conduzem à formação dos seguintes compostos:

Composto	Fórmula	Notação Simplificada
Silicato tricálcico, ou alita	$3 \text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C_3S
Silicato bicálcico, ou belita	$2 \text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C_2S
Aluminato tricálcico	$3 \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	C_3A
Ferro aluminato tetracálcico, ou ferrita	$\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	C_4AF_e

As principais reações formadas pelos compostos cálcicos em hidratação podem ser agrupadas conforme apresentado na tabela 2.

Tabela 2 – Propriedades dos principais componentes do cimento Portland quando hidratados
Fonte: BAUER (2008)

Componente	Propriedades		
	Resistência	Calor de hidratação	Tempo de pega
C_3S	• Maior responsável pela resistência em todas as idades.	• Responde em segundo lugar em importância no processo de liberação de tempo de pega.	• Segundo componente que mais contribui pelo tempo de pega.
C_2S	• Ganho de resistências em idades mais avançadas.	• Proporciona baixa liberação de calor quando hidratado.	• Hidrata lentamente. • Pouca influência no tempo de pega.
C_3A	• Contribui para resistência, especialmente no primeiro dia.	• Reage nos primeiros minutos e ocasiona elevado calor de hidratação e forte	• Responsável pela rapidez de pega.

C ₄ AFe	<ul style="list-style-type: none"> Desenvolvimento lento e pequeno de resistência. Resiste bem ao ataque de sulfatos. 	<ul style="list-style-type: none"> Contribui pouco para liberação de calor. 	<ul style="list-style-type: none"> Pouca influência.
--------------------	--	--	---

3.2 - Adições finais

Conforme citado anteriormente, na fase de pulverização do *clinker* são adicionadas outras matérias primas em proporções distintas com o objetivo de produzir diferentes tipos de cimento Portland, dentre elas o gesso, as escórias de alto forno, os materiais pozolânicos e os materiais carbonáticos. A influência de cada um desses materiais no produto final está descrita na tabela 3.

Tabela 3 – Função dos materiais adicionados ao *clinker* na fase de moagem.

Fonte: ABCP (2002)

Material	Função
Gesso	Controlar o tempo de pega. Geralmente a quantidade adicionada é de 3% de gesso para 97% de <i>clinker</i> em massa.
Escória de alto forno	Sua adição à moagem do <i>clinker</i> com gesso em determinadas proporções resulta num tipo de cimento com maior durabilidade e maior resistência final.
Pozolonas	A adição de materiais pozolânicos ao <i>clinker</i> moído com gesso, num determinado limite, desenvolve propriedade de ligante hidráulico, pois durante o processo de hidratação o <i>clinker</i> libera hidróxido de cálcio (cal) que reage com a pozolona. O cimento obtido ainda oferece a vantagem de conferir maior permeabilidade aos concretos e argamassas.
Materiais carbonáticos	Os grãos ou partículas desses materiais moídos são conhecidos como <i>filler calcário</i> e sua granulometria é adequada para se alojar entre os grãos ou partículas dos demais componentes do cimento, funcionando como um verdadeiro lubrificante. Também possuem a propriedade de tornar os concretos e argamassas mais trabalháveis.

A adição de escória, materiais pozolânicos e carbonáticos modifica as propriedades do cimento Portland repercutindo diretamente no comportamento do material estabilizado. Com a introdução das adições, o desempenho do cimento pode ser melhorado mediante as seguintes propriedades:

- Resistência à ação de agentes agressivos,
- Diminuição do calor de hidratação,
- Aumento do prazo de trabalhabilidade
- Aumento da resistência mecânica em idades avançadas.

O desempenho do material reciclado também é influenciado pelas propriedades descritas acima, mas nesse trabalho será avaliada apenas a resistência mecânica em função do tipo de cimento Portland.

Como se observa no gráfico da figura 1, a resistência à compressão de materiais estabilizados com cimento cresce ao longo do tempo, confirmando conceito amplamente conhecido.

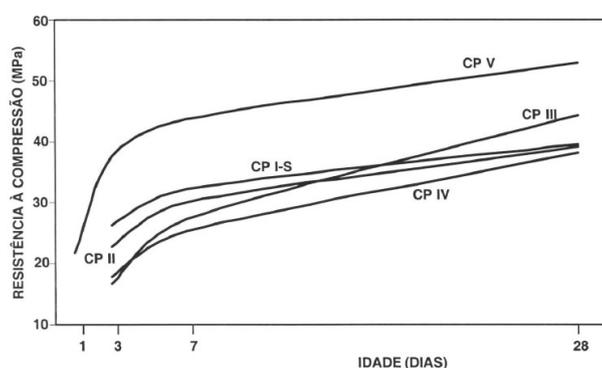


Figura 1 – Evolução média de resistência à compressão dos diferentes tipos de cimento Portland

Fonte: ABCP (2002)

3.3 Calor de hidratação do cimento

Quando o cimento Portland entra em contato com a água ocorre uma reação química que libera calor (reação exotérmica) formando uma pasta capaz de enrijecer ao secar naturalmente. Esta é uma característica típica de aglomerantes minerais, como é o caso do cimento (IWAKIRI, 2005).

Segundo Maekawa *et al.* (1999), o processo de hidratação do cimento Portland é dependente de fatores intrínsecos relacionados às reações químicas que ocorrem interdependentemente entre as suas fases. O grau de dependência entre as reações dos minerais de clínquer ainda deixa muitos fatos inexplicados e, até agora, é difícil avaliar quantitativamente as possíveis causas e seus graus de influência. Apesar disso, é de consenso que cimentos de altos teores de C_3S e C_3A terão alta resistência inicial somada a uma grande liberação de calor durante a sua hidratação. Por outro lado, um cimento com alto teor de C_2S irá promover uma baixa resistência inicial, alta resistência em longo prazo e, ainda, baixa liberação de calor. Também foi relatado pelos autores supracitados que uma diferença na composição do cimento faz com que a taxa de geração de calor de cada fase se altere durante o período de difusão.

4 – EXIGÊNCIAS REQUERIDAS AO CIMENTO PORTLAND PARA USO NA RECICLAGEM DE PAVIMENTOS

Frente a outras soluções de reabilitação, a reciclagem com cimento permite reconstruir parcialmente a estrutura do pavimento degradado e aumentar sua capacidade de suporte para o tráfego que deverá suportar. Esse é um dos principais desafios postos aos

cimentos na reciclagem: Aglutinar materiais heterogêneos existentes no pavimento e proporcionar durabilidade e estabilidade ao material reciclado.

A respeito disso Nunes (2003) faz os seguintes comentários:

- A heterogeneidade dos materiais existentes na estrutura do pavimento varia muito. Num mesmo pavimento, os materiais poderão variar significativamente de tipo e qualidade, como também, poderão existir materiais contaminados com teores elevados de argila ou matérias orgânicas que, como se sabe, são inibidores da correta hidratação dos cimentos e mesmo materiais com teores elevados de sulfato passíveis de redução da durabilidade do pavimento reciclado, caso não sejam tomadas algumas medidas preventivas;
- A presença do revestimento asfáltico irá certamente reduzir a capacidade de aderência da pasta de cimento aos agregados envoltos no CAP remanescente. Agrava-se ainda mais esta situação a presença de materiais finos gerados durante o processo de fresagem, normalmente de fraca resistência mecânica e constituídos essencialmente por produtos betuminosos.

Além dos desafios descritos, o novo material cimentado deve apresentar as seguintes características:

- Possibilitar aumento da capacidade de carga ou redução das espessuras do pavimento;
- Possibilitar a entrada rápida em serviço;
- Durabilidade;
- Início de pega compatível com as necessidades de aplicação;
- Baixo calor de hidratação, de modo a minimizar a retração de origem térmica;
- Resistência mecânica média – baixa, de forma obter baixos módulos de elasticidade com vista ao controle da fissuração, permitindo uma dosagem adequada e homogênea;

De acordo com a Association Mondiale de La Route - PIARC (2003), a presença de pozolanas e/ou escória vai melhorar o desempenho do material reciclado num ambiente agressivo. Cimentos com adição de escória são mais resistentes ao ataque de sulfato. Cimentos compostos hidratam-se mais lentamente e em consequência a taxa de evaporação da água é mais elevada. Se a cura não for adequada, a resistência máxima será menor do que a necessária, no entanto isto não representará um problema caso seja aplicado um selante betuminoso logo após a compactação da camada. O material reciclado deverá ser mantido úmido até que o selante seja aplicado. Além disso, o selante poderá ser protegido contra a abrasão do tráfego com a aplicação de areia ou granilha.

5 – MATERIAIS E MÉTODOS

5.1 - Materiais

Além dos cimentos Portland, os materiais empregados neste programa experimental são: o RAP (*Reclaimed Asphalt Pavement*) e cascalho laterítico, procedentes da rodovia BR-153/GO. Os dois materiais foram extraídos separadamente com auxílio de uma recicladora de pavimentos marca Caterpillar modelo RM 500.

Primeiramente fresou-se o revestimento asfáltico na espessura de 6 cm para extração do RAP e em seguida recolheu-se no mesmo local amostra da base em cascalho laterítico na profundidade de 14 cm abaixo do revestimento, como apresentado nas figuras 2 e 3.



Figura 2 – Perfil longitudinal dos materiais que compõem as camadas de capa e base



Figura 3 – Materiais extraídos do pavimento.

RAP – Reclaimed Asphalt Pavement

O asfalto fresado, também conhecido como RAP é o produto resultante da desagregação da capa asfáltica pela recicladora. Nesta oportunidade procurou-se simular a condição real de trabalho fixando-se a velocidade de deslocamento em 8 metros/minuto e rotação do cilindro fresador em 152 rpm.

Para caracterização das amostras de asfalto fresado foram realizados ensaios de extração de betume, método B da ASTM D 2172 (2011) - *Standard Test Methods for Quantitative Extraction of Bitumen From Bituminous Paving Mixtures* e granulometria de acordo com a norma NBR NM 248 (2003) - Agregados - Determinação da composição granulométrica. Os ligantes foram extraídos com o objetivo de caracterizar algumas de suas propriedades reológicas. Para isso, empregou-se o método Abson, conforme as normas AASHTO T 170-00 (2009) - *Standard specification for recovery of asphalt from solution by Abson method* e ASTM D 1856 (2003) - *Standard test method for recovery of asphalt from solution by Abson method*. O ligante envelhecido foi extraído com tricloroetileno e depois foi recuperado pelo método Abson que combina aquecimento controlado e adição de CO₂, possibilitando o arraste do solvente até restar apenas o ligante asfáltico que se deseja ensaiar. Os resultados são apresentados na tabela 4.

