LUIS MIGUEL GUTIÉRREZ KLINSKY

**AVALIAÇÃO DO REAPROVEITAMENTO DE AREIA DE
FUNDIÇÃO RESIDUAL EM CAMADAS DE PAVIMENTOS**

**Tese apresentada à Escola de Engenharia de São
Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte
dos requisitos para obtenção do Título de Doutor
em Ciências, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia de Transportes. Área de Concentração:
Infraestrutura de Transportes**

Orientador: Prof. Dr. Glauco Tulio Pessa Fabbri

São Carlos

2013

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Gutiérrez Klinsky, Luis Miguel
Avaliação do Reaproveitamento de Areia de Fundação
G984a Residual em Camadas de Pavimentos / Luis Miguel
Gutiérrez Klinsky; orientador Glauco Tulio Pessa
Fabbri. São Carlos, 2013.

Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em
Engenharia de Transportes e Área de Concentração em
Infra-Estrutura de Transporte -- Escola de Engenharia
de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2013.

1. Areia de Fundação Residual. 2. Solos Argilosos.
3. Estabilização de Bases de Pavimentos. 4. Módulo de
Resiliência. 5. Areia Asfalto. 6. Ensaio Ambientais.
I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Licenciado **LUIS MIGUEL GUTIERREZ KLINSKY**.

Título da tese: "Avaliação do reaproveitamento de areia de fundição residual em camadas de pavimentos".

Data da defesa: 27/03/2013

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Dr. **Glauco Túlio Pessa Fabbri (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof^a. Dr^a. **Ana Paula Furlan**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dr. **Marcelo de Castro Takeda**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

Aprovado

Prof. Titular **Liedi Légi Bariani Bernucci**
(Escola Politécnica/USP)

Aprovado

Prof^a. Dr^a. **Laura Maria Goretti da Motta**
(Universidade Federal do Rio de Janeiro/UFRJ)

Aprovado

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes:
Prof. Associado **Antônio Néelson Rodrigues da Silva**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Titular **Denis Vinicius Coury**

DEDICATÓRIA

Com carinho para os meus pais Edgar e M. del Rosário

Com todo meu amor à Vivian

AGRADECIMENTOS

A Deus em primeiro lugar, e à Virgem Maria.

Ao Prof. Dr. Glauco Tulio Pessa Fabbri, pelos ensinamentos, conselhos, ajuda constante, para o desenvolvimento deste trabalho, mas principalmente pela confiança e amizade que sempre me brindou.

Ao programa de Pós-Graduação do Departamento de Transportes da EESC-USP e à Escola de Engenharia de São Carlos, USP.

À CAPES pela bolsa de doutorado concedida.

Ao Prof. Dr. José Leomar Fernandes Jr., Prof. Dr. Alexandre Benetti Parreira, Prof. Dr. Ana Paula Furlan, Prof. Dr. Adalberto Faxina, pelos ensinamentos transmitidos.

A todos os Professores do Departamento de Transportes (EESC-USP), pelos ensinamentos transmitidos.

Ao Paulo Toyama, Antônio Carlos Gigante e João Domingos Pereira Filho pela constante ajuda para realização do programa laboratorial desta pesquisa e pela amizade.

Aos funcionários do Departamento de Transportes, Alexandre, Antônio Carlos, Paulinho, Heloísa, Beth, Magali, Suely e Vicente.

Ao Prof. Dr. Valdir Schalch, a Júlio Cesar Trofino e a Rodrigo Córdoba, do Departamento de Hidráulica e Saneamento da EESC-USP, por viabilizar, disponibilizar e ajudar na realização dos ensaios ambientais no Laboratório de Saneamento.

À DEDINI, pelo fornecimento da areia de fundição residual.

À Bandeirantes Ltda. e à Betunel, pelos materiais concedidos para o desenvolvimento desta pesquisa.

Ao Prof. Dr. Mang Tia e ao Prof. Dr. Reynaldo Roque, pela oportunidade de estágio na Universidade da Flórida (UF).

Aos meus pais, Edgar e Maria del Rosário, pelo amor, os sábios ensinamentos, os conselhos, os valores inculcados e o apoio incondicional.

Aos meus queridos irmãos, Eduardo, Edgar, Rosário e José Carlos, pelo carinho, apoio e constante preocupação.

Aos meus avôs Geláfio (+) e Efígenia (+), Guillermo e Lola, pelo carinho que sempre me demonstraram.

À minha tia Carmela, pela ajuda, preocupação e carinho.

À Vivian, pelo carinho, ajuda e apoio constante, confiança e por me inspirar a sempre seguir adiante.

Aos meus amigos, Paulo Jr., Matheus D., Jesner I., Sérgio S., Fábio Z., Diego F., Matheus A., André C., Gustavo D., Marcela N., Mauro M., Robert B., Alex A., Eymar A., Miguel A., Iván C., Madalena R., Pedro M., Vitor F., Helem M., Luciana S., Valeria V.P.S., Eduardo A., Manuel C., pelos momentos compartilhados.

EPÍGRAFE

*O homem encontra Deus
detrás de cada porta
que a ciência consegue abrir
(Albert Einstein)*

*A ciência não pode se considerar neutra,
é um dom que vem do Alto
(João Paulo II)*

RESUMO

KLINSKY, L.M.G. (2013). *Avaliação do reaproveitamento de areia de fundição residual em camadas de pavimentos*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

O crescimento do setor industrial brasileiro, na última década, tem demandado a fabricação de grande volume de máquinas e peças metálicas. Como resultado, a produção de fundidos metálicos cresceu e foi acompanhada da geração de grandes volumes de resíduos. O processo de fundição mais comum emprega areia natural, misturada com ligantes orgânicos e inorgânicos, para conformar os moldes que dão forma às peças metálicas. Após certo número de ciclos de fundição, a areia não apresenta mais as características apropriadas para seu emprego nessa indústria e passa a ser o principal resíduo das siderúrgicas. Assim, a areia de fundição residual (AFR) deve ser descartada em aterros sanitários licenciados a elevados custos. Pesquisadores e engenheiros têm procurado alternativas que permitam reaproveitar esse resíduo em atividades da construção civil. A construção de estradas consome elevados volumes de recursos naturais, portanto, fornece a oportunidade de reutilizar o resíduo em quantidades significativas. Nesta pesquisa, o objetivo principal foi avaliar a possibilidade de reaproveitar a areia de fundição residual na construção de camadas de bases e sub-bases de pavimentos de baixo volume de tráfego, em associação com solos e agentes estabilizantes. A areia de fundição residual utilizada foi coletada no município de Piracicaba/SP, que apresenta elevada concentração de siderúrgicas. Esse resíduo foi utilizado na composição de misturas do tipo solo areia, solo areia cal e areia asfalto usinada a quente (AAUQ). Essas misturas foram avaliadas à luz das propriedades de interesse da engenharia rodoviária para determinar a viabilidade de seus empregos em camadas estruturais de pavimentos. Os resultados obtidos nos ensaios mecânicos mostram que composições de solo areia e solo areia cal com AFR de 20% a 60% poderiam ser utilizadas em bases e sub-bases de pavimentos. Também as misturas de AAUQ, poderiam ser empregadas nessas camadas, o que representaria um consumo considerável do resíduo. Ensaios ambientais também foram executados na AFR e em algumas misturas para determinar o risco de poluição do meio ambiente. Os resultados mostraram que a AFR atende aos requisitos exigidos para seu reuso; contudo algumas misturas apresentaram concentração de poluentes superior aos valores máximos permitidos para água potável. Concluiu-se que a areia de fundição residual apresenta características para ser reaproveitada

nas atividades de construção de pavimentos de baixo volume de tráfego, mas recomenda-se a construção de trechos experimentais para monitoramento por longos períodos de tempo para garantir que o resíduo não comprometa a segurança ambiental.

Palavras Chave: Areia de Fundição Residual, Solos Argilosos, Estabilização de Bases de Pavimentos, Módulo de Resiliência, Ensaio Ambientais.

ABSTRACT

KLINSKY, L.M.G. (2013). *Evaluation of the waste foundry sand reuse in pavement structural layers*. D. Sc. Thesis. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

The Brazilian industry grew up considerably in the last decade, increasing the needing of machinery and metal production. As a result, the metal casting production raised and also the amount of the residues. The most common foundry system uses natural sand mixed with organic and inorganic binders, to produce the cores of the metal products. After a certain number of foundry cycles, the sand losses its properties and remain as the main residue of the foundry industry. Thereby, the waste foundry sand (WFS) must be disposed in licensed landfills at high costs. Hence, researchers and engineers have been looking for alternative solutions to reuse this residue in civil construction activities. Pavement construction uses high volumes of natural resources, thus, provides an opportunity to reuse significant amounts of WFS. The purpose of this study was to evaluate possible use of waste foundry sand as construction material of pavement layers with low volume traffic. The waste foundry sand used here was collected close to the city of Piracicaba/SP, region which has a high concentration of foundry industries. The residue was used to compose soil-sand, soil-sand-lime and sand-asphalt mixtures. Tests commonly used in pavement research were carried out to evaluate the mixtures containing waste foundry sand and determine their potential as road construction material. The results showed that mixtures of soil-sand and soil-sand-lime containing 20% to 60% of WFS could be used as pavement bases and sub-bases courses. On the other hand, sand-asphalt-hot-mix could consume higher volumes of the residue and also could be used as bases layers. The waste foundry sand and some mixtures were also analyzed through environmental tests. The results showed that the WFS has suitable characteristics to be reused in alternative activities. However, some metals were detected in the mixtures at higher concentrations than the allowed by specifications. Therefore, it is concluded that the waste foundry sand has characteristics that encourage its reuse in low volume traffic pavements, but, it is recommended the construction of experimental pavement sections using WFS to assess the environmental impact of the residue in long term periods.

Key Words: Waste Foundry Sand, Clayey Soils, Base-courses Stabilization, Resilient Modulus, Environmental Tests.

RESUMEN

KLINSKY, L.M.G. (2013). *Evaluación del reaprovechamiento de la arena de fundición residual en capas de pavimentos*. Tesis de Doctorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

El crecimiento del sector industrial brasileiro, en la última década, ha demandado la fabricación de mayores volúmenes de maquinarias y piezas metálicas. Como resultado, la producción de fundidos metálicos aumentó y fue acompañada de mayores volúmenes de residuos. El método de fundición más común utiliza arena natural mezclada con aglomerantes orgánicos e inorgánicos, para conformar los moldes que dan la forma a las piezas metálicas. Después de un cierto número de ciclos de fundición, la arena pierde sus características apropiadas para su uso en esas industrias y se constituye en el principal residuo de las siderúrgicas. De ese modo, la arena de fundición residual (AFR) debe ser descartada en vertederos sanitarios licenciados con costos elevados. Así, investigadores e ingenieros buscan alternativas que permitan reaprovechar el residuo en actividades de la construcción civil. La construcción de carreteras consume elevados volúmenes de recursos naturales, por lo tanto, brinda la oportunidad de reutilizar este residuo en cantidades significativas. En esta pesquisa, el objetivo principal fue evaluar la posibilidad de reaprovechar la arena de fundición residual en la construcción de capas base y sub-base de pavimentos con volumen de tráfico bajo. La arena de fundición aquí utilizada, fue colectada en el municipio de Piracicaba/SP, que tiene una elevada concentración de siderúrgicas. El residuo colectado fue empleado para componer mezclas del tipo suelo-arena, suelo-arena-cal y también arena-asfalto caliente. Estas mezclas fueron evaluadas según los criterios de ensayos mecánicos comúnmente utilizados en la ingeniería carretera, para determinar el potencial de la AFR como material componente de capas de pavimentos. Los resultados obtenidos en los ensayos mecánicos mostraron que las composiciones solo-arena y suelo-arena-cal con porcentajes de 20% a 60% de AFR podrían ser utilizadas en capas pavimentos. Las mezclas arena asfalto caliente consumirían cantidades considerables del residuo y también podrían ser utilizadas en bases de carreteras. Los ensayos ambientales fueron realizados en la AFR y en algunas mezclas, para determinar el riesgo de contaminación del medio ambiente. Los resultados mostraron que la AFR, atiende a los requisitos exigidos para su reúso, mas en las mezclas fue notado que algunos contaminantes excedieron los valores máximos permitidos. Finalmente, puede concluirse que la AFR tiene

las características necesarias para ser utilizada en la construcción de capas de pavimentos de bajo volumen de tráfico, pero es recomendado construir trechos experimentales para monitorear el impacto ambiental que el residuo podría causar a largo plazo.

Palabras Llave: Arena de Fundición Residual, Suelos Arcillosos, Estabilización de Bases de Pavimentos, Módulo de Resiliencia, Ensayos Ambientales.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1– Processo de fundição de uma peça metálica simples [Flaming Furnace Website (2012)]	15
Figura 2.2 – Sequência de operações na fundição de um metal qualquer em molde de areia [Bradaschia (1974)]	17
Figura 2.3 – Produção de Fundidos no Brasil [ABIFA (2011)]	24
Figura 2.4 – Prática corrente de gerenciamento de resíduos industriais, adaptada para um processo usual de fundição [Coutinho Neto (2004)]	26
Figura 2.5 – Emprego da AFR em aterros estruturais [AFS-FIRST (2011)]	36
Figura 2.6 – Diagrama do uso de resíduos na construção de estradas [Recycled Materials Resource Center (2011)]	38
Figura 2.7 – Estrada de acesso à mina de carvão de Blackwood Inc. [AFS-FIRST (2011)] ..	41
Figura 3.1 – Tipos de solo agregado segundo Yoder e Witczak (1975) [Bernucci et al. (2008)]	50
Figura 3.2 – Faixa granulométrica recomendada para bases de SAFL [Villibor et al. (2007)]	54
Figura 3.3 – Esquematização do intercâmbio iônico [Jung (2008)]	73
Figura 4.1 – Distribuição granulométrica da areia de fundição residual DEDINI	86
Figura 4.2 – Localização da coleta de materiais usados nesta pesquisa [Google Maps]	87
Figura 4.3 – Coleta de solos LG' e NG' empregados nesta pesquisa	87
Figura 4.4 – Distribuições Granulométricas dos solos LG'e NG' deste estudo	88
Figura 4.5 – Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) do solo LG' [Takeda (2006)]	89
Figura 4.6 – Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) do solo NG' [Takeda (2006)]	89

Figura 4.7 – Variação da densidade real dos sólidos em função do teor de AFR.....	98
Figura 4.8 – Distribuições granulométricas das misturas solo areia e solo areia cal com solo Laterítico Argiloso (LG').....	100
Figura 4.9 – Distribuições granulométricas das misturas solo areia e solo areia cal com solo Não Laterítico Argiloso (NG').....	101
Figura 4.10 – Limites de consistência das misturas com solo LG', em função do teor de areia de fundição residual	104
Figura 4.11 – Limites de consistência das misturas com solo NG', em função do teor de areia de fundição residual	104
Figura 4.12 – Classificação segundo MCT das misturas com solo LG'	109
Figura 4.13 – Classificação segundo MCT das misturas com solo NG'	109
Figura 4.14 – Curvas de compactação das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo Laterítico Argiloso (LG')	112
Figura 4.15 – Curvas de compactação das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo Não Laterítico Argiloso (NG')	112
Figura 4.16 – Variação da umidade ótima (Wot) das misturas solo areia e solo areia cal em função do teor de areia de fundição residual.....	113
Figura 4.17 – Variação da massa específica seca máxima (MESmax) das misturas solo areia e solo areia cal em função do teor de areia de fundição residual.....	114
Figura 4.18 – Mini-CBR das misturas solo areia e solo areia cal compostas por solo LG', em função do teor de areia de fundição residual.....	116
Figura 4.19 – Mini-CBR das misturas solo areia e solo areia cal compostas por solo NG', em função do teor de areia de fundição residual.....	117
Figura 4.20 – Relação Índice de Suporte (RIS) das misturas solo areia e solo areia cal, em função do teor de areia de fundição residual.....	118

Figura 4.21 – Expansão e contração das misturas solo areia e solo areia cal, em função do teor de areia de fundição residual	119
Figura 4.22 – CBR das misturas solo areia, em função do teor de AFR.....	120
Figura 4.23 – Expansão obtida no ensaio de CBR das misturas solo areia, em função do teor de AFR.....	121
Figura 4.24 – Desintegração dos corpos de prova após 4 horas de imersão	122
Figura 4.25– Resistência à compressão simples das misturas compostas pelo solo LG', em função da AFR e do tempo de cura	125
Figura 4.26 – Perda de resistência por imersão das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo LG', em função do tempo de cura.....	126
Figura 4.27 - Misturas solo areia cal com solo NG' após de imersão de 4 horas	127
Figura 4.28 – Resistência à compressão simples das misturas compostas pelo solo NG', em função da AFR e do tempo de cura	128
Figura 4.29 – Perda de resistência por imersão das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo NG', em função do tempo de cura	129
Figura 4.30 – Resistência à compressão simples das misturas aos 28 dias de cura, em função do teor de areia de fundição residual	130
Figura 4.31 – Ganho da resistência à compressão simples aos 28 dias de cura das misturas solo areia cal, em função do teor de areia de fundição residual	132
Figura 4.32 – Resistência à tração por compressão diametral das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo LG'	136
Figura 4.33 – Resistência à tração por compressão diametral das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo NG'	137
Figura 4.34 – Ganho percentual da resistência à tração por compressão diametral aos 28 dias, em função do teor de areia de fundição residual	138

Figura 4.35 – Relação RT/RCS das misturas solo areia cal aos 28 e 84 dias de cura, em função do teor de areia de fundição residual.....	138
Figura 4.36 – Porcentagem de ensaios com $R^2 > 0,90$, para os modelos estudados, das misturas em função do tempo de cura.....	141
Figura 4.37 – Programa utilizado para visualização dos modelos estudados	143
Figura 4.38 – Módulo de resiliência das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo LG', para ($\sigma_3=137,9$ kPa e $\sigma_d=275,8$ kPa).....	146
Figura 4.39 – Módulo de resiliência das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo NG', para ($\sigma_3=137,9$ kPa e $\sigma_d=275,8$ kPa)	146
Figura 4.40 – Aumento percentual do módulo de resiliência nas misturas aos 7, 28 e 84 dias de cura, em função do teor de areia de fundição residual	149
Figura 4.41 – Módulos de resiliência obtidos dos ensaios de compressão diametral cíclica, para as misturas solo areia, em função do tempo de cura; a) Misturas com solo LG'; b) Misturas com solo NG'	154
Figura 4.42 – Relação do Módulo de Resiliência (MR) obtido no ensaio de compressão diametral cíclica e o MR obtido no ensaio compressão triaxial cíclica	155
Figura 4.43 – Estruturas de pavimentos utilizadas no cálculo das tensões.....	156
Figura 4.44 – Localização dos pontos de determinação das tensões	158
Figura 4.45 – Exemplo da distribuição das tensões normais na direção X ao longo da profundidade do pavimento sob uma das rodas de carregamento	159
Figura 4.46 – Exemplo da distribuição das tensões normais na direção Y ao longo da profundidade do pavimento sob uma das rodas de carregamento	159
Figura 4.47 – Tensões normais na direção Y na fibra inferior da base sob uma das rodas de carregamento, em função do módulo de resiliência da base do pavimento, para a) subleito arenoso na estrutura A; b) subleito argiloso na estrutura A; c) subleito arenoso na estrutura B; d) subleito argiloso na estrutura B	161

Figura 4.48 – Tensões normais na direção Y na fibra inferior da base no centro das rodas de carregamento, em função do módulo de resiliência da base do pavimento, , para a) subleito arenoso na estrutura A; b) subleito argiloso na estrutura A; c) subleito arenoso na estrutura B; d) subleito argiloso na estrutura B	162
Figura 5.1 – Distribuição granulométrica do agregado fino britado	170
Figura 5.2 – Distribuições granulométricas utilizadas nas misturas de AAUQ e limites recomendados pelo DNIT 032/2005 – ES para a Faixa “B”	172
Figura 5.3 – Estágios da curva de fluência [Adaptada por Coutinho Neto e Fabbri (2004) de Little et al. (1993)].....	177
Figura 5.4 – Densidades aparentes das misturas de AAUQ em função do teor e tipo de ligante asfáltico.....	179
Figura 5.5 – Volumes de vazios das misturas de AAUQ em função do teor de ligante asfáltico	180
Figura 5.6 – Módulos de resiliência das misturas de AAUQ em função do teor e do tipo de ligante asfáltico.....	184
Figura 5.7 – Redução do valor de módulo de resiliência a 25°C, com relação ao MR a 10°C, em função do teor e tipo de ligante asfáltico	188
Figura 5.8 – Redução do valor de módulo de resiliência a 40°C, em relação ao MR a 25°C, em função do teor e tipo de ligante asfáltico	188
Figura 5.9 – Resistências à tração por compressão diametral (RT) das misturas de AAUQ, na temperatura de 25°C	192
Figura 5.10 – Deformação total das misturas de AAUQ, em função do teor e do tipo de ligante asfáltico.....	195
Figura 5.11 – Inclinações das curvas de fluência das misturas de AAUQ, em função do tipo e teor de ligante asfáltico.....	196
Figura 5.12 – Recuperações elásticas das misturas de AAUQ, em função do tipo e do teor de ligante asfáltico.....	197

Figura 5.13 – Módulos de fluência das misturas de AAUQ, em função do tipo e do teor de ligante asfáltico 198

Figura 5.14 – Módulos de fluência após recuperação das misturas de AAUQ, em função do tipo e do teor de ligante asfáltico 199

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1– Densidades e pontos de fusão das principais areias utilizadas como material de moldagem	11
Tabela 3.1 – Faixas granulométricas para estabilização de bases e sub-bases.....	52
Tabela 3.2 – Intervalos Admissíveis das Propriedades da Mistura ALA	54
Tabela 3.3 – Procedimento Construtivo e Controle Tecnológico da Base de ALA	55
Tabela 4.1 – Principais Características dos solos utilizados	88
Tabela 4.2 – Fatores do planejamento fatorial nas misturas solo areia e solo areia cal desta pesquisa	90
Tabela 4.3 – Nomenclatura das misturas solo areia e solo areia cal deste estudo.....	91
Tabela 4.4 – Modelos matemáticos utilizados para representar o módulo de resiliência das misturas solo areia e solo areia cal	97
Tabela 4.5 – Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta porcentagem passante na peneira de 0,075 mm de abertura	102
Tabela 4.6 – Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta teor de argila (0,002 mm)	103
Tabela 4.7 – Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta Limite de Liquidez (LL)	105
Tabela 4.8 – Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta Limite de Plasticidade (LP)	106
Tabela 4.9 – Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta Índice de Plasticidade (IP)	106

Tabela 4.10 – Resumo dos resultados dos ensaios de densidade real, limites de consistência e distribuição granulométrica; classificação das misturas solo areia e solo areia cal segundo a USCS e AASHTO.....	107
Tabela 4.11– Perda de massa por imersão das misturas solo areia e solo areia cal.....	108
Tabela 4.12 – Resultados de MESmax e Wot nas misturas solo areia e solo areia cal	111
Tabela 4.13 – Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta umidade ótima.....	115
Tabela 4.14 – Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta massa específica seca máxima	115
Tabela 4.15 – Resistência à compressão simples das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo LG’	123
Tabela 4.16 – Resistência à compressão simples das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo NG’	124
Tabela 4.17– Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta Resistência à Compressão Simples Seca (I)	133
Tabela 4.18 – Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta Resistência à Compressão Simples após 4 horas de imersão dos corpos de prova (II)	134
Tabela 4.19 – Resultados da resistência à tração por compressão diametral nas misturas solo areia e solo areia cal	135
Tabela 4.20 – Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta Resistência à Tração por Compressão Diametral	139
Tabela 4.21 – Parâmetros do modelo composto e módulo de resiliência para ($\sigma_3=137,9$ kPa e $\sigma_d=275,8$ kPa), das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo LG’	144
Tabela 4.22 – Parâmetros do modelo composto e módulo de resiliência para ($\sigma_3=137,9$ kPa e $\sigma_d=275,8$ kPa), das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo NG’	145
Tabela 4.23 – Perda de umidade das misturas compostas pelo solo LG’, após cura.....	150

Tabela 4.24 – Perda de umidade das misturas compostas pelo solo NG’, após cura	151
Tabela 4.25 – Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta módulo de resiliência, para o último par de tensão da AASHTO T 307-99.....	152
Tabela 4.26 – Ensaio de compressão diametral cíclico nas misturas solo areia cal	153
Tabela 4.27 – Ensaio de compressão diametral cíclica nas misturas solo areia cal.....	154
Tabela 4.28 – Nomenclatura empregada para as diversas estruturas de pavimento.....	157
Tabela 4.29 – Tensões na fibra inferior da base para as estruturas de pavimento tipo “A”, com espessura da base de 400 mm e MR de 1.500 MPa.....	163
Tabela 4.30 – Resultados dos ensaios de solubilização.....	164
Tabela 4.31 – Resultados dos ensaios de lixiviação	165
Tabela 5.1 – Características dos ligantes asfálticos empregados nas misturas de AAUQ	169
Tabela 5.2 – Fatores do planejamento fatorial nas misturas areia asfalto usinada a quente .	174
Tabela 5.3 – Resultados médios de densidade aparente e volume de vazios das misturas de AAUQ.....	178
Tabela 5.4 – Resultados da ANOVA para a densidade aparente das misturas de AAUQ	181
Tabela 5.5 – Resultados da ANOVA para o volume de vazios das misturas de AAUQ	182
Tabela 5.6 – Resultados dos ensaios de módulo de resiliência das misturas de AAUQ	183
Tabela 5.7 – Resultados da ANOVA para a módulo de resiliência das misturas de AAUQ .	190
Tabela 5.8 – Resistências à tração por compressão diametral (RT) das misturas de AAUQ.	191
Tabela 5.9 – Resultados da ANOVA para o módulo de resiliência das misturas de AAUQ .	194
Tabela 5.10 – Resultados do ensaio de solubilização na AFR e na composição G1 + 7% CAP 30/45	201

Tabela 5.11 – Resultados do ensaio de lixiviação na AFR e na composição G1 + 7% CAP	
30/45.....	201

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHTO	- American Association of State Highway and Transportation Officials
AAUQ	- Areia Asfalto Usinada a Quente
a.C.	- Antes de Cristo
ABIFA	- Associação Brasileira de Fundação
AFR	- Areia de Fundação Residual
AFS-FIRST	- American Foundry Society, Foundry Industry Recycling Starts Today
ALA	- Argila Laterítica com Areia
ANOVA	- Análise de Variância
ASTM	- American Society for Testing and Materials
BGS	- Brita Graduada Simples
BGTC	- Brita Graduada Tratada com Cimento
BNDES	- Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico e Social
CA	- Concreto Asfáltico
CAP	- Cimento Asfáltico de Petróleo
CBR	- California Bearing Ratio
CBUQ	- Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CETESB-SP	- Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental, Estado de São Paulo
CP	- Corpo de Prova
DCP	- Dynamic Cone Penetrometer
EPA-US	- Environmental Protection Agency, United States
EUA	- Estados Unidos da América
FF/FA	- Resina fenólica furânica
FWD	- Falling Weight Deflectometer
INDOT	- Indiana Department of Transportation
LA	- Areia Laterítica
LCPC	- <i>Laboratoire Central de Ponts e Chaussées</i>
LL	- Limite de Liquidez
LG'	- Solo Argiloso Laterítico
LP	- Limite de Plasticidade
MES _{max}	- Massa Específica Seca Máxima

MR	- Módulo de Resiliência
NA	- Areia não Laterítica
NBR	- Norma Brasileira
PMF	- Pré Misturado a Frio
PTSA	- Ácido paratolueno sulfônico
RIS	- Relação do Índice de Suporte
RT	- Resistência à Tração
SAFL	- Solo Arenoso Fino Laterítico
SENAI	- Serviço Nacional de Aprendizagem Industrial
σ_d	- Tensão Desvio
σ_3	- Tensão Confinante
SMA	- Stone Matrix Asphalt
UF/FA	- Resina uréica furânica
UF/FF/FA	- Resina uréica fenólica furânica
USCS	- Unified Soil Classification System
V _v	- Volume de Vazios
W _{ot}	- Umidade Ótima
XSA	- Ácido xileno sulfônico

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Problemática e Justificativa.....	3
1.2. Objetivos.....	4
1.3. Estrutura da Pesquisa	5
2. FUNDIÇÃO E AREIA DE FUNDIÇÃO	7
2.1. BREVE HISTÓRICO	7
2.2. AREIA DE FUNDIÇÃO OU DE MOLDAGEM.....	10
2.2.1. Características das areias de fundição	12
2.3. DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE FUNDIÇÃO	13
2.4. TÉCNICAS DE PROCESSOS DE FUNDIÇÃO	17
2.4.1. Moldagem em Areia Verde	18
2.4.2. Moldagem em Areia de Macho	20
2.4.2.1. Areia Furânica	22
2.5. GERAÇÃO DA AREIA DE FUNDIÇÃO RESIDUAL (AFR)	23
2.5.1. Reciclagem Primária.....	26
2.5.2. Reciclagem Secundária.....	27
2.6. USOS DA AREIA DE FUNDIÇÃO RESIDUAL NA PAVIMENTAÇÃO	32
2.6.1. Pavimento de Concreto Asfáltico	33
2.6.2. Pavimento de Concreto de cimento Portland	34
2.6.3. Aterros Estruturais.....	35
2.6.4. Bases e Sub-bases de Rodovias	36
2.7. ESTRUTURA DO MERCADO PARA DESENVOLVER O REAPROVEITAMENTO DA AREIA DE FUNDIÇÃO RESIDUAL	42

2.7.1. Siderúrgicas.....	42
2.7.2. Intermediários	44
2.7.3. Usuários Finais.....	44
3. ESTABILIZAÇÃO DE BASES DE PAVIMENTOS	47
3.1. GENERALIDADES.....	47
3.2. ESTABILIZAÇÃO FÍSICA.....	48
3.2.1. Estabilização Granulométrica	49
3.2.1.1. Fatores que afetam a estabilidade mecânica dos solos	50
3.2.2. Bases de misturas de solo argiloso laterítico e areia (ALA)	52
3.2.3. Estabilização física com adição de ligante asfáltico	55
3.2.3.1. Mistura de areia asfalto usinada a quente (AAUQ)	57
3.2.3.2. Bases de areia asfalto usinada a quente (AAUQ)	58
3.2.3.3. Algumas características da mistura de areia asfalto usinada a quente	60
3.3. ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA DOS SOLOS.....	70
3.3.1. Estabilização de solos com cal hidratada	70
3.3.2. Mecanismos de reação do solo com a cal hidratada	72
3.3.3. Efeitos da adição de cal nas propriedades dos solos	74
3.3.3.1. Plasticidade e Granulometria	74
3.3.3.2. Propriedades de compactação	75
3.3.3.3. Índice de Suporte Califórnia (ICS) ou <i>Califórnia Bearing Ratio</i> (CBR)	76
3.3.3.4. Resistência à compressão simples.....	77
3.3.3.5. Resistência à tração por compressão diametral.....	79
3.3.3.6. Módulo de Resiliência	79
3.3.3.7. Durabilidade.....	82
4. MISTURAS DE SOLO AREIA E SOLO AREIA CAL.....	85
4.1. MATERIAIS.....	85
4.1.1. Areia de fundição Residual	85
4.1.2. Solos.....	86
4.1.3. Cal.....	89

4.2. MÉTODOS.....	90
4.2.1. Planejamento fatorial das misturas solo areia e solo areia cal.....	90
4.2.2. Preparação das misturas solo areia e solo areia cal em laboratório.....	90
4.2.3. Ensaios.....	91
4.2.3.1. Densidade real dos solos	92
4.2.3.2. Distribuição granulométrica dos solos	92
4.2.3.3. Limites de consistência.....	92
4.2.3.4. Mini-MCV e perda de massa por imersão.....	93
4.2.3.5. Mini-CBR, expansão e contração.....	93
4.2.3.6. Índice de Suporte Califórnia (ISC).....	94
4.2.3.7. Compressão simples	94
4.2.3.8. Compressão diametral	95
4.2.3.9. Triaxial cíclico.....	95
4.2.3.10. Compressão diametral cíclica.....	97
4.2.3.11. Ensaios ambientais	97
4.3. RESULTADOS	98
4.3.1. Densidade real das misturas	98
4.3.2. Distribuição granulométrica das misturas	99
4.3.2.1. Análise estatística do tamanho dos grãos das misturas	102
4.3.3. Limites de Consistência.....	103
4.3.3.1. Análise estatística dos resultados de LL, LP e IP.....	105
4.3.4. Classificações USCS e AASHTO das misturas	106
4.3.5. Classificação MCT	108
4.3.6. Ensaio de mini-CBR.....	111
4.3.6.1. Umidade Ótima e Massa Específica Seca Máxima.....	111
4.3.6.2. Valores de mini-CBR	115
4.3.6.3. Expansão e Contração	118
4.3.7. Ensaio de CBR	120
4.3.8. Ensaio de Compressão Simples.....	121
4.3.8.1. Comparações dos resultados de RCS com outros estudos	130
4.3.8.2. Análise estatística dos resultados de RCS	132
4.3.9. Ensaio de Compressão Diametral.....	134
4.3.9.1. Análise estatística dos resultados de RT.....	139