Tabela 4 – Caracterização do ligante

Ensaio	Norma	Resultado
Penetração (d _{mm})	NBR 6576/84	20
Ponto de amolecimento (°C)	NBR 6560/85	57
Recuperação elástica (%)	ASTM D 6084	0
Extração de betume (%)	ASTM D 2172	4,5

O índice de forma dos grãos do fresado foi determinado pelo método descrito na norma NBR 7809 (2006) - Agregado graúdo: Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro - Método de ensaio. A análise foi realizada medindo-se comprimento, largura e altura de cada grão para classificá-lo como cúbico, alongado, lamelar e alongado lamelar. Os resultados são apresentados em porcentagem, como pode ser visto na Tabela 5.

Tabela 5 – Classificação da forma dos grãos do fresado

Classificação da forma das partículas do RAP (%)		
Cúbica	Alongada	Lamelar
40	0	60

A composição granulométrica do RAP foi determinada calculando-se as porcentagens acumuladas de grãos de fresado retidos numa série de peneiras. Os resultados são apresentados na Figura 4.

Peneiras		(% que passa)
ABNT	Abertura (mm)	
1"	25,4	87,9
3/8"	9,52	70,1
Nº 4	4,75	39,3
Nº 10	2,00	17,4
Nº 40	0,42	2,80
Nº 200	0,0074	0,10

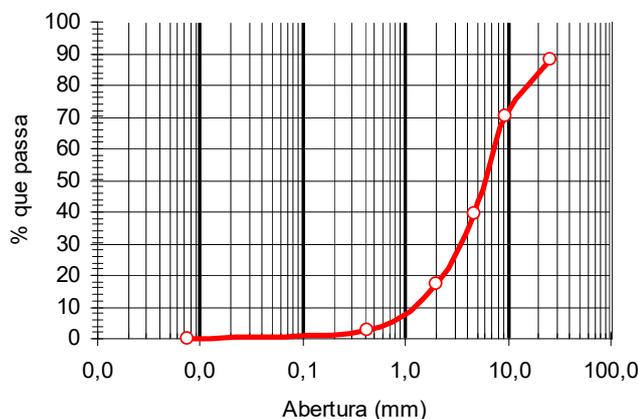


Figura 4 – Análise granulométrica do RAP

Cascalho laterítico

Os solos lateríticos provem da intemperização dos solos saprolíticos de diferentes origens ou de colúvios antigos. O processo pedológico atuou intensamente nas condições do ambiente tropical úmido predominante no país, num processo de ferratização que abrange cerca de 70% do território brasileiro. Predominam as cores: vermelha (óxido de ferro) e amarela (óxido de alumínio). Nesta ampla categoria enquadram-se as areias fina lateríticas e os solos vermelhos argilosos lateríticos, (MOTTA; MEDINA, 2006).

O cascalho laterítico, material típico de regiões tropical e abundante no cerrado brasileiro, se constitui num bom material para ser utilizado em bases e sub bases de pavimentos. A literatura relata exemplos de rodovias importantes que foram pavimentadas empregando esse tipo de material.

Na tabela 6 são apresentadas a caracterização e classificação do cascalho laterítico enquanto que a sua granulometria pode ser vista na figura 5.

Tabela 6 – Caracterização do cascalho laterítico

Compactação NBR 7182		δ NBR 6508	Limites Atterberg NBR 6459 / 7180			Classificação		ISC	
$\gamma_{s,Máx.}$ (g/cm ³)	$\omega_{ótima}$ (%)		LL (%)	LP (%)	IP (%)	MC T	AASHT O	CBR (%)	Exp (%)
2,135	9,7	2,63	37	28	9	LA'	A-2-4	96	0,7

Peneiras		(%) que passa
ABNT	Abertura (mm)	
1"	25,4	97,5
3/8"	9,52	79,6
Nº 4	4,75	60,1
Nº 10	2	46,6
Nº 40	0,42	31,9
Nº 200	0,0074	17,4

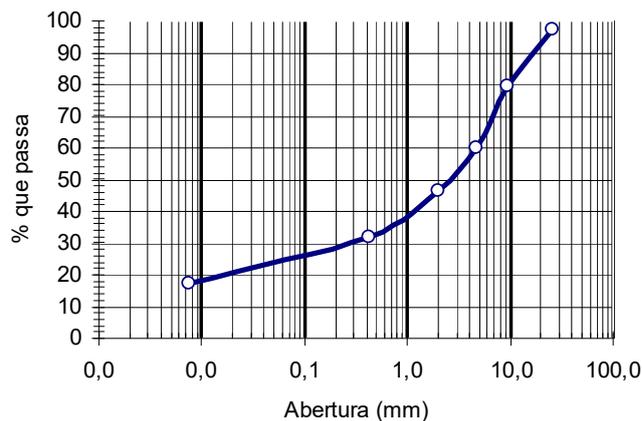


Figura 5 – Análise granulométrica do cascalho laterítico

Como pode ser visto na Tabela 7, o cascalho laterítico possui uma parcela expressiva de silte mais argila que deveria ter na expansibilidade uma característica típica, pois como se sabe é natural que solos com maiores percentuais de finos aumentem sua expansão e eventualmente a sua sucção, inviabilizando assim seu emprego adequado em obras de pavimentação.

Tabela 7 – Distribuição granulométrica ASTM D 2487 (2006)

Pedregulho ($\varnothing > 4,8$ mm)	Areia Grossa (2,0 - 4,8 mm)	Areia média (0,42 - 2,0 mm)	Areia Fina (0,075 - 0,42 mm)	Silte + Argila ($\varnothing < 0,074$ mm)
39,9%	13,5%	14,7%	14,5%	17,4%

Em compensação as bases de pavimento constituídas por cascalho laterítico podem apresentar excelente desempenho durante grande parte da sua vida útil, porém quando o trincamento da capa asfáltica se inicia, as águas de chuva podem se infiltrar e eventualmente saturar a base. Esta ocorrência foi observada em 03 (três) furos de sondagem realizados na rodovia BR 153/GO

Cimento

Conforme citado estão disponíveis no mercado brasileiro vários tipos de cimento Portland, diferentes entre si, principalmente em função de sua composição. Para evidenciar a diferença entre eles, empregou-se neste trabalho os seguintes cimentos:

Tipo de cimento	Sigla	Classe	Identificação
Cimento Portland Comum com adição	CP I S	32	CP I S – 32
Cimento Portland Composto com escória	CP II E	32	CP II E – 32
Cimento Portland Composto com pozolona	CP II Z	32	CP II Z – 32
Cimento Portland Composto com filler	CP II F	32	CP II F – 32
Cimento Portland de Alto Forno	CP III	32	CP III – 32
Cimento Portland de Pozolônico	CP IV	32	CP IV – 32
Cimento Portland de alta resistência inicial	CP V - ARI	-	CP V - ARI

Nesta pesquisa arbitrou-se o teor em 2,5% em peso para todos os tipos de cimento, considerando que os percentuais comumente empregados em obras de reciclagem variam entre 2,0 e 3,0%.

5.2 - Método

O programa experimental foi desenvolvido através das etapas descritas abaixo:

- Etapa 1: Preparação dos materiais para determinação da composição granulométrica;
- Etapa 2: Mistura das amostras com cimento;
- Etapa 3: Ensaio de compactação na energia Proctor Modificado;
- Etapa 4: Moldagem dos corpos de prova em moldes cilíndricos Ø 10 cm e h = 20 cm; foram moldados três CP's por idade e por tipo de cimento;
- Etapa 5: Ensaio de compressão não confinada dos CP's nas idades 3, 7 e 28 dias.

Preparação da mistura reciclada:

Na formulação das amostras da mistura reciclada, empregou-se uma proporção fixa que corresponde a 6 cm de capa asfáltica e 14 cm da base de cascalho laterítico, conforme ilustrado na figura 6:

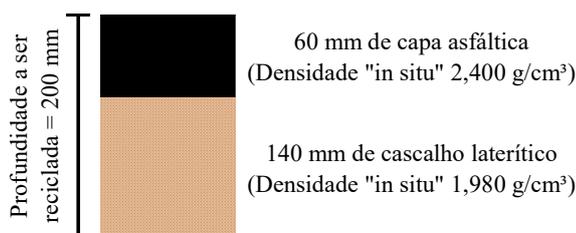


Figura 6 – Espessura de corte da reciclagem

A fim de se obter uma amostra combinada que representasse o material em toda a espessura de corte da reciclagem, misturou-se a capa fresada e o cascalho laterítico proporcionalmente à espessura e densidade “*in situ*” das camadas, como pode ser visto abaixo:

Camada	Espessura (m)	Densidade “ <i>in situ</i> ” (Kg/m ³)	Massa (Kg/m ²)	Proporção em massa (%)
Capa asfáltica	0,06	2.400	0,06 x 2.400 = 144	34
Base de cascalho	0,14	1.980	0,14 x 1.980 = 277	66
Total	0,20		421	100

A combinação dos materiais resultou numa mistura com granulometria que se enquadra na Faixa II da Norma DNIT 167/2013-ES - Reciclagem Profunda de Pavimentos “*in situ*” com Adição de Cimento Portland. Em razão disso, não foi necessário a adição de agregados novos para promover a correção granulométrica (Figura 7)

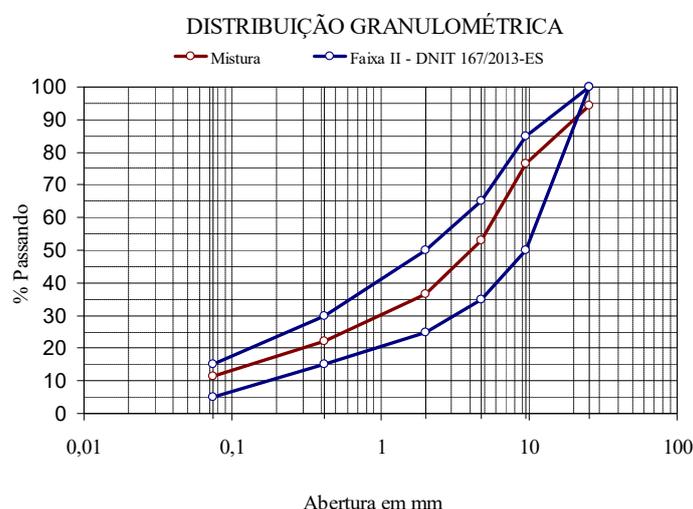


Figura 7 – Representação da curva granulométrica da mistura contendo 34% em peso de asfalto fresado e 66% em peso de cascalho laterítico.