4.3.10. Ensaio de Compressão Triaxial Cíclico	139
4.3.10.1. Avaliação dos modelos estudados.....	139
4.3.10.2. Determinação do módulo de resiliência através do modelo composto.....	142
4.3.10.3.1. Análise estatística do módulo de resiliência	152
4.3.11. Ensaio de determinação de módulo de resiliência por compressão diametral cíclica	152
4.3.12. Cálculo de tensões em estruturas de pavimentos de baixo volume de tráfego	155
4.3.13. Ensaio ambientais	163
4.4. COMENTÁRIOS FINAIS ACERCA DAS MISTURAS SOLO AREIA E SOLO AREIA CAL	167
5. MISTURAS AREIA ASFALTO USINADA A QUENTE.....	169
5.1. MATERIAIS.....	169
5.1.1. Areia de fundição residual	169
5.1.2. Ligante asfáltico	169
5.1.3. Cal hidratada	170
5.1.4. Agregado fino britado	170
5.2. MÉTODOS	171
5.2.1. Preparação das misturas areia asfalto usinada a quente em laboratório	171
5.2.1.1. Granulometria das misturas	171
5.2.1.2. Determinação do teor de ligante asfáltico.....	172
5.2.1.3. Compactação das misturas de AAUQ.....	173
5.2.2. Planejamento fatorial das misturas areia asfalto usinada a quente	173
5.2.3. Ensaio	174
5.2.3.1. Ensaio para determinação da densidade aparente	174
5.2.3.2. Ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos.....	175
5.2.3.3. Ensaio de compressão diametral estático.....	175
5.2.3.4. Ensaio de fluência por compressão uniaxial (<i>creep</i>) estática	175
5.3. RESULTADOS.....	177
5.3.1. Propriedades volumétricas	177

5.3.1.1. Análise estatística das propriedades volumétricas.....	181
5.3.2. Módulo de resiliência	182
5.3.2.1. Análise estatística do módulo de resiliência.....	189
5.3.3. Resistência à tração por compressão diametral	190
5.3.3.1. Análise estatística da resistência à tração por compressão diametral.....	193
5.3.4. Ensaio de fluência por compressão uniaxial (<i>creep</i>) estática	194
5.3.4.1. Alguns comentários sobre os resultados do ensaio de fluência por compressão uniaxial (<i>creep</i>) estático.....	199
5.3.5. Ensaaios ambientais	200
5.4. COMENTÁRIOS FINAIS ACERCA DAS MISTURAS DE AREIA ASFALTO USINADA A QUENTE	202
6. CONCLUSÕES.....	203
6.1. PRINCIPAIS CONCLUSÕES COM RELAÇÃO ÀS MISTURAS SOLO AREIA E SOLO AREIA CAL.....	203
6.1.1. Em relação aos ensaios de classificação, mini-CBR e CBR	203
6.1.2. Em relação aos ensaios de compressão simples estática, compressão diametral estática e compressão triaxial cíclica.....	204
6.2. PRINCIPAIS CONCLUSÕES EM RELAÇÃO ÀS MISTURAS AREIA ASFALTO USINADA A QUENTE	206
6.3. CONCLUSÕES EM RELAÇÃO AO REAPROVEITAMENTO DA AREIA DE FUNDIÇÃO RESIDUAL EM CAMADAS DE PAVIMENTOS	207
6.4. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	208
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	209
APÊNDICES	225

1. INTRODUÇÃO

A sociedade moderna, que teve início no século XVI na Europa e no Brasil, se consolidou no final do século XIX, adotando um modelo de desenvolvimento baseado na exploração de matéria prima sem planejamento do seu reaproveitamento no futuro. Esse modelo explorador gerou níveis de degradação ambiental no mundo inteiro, por ignorar os limites dos recursos naturais, entre outros aspectos.

Na década de 1970 surgiu o conceito de desenvolvimento sustentável, para promover o atendimento das necessidades humanas através de um modelo de gerenciamento dos resíduos, para proteger o meio ambiente e garantir o bem estar das futuras gerações. O surgimento dessa preocupação questionou o modelo explorador e a sociedade contemporânea começou a sintonizar suas necessidades com a preservação dos recursos naturais.

Embora a sociedade contemporânea seja cada vez mais preocupada com a proteção do meio ambiente, a população mundial tem aumentado consideravelmente nas últimas décadas e, do mesmo modo, a produção de resíduos tem atingido níveis preocupantes. Assim, em 2010, foi publicada a Lei Federal 12.305 que institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos no Brasil e estabelece responsabilidades, princípios, objetivos, instrumentos e diretrizes relativas à gestão integrada e ao gerenciamento de resíduos sólidos. Segundo essa lei, deve ser atendida a seguinte ordem de prioridade na gestão e gerenciamento de resíduos sólidos:

- não geração;
- redução;
- reutilização;
- reciclagem;
- tratamento;
- disposição final ambientalmente adequada.

Já que muitas das intervenções humanas sobre os recursos naturais inevitavelmente produzem resíduos, é difícil atender à primeira exigência de não gerar rejeitos ou reduzir o volume de produção. Por outro lado, a disposição final ambientalmente adequada usualmente significa o uso de áreas consideráveis do meio ambiente e o emprego de recursos econômicos elevados, que aumentam significativamente os custos operacionais das indústrias. Portanto, a

reutilização, reciclagem e tratamento dos resíduos são as atividades mais apropriadas para minimizar o impacto das atividades da sociedade no meio ambiente.

Assim, novos desafios e responsabilidades foram atribuídos aos engenheiros para transformar materiais residuais em produtos que possam ser aproveitados em áreas diferentes da sua origem, atendendo simultaneamente aos regulamentos, normas e leis técnicas e ambientais. O surgimento desses novos desafios estimulou pesquisadores de diversas áreas da engenharia a investigarem o possível reaproveitamento de vários resíduos, tais como: escória de aciaria, cinzas de termelétricas, resíduos da construção civil, fosfogesso, resíduos de celulose, borrachas de pneus, areia de fundição residual, entre outros.

Embora as indústrias de fundição consumam grandes quantidades de resíduos (sucata metálica como matéria prima), elas geram grandes volumes de resíduos sólidos, entre os quais os principais são as escórias, poeiras diversas e, em maior quantidade, a areia de fundição residual (AFR). As siderúrgicas são indispensáveis para o desenvolvimento industrial de uma nação, já que produzem os equipamentos e as peças metálicas necessárias em outras indústrias, como a automobilística, agroindustrial e a da construção civil.

As indústrias de fundição empregam há muito tempo a areia natural limpa misturada com alguns ligantes no processo de moldagem de peças metálicas, mas o uso deste material no próprio processo é limitado pelo desgaste e perda das propriedades da areia durante a fundição. Por tal motivo, as siderúrgicas descartam seus rejeitos junto com a areia de fundição residual em aterros sanitários licenciados ou áreas controladas, apesar da areia apresentar boas propriedades para atividades relacionadas à engenharia civil. Contudo, em muitas regiões, os aterros sanitários existentes tiveram sua capacidade esgotada e os custos de abertura de novas áreas de descarte é muito grande, além das exigências cada vez mais rígidas das novas legislações ambientais.

A areia de fundição residual é usualmente classificada como Resíduo Classe II A – Não Inerte, segundo a ABNT NBR 10004:2006. Segundo Mariotto (2000), a presença de alguns tipos de metais provenientes do processo de fundição não permite que a AFR seja classificada como Resíduo Classe II B – Inerte.

Historicamente, muitas cidades utilizaram por longo tempo a areia de fundição residual como material de construção comum em aterros e fundações. À medida que as regulamentações ambientais se tornaram mais rígidas, o emprego deste resíduo foi limitado e até proibido em

muitas regiões (SALAZAR, 1997). Contudo, recentemente, as regulamentações estão sendo flexibilizadas para estimular o emprego da areia de fundição residual, especialmente na área de construção de pavimentos.

Em 2007, por exemplo, a Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB), no Estado de São Paulo, publicou a Decisão de Diretoria N° 152/2007/C/E que dispõe sobre os procedimentos para gerenciamento de areia de fundição residual. Nesse documento são estabelecidos as características e parâmetros necessários para que o resíduo possa ser utilizado na fabricação de artefatos de concreto de cimento Portland, ou para compor massas de concreto asfáltico usinado a quente (CAUQ).

Em 2009, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) concluiu a redação da norma ABNT NBR 15702 “Areia descartada de fundição – Diretrizes para aplicação em asfalto e em aterro sanitário”. Nessa norma são estabelecidas as diretrizes para aplicação do resíduo como matéria prima em concreto asfáltico e cobertura diária de aterro sanitário. Atualmente, a ABNT está desenvolvendo uma norma com as diretrizes necessárias para empregar a areia de fundição residual em aplicações geotécnicas confinadas e de construção civil.

Pode-se constatar que as normas recentemente redigidas pelos órgãos brasileiros incentivam o reaproveitamento da areia de fundição residual em atividades ligadas à construção de estradas, entre outras. Efetivamente, diversas pesquisas (Javed e Lovell, 1994; Partridge e Alleman 1998; Mast; 1998; Coutinho Neto, 2004; Klinsky, 2008) mostraram que este resíduo poderia ser empregado em grandes quantidades nas atividades de construção das diferentes camadas estruturais do pavimento, sem risco de contaminar o meio ambiente.

1.1. Problemática e Justificativa

O Brasil é um dos maiores produtores mundiais de peças fundidas; de acordo com o 44° Censo Mundial de Produção de Fundidos de 2009 ocupa a sétima posição. Essa produção de fundidos metálicos aumentou consideravelmente na última década, segundo a Associação Brasileira de Fundidos (ABIFA, 2012); em 2011 o país produziu aproximadamente 3,3 milhões de toneladas de materiais fundidos, ou em torno de 280.000 toneladas mensais. Na região do sudeste brasileiro encontra-se a maior parte dessa produção, sendo que o Estado de São Paulo é o que apresenta maior concentração.

Existem várias projeções que calculam a produção de areia de fundição residual em função da produção de fundidos metálicos. McIntyre et al. (1992), por exemplo, estimam que para cada tonelada de metal fundido é descartada aproximadamente uma tonelada de areia de fundição residual. Já Dantas (2003) afirma que que essa relação, entre produção de metais fundidos e AFR, oscila de 0,8 a 1,0, em peso.

A areia de fundição residual deve ser descartada em aterros sanitários a custos elevados. Mariotto e Bonin (1996) salientam que custo de geração de resíduos, já em 1996, afetava a economia deste setor no país, e que a tendência para o futuro era de se agravar. Assim, constata-se que a produção de areia de fundição residual é preocupante e o seu reaproveitamento em atividades externas à fundição não deve ser mais protelado.

Por outro lado, a construção de rodovias demanda o consumo elevado de recursos naturais e a areia de fundição residual poderia substituir parcial ou totalmente os agregados finos comumente utilizados nas camadas da estrutura do pavimento.

1.2. Objetivos

O objetivo principal desta pesquisa foi avaliar o possível reaproveitamento da areia de fundição residual como material componente de camadas de pavimentos, em associação com solos e estabilizantes.

Para alcançar esse objetivo principal da pesquisa foram traçados os seguintes objetivos específicos:

- avaliar as propriedades mecânicas de interesse à engenharia rodoviária de misturas do tipo solo areia, com a incorporação de areia de fundição residual;
- avaliar as propriedades mecânicas de interesse à engenharia rodoviária de misturas do tipo solo areia cal, com a incorporação de areia de fundição residual;
- determinar combinações adequadas para o reaproveitamento de areia de fundição residual em bases ou sub-bases de pavimentos;
- avaliar as propriedades mecânicas de interesse à engenharia rodoviária de misturas do tipo areia asfalto usinada a quente (AAUQ), com a incorporação de areia de fundição residual;
- determinar uma composição de AAUQ, com areia de fundição residual, adequada para seu emprego em camadas de pavimentos;

- avaliar o potencial de poluição da areia de fundição residual e de misturas solo areia, solo areia cal e AAUQ, através de ensaios ambientais.

1.3. Estrutura da Pesquisa

Este trabalho está dividido em seis capítulos, sendo que a presente introdução corresponde ao Capítulo 1.

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica relacionada à areia de fundição residual. Inicialmente é realizado um breve relato histórico da fundição no mundo e no Brasil. Posteriormente são descritas as técnicas de fundição mais empregadas, a areia verde e a areia de macho, que utilizam a areia como material principal para confeccionar os moldes que definem as formas das peças fundidas. Também nesse capítulo são citadas as principais pesquisas que estudaram o reaproveitamento da areia de fundição residual em diferentes atividades. Finalmente, referencia-se uma estrutura de mercado que possibilitaria e estimularia o reuso do resíduo em atividades alternativas à própria fundição.

O Capítulo 3 também faz parte da fundamentação teórica desta pesquisa. Nesse capítulo são descritas as técnicas de estabilização de solos para seu emprego em camadas de bases e sub-bases de pavimentos. São tratadas, principalmente, as técnicas de estabilização mecânica através da combinação de solos e a estabilização de solos argilosos com cal hidratada. O propósito de estudar essas técnicas foi obter conhecimento suficiente para conformar as misturas do tipo solo areia e solo areia cal, avaliadas neste estudo. Também nesse capítulo é descrita a estabilização de areias através da adição de ligante asfáltico a quente, para o emprego da AAUQ em bases de pavimentos.

No Capítulo 4 são apresentados os materiais e métodos utilizados para compor as misturas do tipo solo areia e solo areia cal, com a incorporação da areia de fundição residual. Para facilidade do leitor, nesse capítulo também são apresentados os resultados dos ensaios mecânicos e ambientais realizados nessas misturas.

O Capítulo 5 descreve os materiais e métodos empregados para compor as misturas do tipo areia asfalto usinada a quente, contendo areia de fundição residual. Também nesse capítulo são apresentados os resultados obtidos nos ensaios mecânicos e ambientais executados nas misturas de AAUQ.

Finalmente, no Capítulo 6 são apresentadas as principais conclusões a respeito do emprego da areia de fundição residual em camadas de pavimentos, em função da análise dos resultados obtidos nos ensaios executados nas misturas avaliadas nesta pesquisa.

2. FUNDIÇÃO E AREIA DE FUNDIÇÃO

Neste capítulo é realizada uma revisão bibliográfica acerca do processo de fundição e os principais métodos utilizados pelas siderúrgicas brasileiras. A geração da areia de fundição é tratada com especial ênfase para o leitor compreender a origem do resíduo. Adicionalmente, são citados alguns dos principais trabalhos desenvolvidos no Brasil e no mundo com o objetivo de reaproveitar a areia de fundição residual em atividades externas à fundição, principalmente na área de construção de estradas. Finalmente, faz-se referência a uma estrutura de mercado ideal para promover a reutilização do resíduo.

2.1. BREVE HISTÓRICO

Os vestígios históricos da presença do homem na Terra são marcados por armas, instrumentos ou pelo resultado da ação do fogo. É certo que o ser humano desenvolveu outras técnicas antes da capacidade de derreter o minério e transformá-lo em metal moldável. Mas usar a pedra, a madeira, o tecido e a cerâmica não eram suficientes para atender todas as necessidades que se impunham. O uso do metal veio para preencher essa lacuna. As transições de um grande período histórico para o seguinte são sempre graduais, e assim foi a transição da Idade da Pedra para a Idade dos Metais.

A origem do trabalho com metais não pode ser estabelecida com certeza. Segundo Medeiros (2009), o cobre era conhecido como uma estranha pedra maleável em algumas áreas da Pérsia, previamente ao ano 5.000 a.C. e, talvez na Anatólia, um milênio antes dessa data. Esse uso, no entanto, não pode ser considerado o começo da verdadeira metalurgia.

A arte da cerâmica e a arte da fundição estiveram sempre muito ligadas, tanto no que se refere à fabricação de materiais refratários e cadinhos, como na execução dos moldes. Os hititas desenvolveram um equipamento construído na superfície do terreno natural, com base de pedra recoberta de argilas refratárias e com uma depressão para escoamento do metal líquido. Essa civilização foi a primeira a desenvolver fornos mais adequados para a fundição e, assim, foi a primeira a produzir ferro na Antiguidade, em torno de 1700 a.C., na atual Turquia. A técnica de fundição de ferro migrou da Mesopotâmia para a China e a Índia, para finalmente retornar ao Egito, à Grécia e a Roma.

Se por um lado a Idade de Bronze chegava ao fim em detrimento do ferro, tal fato não significou o abandono do bronze. O Colosso de Rhodes, por exemplo, considerado uma das sete maravilhas do mundo antigo, foi construído com bronze e pedras e erigido em 290 a.C. A estátua tinha 30 metros de altura e pesava mais de 70 toneladas e teria sido fundida em seções.

A indústria de fundição de ferro surgiu seguidamente na Áustria (em 900 a.C.), na Itália (em 600 a.C.), Espanha, França e Suíça (em 500 a.C.). A contribuição romana para a metalurgia foi mais quantitativa do que inovadora, sua principal contribuição foi o uso de carvão mineral pela primeira vez em fundições. Esse conhecimento foi esquecido com a queda do império do Ocidente. No início da Idade Média, houve um período de obscurantismo que afetou o desenvolvimento da metalurgia por longos anos.

No século XIII surgiram os primeiros altos-fornos, construídos na Suécia ocidental. Estes fornos eram bastante ineficientes, se comparados aos atuais, e eram usados principalmente para a produção de bolas de ferro forjado destinados ao comércio. Depois do século XIV, o tamanho dos fornos utilizados para a fundição foi aumentado e a ventilação foi introduzida para forçar a passagem dos gases de combustão através da mistura de matérias primas.

Durante a Renascença, com o florescimento de todas as artes, houve também grande desenvolvimento na fundição. As obras fundidas naquela época destinavam-se por um lado à Igreja e por outro lado aos exércitos. Nos séculos XVI e XVII o uso de peças fundidas expandiu-se. Desenvolveram-se a fundição de aço em cadinhos, o uso de coque nos altos-fornos primitivos e o forno cubilô, especialmente na Inglaterra. Em torno de 1800, numerosos tipos de peças para todos os fins eram fundidos em ferro e marcaram o início da Era Industrial do século XIX.

A Inglaterra alcançou um grande avanço técnico e inovou a construção dos novos altos-fornos. O uso do ferro e do aço se multiplicou. Suas aplicações nas máquinas a vapor e na mecanização de processos agilizou o desenvolvimento industrial e a qualidade de vida. O surgimento das ferrovias interligaram várias regiões de um mesmo país e facilitou o deslocamento de passageiros e produtos.

A primeira produção verdadeiramente industrial do aço deve-se ao britânico Henry Bessemer, que no ano 1856 desenvolveu um forno que permitia refinar o ferro gusa através de uma corrente de ar que atravessava o banho de gusa, convertendo-o pela oxidação, em aço líquido.

A Revolução Industrial continuou acelerando o desenvolvimento e, durante essa época, foram criados diversos tipos de ligas: começaram a ser utilizados elementos como manganês, cromo, níquel, entre outros. Surgiram os primeiros velocípedes, o viaduto de estrutura metálica, as ferrovias, o metrô e, finalmente, o automóvel, que iria alavancar a indústria internacional e mudar o mundo.

Vale notar a construção de dois grandes monumentos com o objetivo de demonstrar a capacidade humana em lidar com o metal na época: a Torre Eiffel e a Estátua da Liberdade. A Torre Eiffel, uma enorme torre com 317 metros de altura e mais de 7000 toneladas de peso, surpreendeu o mundo durante a Feira Mundial de Ciências realizada em Paris em 1889. Três anos antes tinha sido construída a Estátua da Liberdade na entrada do Canal de Nova York, construída também toda em aço.

As guerras mundiais significaram uma multiplicação da produção de metais para atender as demandas de armamentos e com isso a tecnologia dos fornos também evoluiu. No início dos anos 1900, um dos fornos de maior sucesso nas fundições foi o cubilô. De fácil operação, robusto e resistente, consiste em uma torre alta, revestida por tijolos refratários e com ventaneiras móveis para alimentação com carvão coque e para a entrada de ar.

Durante quase todo o século passado e até os dias de hoje, o forno cubilô foi o responsável por grande parte da produção de ferro fundido no mundo. Depois surgiram outros tipos de fornos, como o alimentado por arco voltaico para derreter o metal. Outros tipos de fornos são o de indução, a gás e o forquinho de óleo. O princípio em todos eles é o mesmo: propiciar temperatura elevada para derreter o material.

A moldagem das peças metálicas também se transformou e evoluiu. Na antiguidade e por muitos séculos a pedra era utilizada para dar forma aos metais fundidos com algumas técnicas de cera perdida. Só existem dados a partir de 1500, quando houve a introdução da areia como material essencial da moldagem do metal fundido.

Segundo Medeiros (2009), só se tem notícia do uso de argilas aglomerantes e da bentonita no final do século XIX. Outro grande avanço no sistema de moldagem foi a introdução de resinas químicas resultantes do refino de petróleo, já no século XX.

A Fundição no Brasil

Durante os séculos XVII e XVIII algumas siderúrgicas primitivas se desenvolveram em São Paulo e, depois, em Minas Gerais. A chegada do D. João VI ao Brasil, no início do século XIX, representou o desenvolvimento técnico e econômico na colônia. A grande obra de fundição desse século foi organizada em 1846 pelo barão de Mauá. A indústria, conhecida como Estabelecimento da Ponta da Areia, passou a produzir toda sorte de peças pesadas, antes importadas da Inglaterra, como tubulações para água, caldeiras, engenhos, prensas, molinetes, além de muitos navios. A fundição também participou ativamente da construção de um trecho inicial de 14 quilômetros da linha férrea entre o porto de Mauá e a estação Fragoso, na raiz da serra da Estrela em Petrópolis.

Em 1894 foi criada a Escola Politécnica de São Paulo, seguindo um modelo europeu e esta, em 1902, criou uma oficina de fundição, sob a direção de um mestre alemão. Por essa escola passou a elite de engenheiros brasileiros que lançaram as bases das modernas siderurgia e metalurgia nacionais.

Durante toda a década de 1950, a fundição brasileira cresceu de forma acelerada, principalmente devido ao advento da indústria automobilística. Entre as décadas de 1960 e 1970 a instalação de novas fábricas aumentou no Brasil, o que incrementou a demanda por fundidos de qualidade. Nessa mesma época teve início a construção de estradas, hidrelétricas, refinarias, portos, aeroportos e polos petroquímicos, que incrementaram o consumo de peças fundidas no país.

Atualmente, o Brasil conta com uma indústria de fundição vasta e diversificada, de aproximadamente 1340 fundições espalhadas por todo o território nacional. Grandes empresas modernas utilizam técnicas avançadas de produção e fundem todos os tipos de ligas ferrosas e não-ferrosas para os mais variados setores industriais, desde imensos rotores para usinas hidrelétricas até pequenos componentes de motores ou peças artísticas.

2.2. AREIA DE FUNDIÇÃO OU DE MOLDAGEM

A moldagem em areia, apesar de sua origem remota, é ainda hoje o processo mais empregado para a obtenção de peças fundidas. São vários os motivos pelos quais as areias têm sido usadas por longo tempo: apresentam boa disponibilidade na natureza, têm baixo custo de exploração, são altamente refratárias e facilmente coesíveis quando misturadas com argilas ou

outros aditivos orgânicos ou inorgânicos. Sua versatilidade faz com que seja líder entre os demais processos existentes.

Designa-se como areia de fundição ou areia de moldagem (ou até terras de fundição) ao material que constitui o molde. É um sistema heterogêneo constituído essencialmente de um elemento granular refratário, que constitui a base (geralmente areia silicosa) e um elemento aglomerante mineral (argila, cimento) ou orgânico (óleos, farinha de cereais, resinas). A areia de moldagem destina-se à confecção de moldes e machos para fundição (SIEGEL, 1979).

O quartzo, que essencialmente é componente da areia, possui estrutura cristalina trigonal composta por tetraedros de sílica ou dióxido de silício (SiO_2). Este mineral tem origem na decomposição mecânica resultante da ação atmosférica. Suas propriedades são influenciadas pela forma de processamento da decomposição, pelo transporte e pelas transformações ocorridas após sedimentação (BERNDT, 1989).

O quartzo é o material utilizado na maioria dos processos de fundição devido ao seu baixo preço e à grande quantidade de depósitos de areias silicosas no mundo; o quartzo é o segundo mineral mais abundante na Terra. Este mineral, não obstante, não é o material ideal para ser utilizado na fundição do ponto de vista de estabilidade térmica dimensional. Na faixa de 560 a 580 °C, sofre uma transformação alotrópica irreversível, acompanhada de expansão volumétrica próxima de 1,4%.

No caso em que são utilizados metais fundidos de alto ponto de fusão ou que podem ser muito reativos com areia de sílica, podem ser utilizados outros materiais como, por exemplo: a zirconita, a olivina e a cromita. Na Tabela 2.1 são mostradas algumas propriedades das areias mais utilizadas nos diferentes processos de fundição.

Tabela 2.1– Densidades e pontos de fusão das principais areias utilizadas como material de moldagem

Areia	Densidade Aparente (g/cm³)	Densidade Real (g/cm³)	Ponto de Fusão (°C)
quartzo	1,7	2,20 a 2,65	1650 a 1750
cromita	2,7 a 2,9	4,5 a 4,8	2180
olivina	2,1 a 2,3	3,25 a 3,4	1300 a 1800
zirconita	3,0 a 3,1	3,9 a 4,8	2200 a 2420

FONTE: COUTINHO NETO (2004).

2.2.1. Características das areias de fundição

Segundo Bradaschia (1974), o estudo de uma areia de base, para seu emprego nas atividades de fundição, deve ser feito a partir de três aspectos principais:

a) Granulometria:

As areias utilizadas nos diferentes processos devem apresentar distribuição granulométrica dentro de uma determinada faixa, que depende principalmente do acabamento exigido pelo produto, caracterizado pelo processo de moldagem usado. De modo geral, a areia utilizada nos diversos processos de fundição apresentam tamanho entre 0,075 mm e 1,0 mm, sendo que de 85 a 95% do material passa na peneira No. 30 (0,59 mm) e é retido na No. 100 (0,149 mm). A prática demonstra que a distribuição granulométrica mais favorável é aquela em que 90% do material está concentrado em quatro peneiras consecutivas da série padrão.

Os grãos de areia podem apresentar-se arredondados, subangulares e angulares. Os grãos arredondados são os que apresentam melhor capacidade de compactação e menor permeabilidade. Os subangulares são os preferidos no processo de fundição por resistir melhor às dilatações e contrações da areia. Os grãos angulares possuem resistência inferior, mas apresentam menos problemas com dilatações (SENAI, 1989).

Para obter moldes de boa qualidade devem ser evitadas algumas impurezas encontradas na areia silicosa, já que estas afetam negativamente o desempenho do sistema aglomerante. Algumas destas impurezas podem ser argilas, carbonatos de cálcio e outros materiais que interferem na ação do conversor ou aglomerante, aumentando o tempo de cura e/ou reduzindo a resistência.

b) Comportamento Térmico:

Esta propriedade é avaliada pela refratariedade, estabilidade térmica dimensional e difusividade térmica. Estas propriedades são intrínsecas do material e variam de mineral para mineral.

As areias parecem ser tanto mais refratárias quanto maior o tamanho médio de seus grãos. Uma possível explicação para este fenômeno é que quanto maiores são os grãos, maior é a permeabilidade; isto permite que o calor seja difuso para fora do molde através dos poros. Por outro lado, grãos maiores demoram mais tempo para se aquecerem do que os menores.

c) Comportamento Químico

A inércia química do material de moldagem depende basicamente de sua composição química, da composição da liga fundida e das condições vigentes no interior do molde; isto é, presença de gases, temperatura e pressão. A princípio, o material de moldagem não deve reagir com o metal líquido ou com eventuais produtos de reações entre o metal e os gases presentes na cavidade do molde.

2.3. DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE FUNDIÇÃO

Existem diversos processos utilizados para dar forma aos metais: deformação plástica a quente e a frio, corte a quente e solda, usinagem e metalurgia do pó. Contudo, a fundição é o processo que proporciona o caminho mais curto entre a matéria prima e a peça acabada. De modo geral, as peças metálicas são obtidas através do vertido de um metal ou uma liga metálica fundida em um molde com forma pré-determinada.

Em muitos casos a fundição é o processo mais simples e econômico de se produzir uma peça metálica, principalmente quando a peça é de grande porte, de geometria intrincada ou com canais internos e cavidades. Segundo Siegel (1979), a fundição de uma peça pode ser resumida, em essência, nas seguintes operações:

a) Modelação

Nesta etapa do processo são confeccionados os modelos com a forma da peça que se deseja fundir. Os modelos podem ser fabricados em madeira, plástico, isopor, metal ou cera. Nos casos em que o número de peças fundidas é limitado, o modelo costuma ser de madeira impermeabilizada com verniz, como pode ser notado na Figura 2.1a. Porém, quando o número de peças é elevado utilizam-se modelos de plástico, ferro colado, aço, alumínio ou outro metal. Normalmente, o modelo é fabricado com dimensões um pouco maiores do que a peça original, para compensar a contração da peça fundida durante o esfriamento.

Alguns modelos podem ser fabricados em uma peça só, no entanto, outros modelos precisam ser conformados por duas ou mais partes, devido às formas mais complicadas. As partes constituintes de um único modelo costumam possuir saliências e reentrâncias coincidentes que ajudam a montar o modelo, de modo que a peça final resulte alinhada.

b) Moldagem

Os moldes são confeccionados em material refratário moldados sobre o próprio modelo, que uma vez extraído, deixa uma cavidade que corresponde à peça a ser fundida (ver Figura 2.1b e 2.1c). Expressando de outra forma, os moldes constituem o negativo da peça a ser produzida e o tipo de material com que são fabricados depende do processo que será utilizado.

As areias, comumente chamadas areias de fundição, são compostas por uma mistura de areia, água e algum aditivo aglutinante. Durante a moldagem é utilizado pó ou talco nas interfaces do modelo para facilitar a desmoldagem posterior.

c) Macharia

Nos processos de fundição também são utilizadas peças chamadas de machos que tem a função de formar canais ou furos em peças que precisem ser vazadas (ver Figura 2.1d). Estes machos normalmente são feitos de um material resistente o suficiente para suportar o processo de vazamento do metal fundido, mas devem ser friáveis após o processo de solidificação e esfriamento para que possa ser retirado da peça.

d) Fusão

Paralelamente às etapas de modelação, moldagem e macharia, o metal deve ser aquecido até uma temperatura que permita fundi-lo, isto é, obter o metal em estado líquido para assim poder vertê-lo nos moldes (ver Figura 2.1e).

Figura 2.1– Processo de fundição de uma peça metálica simples [Flaming Furnace Website (2012)]

e) Vazamento

Nesta etapa do processo procede-se ao vazamento do metal fundido no molde, através dos canais deixados pelos machos (ver Figura 2.1f). Geralmente, o vazamento é realizado com a ajuda de painéis revestidos de material refratário e equipadas com dispositivos mecânicos que permitem controlar a vazão do metal. A temperatura e a velocidade do vazamento também precisam ser controladas. A velocidade de vazamento não pode ser muito lenta para evitar a solidificação do metal antes de tempo, tampouco pode ser muito rápida para impedir a formação de bolhas ou espaços vazios.

A rápida transferência de calor entre o metal e o molde dá lugar, quase de imediato, a uma solidificação superficial do metal. O metal permanece na caixa de moldagem por um tempo determinado com o objetivo de adquirir resistência mecânica suficiente para o encaminhamento ao processo de desmoldagem.

f) Desmoldagem

O objetivo desta etapa é separar o metal fundido do material que conforma o molde, geralmente constituído de areia (ver Figura 2.1g). Uma vez a peça solidificada no molde, após o período de resfriamento, procede-se à desmoldagem através de processos manuais ou mecânicos. Por um lado, as peças metálicas são destinadas à fase de acabamento e, por outro lado, o material do molde é analisado para reaproveitamento ou descarte.

g) Rebarbação e Limpeza

As peças fundidas podem ou não obter seu formato final através do simples processo de fundição. No caso em que a fundição não permita obter as peças com o formato desejado (como mostra a Figura 2.1h) pode-se fazer uso de outros processos adicionais, tais como: conformação mecânica, ajustes dimensionais, soldagem ou usinagem.