Compactação

O ensaio de compactação do material reciclado com incorporação de 2,5% de cimento Portland (em peso) foi realizado na energia Proctor Modificado, para fins de determinação da massa específica aparente seca máxima ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e da umidade ótima (ω_{ot}).

Na tabela 8, encontram-se os parâmetros ótimos de compactação ($\gamma_{dm\acute{a}x}$ e ω_{ot}) determinados para mistura reciclada:

Tabela 8 – Resultados do ensaio de compactação		
Teor de cimento (%)	ABNT NBR 7182	
	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (g/cm ³)	ω_{ot} (%)
2,5	2,030	6,5

Moldagem e cura dos corpos de prova

Os corpos de prova foram moldados nos parâmetros ótimos ($\gamma_{dm\acute{a}x}$ e ω_{ot}) da energia de compactação anteriormente citado, sendo compactados por processo dinâmico em cinco camadas iguais, aplicando-se 26 golpes por camada com um soquete de massa igual 4,54 kg caindo da altura de 45,72 cm.

Foram mantidas condições de igualdade a todos CP's em termos de granulometria, teor de umidade, teor de cimento, inclusive todos os corpos de prova foram compactados pelo mesmo operador. Esse cuidado foi tomado para assegurar a equidade entre os CP's no momento da confrontação dos resultados.

Para cada tipo de cimento foram moldados 9 corpos de prova para rompimento com idades 3, 7 e 28 dias perfazendo um total de 63 corpos de prova que foram curados em câmara úmida à temperatura de 22 °C e umidade relativa do ar em 96%. Para cada idade foram moldados 3 CP's a fim de se obter a média aritmética dos valores de resistência à compressão simples, respeitando-se os prazos estabelecidos nesta pesquisa para rompimento de cada amostra.

6 - RESULTADOS E DISCUSSÃO

A resistência característica (R_{caract}) para cada tipo de cimento foi determinada segundo método contido na Instrução de Projeto IP-DE-P00/001 do Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo, por meio da seguinte expressão matemática:

$$R_{caract.} = R_{m\acute{e}dio} - \frac{\sigma \times t_{0,90}}{\sqrt{n-1}}$$

Em que:

$R_{m\acute{e}dio}$: Média aritmética dos valores das resistências das “n” amostras ensaiadas;

$t_{0,90}$: Coeficiente de *Student* relativo ao intervalo de confiança de 90%, neste caso foi adotado o valor de 1,89 que se refere às três amostras ensaiadas para cada idade;

σ : Desvio padrão da população dos valores de resistência das “n” amostras ensaiadas.

A tabela 9 apresenta resultados obtidos no experimento, enquanto na figura 8 os mesmos são apresentados graficamente.

Tabela 9 – resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão simples

Tipo de cimento	Teor (%)	Idade (dias)	Resistência (MPa)				Desvio Padrão	Coeficiente de variação	$R_{caract.}$
			CP 1	CP 2	CP 3	Média			
CP I S 32	2,5	3	2,31	2,53	2,44	2,42	0,11	4%	2,32
		7	2,79	2,62	2,83	2,74	0,11	4%	2,64
		28	3,56	3,42	3,40	3,46	0,09	3%	3,38
CP II E 32	2,5	3	1,93	1,81	2,01	1,92	0,10	5%	1,82
		7	2,33	2,52	2,39	2,42	0,10	4%	2,32
		28	3,03	3,25	3,08	3,12	0,11	4%	3,01
CP II F 32	2,5	3	2,18	2,24	2,33	2,25	0,08	3%	2,18
		7	2,30	2,42	2,33	2,35	0,06	3%	2,29
		28	2,42	2,57	2,63	2,54	0,11	4%	2,44
CP II Z 32	2,5	3	1,96	2,16	2,01	2,05	0,10	5%	1,95
		7	2,32	2,22	2,12	2,22	0,10	5%	2,12
		28	2,83	2,95	3,02	2,94	0,10	3%	2,85
CP III 32 RS	2,5	3	1,42	1,32	1,53	1,42	0,11	7%	1,32
		7	1,92	2,03	1,83	1,93	0,10	5%	1,83
		28	3,09	3,00	3,20	3,10	0,10	3%	3,00
CP IV 32	2,5	3	2,12	1,99	1,93	2,01	0,10	5%	1,92
		7	2,49	2,33	2,49	2,44	0,09	4%	2,35
		28	3,39	3,17	3,34	3,30	0,11	3%	3,20
CP V ARI	2,5	3	2,61	2,80	2,72	2,71	0,09	3%	2,62
		7	3,09	2,94	3,11	3,05	0,10	3%	2,96
		28	4,43	4,37	4,58	4,46	0,11	2%	4,36

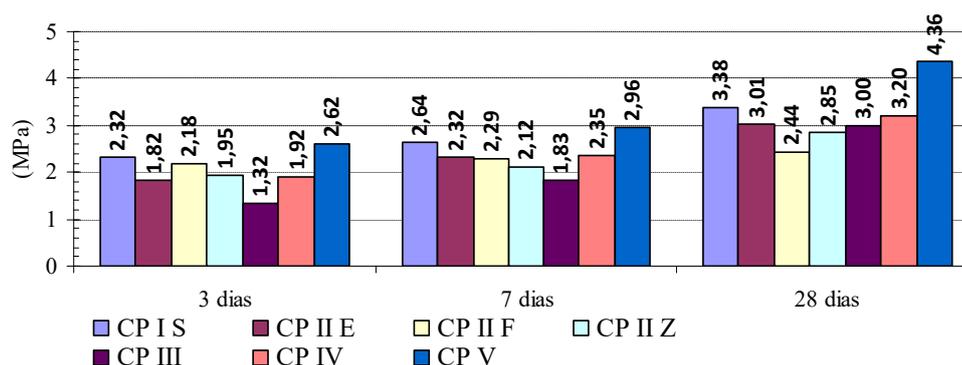


Figura 8 – Representação gráfica dos resultados obtidos

Com base nos dados obtidos verifica-se que o coeficiente de variação foi menor que 10% indicando que os resultados foram razoavelmente homogêneos. A baixa dispersão se deve ao controle de peso de materiais usado na fabricação dos corpos de prova. A mistura foi realizada para cada CP mantendo-se a proporcionalidade estabelecida no projeto de dosagem.

Constata-se que os cimentos responsáveis pelas maiores resistências (nas 3 idades) são aqueles com maior percentual de clínker: **CP I S** (95 a 99%) e o **CP V ARI** (95 a 100%). Como são cimentos mais puros, os compostos cálcicos agem de forma mais efetiva no processo de endurecimento da pasta de cimento proporcionando ganho de resistências em todas as idades até o fim do primeiro mês de cura. No entanto, não foi observado trincamento na superfície do corpo de prova, tendo em vista que a área da seção transversal é muito pequena para ensejar o aparecimento de trincas por retração.

Por outro lado, o cimento que produziu o pior resultado (nas idades 3 e 7 dias) foi aquele com menor teor de clínker + gesso – **CP III** (25 a 65%). No entanto, esse cimento registrou ganho significativo de resistência no 28º dia. Esse fato se deve a influência da escória de alto forno

(teor variando entre 35 a 70%) que age na pasta de cimento promovendo ganho lento, mas constante de resistência. Percentualmente, dentre todos os cimentos, o **CP III** foi o que mais ganhou resistência entre o 3º e 28º dia (127%).

O cimento **CP IV** teve um comportamento parecido como **CP III**, ou seja, também ganhou resistência lentamente até o 7º dia de idade. Porém, entre o 7º e 28º dia houve um acréscimo de resistência da ordem de 36%. A literatura relata que as maiores resistências deste cimento são verificadas em idades mais avançadas (90 dias). Nesta pesquisa, observa-se que os dois cimentos comportaram-se de forma similar, mas em todas as idades a resistência do **CP IV** superou a resistência do **CP III**, devido a maior concentração de clinker.

Dentre os cimentos compostos, o **CP II F** foi o que apresentou melhor resultado no 3º dia, sendo superado pelo **CP II E** no 7º e 28º dia e pelo **CP II Z** no 28º dia. Esse comportamento está associado às adições de escória que promove aumento gradual de resistência no **CP II E** e a pozolona responsável pelo desenvolvimento lento da resistência no **CP II Z**.

Ainda em relação aos cimentos compostos, o cimento **CP II F** obteve resistência aos 3 dias muito próxima da resistência atingida aos 7 dias. O ganho rápido de resistência já nas primeiras idades é uma característica importante para liberação imediata do tráfego sobre a camada reciclada com cimento.

Os resultados indicam que a resistência média obtida pelos cimentos aos 7 dias é de 2,36 MPa. Com exceção do **CP I S** (2,64 MPa) e o **CP V**, (2,96 MPa) todos os cimentos atingiram valores abaixo da média, reforçando a tese de que quanto maior o teor de clinker maior resistência à compressão.

A resistência mínima de 2,1 MPa exigida pela Norma DNIT 167/2013-ES - Reciclagem Profunda de Pavimentos “*in situ*” com Adição de Cimento Portland, foi atingida para quase todos os cimentos com exceção do **CP III**. Sob a perspectiva desta pesquisa, seria necessário aumentar o teor do cimento **CP III** para viabilizar a estabilização de materiais com as mesmas características.

O **CP IV** (2,35 MPa) e o **CP II E** (2,32 MPa), foram os cimentos cujos resultados mais se aproximaram da média. Esse resultado remete ao fato de que embora a constituição dos dois materiais seja diferente, existe uma equivalência de comportamento entre eles. Essa ocorrência pode ser constatada pela proximidade de valores obtidos entre os dois cimentos nas três idades de rompimento.

Os demais cimentos **CP II F**, **CP II Z**, e **CP III**, tiveram resultados abaixo do valor médio. Os dois cimentos compostos atingiram valores de resistência muito próximos entre si, com ligeiro destaque para o **CP II F** que possui menor adição do que o **CP II Z**. Já o **CP III**, conforme mencionado possui a característica de ganhar pouca resistência nas primeiras idades.