Quando a peça requer um tratamento final, espera-se até que ela atinja temperaturas próximas do ambiente para então ser submetida à rebarbação e acabamento. Nesta etapa são retiradas as saliências e rebarbas indesejáveis na peça com a ajuda de esmeris, talhadeiras e outros equipamentos necessários, de acordo com o tipo de peça e acabamento desejado. Finalmente, a peça passa pelas operações de limpeza final, geralmente realizada por jatos abrasivos.

A sequência de operações descrita aplica-se à fundição de peças da maioria dos metais. Outros autores apresentam também resumos dos processos de fundição que, de maneira geral, abreviam as diferentes atividades desenvolvidas para dar forma aos metais. Tal é o caso de Bradaschia (1974), que descreve a sequência das operações de fundição de um metal qualquer em molde de areia no esquema apresentado na Figura 2.2.

Figura 2.2 – Sequência de operações na fundição de um metal qualquer em molde de areia [Bradaschia (1974)]

2.4. TÉCNICAS DE PROCESSOS DE FUNDIÇÃO

Atualmente, a fundição emprega numerosos processos e materiais que influenciam diretamente as características dos resíduos resultantes da atividade de fundição. Nesse sentido, é importante conhecer o método utilizado no processo de fundição. Segundo Siegel et al.

(1982), os processos básicos de fundição são caracterizados pela técnica de moldagem e pelo tipo de aglomerante utilizado e podem ser classificados da seguinte maneira:

- areia verde;
- areia de macho;
- areia cimento;
- areia seca;
- processo CO_2 ;
- casca (*Shell Molding*);
- processo de cera perdida ou por investimento (*Investment Casting*);
- moldes permanentes;
- moldes semipermanentes.

Estima-se que mais de 80% dos produtos fundidos usam moldes fabricados com areia aglomerada e, dentro dessa porcentagem a “areia verde”, que emprega argila como ligante, é mais usual para dar forma às superfícies externas do produto fundido (MARIOTTO, 2000). Assim, verifica-se que a moldagem em “areia verde” é responsável pela maior parte da produção de fundidos. Os 20% restantes são distribuídos entre os diferentes processos de fundição, sendo que o processo de “areia de macho” é bastante utilizado para dar forma aos machos ou núcleos de maneira transversal a todos os processos.

Dada a importância da moldagem em “areia verde” e em “areia de macho”, nos próximos itens estes processos são descritos segundo os conceitos de Kondic (1973), Bradaschia et al. (1981) e Siegel et al. (1982). No caso da areia de macho, é descrito o processo que emprega resina furânica.

2.4.1. Moldagem em Areia Verde

A moldagem em areia verde é o processo mais conhecido e mais empregado na fundição. É a moldagem preferida por motivos de economia e pelo fato de permitir a produção de peças de qualidade em quase todos os metais, tanto ferrosos como não ferrosos. Basicamente, o processo é efetuado com uma mistura de areia silicosa, argila (8 a 15%) e água (5 a 10%) colocada sobre um modelo com o formato da peça a ser fundida. Depois de retirado o modelo e colocados os machos, eventualmente necessários, o molde é fechado e calçado; nesse ponto o molde encontra-se pronto para receber o metal, sem a necessidade de secagem. Pela

utilização dos moldes sem a necessidade de secagem, o processo recebeu o nome de “areia verde”.

a) Areia

A areia de moldagem pode ser: a) natural, quando encontrada na natureza com as propriedades requeridas; b) sintética, resultante da mistura de areias lavadas e argilas selecionadas; c) semi-sintética, obtida com areia natural e adição de alguns elementos utilizados para retificar suas propriedades de origem.

Seja qual for o tipo de areia utilizada, esse processo está sujeito a uma série de limitações em relação às suas propriedades. Por esse motivo, a moldagem em areia verde é limitada à produção de peças pequenas ou médias. Por sua vez, as propriedades deste processo favorecem a produção de peças complicadas, pois facilitam a desmoldagem e limpeza, além de reduzirem o risco de ruptura a quente durante a solidificação.

b) Argilas

As argilas são utilizadas na moldagem em “areia verde” devido ao seu poder aglomerante. Quando misturadas com a areia e a água, nas quantidades adequadas, conferem à mistura resultante resistência à compressão e resiliência ideais para o processo de fundição.

Por outro lado, as argilas diminuem a permeabilidade e permitem manter a expansão térmica da areia de moldagem em valores razoavelmente baixos, que diminui o risco de surgimento de defeitos. Dentre as argilas mais utilizadas tem-se:

- *Caulinita*: inclui as argilas refratárias de baixa plasticidade, portanto pouco usada como aglomerante nas misturas de areia de moldagem, mas muito utilizada como material refratário nas indústrias de fundição;
- *Ilitas (micácea)*: consistem de argilas refratárias com média plasticidade. Exibem grau de plasticidade entre a caulinita e a bentonita. São adicionadas à areia para acrescentar resistência;
- *Bentonitas*: seu principal componente é a montmorillonita. Têm grande capacidade de expansão e absorção de umidade, por isso são muito úteis para as areias de fundição, já que é preciso apenas uma pequena quantidade desta argila com adição de água para adquirir resistência necessária para o vazamento do metal. Na indústria de fundição a

argila do tipo bentonita é a mais utilizada por apresentar características mais favoráveis para esta finalidade (STRAUSS, 1970).

c) Água

Para que a argila utilizada no processo desenvolva ao máximo suas propriedades aglomerantes, é necessária a adição no teor adequado de água. Se a mistura não tem a quantidade suficiente de água, não será possível saturar todas as cargas iônicas superficiais de suas partículas. Por outro lado, o excesso de umidade pode dificultar o processo de preparação da mistura e até conduzir a defeitos na peça fundida. Recomenda-se o uso de água com ausência ou teores insignificantes de sais.

d) Outros componentes

Além dos três componentes essenciais citados, outras substâncias são eventualmente adicionadas às areias de moldagem com a finalidade de melhorar certas propriedades. Os ligantes cereais, por exemplo, geralmente constituídos de amidos de milho, são usados em porcentagens inferiores a 2%. Este aditivo aumenta a resiliência, a resistência a seco e a colapsibilidade do molde.

O carvão mineral, utilizado nas fundições ferrosas, é adicionado em porcentagens de 2 a 8% com o propósito de melhorar o acabamento superficial e evitar defeitos de expansão. Outros aditivos também utilizados são: a serragem, o pó de sílica e o óxido de ferro.

A areia verde é normalmente recuperada após cada processo de fundição de metais para avaliação da sua possível recuperação no próprio processo ou descarte. Quando reutilizada, é necessária a adição de areia nova, argila, água ou outros componentes, que são degradados ou perdidos parcialmente em cada ciclo de fundição.

2.4.2. Moldagem em Areia de Macho

A areia de macho é usada em moldes para fundição de peças pequenas ou para constituir moldes grandes em machos seccionados. Geralmente a utilização da areia de macho é motivada pelo tipo de peças que precisam ser fundidas.

Neste processo, a mistura utilizada depende do metal/liga a ser fundido e do porte da peça. Essa mistura pode ser constituída de: areia, óleo secativo (óleo de linhaça, óleo de macho),

bentonita e elementos orgânicos e sintéticos (resinas furânicas e fenólicas). Após a conformação dos moldes, estes devem ser estufados em temperaturas que oscilam de 150 a 250 °C. A polimerização dos óleos, através da secagem, garante o endurecimento dos moldes, elevada resistência a seco e rigidez à deformação sob pressões ferrostáticas. Vale notar que alguns processos modernos empregam aditivos que permitem a secagem dos moldes na temperatura ambiente.

A boa fluxibilidade obtida na moldagem em “areia de macho” facilita a compactação dos moldes e permite a conformação de modelos complicados. Este processo é o precursor dos métodos de fundição de alta precisão e, por esse motivo, é bastante utilizado para moldar peças de geometria complicada, difíceis de serem moldadas através de outros processos. Em virtude da rigidez adquirida pelo molde, após a secagem, o método permite a produção de peças com boa precisão dimensional, dispensando muitas vezes operações de rebarbação e acabamento.

Outra característica das areias de macho é a elevada permeabilidade, devido à ausência parcial ou total de argilas, finos e água. Estas areias podem ser usadas, portanto, em peças que precisam de acabamentos sem a necessidade de operações de rebarba. Nos casos em que a peça exija acabamento refinado, utilizam-se pinturas para cobrir as superfícies dos moldes que mantêm contato com o metal fundido.

A deformação dos moldes constituídos por areia de macho é da ordem de 10 a 15 vezes menor do que a verificada em moldes de areia verde comum; por consequência, é possível fundir peças que precisam de grandes quantidades de metal fundido. Apesar de sua alta resistência a seco, os moldes constituídos pela areia de macho apresentam elevada colapsibilidade, o que facilita a desmoldagem e reduz ao mínimo o risco de ruptura a quente de peças de parede fina.

A areia de macho também pode ser utilizada em outros processos de fundição, para determinados componentes do molde, principalmente nas peças chamadas de machos ou núcleos, que dão forma aos canais e furos utilizados para vazamento do metal líquido e para liberação de gases resultantes do processo de fundição.

Usualmente, a areia de macho emprega resinas fenólicas e/ou furânicas como ligantes da mistura. A seguir será descrito com mais detalhe o processo areia furânica, já que o resíduo utilizado nesta pesquisa resulta deste processo.

2.4.2.1. Areia Furânica

As areias furânicas consistem em uma mistura de areia limpa, resina furânica e um catalisador. A principal vantagem da areia furânica é que dispensa o processo de secagem, quando são usados os catalisadores. Com isso, o processo apresenta tempo de cura rápido, quando comparado com o sistema que emprega resina fenólica e, portanto, o processo de fundição e a operação de retirada dos moldes demandam tempos menores.

Este método é muito utilizado na indústria automotiva para produzir moldes que exigem alta resistência à tração (DAVIS, 1996). A areia de fundição furânica é utilizada também em indústrias que precisam simplificar as operações de moldagem dos moldes de machos ou núcleos.

O principal aditivo aglutinante empregado neste processo é a resina furânica, adicionada à mistura em porcentagens que variam de 1,5 a 2,0% em peso. O ácido fosfórico e ácido sulfônico são os principais catalisadores utilizados. A resistência resultante no molde constituído por esta mistura depende das proporções dos aditivos utilizados, (CHASTAIN, 2004). Alguns tipos de areias furânicas podem empregar conjuntamente porcentagens reduzidas de resinas fenólicas.

A resina furânica possui a propriedade de endurecer ao reagir com os catalisadores. O tempo dessa reação ou cura depende da temperatura da mistura; por exemplo, para um incremento de temperatura de aproximadamente de 10 °C, a velocidade da cura é duas vezes maior.

a) Resinas Furânicas

Estas são resinas complexas, com componentes ativos de uréia formol/álcool furfurílico (UF/FA) ou de fenol formol/álcool furfurílico (FF/FA). São resinas líquidas e termofixas, catalisadas por sistemas ácidos. Segundo o SENAI (1989), em fundição utilizam-se os seguintes tipos básicos de resinas:

Resina uréica furânica (UF/FA): apresenta teor de álcool furfurílico entre 30 e 80% e diferentes teores de nitrogênio e água. Possui alguma resistência a frio e é adequada para o uso com alumínio e ferros fundidos de baixa liga. Em alguns casos, os altos teores de nitrogênio e água podem interferir na qualidade final do fundido.

Resina fenólica furânica (FF/FA): apresenta teor de álcool furfurílico entre 30 e 70%, com um desempenho ligeiramente inferior à UF/FA em termos de desenvolvimento de resistência a frio. Entretanto, devido à ausência de nitrogênio, seu uso é mais indicado para a fundição de aço, ferro fundido nodular e ferro fundido de alta resistência.

Resina uréica fenólica furânica (UF/FF/FA): apresenta teor de álcool furfurílico entre 40 e 85%, com baixos teores de nitrogênio; apesar disso, desenvolve uma boa resistência a frio. É adequada para ferro fundido de alta resistência, ferro fundido nodular e aço.

b) Conversores ou Catalisadores

De acordo com o SENAI (1989), os conversores ou catalisadores são compostos auxiliares utilizados em conjunto com as resinas sintéticas para promover sua polimerização ou cura. As resinas furânicas, caracterizadas por apresentar cura a frio, utilizam alguns ácidos mais fortes, quando comparados com aqueles usados com as resinas fenólicas. Os ácidos mais frequentemente usados são o ácido fosfórico, o ácido paratolueno sulfônico (PTSA) e o ácido xileno sulfônico (XSA).

A recuperação da areia no próprio processo de fundição é difícil quando o ácido fosfórico é utilizado na mistura, devido à formação de fosfatos na areia, o que resulta em resistência final inferior e absorção de fósforo pelo metal. Os ácidos do tipo PTSA e XSA são altamente recomendados, do ponto de vista da recuperação da areia, devido à facilidade de decomposição com a resina durante o vazamento do metal.

2.5. GERAÇÃO DA AREIA DE FUNDIÇÃO RESIDUAL (AFR)

As indústrias de fundição ou siderúrgicas, tanto aquelas que trabalham com metais ferrosos, quanto as que trabalham com metais não ferrosos, têm entre seus objetivos reduzir e/ou dispor seus resíduos sólidos da melhor maneira possível, já que esses resíduos são bem conhecidos (pó, escórias, areias de fundição residuais) e, de certa maneira, encarecem o processo de produção.

A indústria de fundição produz aproximadamente 80 milhões de toneladas de metais fundidos no mundo inteiro, sendo que a maior parte é destinada ao setor automotivo. De acordo com o “*44th Census of World Casting Production*”, os Estados Unidos é o principal produtor de

fundidos com cerca de 12 milhões de toneladas, enquanto a Europa toda produz em torno de 9 milhões de toneladas.

As estimativas feitas calculam que, para 1 tonelada de metal fundido obtêm-se entre 0,25 e 1,0 tonelada de resíduo sólido, sendo que 30% a 60% desse resíduo é constituído por areia de fundição residual (COZ, 2001). Nos Estados Unidos, por exemplo, para cada tonelada de metal fundido é gerada uma tonelada de areia de fundição residual. Já em países como o Japão, o processo de fundição avançou até conseguir gerar somente 0,2 toneladas de AFR por tonelada de metal fundido (McINTYRE et al., 1992).

Segundo Mariotto (2000), estima-se que o parque industrial brasileiro de fundição mais de 1000 empresas, sendo 80% de pequeno porte (menos de 100 empregados). Vale notar que aproximadamente 60% desse parque se concentra no Estado de São Paulo. No primeiro semestre de 2007 as empresas paulistas foram responsáveis por 40% da produção nacional de fundidos (ABIFA, 2011).

As indústrias brasileiras de fundição produzem aproximadamente três milhões de toneladas de produtos fundidos por ano. A Figura 2.3 apresenta a produção de fundidos no Brasil no período de 2004 a 2009 (ABIFA, 2011). Nessa figura se observa o crescimento constante do setor siderúrgico, de aproximadamente 4,5% por ano até 2008. No ano de 2009 houve uma produção menor de fundidos no país por causa da crise econômica que o setor sofreu. Segundo projeção realizada pela ABIFA, a produção de fundidos no ano 2012 deve alcançar 3,55 milhões de toneladas. Assim, baseado na produção de fundidos, constata-se que a geração de resíduos e o passivo ambiental das fundições no país são alarmantes.

Figura 2.3 – Produção de Fundidos no Brasil [ABIFA (2011)]

Geralmente, uma vez terminadas as operações de vazamento do metal e desmoldagem, restam os resíduos do molde e dos machos, compostos na sua maior parte por areia misturada com aditivos, aglomerantes e, inclusive, resíduos de metal. Uma parte destes resíduos é reutilizada no próprio processo de fundição e o restante é descartado em aterros sanitários. Segundo o SENAI (1989), para recuperar a areia é necessário:

- determinar a origem da areia usada;
- selecionar e separar os tipos compatíveis entre si;
- determinar as especificações da areia recuperada e destino final para seu reuso.

Nos casos em que a matéria resultante do processo de fundição é reutilizada dentro do próprio sistema, realiza-se a atividade conhecida como “Reciclagem Primária”; mas se o reaproveitamento é efetuado externamente, a atividade é chamada de “Reciclagem Secundária”. Na reciclagem secundária, o resíduo torna-se matéria prima em uma atividade diferente da fundição. Na Figura 2.4 é apresentado um diagrama de blocos de gerenciamento de práticas correntes para resíduos, adaptado para a indústria de fundição por Coutinho Neto (2004).

Figura 2.4 – Prática corrente de gerenciamento de resíduos industriais, adaptada para um processo usual de fundição [Coutinho Neto (2004)]

2.5.1. Reciclagem Primária

A areia recuperada na reciclagem primária deve estar livre de quaisquer substâncias que possam prejudicar sua reutilização para confecção de novos moldes. Normalmente são utilizadas duas técnicas para a regeneração da areia de fundição residual:

- I. *Regeneração mecânica*: seja realizada por via úmida ou seca, a matéria indesejada na superfície dos grãos de areia é removida por impacto e/ou fricção dos grãos contra os grãos e contra componentes do equipamento utilizado. A via úmida é utilizada principalmente para as areias de grãos duros e estruturas frágeis, e nos processos de areia verde.
- II. *Regeneração térmica*: neste processo a areia é aquecida a uma temperatura suficiente para queimar completamente todo material indesejado, removendo-o da superfície dos grãos da areia. É utilizado principalmente para remoção de matérias orgânicas, que são resíduos típicos de processos que utilizam resinas sintéticas, óleos e melaços. Os

fornos empregados trabalham em temperaturas na faixa de 500 a 700°C (SIEGEL et al. 1982; MARIOTTO, 2000).

Existem muitos outros processos de recuperação de areia utilizados de acordo com o processo de moldagem utilizado. Os sistemas de regeneração nem sempre são eficientes e/ou econômicos, pois dependendo do aglutinante utilizado, torna-se muito caro recuperar a areia. Em outros casos as características desejadas da areia podem ser alteradas de maneira permanente durante a fundição dos metais.

2.5.2. Reciclagem Secundária

Segundo relatório do BNDES (1996), os custos relacionados aos sistemas regenerativos da areia de fundição residual (AFR) são consideráveis para a grande maioria das fundições brasileiras de pequeno e médio porte. Portanto, o reaproveitamento da AFR em aplicações externas à fundição apresenta-se como uma alternativa interessante a ser desenvolvida para amenizar o problema de excedentes do resíduo. Nesse relatório ainda se afirma que, se não forem implementadas medidas do tipo “reciclagem secundária”, sempre existirão os problemas ambientais causados pela disposição da AFR no meio ambiente.

Usualmente a areia de fundição residual é disposta diretamente em aterros sanitários sem tratamento prévio. Para que a areia de fundição possa ser reaproveitada externamente, ela deve ser submetida a um pré-tratamento, com a remoção de restos metálicos e/ou torrões existentes. Antes de efetivar a reciclagem secundária em determinado lugar, é necessário fazer um estudo ambiental com a coleta de dados do lugar ainda no estado virgem, com o objetivo de comparar com os resultados ambientais após o reaproveitamento do resíduo no lugar e aquilatar o efeito da reutilização do resíduo no meio ambiente.

Quando o uso de um resíduo é feito de maneira rotineira, este deve ser reavaliado sistematicamente e/ou sempre que houver mudanças no processo de fundição ou siderúrgica. Esta avaliação é necessária, já que, dependendo do metal ou liga moldada e do processo de moldagem empregado, a composição do resíduo pode ser alterada, contendo maior ou menor teor de substâncias contaminantes. Essas mudanças podem influenciar na classificação do resíduo, de acordo com a NBR 10004/2004.

A areia de fundição residual (AFR), no entanto, por apresentar excelentes propriedades mecânicas, pode ser reaproveitada principalmente na área de construção civil. Nesse sentido,

muitas instituições brasileiras e mundiais têm se preocupado com o desenvolvimento de projetos que possibilitem a reutilização da AFR e reduzam o passivo existente em aterros de descarte.

Segundo a AFS-FIRST (2011), a areia de fundição residual, devidamente caracterizada e segregada, pode ser adequada para diversos usos benéficos. Alguns desses usos benéficos são descritos a seguir:

a) Uso em aterros sanitários

Os aterros de resíduos urbanos são cobertos diariamente para evitar incêndios, doenças, cheiros e como medida de limpeza para evitar atração de aves. Muitos operadores destes aterros sanitários tentam minimizar os vazios das camadas para, assim, conseguirem estender a vida útil destes depósitos. A AFR pode ser usada como uma alternativa do material usado diariamente (areia virgem, solos, lascas de madeira) para cobrir resíduos urbanos nestes aterros.

Abichou et al. (2000) realizaram um estudo laboratorial para avaliar o uso da areia de fundição, resultante do processo verde, como barreiras hidráulicas em aterros sanitários. Os resultados de condutividade hidráulica mostraram valores inferiores a 10^{-5} m/s para teores de bentonita maiores ou iguais a 6% e Limites de Liquidez (LL) superiores a 20%. Segundo os autores, as propriedades da areia verde são semelhantes às dos materiais comumente usados nas barreiras hidráulicas; não obstante, recomendam um estudo de campo para comprovar os resultados obtidos em laboratório.

b) Cimento Portland

As matérias primas para fabricação do cimento Portland devem conter as proporções adequadas de óxido de cálcio, sílica, alumina e óxido de ferro. A maioria destes ingredientes é encontrada no xisto, na pedra calcárea e na dolomita. Em alguns casos, a AFR pode ser uma boa fonte de sílica, alumina e óxidos de ferro, os quais poderiam ser empregados na fabricação deste cimento. Entretanto, esta aplicação ainda é pouco desenvolvida, devido às longas distâncias que separam as siderúrgicas das fábricas de cimento. Também, é difícil atender às rigorosas especificações da fabricação de cimento Portland, que implicariam na necessidade de quantidades inacessíveis de AFR.

Segundo a ABIFA (1999), um estudo desenvolvido nos Estados Unidos pela Sociedade Americana de Fundidores e o Laboratório de Tecnologia de Construção da Associação de Cimento Portland não encontrou diferenças tecnológicas nos cimentos produzidos com adições de até 13,4% de areia de fundição residual, no lugar de areia virgem como suplemento de sílica. Nesse estudo, recomenda-se que a AFR reaproveitada apresente um teor de sílica maior que 80%, baixo teor de álcalis e granulometria uniforme.

c) Uso em Concreto de cimento Portland

O concreto de cimento Portland, geralmente, é uma mistura de agregado fino (areia), agregado graúdo, cimento e água. A areia de fundição residual pode substituir, de acordo com as quantidades de finos presentes, de 9 a 15% da areia natural utilizada normalmente no concreto. O uso da AFR no concreto é uma forma de uso deste resíduo de maneira encapsulada, já que a areia fica confinada pelos outros materiais graças ao ligante do concreto, o cimento Portland.

McIntyre et al. (1992), por exemplo, substituíram parcialmente o agregado fino do concreto por areia de fundição residual do processo verde para confeccionar corpos-de-prova cilíndricos (com 15% de AFR) e prismáticos (com adição de 15, 30 e 45% de AFR). O estudo comparou os resultados dos corpos de prova produzidos com areia natural e com o resíduo e concluíram que:

- a resistência à compressão do concreto aumentou com o tempo de cura, mas de maneira menos acelerada nos corpos de prova com adição de resíduo do que naqueles com areia natural;
- nos corpos de prova prismáticos, o incremento da porcentagem de areia de fundição residual diminuiu a resistência à compressão.

Bonin e Rossini (1994) efetuaram um estudo de reaproveitamento de areia de fundição na confecção de tijolos de concreto e realizaram ensaios ambientais. Os autores concluíram que os tijolos fabricados apresentaram valores de substâncias contaminantes menores do que os tijolos encontrados no mercado. Igualmente, foi constatada a possibilidade de produzir, em larga escala, outros artefatos de concreto como: blocos, postes, guias, sarjetas, bloquetes, entre outros.

Um estudo para o uso da AFR em argamassas de cimento Portland foi desenvolvido por Armange (2005). Nesse trabalho, a autora afirma que adição do resíduo na argamassa não influenciou nos valores de resistência mecânica. Em relação aos estudos ambientais, foi concluído que é possível incorporar até 30% de areia de fundição residual nas argamassas e ainda assim obter valores de substâncias tóxicas inferiores aos exigidos pelas normas ambientais.

Na atualidade, em Piracicaba no interior do Estado de São Paulo, a Recibloco produz uma grande quantidade de artefatos de concreto: blocos, canaletas e calçadas, utilizados na construção civil. Esta empresa surgiu com o apoio da Femaq Fundição, após anos de pesquisas sobre o reaproveitamento do resíduo. Assim, esta siderúrgica fornece à Recibloco a AFR para fabricação dos seus produtos. A Recibloco foi a primeira empresa a obter a licença ambiental da CETESB-SP (Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental) para o processo de reuso da areia de fundição nesta aplicação (RECIBLOCO, 2011).

d) “Flowable Fill”

É um material de construção do tipo líquido e autocompactante, utilizado para substituir o solo tradicionalmente empregado em aterros. O “*flowable fill*” é de rápida aplicação como material de preenchimento, principalmente em lugares de difícil acesso; também é facilmente transportado e pode ser reescavado com facilidade. Este material é considerado como uma argamassa de baixa resistência.

Uma mistura típica do “*flowable fill*” contém: areia, cinza volante, cimento Portland e água; como resultado, a mistura alcança resistência à compressão simples de até 8,3 MPa aos 28 dias de cura, (ABICHOU et al. 2004). As principais aplicações deste material são: preenchimento de escavações de edifícios, de trincheiras e de redes de esgoto. A AFR poderia ser facilmente aproveitada neste material como substituto da areia na mistura.

Dingrando et al. (1999) afirmam que a AFR com porcentagens superiores a 6% de bentonita podem ser utilizadas nos materiais do tipo “*flowable fill*” sem a adição de cinzas, já que a bentonita é suficiente para prevenir a segregação da mistura. Em relação à poluição do meio ambiente, Bhat e Lovell (1996) indicam que a baixa permeabilidade deste material não permite que a água drene livremente. Por outro lado, os ensaios ambientais no estudo de Bhat e Lovell (1996) mostram que a AFR pode ser usada sem representar risco de contaminar ao meio ambiente.

e) Cerâmica

A indústria da cerâmica vermelha utiliza massas argilosas para fabricação de materiais imprescindíveis na construção civil. Essas massas argilosas são altamente tolerantes à incorporação de materiais residuais de diversos tipos e origens. Não obstante, é necessário identificar os contaminantes presentes nos resíduos devido à exposição dos produtos a elevadas temperaturas de queima. A exposição de materiais residuais a altas temperaturas pode gerar poluição secundária, uma vez que o resíduo pode sofrer transformação térmica e, assim, liberar poluentes no meio ambiente durante o processo de queima, (BIOLO, 2005).

Biolo (2005) propôs utilizar areia de fundição residual para a produção de blocos cerâmicos. Nesse estudo, a adição de 5% a 10% do resíduo na massa cerâmica foi considerada ideal. Para estes teores, os blocos apresentaram características físicas semelhantes aos padrões utilizados normalmente. Além disso, o uso da AFR reduziu os índices da emissão de monóxido de carbono (CO) e não elevou a concentração de poluentes nas emissões gasosas.

Em outro estudo, Soares et al. (2007) estudaram a incorporação de 5%, 10% e 15% de AFR em massas cerâmicas. Os corpos de prova avaliados, depois de secos e queimados em temperaturas na faixa de 800°C a 1050°C, mostraram propriedades físicas e mecânicas que encorajam o uso do resíduo em massas cerâmicas nas taxas estudadas.

f) Misturas de Solos

Algumas operações comerciais realizam misturas ou alterações nos solos para empregar a areia de fundição residual (AFR) na produção de solos com finalidade horticultural. Geralmente, este tipo de solos agrícolas são misturas de areia, agregado graúdo, turfa, fertilizantes e solos.

A textura e estrutura destes solos determinam suas propriedades físicas, no que refere à infiltração de água, compactação e penetração de ar. Segundo Lindsay e Logan (2005), um solo com propriedades físicas ideais é obtido quando as proporções de areia, silte e argila estão balanceadas. Nesse sentido, é pertinente adicionar areia de fundição residual a solos argilosos para obter solos com propriedades físicas adequadas à agricultura. Para reduzir os riscos do uso da AFR nestes solos, recomenda-se que as misturas sejam utilizadas apenas para plantas de uso ornamental. Por outro lado, o resíduo deve ser submetido a um tratamento de

regeneração prévio para eliminar resíduos grosseiros que possam danificar os equipamentos agrícolas.

Em Ohio, Estados Unidos, a empresa Kurtz Brothers tem trabalhado com misturas de solo e AFR nos últimos 20 anos. A mistura produzida nessa empresa é vendida diretamente nos centros de jardinagem daquele estado. Paralelamente à distribuição, são submetidos relatórios à Agência de Proteção Ambiental (“*Environmental Protection Agency – EPA*”), nos quais são apresentados os resultados de ensaios ambientais e os usos finais das misturas de solo e resíduo. Essa agência limita o uso de AFR a 50% nos solos agrícolas, para finalidades ornamentais, (EPA-U.S., 2008).

g) Plásticos

O reaproveitamento da AFR nos plásticos é emergente. Os finos do resíduo fornecem uma cor escura e uma textura áspera, propriedades que são desejáveis nos plásticos do tipo polietilenos.

A aplicação da areia de fundição residual em plásticos ainda é escassa. Haggart e Hatow (2009) estudaram as propriedades de misturas de termoplásticos residuais reforçados com 10, 20 e 30% de AFR. Os autores notaram que a adição de 10% do resíduo melhorou consideravelmente as propriedades de resistência da mistura. Os valores de lixiviação obtidos nos ensaios ambientais executados mostraram-se inferiores aos estipulados pelas regulamentações ambientais. O plástico com incorporação da AFR pode ser utilizado em aplicações como: tampas de bueiros, redutores de velocidade e blocos de pavimentação.

2.6. USOS DA AREIA DE FUNDIÇÃO RESIDUAL NA PAVIMENTAÇÃO

A construção de estruturas de pavimentos apresentam uma boa oportunidade para reaproveitar a areia de fundição residual em grandes quantidades. Assim, muitos estudos têm sido desenvolvidos visando o reuso deste resíduo nos pavimentos de concreto asfáltico e de concreto de cimento Portland, em aterros estruturais e em camadas de bases e sub-bases. A seguir são descritos com mais detalhe algumas pesquisas realizadas para cada caso.

2.6.1. Pavimento de Concreto Asfáltico

O concreto asfáltico, de modo geral, consiste em uma mistura de agregados finos e graúdos aglutinados por cimento asfáltico de petróleo (CAP). O reaproveitamento da areia de fundição residual no concreto asfáltico é considerado um reuso do tipo confinado ou encapsulado, já que o resíduo é incorporado ao concreto através do processo de usinagem a quente.

Segundo Morales Carlos et al. (2005) o encapsulamento estabiliza os resíduos perigosos através de processos e tratamentos físicos de solidificação, estabilização e fixação. O objetivo é transformar esses resíduos em materiais menos poluentes com a incorporação de aditivos aglomerantes, como é o caso do cimento asfáltico de petróleo. Os objetivos do encapsulamento são: melhorar as características físicas e de manejo dos poluentes; diminuir a área superficial através da qual possa ocorrer a transferência ou perda de constituintes poluentes; limitar a solubilidade de qualquer constituinte do resíduo; e eliminar os tóxicos dos constituintes poluentes.

No ano 2002, Bonet desenvolveu uma pesquisa na qual avalia o encapsulamento da AFR através de sua incorporação nas massas asfálticas do tipo CBUQ (concreto betuminoso usinado a quente). Segundo o pesquisador, a incorporação de 8% do resíduo no concreto asfáltico é viável, sem risco de contaminação do meio ambiente. Nessa mesma linha de pesquisa, Coutinho Neto (2004) realizou um estudo para avaliar o reuso da areia de fundição residual em misturas asfálticas densas. Nesse estudo foi avaliada a incorporação de diferentes porcentagens do resíduo (5, 10 e 15%) nas misturas à luz das propriedades mecânicas e ambientais. Os resultados do programa laboratorial mostraram que misturas asfálticas com 15% de AFR apresentam propriedades mecânicas satisfatórias. Vale notar que os ensaios ambientais caracterizaram o material resultante como inerte.