7 – CONCLUSÕES

- A escolha do cimento Portland em função da resistência à compressão simples não deve ser critério prioritário para definir qual tipo de cimento a ser empregado em obras de reciclagem, pois de acordo com resultados obtidos, os cimentos com maiores resistências são aqueles citados pela literatura como sendo os responsáveis pela elevação do calor de hidratação e pela redução do tempo de pega. Neste caso para minimizar os efeitos da retração, é preferível adotar teores mais elevados de cimento CP III do que teores baixos de cimento CP V;
- Normalmente os cimentos de alta resistência, requerem baixos teores para alcançar a resistência desejada, porém não se pode garantir que pequenas quantidades de cimento terão uma distribuição homogênea na pista; podendo impactar diretamente na variação da resistência;
- Uma correta formulação do projeto de mistura é fundamental para determinação do teor de cimento necessário para atingir a resistência pretendida. Deve-se considerar na fase de projeto um equilíbrio entre o nível de resistência desejada, as características dos materiais existentes na estrutura do pavimento e as condições de suporte do sub leito. A rigidez exacerbada do material reciclado poderá resultar no trincamento da camada estabilizada e acelerar o processo de fadiga do pavimento;
- De maneira geral, se pode afirmar que cimento ideal para reciclagem é aquele que permite a realização do trabalho num determinado prazo sem que haja prejuízo para resistência final e a qualidade da mistura. Conforme resultados obtidos na pesquisa, do ponto de vista de resistência à compressão, estas condições poderão ser atendidas pelos cimentos de média resistência, na seguinte ordem CP II F, CP II E, CP II Z e o CP IV. Importante salientar a necessidade de avaliar outros parâmetros como calor de hidratação e tempo de pega para validar a escolha do cimento mais adequado;
- Por fim ficou evidenciada nesta pesquisa a importância de se conhecer o tipo de cimento que será utilizado em obras de reciclagem de pavimento, devendo buscar sempre que possível o tipo de cimento mais adequado com vistas a se obter os resultados esperados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO T 170-00 - Standard specification for recovery of asphalt from solution by Abson method. Washington, D.C, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). Disponível em: <http://www.abcp.org.br/cms/basico-sobre-cimento/tipos/a-versatilidade-do-cimento-brasileiro/> Acesso em 11 de julho de 2016

_____. *Guia Básico de Utilização de Cimento Portland. 7ª ed. São Paulo, 2002 (BT 106).*

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D 1856 - Standard test method for recovery of asphalt from solution by Abson method. Philadelphia, 2003.

_____. *ASTM D 2172 - Standard test methods for quantitative extraction of bitumen from bituminous paving mixtures*. Philadelphia, 2011.

_____. *ASTM D 2487 - Standard practice for classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. Philadelphia, 2006.

_____. *ASTM D 6084 - Standard test method for elastic recovery of bituminous materials by ductilometer*. Philadelphia, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: *NBR NM 248 - Agregados - Determinação da composição granulométrica*, Rio de Janeiro, 2003, 6p.

_____. *NBR 6459 – Solo – Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro, 2016.

_____. *NBR 6560 - Materiais betuminosos - Determinação do ponto de amolecimento - Método do anel e bola*. Rio de Janeiro, 2008.

_____. *NBR 6576 - Materiais asfálticos - Determinação da penetração*. Rio de Janeiro, 2007

_____. *NBR 7180 – Solo – Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro, 2016.

_____. *NBR 7182 (1986) – Solo – Ensaio de Compactação*. Rio de Janeiro, 1986.

_____. *NBR 7809 (2006) - Agregado graúdo: Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro - Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2006.

BAUER, L. A. F. *Materiais de Construção – Vol I. 5ª ed. LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. Rio de Janeiro, 2008.*

IWAKIRI, S. *Painéis de Madeira Reconstituída. FUPPEF. Curitiba, 2005.*

MAEKAWA, K., CHAUBE, R. AND KISHI, T., *Modeling of Concrete Performance, Hydration, Microstructure Formation and Mass Transport, 1ª ed., London, E & FN Spon, 1999.*

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P.J.M. *Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais. 3. ed. IBRACON, 2008.*

MOTTA, L. M. G.; MEDINA, J. *Investigação e desenvolvimento em Mecânica dos Pavimentos na COPPE - Brasil. Engenharia Civil – UM. No. 26. COPPE – UFRJ. Rio de Janeiro, 2006.*

NUNES, A. *Cimentos para Reciclagem de Pavimentos Rodoviários. II Jornadas Técnicas de Pavimentos Rodoviários – Reciclagem de Pavimentos. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2003.*

PIARC – ASSOCIATION MONDIALE DE LA ROUTE (2003). Pavement Recycling Guidelines. Comité Technique AIPCR C7/8 – "Road Pavements". Paris, França. N° 78.02.E. 199 p.

APÊNDICE - B

THE INFLUENCE OF MILLING ASPHALT RATES FROM WEARING SURFACE TO THE FLEXURAL STRENGTH APPLIED TO A RECYCLED LAYER WITH PORTLAND CEMENT

Cássio Eduardo Lima de Paiva
ProfessorDoctor – UNICAMP (celpaiva@fec.unicamp.br)
Paulo Cesar Arrieiro de Oliveira
Civil EngineeringDoctoralProgramStudent – UNICAMP
Creso de Franco Peixoto
Professor, UNICAMP

Summary

The reclaimed asphalt pavement (RAP) on the added cement recycled base can influence on resulted material behavior; because as the RAP tax increases the recycled mixture stiffness and resistance reduces. The RAP acts as a black aggregate or as asphalt lumps on the resulted material depending on the main asphalt cement (AC) characteristics. This suggests that the AC rheological properties from the milling wearing surface can affect the behavior of the cement recycled base. According to a technical bibliography review this issue is rare and not so researched. It is not known until today the level of influence of the AC content and RAP tax on the cement recycled pavement on the structural performance. The authors developed a lab experience according two RAP samples, one with conventional AC and the other with rubber AC, to evaluate the flexural traction resistance. In this case the mixture was stabilized with 3% in cement weight. To realize this study there were molded prismatic samples, 10 x 10 cm x 40 cm dimensions, to be submitted to dynamic essays, of flexural strength. These prismatic samples, composed by 30%, 50% and 70% of RAP in weight in relation to the base material, behave as beams, under the specific essays. The particle size distribution of each studied RAP samples is offered in this work and also the AC tax and the physical properties, as the asphalt penetration test, melting point and elastic recovering. The resulted data can bring new alternatives to the building process in regions with tropical soils.

Keywords: Portland Cement Stabilization. Milling Asphalt. Full Reclaimed Asphalt.

1. Introduction

At present, it is common in Brazil the full depth recycling for damaged roads and highways pavements, applied from low to high traffic forecasts. The Portland cement (PC) added to the recycling material is the most applied technique. The first activity is to mill the old wearing surface to produce material to be recycled. Next, this material is brought to a special plant to be analyzed and to produce a new material for recycling. Grading curve and PC tax are determined on samples, to adjust lab experiences in order to achieve adequate cement tax. The final mixture, which is the ground milling material with PC, is produced directly on the road. This material is compacted in order to conceive a more resistant and higher capacity layer in relation to the former wearing course, aiming to absorb traffic stresses and strains. This service reduces the need for new materials, costs and time to incorporate the forecasted service. This also promotes better approach to environmental issues.

Despite the good Brazilian acceptance about this technique there are challenges until today to achieve the design results. This statement is due to the quality dispersion of crushed material. Bigger and smaller particles generate a non-homogeneous media and, therefore, higher flexural behavior variance. Thickness variations applied to grade correction also increase these problems.

The intrinsic recycled material heterogeneity is the biggest obstacle to reach the minimum required for mechanical qualities. In general, it is mandatory to conceive a specific controlling model which has load capacity, resistance and resilience behavior as tools to control samples quality. The main feature in this model is how and when they are collected along the *production line*. A specific feature in this study is the PC content activity in the reclaimed asphalt pavement (RAP), commonly known as the ground milling material.

The RAP is a kind of *black aggregate* (BA), the milled aggregate and aged AC, where the coexistence of aged asphalt cement globules and rock particles develop a solid skeleton which works as the building structure (WIRTGEN GROUP, 2012). The asphalt particles inside the recycled base can contribute to form asphalt globules, although when active, inside the surface, they can start the breakdown process. Cooley (2005) highlights RAP viscosity and asphalt percentage importance in order to influence particles cohesion and resistance, after compaction. According to Cooley, high PC taxes and low viscosities can generate high strains. This effect can be higher, due to high temperatures and heavy traffic.

It is important to analyze the RAP particle angularity, because surface course performance will be influenced by intermixed particles. This fact also influences the layer bearing ratio. The particle angularity increases internal friction contributing to a higher mechanical strength because the solid skeleton will work under higher interweaving and reduces plastic strain. In some cases, RAP contributes to compose the new layer with more than 50% in weight, so, it is very important that particles shape and angularity could guarantee adequate internal friction counterbalancing lower asphalt cement taxes in relation to conventional services.

The material strength is mainly influenced by grain size distribution and grain to grain internal friction, not to the PC tax which has an inferior importance position. The new base course must work as a granular one, but under higher tensile traction strength. Massad *et al.* (2005) consider shape, texture and angularity as main features to influence shear strength; applied for both aggregate fractions, coarse and fine ones, because the added PC produces adhesion between surface particles, an extra resistance in relation to their friction and interweaving features, applied for coarse base and sub-base. Tongji University researchers showed that well dense mineral skeleton helps to increase the shear resistance, minimizing cracks and fissures due to the cementitious reaction, because the necessity of PC will be lower to the stabilization (Sun Zhao et al, 2006).

The research of Brown (2006) is focused on the maintenance of minimum uniaxial tension compression testing for different RAP percentages in the mixture.

There are some papers that mention that the use of RAP does not increase quality to the recycling asphalt pavement (Dellabianca, 2004; Cooley, 2005; and Xinhua & Xiaochun, 2011). Even adding PC to the mixture, the RAP did not provide improvements to the new pavement. There is no RAP maximum percentage among main researched authors.

According to Scullion *et al* (2012) it is better to use the RAP in asphalt mixtures due to the asphalt cement content. These authors reported that the resistance diminishes as the RAP percentage increases. It is proposed to add a special stabilizing to balance the resistance loss and also to limit to 50% the maximum RAP, even considering the possibility to determine the adequate percentage inside a common project. It is also proposed to apply complete essays to develop this new study.