Outro tipo de aplicação da areia de fundição residual no concreto asfáltico foi estudado por Bina et al. (2003). Esses autores estudaram o reaproveitamento do resíduo na pavimentação asfáltica armada. Esta tecnologia consiste na colocação de uma camada composta de tela de aço e lama asfáltica (1,0 a 1,5 cm de espessura) entre duas camadas de CBUQ; normalmente a camada inferior é compactada com espessuras de 5 a 12 cm e a superior com espessuras de 5 a 7 cm. Os autores consideram este processo uma boa alternativa para o reuso do resíduo. A pesquisa incluiu a execução de um trecho experimental para restaurar a pista expressa da Av. Coronel Alfredo Fláquer no município de Santo André, Estado de São Paulo. No trecho foram

instalados poços de monitoramento das águas provenientes das chuvas e lavagens da camada em estudo com o objetivo de coletar extratos para serem analisados de acordo com os ensaios ambientais. A partir dos resultados dos ensaios realizados nos corpos de prova de massa asfáltica e nas águas coletadas dos poços de monitoramento, o estudo concluiu que o emprego da AFR na construção de pavimentos asfálticos armados é ambientalmente viável. Os autores também afirmam que a aplicação da areia de fundição residual neste tipo de materiais é mais segura do que o risco de descarte não controlado ou do risco de acidentes em aterros industriais legalizados.

Costa et al. (2007), estudaram em laboratório a adição da AFR em misturas asfálticas e avaliaram o desempenho de uma pista experimental construída com materiais tradicionais e com este resíduo. A pista, construída no município de Extrema, Estado de Minas Gerais, foi dividida em dois trechos: um trecho da pista foi construído com CBUQ e outro com pré-misturado a frio (PMF). Ambos os trechos foram segmentados para estudar diferentes materiais: agregado fino comum e dois resíduos de areia de fundição. Com base nos resultados obtidos em laboratório, os autores afirmam que existe viabilidade técnica para o uso de areia de fundição residual em substituição aos agregados finos na mistura asfáltica.

Segundo Costa (2008), as análises ambientais da água percolada na pista experimental, construída em Extrema/MG, não mostraram maiores riscos de poluição. Contudo, os resultados das propriedades mecânicas obtidos na pista não foram satisfatórios devido a falhas na execução do pavimento.

Além dos trabalhos anteriormente citados, existem muitos outros no Brasil que têm pesquisado o reuso da AFR em misturas asfálticas. Dentre eles vale salientar os de: Wesseling (2005); Pereira, (2008); Luvizão, (2008). Nesses trabalhos destaca-se o potencial do resíduo para ser utilizado como substituto de agregado fino no concreto asfáltico sem perigo de poluição do meio ambiente. Por outro lado, na procura do desenvolvimento sustentável, estes estudos enfatizam a necessidade da continuidade das pesquisas para que o resíduo possa ser reaproveitado de forma correta e eficiente.

2.6.2. Pavimento de Concreto de cimento Portland

A utilização da areia de fundição residual como substituto do agregado fino na confecção de concreto de cimento Portland foi descrito anteriormente. Além de ser usado em blocos,

tijolos, e outros, este material também é usualmente empregado como revestimento de pavimentos. Segundo Morales Carlos (2005), o emprego de cimento Portland para encapsular resíduos, é uma das técnicas mais eficientes para reduzir os riscos de contaminação do meio ambiente. Em virtude do poder de encapsulamento de todos seus componentes, através da ação aglomerante do cimento Portland, este material fornece uma oportunidade ambientalmente correta para reaproveitar a areia de fundição residual.

Assim, Watanabe (2004) estudou o possível uso benéfico da AFR como agregado fino na confecção de revestimentos de concreto de cimento Portland. O autor avaliou a influência da concentração do resíduo nas propriedades mecânicas e nas características microestruturais dos revestimentos fabricados por diversos processos. Análises realizadas no estudo mostraram que o resíduo tem influência na hidratação do cimento, dependendo do processo de fundição e da granulometria, mas esta influência não modifica de maneira significativa as propriedades mecânicas. Nos ensaios ambientais realizados, o autor notou que o resíduo não tem nenhuma influência negativa na concentração dos elementos químicos analisados e, portanto, não apresenta impacto ambiental.

Dessa maneira, constata-se que o uso de areia de fundição residual em concreto de cimento Portland e em concreto asfáltico apresentam a alternativa de usar o resíduo de maneira encapsulada. Contudo, os volumes utilizados do resíduo nestas atividades são limitados por questões técnicas e a demanda não é suficiente para consumir as quantidades crescentes de areia de fundição residual. Segundo Mariotto (2000), o ideal seria desenvolver tecnologias que permitissem regenerar e consumir 100% da produção da areia de fundição residual.

2.6.3. Aterros Estruturais

Os aterros estruturais são utilizadas para elevar ou mudar o perfil de uma região e para fornecer suporte às fundações das construções. A AFR pode ser aplicada também na construção de taludes, plataformas de aproximação de pontes, como base de aterros que deverão suportar uma estrutura de concreto, entre outros, e, assim, substituir recursos naturais.

Segundo o EPA-U.S. (2008), existem dois fatores chave que têm contribuído para que projetos que demandam elevados volumes de material, tenham sido realizados com sucesso:

- minimização nas operações de segregação de resíduos na areia de fundição residual;
- distâncias próximas entre as siderúrgicas e as obras.

A título de exemplo, no Estado de Wisconsin, Estados Unidos, foram utilizadas mais de 20 mil toneladas de areia de fundição residual como material de enchimento na aproximação de uma rodovia a um pilar de uma ponte, como pode ser visto na Figura 2.5. O resíduo foi compactado, na energia de compactação normal do Proctor (ASTM D698), em camadas de 30 cm de espessura com grau de compactação próximo de 100%. Nesta aplicação foram verificadas as boas características de compactação da AFR, já que muitos pesquisadores têm relatado a dificuldade de compactação do resíduo devido à uniformidade granulométrica.

O resíduo empregado no aterro de Wisconsin é resultado do processo de fundição que utiliza silicato de sódio como ligante; mas, os resultados ambientais não detectaram contaminantes. Segundo a empresa construtora que executou este trabalho, o reaproveitamento do resíduo significou uma economia de 10% a 30%, quando comparado ao custo da obra com materiais convencionais (AFS-FIRST, 2011).

Figura 2.5 – Emprego da AFR em aterros estruturais [AFS-FIRST (2011)]

2.6.4. Bases e Sub-bases de Rodovias

De maneira geral, as bases de rodovias são camadas constituídas por agregados e solos naturais, dispostas sob o revestimento e sobre o subleito. As bases protegem o solo do subleito das ações climáticas prejudiciais e das tensões e esforços induzidos pelo tráfego solicitante.

Para Javed e Lovell (1994), as propriedades físicas da AFR permitem que ela possa ser utilizada nas bases de rodovias. Por exemplo, a argila, contida na areia verde, atua como ligante natural e, nas proporções adequadas, proporciona boa compactação ao material. Por outro lado, a areia apresenta uma boa capacidade de suporte para resistir às tensões e esforços

atuantes, com deformações pequenas, como foi demonstrado no estudo realizado por Mast (1998) em aterros construídos em escala real com AFR. Os valores de índice de Suporte Califórnia (ICS ou CBR) e de Módulo de Resiliência (MR) das areias de fundição residual são equivalentes aos dos materiais tradicionalmente utilizados na construção de sub-bases. Segundo Javed e Lovell (1994), a AFR apresenta valores de CBR entre 4 e 20% com expansão e variação volumétrica muito baixa, o que permitiria seu emprego em camadas de sub-bases de pavimentos. Já o MR da AFR, segundo esses autores oscila entre 150 MPa e 200 MPa, para tensões desvio de até 1.000 MPa.

Contudo, os valores de CBR e de módulo de resiliência das AFR são inferiores aos comumente obtidos em materiais tradicionalmente empregados em camadas de bases de pavimentos e, portanto, o resíduo não seria adequado para constituir integralmente essas camadas (KLEVEN et al. 2000). Apesar disso, o emprego de aditivos para a estabilização mecânica da AFR poderia possibilitar seu emprego em bases de pavimentos de baixo e médio volume de tráfego. Guney et al. (2006) por exemplo, adicionaram cal hidratada e cimento Portland a dois tipos de areia de fundição residual, e obtiveram valores de MR de 600 MPa até 1.000 MPa.

Diferente de outras aplicações, nas quais este resíduo pode substituir apenas parcialmente o material tradicional (concretos asfáltico e de cimento Portland), o reaproveitamento da AFR nas camadas de bases e sub-bases de pavimentos pode substituir o material natural em grandes proporções.

O principal limitante para a utilização deste resíduo na construção de bases e sub-bases de pavimentos são as grandes quantidades que esta atividade demanda. Portanto, ter acesso a grandes volumes de AFR é muito importante e, nesse sentido, o armazenamento desempenha papel fundamental. A Figura 2.6 mostra o ciclo de reutilização de um resíduo industrial na construção de uma estrada. No caso deste estudo, pode-se considerar que o resíduo industrial seja a areia de fundição residual.

Nos casos em que não se tenha disponibilidade de quantidades suficientes do resíduo para substituir completamente os materiais naturais, a AFR apresenta potencial para estabilizar mecanicamente os solos ou para modificar os mesmos. Mgangira (2006), por exemplo, estabilizou argilas próximo à cidade de Porto Isabel (África do Sul) através da adição de areia de fundição residual. Contudo, segundo o autor, a composição e a qualidade do resíduo

utilizado merece especial atenção, já que, qualquer mudança na gestão do processo do resíduo pode afetar as características da AFR.

Figura 2.6 – Diagrama do uso de resíduos na construção de estradas [Recycled Materials Resource Center (2011)]

No mundo inteiro pesquisas e estudos têm sido desenvolvidos, em laboratório e em campo, com o intuito de favorecer o uso benéfico da areia de fundição residual na construção de bases e sub-bases de rodovias. Por exemplo, em Indiana (EUA) Javed e Lovell (1994) estudaram a aplicação do resíduo na Engenharia Civil. Neste trabalho, os autores demonstraram que o principal potencial do resíduo é o reaproveitamento em aterro de rodovias como agregado fino, devido às suas boas propriedades físicas e mecânicas. Os autores também observaram que as areias provenientes de siderúrgicas que utilizam “areia verde” para fundição de metais ferrosos apresentavam baixa possibilidade de contaminar o meio ambiente.

Outro estudo foi desenvolvido na Indiana (EUA) por Partridge et al. (1999). Nessa pesquisa foi construído um aterro em uma rodovia com areia de fundição residual oriunda de uma indústria de fundição de metais ferrosos. O aterro foi construído no ano 1996 pelo Departamento de Transportes de Indiana (“*Indiana Department of Transportation – INDOT*”) em parceria com a Universidade de Purdue. O objetivo do trabalho foi avaliar e monitorar o protótipo de aterro antes, durante e depois da construção (de 1994 a 1998) para verificar a

possível contaminação do meio ambiente. Dentre as conclusões do trabalho, pode-se salientar que:

- o desempenho geotécnico do aterro foi comparável ao desempenho de um aterro construído com areias naturais, com pequenas deformações internas e alto padrão de resistência à penetração;
- o aterro apresentou condutividade hidráulica baixa, da ordem de 1×10^{-8} a 7×10^{-7} m/s;
- durante o período de estudo não se constatou nenhum impacto ambiental no local;
- a redução do custo de construção do aterro, em relação à construção com outros materiais usados na região, foi da ordem de 70 a 80%.

Segundo Kleven et al. (2000), a utilização da areia de fundição residual como material de construção de bases e sub-bases de pavimentos é bastante promissor. Na Universidade de Wisconsin (EUA), os autores estudaram resíduos provenientes de 12 siderúrgicas. A partir dos resultados obtidos concluíram que o processo utilizado na fundição e o conteúdo de finos na areia são determinantes no comportamento mecânico das bases e sub-bases. Assim, eles recomendam que cada caso de reaproveitamento do resíduo seja investigado de acordo com a aplicação desejada.

Tanyu et al. (2004) desenvolveram um estudo para comparar cinco materiais utilizados em plataformas de rodovias de subleitos com baixa capacidade de suporte, utilizando um equipamento de grandes dimensões para análise de estruturas de pavimentos. No estudo, os materiais utilizados foram: areia de fundição residual, escórias de fundição, cinzas, cascalho passante da peneira de 2,0 mm de abertura e um material graúdo padrão para comparação. A areia de fundição empregada nessa pesquisa foi a que apresentou menores valores de deflexão dentre os materiais estudados, menores ainda que as deflexões obtidas no material graúdo padrão. A partir dos resultados de bacias de deflexão os autores desenvolveram nomogramas para dimensionamento de espessuras de camadas. Esses nomogramas mostram que a AFR, compactada na umidade ótima, é o material que requer menor espessura para sua utilização em camadas de pavimentos, dentre os materiais estudados.

Em 2005 foi apresentado um relatório do Programa de Pesquisas de Rodovias de Wisconsin por Edil e Benson (2005), que resume as experiências, observações e resultados obtidos na construção de uma plataforma de uma estrada de 1,4 km de comprimento. A rodovia foi construída com diferentes resíduos industriais estabilizados para substituir os materiais

tradicionais de base e sub-base, dispostos sobre um sub-leito com baixa capacidade de suporte e foi monitorada durante oito anos para efeitos de comparação com outras seções de controle, construídas com materiais comumente utilizados na região. Vale notar que diferentes tipos de areia de fundição residual foram utilizados neste projeto.

Durante a construção da estrada em Wisconsin, foi notado que a AFR na umidade de até 3% abaixo da umidade ótima, determinada no ensaio Proctor, apresenta maior facilidade de compactação. Edil e Benson (2005) notaram que as seções da estrada construídas com AFR apresentaram deflexões levemente superiores às observadas nas seções de controle. Também verificaram em campo, através de retroanálise realizadas com resultados de FWD (*Falling Weight Deflectometer*) que o resíduo apresenta MR similar às areias utilizadas em camadas de pavimentos. Com relação aos riscos ambientais, os pesquisadores não notaram nenhum impacto no entorno durante o tempo que a estrada foi avaliada.

Edil e Benson (2005) recomendam evitar generalizações em relação às propriedades da areia de fundição residual. Contudo, os autores observaram que as areias de fundição residual fornecem capacidade de suporte adequada para a construção de camadas de sub-base de rodovias. No que diz respeito ao fator ambiental, os contaminantes, encontrados nas águas coletadas, se apresentaram em concentrações muito inferiores às recomendadas pelas normas ambientais locais

Aydilek e Guney (2007) adicionaram areia de fundição residual a diferentes materiais (pedra britada, cimento Portland e cal hidratada) com o objetivo de obter uma mistura adequada para ser utilizada em bases e sub-bases de pavimentos. Assim, foi desenvolvido um programa laboratorial com dezoito misturas e, a partir dos resultados, os autores concluíram que:

- as maiores capacidades de suporte, para todas as misturas, foram obtidas com o aumento da energia de compactação;
- os resultados mostraram que o teor de umidade influi consideravelmente na resistência à compressão simples (RCS) das misturas;
- a adição de pedra britada, cimento ou cal aumentou notavelmente a resistência à compressão simples (RCS) e os valores de CBR dos corpos de prova;
- os ensaios de lixiviação mostraram que as misturas dificilmente contaminariam a água que entrasse em contato com o material (água de chuva ou águas drenadas);

- espessuras de camada menores que as tradicionais podem ser usadas nas bases e sub-bases de pavimento quando construídas com AFR.

De modo geral, o trabalho de Aydilek e Guney (2007) demonstrou que a areia de fundição residual associada com estabilizantes satisfaz geotécnica e ambientalmente as especificações norte-americanas para que possa ser usada como componente de bases e sub-bases de pavimentos.

Em relação ao reaproveitamento da areia de fundição residual em situações rotineiras, pode se citar o caso da fábrica Blackwood, em Tremont – Pennsylvania, nos Estados Unidos. No ano 2007, essa fábrica associada à WeCare Organics desenvolveram um projeto para a construção da base de uma estrada no acesso a uma mina de carvão, utilizando areia de fundição residual (Figura 2.7).

Figura 2.7 – Estrada de acesso à mina de carvão de Blackwood Inc. [AFS-FIRST (2011)]

A região de Tremont apresenta materiais rochosos de difícil exploração e sua utilização em estradas representa custos proibitivos para a empresa; portanto, o reaproveitamento da AFR nesta atividade era atrativo. Aproximadamente 30.000 toneladas de areia verde de fundição foram empregadas na composição de misturas de solos utilizados na construção da via. Esse reaproveitamento representou uma economia de custos para as siderúrgicas e para a BlackWood Inc. Os problemas relacionados à construção da estrada foram associados à dificuldade de aprovação do projeto pelos órgãos correspondentes. Por outro lado, a construção da estrada foi lenta, já que as siderúrgicas da região que forneceram os resíduos à WeCare Organics eram de pequeno porte (AFS-FIRST, 2011).