Brazilian researchers studied the mechanical properties of this new mixture applied to cement recycled base (Fedrigo, 2015; Trichês, 2013; Aranha, 2013). In general, as the compaction energy increases there is also a tendency to the stiffness and resistance increase. Nevertheless, as the RAP tax increases the stiffness and resistance reduce. However, none of these studies analyzed granular layer with gravel, RAP mixtures and cement.

The recycling technique with cement is very common in Brazil, but the RAP tax influence and also the asphalt cement activity level are not so known on the flexural resistance of recycled materials added with cement. Premises as adequate execution, better technique specifications and higher success level of construction, constitute the main reasons to develop this research. This study fulfills a lack of the technical literature on the stabilized mixture with gravel, cement and pavement milling residues, subjected to two different kinds of asphalts to determine flexural resistance.

This study is also justified by the high number of Brazilian roads which pavement composed by granular stabilization with fines in the base and wearing surface with asphalt and even near the useful end of life. So, it is analyzed the option of recovering with milling asphalt with cement. The resulted material is made of gravel from the original base, milling residues from the original wearing surface and cement, as an agent of stabilization. With this procedure, the residues will be embodied to the new recycled base, avoiding piles of rubble.

The experimental program was made by means of single and conventional laboratory tests, according to traffic load simulation and dynamic tests of flexural traction. The samples were prepared with granular soil from a selected pavement base and two different kinds of milling asphalt. The selected milling asphalt samples were collected from the 76th km of SP 079 and from the 175th km of SP 352, both from Sao Paulo State highway network. The pavement base from each selected highway was composed by lateritic gravel and the wearing surface with concrete asphalt of conventional and rubber-asphalt.

There were compared the results of material fatigue when stabilized with 3% of cement and with different percentages of milling asphalt and soil. This cement content corresponds to the highest value used in Brazilian recycling works. There were molded prismatic samples with 10 x 10 x 40 cm to the dynamic tests, according to the Australian Protocol AP-T101/08 (AUSTROROADS, 2008), to mixtures with light cement content.

The beans were made with 30, 50 and 70% in weight of milling asphalt to the soil base. When the results were analyzed it was highlighted the activity of the milling asphalt to the resistance during fatigue tests.

2. Materials and Methods: Experience Program and Results

The milling asphalt as mentioned before has its origin from an aged wearing surface. In this research, there were applied two samples of RAP, one with conventional asphalt cement (Figure 1) and the other, asphalt cement with rubber (Figure 2). Both materials were collected from two Sao Paulo highways, SP 079 and SP 351.

There were developed bitumen asphalt tests to the selected RAP samples, Method B from ASTM D 2172, and also grain size distribution from Brazilian pattern NBR NM 248/03, grain shape classification according to another Brazilian rule NBR 7809/06. The asphalt content from samples was determined to evaluate their rheological properties, according to Abson Method, AASHTO T 170-93 and ASTM D 1856-95 procedures.

The asphalt was aged with trichloroethylene and recovered by Abson Method which matches heating and carbon dioxide addition. This method extracts all solvent from the asphalt until remaining just asphalt. The rheological properties from the studied material are shown at Table 1.



Figure 1 RAP with conventional AC

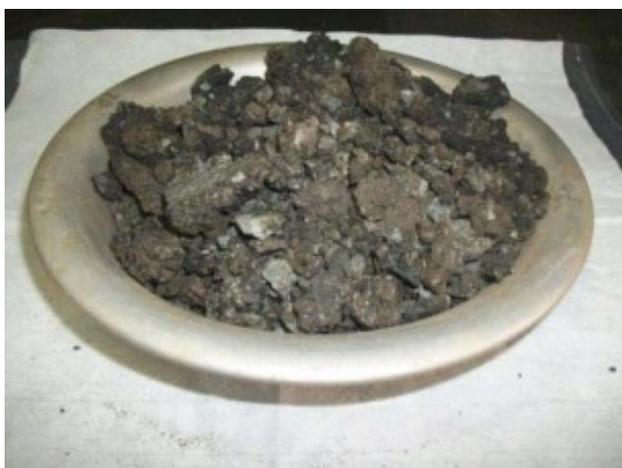


Figure 2 RAP with unconventional asphalt cement – rubber added AC

The selected RAP grain size distribution as Figure 3 shows considered accumulated retained grain masses in a series of sieves shown in the sidebar.

Table 1 Rheological Properties of the recovered asphalt cement from Studied Samples

<i>Test</i>	<i>Standard</i>	<i>AC with rubber</i>	Conventional AC
Penetration (d _{mm})	NBR 6576/84	51	20
Softening point	NBR 6560/85	62	57
Elastic Recovering (%)	ASTM D 6084	30	0
Bitumen extraction (%)	ASTM D 2172	5.3	4.7

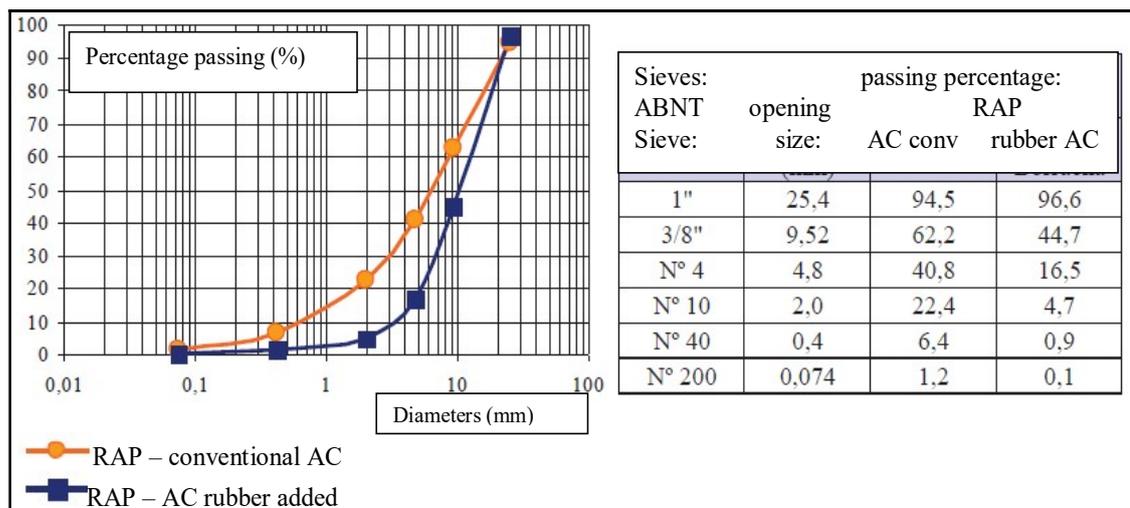


Figure 3 Grain Size Distribution – Studied RAP

It was applied the Brazilian standard NBR 7809/08 to determine grain shape of studied RAP particles. One caliper rule was used to measure length, width and height of each selected grain that were classified as cubic, elongated or lamellar shapes, according to Table 2.

The base course specimen was extracted from Brazilian highway SP 079. It is a granular material, with a typical grain size distribution of a soil and a mineral profile from granite, the mother rock that generated this young soil, shown at Figure 4.

Table 2 Grain Shape Classification of Studied Samples

<i>RAP samples</i>	RAP Particles shape classification (%)		
	Cubic	Elongated	Lamellar
With rubber AC	32	0	68
conventional AC	40	0	60

It is characterized as a saprolite, a grit soil, commonly known in Brazil as “saibro”. This kind of soil is considered a good one for pavement base and subbase courses, when it is obtained near the workplace.



Figure 4 Base course sample

This material was characterized by some Brazilian Standards: grain soil distribution, NBR 7181/81; specific grain mass, NBR 6508/84; consistency limits, NBR 6459/84 and NBR 7180/1984.

It was also classified by MCT Methodology and AASHTO Soil Classification. The main results are shown at Table 3.

The sample grain size distribution of the studied base course was obtained by sieving according to Brazilian Standard sieves DNIT 141/2012-ES. It was also washed with sieve ASTM N. 200, opening size 0,075 mm. The retained material in this sieve was previously washed to release all particles and, in sequence, completely dried at 105° Celsius. The resulted distribution is shown at Figure 5.

It was applied the Portland cement CP II E 32, Brazilian kind and very used in recycling pavement works because it avoids fissures due to the chemical reaction, when heat is released by means of curing thermal properties. This cement increases strength faster than other types and the workability is associated with a time cure compatible to the recycling. Accordingly, to the Brazilian Standard NBR 11578/91 this PC is composed by clinker and gypsum (56 to 94%), blast furnace slag (6 to 34%) and carbonate materials (0 to 10%).

Table 3 Characterization Soil – Main Results

Consistency Limits (NBR 6459 e 7180/84)			Specific grain mass (NBR 6508/84)	Soil Classification	
LL (%)	LP (%)	IP (%)	(g/cm ³)	AASHTO	MCT
----	Not plastic	---	2,784	A.1.b	NA' – NS'

The selected method to determine the recycled material strength was the dynamical tensile traction strength, under controlled tension on flexural actions. Prismatic beams were tested in bending under loading in the middle third, a constant bending moment zone. This test is named in Brazil as the “test of the two cleavers”.

It was adopted the protocol test of Austroads AP-T101 (2008), with some modifications, to determine the flexural resistance behavior of low PC taxes materials because there is not a specific Brazilian Methodology.

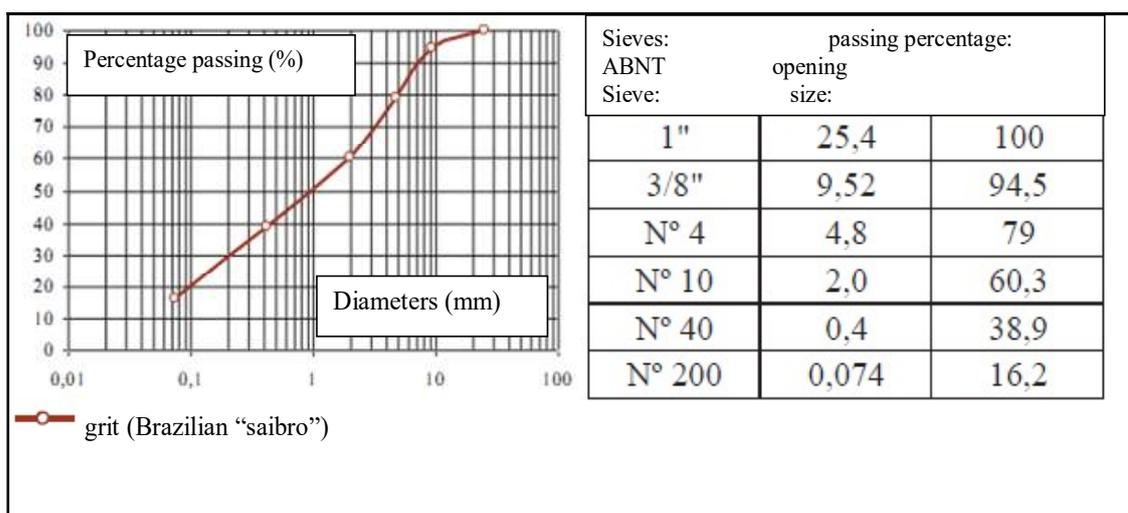


Figure 5 Grain Size Distribution of the base course studied sample

The tests in dynamic bending were performed in a controlled servo hydraulic press of LabDIn - Dynamical Testing Laboratory from the State University of Campinas/UNICAMP. The

equipment, shown at Figure 6, allows the control of the application of load, its frequency, number and the maximum and minimum voltages. An oscilloscope is connected to the pressing equipment in order to show accurately the applied load, as well as to allow a graph display, with a sinusoid curve, generated by the cyclic loads applied to the test body.

The geometry of experienced beams is based on the technical standard AS-1012.11-2000: Methods of Testing Concrete - Method 11: Determination of the modulus of rupture (Standards Australia, 2000), where it is shown the following dimensions to the beams: $100 \times 100 \times 400$ mm. Such measurements are associated to the maximum permissible diameter.



Figure 6 Applied Equipment to the dynamic tensile traction flexural test

The Brazilian standard that defines the systematic testing for tensile strength in bending of concrete specimens is the NBR 12142/91, by reference to the standard that defines procedures for molding and curing, NBR 5738/94. The use of prismatic samples is technically stated, in which the specimens should have square section of edge bigger than “d”, which is equal to the triple of the maximum aggregate dimension plus 50 mm. The NBR 5738/94 also states the “d” dimension according to the Equation 1.

$$d \geq 3 \times D \quad (1)$$

where: d -- specimen basic dimension (100 mm); D – aggregate maximum dimension.

The grain size of the applied material in this research passes, at least, 95% in the sieve # 1" (25.4 mm). For beams molding of this experimental program it was considered the Equation 1. The beams were molded by static compression. The applied technique is an adaptation of the British Standard of compression method BS 1377-4: 1990 - Part 4 Compaction related tests.

First, it was performed a dynamic compaction test, which samples were compacted in the modified energy, to determine the maximum dry density ($\gamma_{S_{max}}$) and the optimum moisture (ω_{ot}) as prescribed at Brazilian standard NBR 7182/86.

The specimens were molded in a five layer CBR cylinder; each compacted layer received 55 strokes from a hammer weighing 4.54 kg; falling from a height of 45.72 cm. The $\gamma_{S_{max}}$ and ω_{ot} parameters were used for the beams molding.

The material was placed in a single layer inside a prismatic shaped mold. In sequence, it was applied a static load with a hydraulic press during 30 seconds. The adequate moisture

previously established was checked by means of the predicted density, when the sample reached the effective height of 100 mm. At this point the static compression was completed. Thus, it intends:

- a. To ensure sample dimensions uniformity
- b To reproduce specific mass obtained from the dynamic compression test
- c To reduce the beams anisotropy levels.

The beams cure was carried out under adapted conditions from the technical standard NBR 12024/92: in a humidified chamber, it was kept the procedure temperature, 22° Celsius and relative humidity around 96 %. The beams remained under curing for 90 days. According to Ceratti (1991), this period of time minimizes the effect of the cementation continuity reactions during the flexural resistance test. Completed the period of curing, the beams were kept at room temperature for 48 hours, in order to acquire enough consistency to perform tests, as required by the Austroads trial protocol AP-T101 (2008).

It was adopted in this study the frequency of 5 Hz for the tests, which corresponds, in accordance to Pinto (1991) at a traffic average speed about 30 km/h. This value was maintained to all rupture test beams. The maximum applied stress corresponds to the value of 1.3 kN, defined experimentally as a percentage (60%) of tensile strength values in bending at 90 days cure. The sample was made with 70% of soil and 30% of RAP composed by conventional AC. Each sample load application cycle was applied on the direction down to up, aiming to avoid permanent strain due to the return trend of beam to the starting position and by proper weight, according to Ceratti (1991).

The amplitude loading during tests was characterized by the difference between the maximum and minimum stresses (S_{max}/S_{min}). The adopted variation amplitude was about ± 0.40 kN. The beam rupture or 500,000 load cycles were adopted as a test ending criterion, in order to shorten the load cycling length of time flexural resistance test.

For the samples that do not break, the adopted procedure was: to keep a permanent tension of 1.3 kN and a new phase of cycling, increasing gradually the amplitude value of 0.20 kN for every 20,000 load cycles until reaching 600,000 cycles. If still not occurred failure to the beam, the stress would be increased to 1.4 kN to promote a more severe loading condition.

The application of cyclic loading was carried on, controlling the load and the amplitude until failure of the requested beam.

The loading conditions were thus established aiming to determine the number of cycles needed to break the beams by means of flexural traction resistance, molded with different percentages of milled asphalt.

3 Research Results

At Table 4 the main results of this research are shown, with samples molded with asphalt cement rubber added. At Table 5 are shown with RAP with conventional AC.

Table 4 Results of flexural traction resistance tests – asphalt cement rubber added

<i>Milled rubber AC</i>	<i>Interval of cycles</i>	<i>frequency</i>	<i>Dynamic loading</i>	<i>Observation:</i>
30/70 (1st specimen) -----	0-500.000	5	1.3+/- 0.4 kN	rupture
	500,000-520,000		1.3+/- 0.6 kN	
	520,000-540,000		1.3+/- 0.8 kN	
	540,000-560,000		1.3+/- 1.0 kN	
	560,000-561.222		1.3+/- 1.2 kN	
50/50 (2nd sp)	0-12,128	5 Hz	1.3+/- 0.4 kN	rupture
70/30 (3rd sp)	0-2400	5 Hz	1.3+/- 0.4 kN	rupture

Table 5 Results of flexural traction resistance tests – conventional asphalt cement

Milled conventional AC	Interval of cycles	frequency	Dynamic loading	Observation:
30/70 (1st specimen)	0-500,000	5	1.3+/- 0.4 kN	rupture
	500,000-520,000		1.3+/- 0.6 kN	
	520,000-540,000		1.3+/- 0.8 kN	
	540,000-560,000		1.3+/- 1.0 kN	
	560,000-565,000		1.3+/- 1.2 kN	
50/50 (2nd sp)	0-500,000	5	1.3+/- 0.4 kN	rupture
	500,000-520,000		1.3+/- 0.6 kN	
	520,000-540,000		1.3+/- 0.8 kN	
	540,000-560,000		1.3+/- 1.0 kN	
70/30 (3rd sp)	560,000-561,655	5 Hz	1.3+/- 1.2 kN	rupture
	0-67,425		1.3+/- 0.4 kN	

4 Analysis Results

The results showed that as the participation of milled asphalt increases, the number of load cycles decreases, meaning that while RAP rate increases and the flexural traction strength decreases. This statement was established according to the execution of two samples of RAP, following the same trend of available research of the technical literature.

The molded beams of asphalt cement rubber added showed lower performance compared to those made of conventional AC, especially with mixtures which were composed with more than 30% in weight of RAP.

Considering that all beams were produced under the same conditions, changing only the type of milling asphalt, it can be said that the poor performance is mainly due to the CAP activity influence.

In *Absom* test it was clear that the rheological properties of the recovered asphalt rubber are more active than the conventional ones. Therefore, low resistances can be explained by the adherence capacity restriction from the cement paste to the RAP particles instead of the conventional mass results.

It was observed that the mixtures comprised of milled asphalt rubber, showed at Figure 7 (A, B and C) are more heterogeneous in comparison to the conventional milled asphalt, as shown at Figure 8 (A, B and C).

Heterogeneity is due, among other reasons, to the lack of interweaving between the RAP grains and soil particles. This can be seen in Figures 7B and 7C, in which beams of 50% and 70% by weight of RAP, showed more opened texture and higher void content than the others.

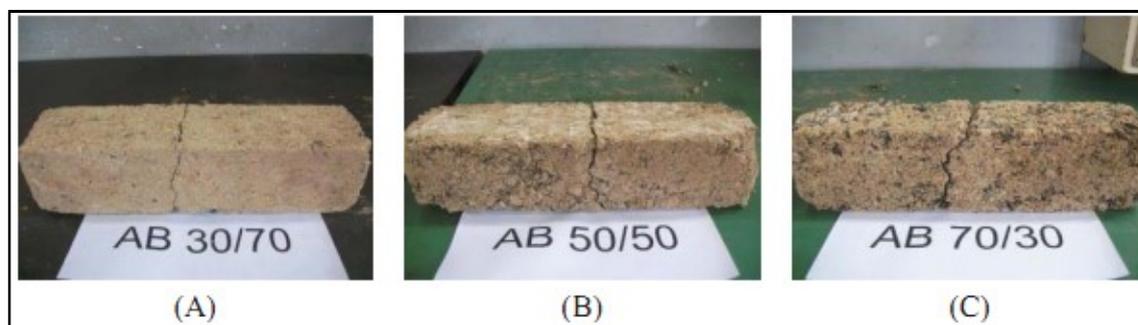


Figure 7 (A, B and C) – Molded Beams with Rubber added AC

As the rubber asphalt milling taxes increases, the grain size distribution of the mixture becomes more open, minimizing particles internal friction and strength. Another important

feature is the low interweaving level because the medium is mainly composed by lamellar milled particles, they are subjected to strains and displacements under cyclic loading. Also regarding to grain size distribution, the binder from RAP with asphalt cement conventional, with lower number of lamellar particles than the RAP with rubber added asphalt cement, generated a more integrated particle skeleton, mainly in percentages of 30% (Figure 8 A) and 50% (Figure 8 B) taxes. For these rates, the beams resisted over 500,000 load application cycles and curiously beams of 50 % of conventional asphalt cement resisted almost the same number of load applications than the beam with rubber added asphalt cement with 30% of RAP.



Figure 8 (A, B and C) – Molded Beams with conventional AC

The evolution on flexural tensile traction results is shown at histograms of Figures 9, with beams of conventional AC and Figure 10, about beams of rubber added AC.

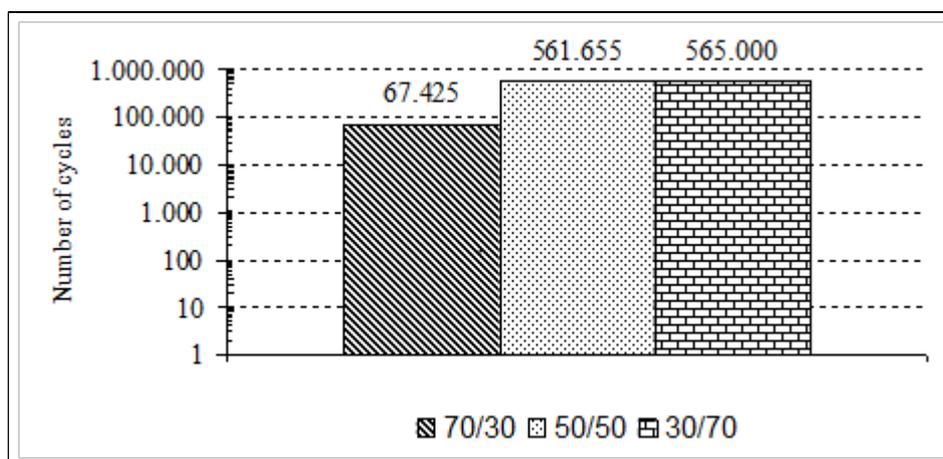


Figure 9 – Number of Needed Cycles to the beam rupture – beams with RAP of conventional asphalt and under 1.3 kN load

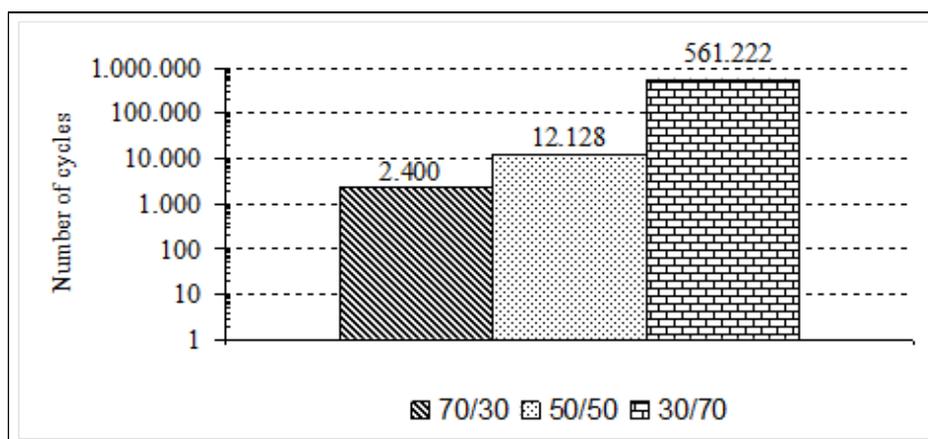


Figure 10 – Number of Needed Cycles to the bean rupture – beans with RAP of rubber asphalt and under 1.3 kN load

5 Conclusions

The obtained results are in accordance to the logical ones, the resistance increases as the CP tax increases and the resistance decreases as the RAP rate decreases. Also, results of RAP with conventional asphalt cement are better to rubber added asphalt ones. The results of flexural traction resistance showed that tested materials were influenced by RAP rates and by the asphalt cement or rubber asphalt cement content from each applied BA. This research helps to improve future projects of recycling layers with cement, either for engineers or designers, before focusing just on the base course or asphalt surface thicknesses. It is important as well to know the pavement longitudinal profile, for each variation of the pavement structure aiming to study each homogeneous segment, prepared with a specific CP rate. In many cases it is also possible to reduce asphalt surface layer considering adequate RAP mixture, avoiding high percentages of RAP.

In many cases the asphalt surface milling is a solution to avoid high RAP taxes. In this research, pavement recycling materials with rubber added asphalt over 30% of weight could damage the new recycling layer behavior.

7. References

- ARANHA, A. L. Avaliação Laboratorial e em Campo da Tecnologia de Reciclagem de Base com Cimento para a Reabilitação de Pavimentos. Dissertação. EPUSP, São Paulo, SP. 2013.
- BROWN, A., V. Cement Stabilization of Aggregate Base Material Blended with Reclaimed Asphalt Pavement. Master of Science. Department of Civil and Environmental Engineering, BrighamYoungUniversity, Provo, UT, August, 2006.
- CERATTI, J. A. P. Estudo do Comportamento a Fadiga de solos Estabilizados com Cimento para Utilização em Pavimentos. Tese. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro/RJ, 1991.
- COOLEY, D., A. Effects of Reclaimed Asphalt Pavement on Mechanical Properties of Base Materials. Master of Science. Department of Civil and Environmental Engineering, BrighamYoungUniversity, Provo, UT, December 2005.
- DELLABIANCA, L., M., A. Estudo do Comportamento de Material Fresado de Revestimento Asfáltico visando sua Aplicação em Reciclagem de Pavimentos. Tese de Doutorado. Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Brasília, 2004.

- FEDRIGO, W. Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland: Definição das Bases para um Método de Dosagem. (2015) Dissertação, UFRGS. Porto Alegre.
- MASSAD, E.; S. Saadeh; T. Al-Rousan; E. Garboczi e D. Little ComputationsofParticle Surface CharacteristicsUsingOpticalAnd.X-Ray CT Images.ComputationalMaterials Science 34. Elsevier Publication, p. 406-424, 2005.
- PINTO, S. Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural do Pavimento. Tese. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro/RJ, 1991.
- SCULLION, T.; Sebesta, S.; Estakhri, C.; Harris, P.; Shon, G.S; Harvey O. and Harvey, K.R. Full-depth reclamation: New Test Procedures and Recommended updates to Specifications. Report nº FHWA/TX-11/0-6271-2. Texas Department of Transportation Research and Technology Implementation Office. Austin, Texas. July, 2012.
- SUN ZHAO, H.; Zhi-Hong, X.; and; Meia-Fa, W. Study on Gradation Composition Design of Cemented Stabilized Macadam Considering Shrinkage Deformation Factors. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2006.
- TRICHÊS, G.; SANTOS A. Desempenho da reciclagem com adição de cimento da rodovia SC 150. In 42º RAPv, Anais. Gramado.2013. 13p.
- XINHUA, Y., Xiaochun W. The Influences of RAP on the Performance of Cement Stabilized Crushed Stone Base. In: 2011 International Conference on Electric Technology and Civil Engineering. Lushan, China, 2011.
- WIRTGEN GROUP. Wirtgen Cold Recycling Technology. Windhagen, Germany, 2012.

APÊNDICE – C

AJUSTE DA CURVA DE FADIGA

Neste apêndice estão apresentados os processos de ajuste dos pares de pontos N versus SR experimentalmente obtidos para definição de uma curva característica.

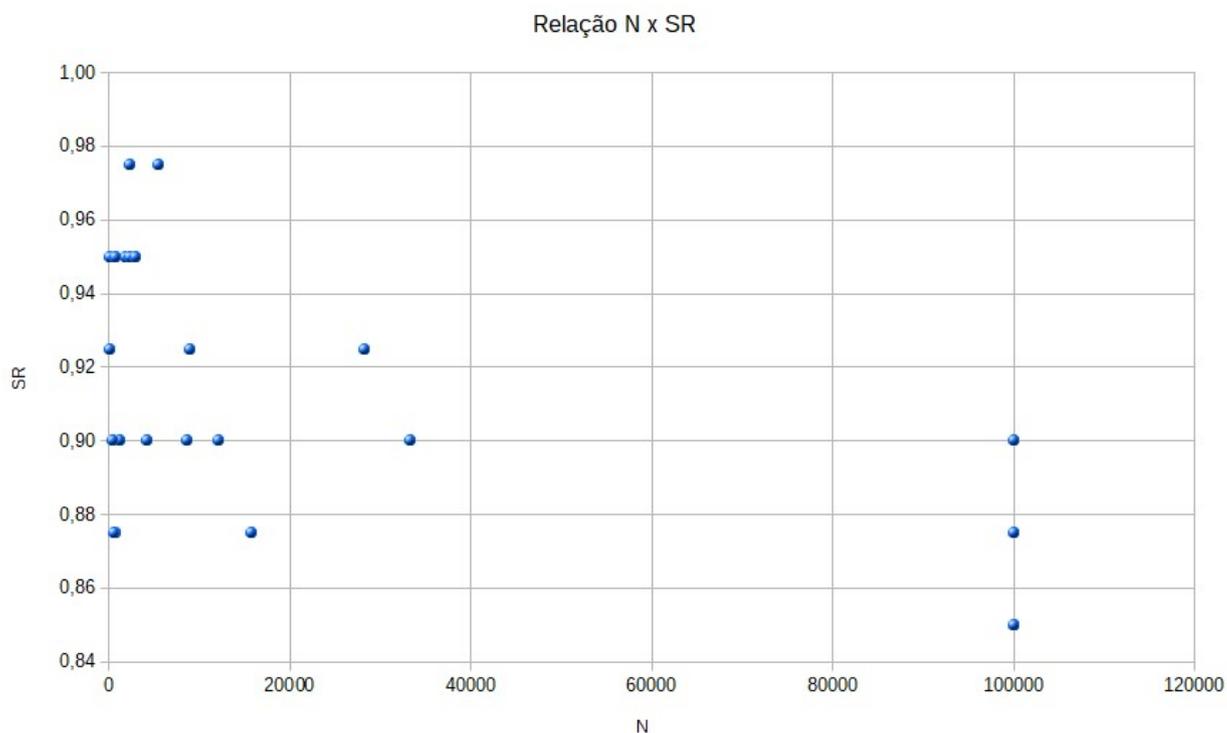
Os ajustes foram realizados utilizando o Método dos Mínimos Quadrados, inicialmente, no programa Excel. O método é utilizado para determinar uma função $g(x)$, conhecendo valores de $f(x)$. A função a ser encontrada pode ser uma combinação de outras já conhecidas. Na tabela C.1 são apresentados os resultados obtidos nos experimentos de laboratório.

Tabela C.1 – Resultados obtidos nos ensaios de laboratório

SR	N
0,95	1766
0,90	8576
0,90	1236
0,90	4166
0,90	12046
0,85	100000
0,98	5441
0,98	2251
0,95	66
0,95	2246
0,93	111
0,93	8886
0,90	33236
0,90	301
0,88	676
0,88	481
0,85	100000
0,95	731
0,93	28166
0,88	15741
0,88	100000
0,90	100000
0,95	2976

A totalidade dos pontos a serem relacionados está representada na Figura C.1:

Figura C.1 – Relação N x SR



Os modelos de ajuste utilizados foram definidos a partir de outras correlações semelhantes selecionadas na pesquisa bibliográfica. Conforme apresentado na tabela C.2, os coeficientes de correlação (R^2) encontrados foram baixos, o que indica que os ajustes estavam inadequados.

Tabela C.2 – Equações de ajuste pelo processo dos mínimos quadrados e seus resultados

Modelo	Formato Geral da Equação	Variáveis	Programa	R²
Hiperbólico	$y = 1/ax+b$	a = -0,018 b = 0,2172	Excel	0,05
Logarítmico	$y = a + b \cdot \ln(x)$	a = -26885,75 b = -536785	Excel	0,34
Exponencial	$y = ab^x$	a = 9,54 . 10 ¹³ b = 4,59 . 10 ⁻¹²	Excel	0,19
Base 10	$y = 10^{ax+b}$	a = 13,9796 b = -11,3377	Excel	0,19
Linear	$y = ax + b$	a = 553405,39 b = -581607,87	Excel	0,33
Geométrico	$y = ax^b$	a = 467,11 b = 3,59 . 10 ⁻¹¹	Excel	0,09

Na busca de um ajuste mais representativo foi utilizado o programa IBM SPSSStatistics, para análise de outras equações não contempladas na primeira etapa. No entanto, não houve um modelo que apresentou uma alta correlação. A tabela C.3 mostra os dados encontrados:

Tabela C.3 – Equações de ajuste pelo processo SPSS e seus resultados

Modelo	Formato Geral da Equação	Variáveis	Programa	R²
Exponencial	$y = ab^x$	a = 94152656111236 b = -26,04	SPSS	0,19
Quadrático	$y = a + bx + cx^2$	a = 8193595,14 b = -17284865,76 c = 9116362,76	SPSS	0,46
Logarítmico	$y = a + b \ln(x)$	a = 0,977 b = -0,008	SPSS	0,34
Linear	$y = ax + b$	a = -583121,23 b = 555926,41	SPSS	0,34

Numa segunda etapa para ajuste de uma curva representativa foram desenvolvidas várias tentativas com eliminação de pares de pontos. Na tabela C.4 estão apresentados o conjunto com 15 pares de pontos, após sucessivas eliminações.

Tabela C.4 – Pares de pontos considerados para a primeira tentativa

SR	N
0,95	66
0,93	111
0,95	731
0,95	1766
0,95	2246
0,98	2251
0,95	2976
0,98	5441
0,90	8576
0,93	8886
0,88	15741
0,90	33236
0,85	100000
0,85	100000
0,88	100000

Na tabela C.5 estão apresentados os ajustes obtidos e seus coeficientes de correlação.

Tabela C.5 – Equações de ajuste com número dos dados iniciais e seus resultados

Modelo	Formato Geral da Equação	Variáveis	Programa	R²
Quadrático	$y = a + bx + cx^2$	a = 8355682,899 b = -17493626,546 c = 9155870,254	SPSS	0,81
Linear	$y = a + bx$	a = 724695,934 b = -758381,201	SPSS	0,67
Exponencial	$y = ab^x$	a = 6,37 . 10 ¹⁸ b = -37,724	SPSS	0,50
Logarítmico	$y = a + b \ln(x)$	a = -31948,806 b = -698258,408	SPSS	0,68
Geométrico	$y = ax^b$	a = 288,67 b = -34,672	SPSS	0,51

Na próxima tentativa com eliminação de mais um par de pontos foram obtidos os ajustes apresentados na tabela C.6. Já os pontos considerados nessa tentativa de ajuste estão listados na tabela C.7:

Tabela C.6 – Equações de ajuste com número dos dados iniciais e seus resultados

Modelo	Formato Geral da Equação	Variáveis	Programa	R²
Quadrático	$y = a + bx + cx^2$	a = 7807383,032 b = -16214701,863 c = 8418522,198	SPSS	0,88
Linear	$y = a + bx$	a = 800539,402 b = -837163,368	SPSS	0,76
Exponencial	$y = ab^x$	a = 1,41 . 10 ¹⁹ b = -38,88	SPSS	0,50
Logarítmico	$y = a + b \ln(x)$	a = -34595,924 b = -769378,328	SPSS	0,78
Geométrico	$y = ax^b$	a = 280,67 b = -35,43	SPSS	0,51

Tabela C.7 – Pontos considerados para ajuste

SR	N
0,95	66
0,93	111
0,95	731
0,95	1766
0,95	2246
0,98	2251
0,95	2976
0,98	5441
0,90	8576
0,93	8886
0,90	33236
0,85	100000
0,85	100000
0,88	100000

Na próxima tentativa foram eliminados mais dois pares de pontos, ficando portanto uma série com 12 pares de pontos (Tabela C.8):

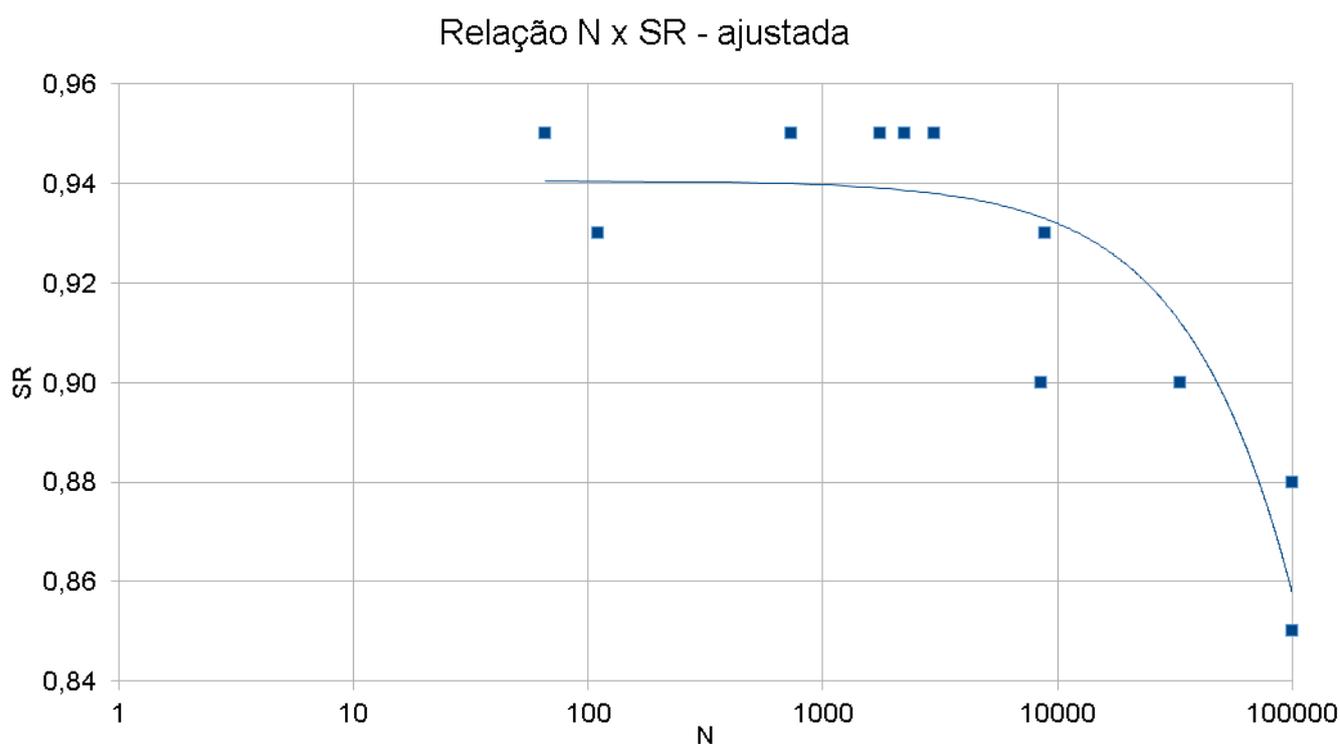
Tabela C.8 – Pontos considerados nos ajustes apresentados na tabela C.9:

SR	N
0,95	66
0,93	111
0,95	731
0,95	1766
0,95	2246
0,95	2976
0,90	8576
0,93	8886
0,90	33236
0,85	100000
0,85	100000
0,88	100000

Tabela C.9 – Equações de ajuste com número dos dados iniciais e seus resultados

Modelo	Formato Geral da Equação	Variáveis	Programa	R ²
Quadrático	$y = a + bx + cx^2$	a = 7807383,032 b = -16214701,863 c = 8418522,198	SPSS	0,88
Linear	$y = a + bx$	a = 963653,057 b = -1019585,322	SPSS	0,84
Exponencial	$y = ab^x$	a = $4,57 \cdot 10^{24}$ b = -52,73	SPSS	0,66
Logarítmico	$y = a + b \ln(x)$	a = -52007,765 b = -922537,613	SPSS	0,85
Geométrico	$y = ax^b$	a = 71,06 b = -45,24	SPSS	0,66

Apesar de o modelo quadrático ter apresentado o coeficiente R² de maior valor, optou-se pelo ajuste logarítmico, mais simplificado e com coeficiente R² próximo. A equação $N = -52007,765 - 922537,613 \ln(SR)$, é representada graficamente na figura C.2:



Até o momento, os ajustes foram realizados tendo N como variável dependente e SR como variável independente, ou seja, $N = f(SR)$. A tabela C.10 mostra equações de ajuste para $SR = f(N)$, considerando os mesmos pontos da tabela C.8:

Tabela C.10 – Equações de ajuste com número dos dados iniciais e seus resultados

Modelo	Formato Geral da Equação	Variáveis	Programa	R ²
Linear	$y = a + bx$	$a = 0,941$ $b = -8,278 \cdot 10^{-7}$	SPSS	0,85
Exponencial	$y = ab^x$	$a = 0,941$ $b = -9,2 \cdot 10^{-7}$	SPSS	0,85
Logarítmico	$y = a + b \ln(x)$	$a = 1,022$ $b = -0,013$	SPSS	0,66
Geométrico	$y = ax^b$	$a = 1,030$ $b = -0,014$	SPSS	0,66

A figura C.3 apresenta o gráfico com as curvas ajustadas para os modelos linear, exponencial e geométrico:

Figura C.3 – Relação SRXN ajustada
Relação SR x N - ajustada