Também na Pensilvânia, Estados Unidos, a Littlestown Foundry Inc. disponibiliza seus resíduos à prefeitura da cidade para construções civis desde a década de 1990. Um dos projetos desenvolvidos pela prefeitura foi a camada de base de uma estrada local e um aterro de aproximação a uma ponte, ambos localizados nas proximidades da empresa (AFS-FIRST, 2011). Os resultados desses reaproveitamentos da AFR foram benéficos para o município, por reduzir consideravelmente os custos de operação.

2.7. ESTRUTURA DO MERCADO PARA DESENVOLVER O REAPROVEITAMENTO DA AREIA DE FUNDIÇÃO RESIDUAL

Para que o reaproveitamento da areia de fundição residual seja possível, é necessário o desenvolvimento de um plano ou estrutura de funcionamento que estabeleça vínculos entre as empresas geradoras do resíduo e as empresas destinatárias. Para desenvolver o mercado da areia de fundição residual, segundo a EPA-U.S. (2008), existem três desafios fundamentais:

- a) a distância entre a siderúrgica e o usuário final é um fator essencial para determinar se o resíduo pode ser usado em um determinado projeto;
- b) a capacidade das siderúrgicas de prover a quantidade suficiente e manter um padrão consistente da areia de fundição residual, para atender as necessidades dos usuários finais;
- c) as diferentes aplicações em que possa ser reutilizada a areia de fundição residual, pode representar dificuldades para as siderúrgicas em obter e fornecer um material que atenda as exigências de diferentes usuários finais.

A EPA-US (2008), descreve a composição do mercado do reaproveitamento da AFR. Segundo essa agência, existem três atores principais, a saber:

2.7.1. Siderúrgicas

São vários os fatores que afetam a decisão de uma siderúrgica para optar pelo descarte ou pelo reaproveitamento da areia de fundição residual. As circunstâncias regionais são pontos-chaves, mas também devem ser considerados os seguintes fatores:

- Custos de descarte: as siderúrgicas devem descartar seus resíduos em aterros sanitários internos ou externos. Assim, a doação ou venda da AFR para seu reaproveitamento, diretamente ou através de intermediários, pode diminuir consideravelmente os custos

da fundição através de eliminação dos custos de operação de aterros sanitários. Não obstante, para que a AFR seja competitiva, o valor de venda do resíduo deve ser inferior aos materiais concorrentes.

- Custos de transporte: a AFR tem elevados valores de massa específica; portanto, o transporte do resíduo a longas distâncias é proibitivo. Pesquisas indicam que a máxima distância viável do fornecedor ao usuário final varia de 80 a 160 km.
- Custos de Processamento: a AFR processada para venda deve ser submetida a processos de limpeza e segregação para eliminar contaminantes grosseiros como a sucata metálica, escórias de fundição, entre outros. Algumas areias residuais devem ser esmagadas ou trituradas para eliminar grumos ou grânulos de grandes dimensões e, assim, recuperar as dimensões originais.
- Custo de Armazenamento: a AFR é gerada de maneira contínua na maioria das siderúrgicas. Deste modo, as empresas de fundição geram quantidades relativamente constantes de areia mês a mês e ano a ano. Porém, algumas aplicações benéficas deste resíduo exigem grandes quantidades de material em um único projeto. Esta exigência introduz a necessidade de armazenamento da AFR, por parte das siderúrgicas, para acumular quantidades suficientes que satisfaçam as demandas do usuário final. O armazenamento do resíduo pode representar um custo significativo, que pode ser causa da falta de comprometimento de muitos geradores nas atividades de uso benéfico da AFR.
- Custos de Comercialização e dos Intermediários: para atrair consumidores de AFR, as siderúrgicas devem destinar recursos para a publicidade do reaproveitamento do resíduo. Algumas empresas realizam esta propaganda de maneira direta junto ao usuário final, mas outras usam intermediários ou corretores para negociar as vendas da AFR.
- Custos de Permissão: Em muitos casos as agências reguladoras aprovam o reaproveitamento da AFR com base em estudos denominados “caso por caso” (*case by case*). As siderúrgicas devem pagar permissões estaduais ou federais e alguns casos taxas para o reuso do resíduo. Por outro lado, recursos são destinados aos testes e ensaios de análise da AFR para garantir que o resíduo não seja perigoso ou tóxico ao meio ambiente, de acordo com as especificações regionais contemporâneas.

Finalmente, a decisão de uma siderúrgica em optar pelo reaproveitamento da AFR invoca à convergência de todos estes fatores citados. Paralelamente aos fatores econômicos, devem ser

consideradas as restrições legais e ambientais da região, assim como a possibilidade de assistência técnica durante o desenvolvimento de projetos.

2.7.2. Intermediários

Algumas siderúrgicas procuram conseguir o reaproveitamento do seu resíduo através de intermediários, como alternativa à venda direta aos usuários. Desta maneira, muitas empresas pequenas, através destes intermediários ou corretores, podem fornecer aos usuários finais grandes quantidades de material para grandes obras. Estes corretores, ou também chamados “*brokers*”, desempenham um papel importante no reaproveitamento da AFR, uma vez que garantem o fornecimento e a qualidade do resíduo, segundo as necessidades e demandas dos usuários finais.

A maior parte das siderúrgicas é composta por pequenos negócios que geram quantidades de AFR reduzidas. Em vez de vender diretamente o resíduo e, assim, incorrer nos custos de venda, as siderúrgicas consideram economicamente mais vantajoso utilizar intermediários que têm a função de procurar usuários finais massivos. Geralmente, as empresas pagam a estes corretores um preço bem menor que o pago para o descarte, para que os intermediários processem o resíduo e o revendam.

Através de contratos com várias siderúrgicas, os intermediários são capazes de fornecer quantidades suficientes e consistentes de AFR. Assim, estes atores conseguem atrair usuários finais para o reaproveitamento do resíduo em grandes projetos que exigem volumes consideráveis. Portanto, os intermediários cumprem um papel fundamental na estrutura do mercado de reaproveitamento da AFR, apesar de existirem poucos no Brasil.

2.7.3. Usuários Finais

Muitos fatores, principalmente econômicos, influem na decisão de um usuário final utilizar AFR no seu produto. Alguns deles são:

- Preço da AFR em relação aos materiais virgens: o preço da AFR está associado à distância de transporte, armazenamento e processamento. Se o preço do material virgem é maior, os usuários optariam pelo uso da AFR. Em alguns casos, os geradores do resíduo associam o preço da areia ao preço de materiais concorrentes do mercado para fazê-la competitiva.

- Compatibilidade técnica entre AFR e a aplicação do produto: as propriedades físicas e químicas da AFR fazem com que este material seja mais adequado para determinadas aplicações do que para outras. Assim, os intermediários realizam estudos para enquadrar o resíduo nas necessidades dos usuários finais.
- Acesso a quantidades necessárias de AFR: algumas aplicações precisam de maiores quantidades do que outras. Para isso é necessário coletar AFR de várias siderúrgicas ou fazer uso dos intermediários.
- Aplicação final para AFR: de maneira geral irá depender das regulamentações e especificações dos órgãos correspondentes.

É importante salientar que as agências reguladoras ambientais desempenham um papel fundamental na estruturação do mercado do reaproveitamento da areia de fundição residual, fiscalizando os três atores: geradores, intermediários e usuários finais.

No próximo capítulo é desenvolvida uma revisão bibliográfica relacionada a bases e sub-bases de pavimentos. A estabilização de solos é tratada com maior ênfase com o intuito de avaliar os métodos mais atrativos para possibilitar a utilização da areia de fundição residual nestas camadas dos pavimentos.

3. ESTABILIZAÇÃO DE BASES DE PAVIMENTOS

No presente capítulo é apresentada uma revisão bibliográfica sobre a estabilização de solos para seu emprego nas camadas de bases e sub-bases de pavimentos. A estabilização mecânica através de misturas de solos é abordada principalmente em relação ao emprego de solos lateríticos combinados com areia. Também é descrito a método de estabilização de areias através da adição de ligante asfáltico a quente, e alguns trabalhos são citados para obter alguns parâmetros de importância para este estudo. Finalmente, a estabilização de solos argilosos com cal hidratada é abordada, assim como as principais mudanças observadas nos solos, em relação às propriedades de interesse à engenharia rodoviária.

3.1. GENERALIDADES

As bases dos pavimentos são camadas que tem por função principal distribuir os esforços verticais e horizontais aplicados na superfície decorrentes do tráfego de veículos, de modo que sejam adequadas as tensões e as deformações por cisalhamento e consolidação transmitidas ao subleito. A capacidade da camada de base para distribuir as tensões é diretamente relacionada às propriedades mecânicas do material utilizado, assim como sua espessura. Um dimensionamento adequado deve garantir espessuras que evitem o carregamento excessivo do subleito, além de realizar uma seleção correta dos materiais de construção.

Nos pavimentos flexíveis é comum utilizar camadas adicionais para evitar espessuras excessivas das bases e para reduzir os custos de construção. Assim, são empregadas camadas de sub-bases e reforços de subleito para contribuir na distribuição das tensões e reduzir os esforços atuantes no subleito. Geralmente as sub-bases são construídas com materiais de características inferiores aos empregados nas camadas de base.

Usualmente, as bases de pavimentos flexíveis estão constituídas por agregados granulares naturais, solos ou misturas de solos, conforme aparecem naturalmente *in situ* ou próximos do traçado geométrico da estrada. Contudo, muitas vezes, os materiais disponíveis nas proximidades da obra são considerados inadequados para seu emprego na construção de bases ou sub-bases, e precisam ser estabilizados com algum aditivo, como o cimento Portland, a cal hidratada ou o ligante asfáltico, entre outros.

A estabilização desses materiais naturais, sejam de granulometria grossa ou fina, tem o propósito de melhorar as propriedades mecânicas, no que diz respeito à estabilidade volumétrica, resistência, durabilidade e permeabilidade. De acordo com a necessidade, o projeto de estabilização pode se focar em melhorar uma ou mais dessas propriedades.

Os mecanismos de estabilização podem ser divididos em dois grandes grupos: a estabilização física e a estabilização química. A estabilização física, visa melhorar as propriedades naturais dos materiais através da compactação, correção da distribuição granulométrica e emprego de ligante asfáltico. Por outro lado, a estabilização química utiliza aditivos que reagem com os materiais na presença de água, como por exemplo, o cimento Portland e a cal hidratada.

A seleção dos materiais de construção de bases e sub-bases de pavimentos flexíveis é tradicionalmente baseada nas metodologias advindas de países de climas temperados. Porém, a experiência nos países tropicais, como o Brasil, tem ampliado a utilização de alguns materiais como solos arenosos finos lateríticos. As propriedades destes materiais e sua utilização serão discutidas com mais detalhe neste capítulo.

3.2. ESTABILIZAÇÃO FÍSICA

Os primeiros construtores de estradas já tinham conhecimento de que a superfície da via devia ser mecanicamente estável para suportar as ações do tráfego. Pode ser atribuído a Tresaguet, Telford e Macadam, o desenvolvimento de sistemas de bases constituídas por pedras de diferentes tamanhos (GARBER E HOEL, 2005).

Segundo Vargas (1977), um solo estabilizado fisicamente deverá ter sua plasticidade e sua granulometria corrigidas. Esse autor afirma que muitas vezes não é possível uma simples correção, mas dispõe-se de diferentes solos em que predominam pedregulhos, areias ou siltes e argilas. Nesses casos é necessário realizar uma composição artificial do solo pela combinação adequada de cada um deles na mistura, a fim de se obter uma granulometria adequada, dita “estabilizada”.

3.2.1. Estabilização Granulométrica

A estabilização granulométrica é um tipo de estabilização física que consiste na combinação proporcional de agregados grossos (pedregulho, rocha britada, escória), agregados finos (areia natural ou britada), silte e argila. Esses materiais são misturados em proporções adequadas para obter um produto com melhores propriedades de resistência às tensões devidas ao carregamento, ao desgaste e à erosão, quando comparadas com os materiais naturais. A estabilização granulométrica tem a finalidade de fornecer ao solo as características necessárias de atrito interno, de modo que não ocorram deformações excessivas ou ruptura por cisalhamento.

De maneira geral, a estabilização é mais eficiente para composições granulométricas que proporcionem uma máxima densificação. Assim, é fundamental obter uma curva granulométrica contínua que apresente grãos de diversos tamanhos, de maneira que os grãos menores preencham os vazios deixados pelos grãos maiores, mas evitando a perda do contato entre estes, a fim de manter as forças de atrito.

As principais propriedades que afetam a estabilidade dos materiais granulares compactados são o atrito interno, a coesão e, em menor escala, a compressibilidade e a possibilidade de sofrerem expansão e contração. Vale aclarar aqui, que o atrito interno é o principal mecanismo de resistência das partículas mais grossas do solo (pedregulhos e areias); enquanto que nos solos mais finos, a resistência está associada principalmente à coesão, já a compressibilidade, expansão e contração são fenômenos relacionados com a fração argila.

Segundo Yoder e Witczak (1975), o arranjo granulométrico pode ser dividida em classes, como mostra a Figura 3.1. Dependendo da proporção relativa entre a parte grossa e a parte fina, estas misturas podem ser caracterizadas da seguinte maneira:

- a) contato grão a grão: estes materiais apresentam baixa densidade, alta permeabilidade, não são suscetíveis a mudanças volumétricas com a umidade ou com o congelamento e são difíceis de compactar;
- b) finos preenchem os vazios: estas misturas mostram alta densidade, apresentam contato grão a grão, com permeabilidade menor e resistência maior que o tipo (a); são menos deformáveis e moderadamente mais fáceis de compactar;
- c) matriz de finos: nestes materiais não se garante o contato grão a grão devido ao excesso de finos. Apresentam densidade e permeabilidade menores que o tipo (b) e,

dependendo da natureza dos finos, podem até mesmo ser impermeáveis. Esta mistura é usualmente mais afetada por variações de umidade e tem fácil compactação.

Figura 3.1 – Tipos de solo agregado segundo Yoder e Witczak (1975) [Bernucci et al. (2008)]

Usualmente, os tipos (a) e (b) são os materiais mais utilizados para bases de pavimentos, segundo as especificações tradicionais. A prática, contudo, tem mostrado que os materiais do tipo (c) podem ser utilizados satisfatoriamente quando o material fino empregado na estabilização é do tipo laterítico. Este fato se deve principalmente à ausência do ciclo gelo degelo em países tropicais, à drenagem favorecida, à umidade de equilíbrio abaixo da ótima de compactação em algumas regiões, à natureza e às propriedades peculiares dos solos lateríticos (BERNUCCI et al., 2008).

Segundo Nogami e Villibor (1995), as misturas do tipo (c), com solos lateríticos como material fino, são coesivas, muito pouco expansivas e com boa capacidade de suporte. O material resultante é recomendado como material de base de vias de baixo volume de tráfego e apresenta um excelente comportamento como material de reforço de subleito em vias de tráfego médio ou mesmo pesado.

3.2.1.1. Fatores que afetam a estabilidade mecânica dos solos

Segundo Blücher (1951), os principais fatores que afetam a estabilidade mecânica dos solos estabilizados são:

- a) resistência mecânica dos agregados: as partículas maiores, utilizadas no processo de estabilização, devem apresentar resistência mecânica suficiente para manter aproximadamente a mesma distribuição granulométrica durante a compactação e subsequente solicitação do tráfego;

- b) composição mineral dos materiais: praticamente qualquer material resistente à ação do clima é apropriado para ser utilizado bases estabilizadas. Diversos materiais grossos têm sido usados com sucesso: rocha natural, pedregulhos, areias grossas, escórias, entre outros. Os materiais de granulometria fina, inferior a 0,075 mm de diâmetro, influenciam diretamente na coesão de um solo;
- c) distribuição granulométrica: o conceito tradicional afirma que um solo estabilizado granulometricamente apresenta material graúdo bem graduado, partículas intermediárias e algum ligante que proporcione coesão à mistura. Diferentes métodos têm sido propostos para determinar a distribuição granulométrica mais adequada dos agregados para obter densidades máximas e garantir máxima estabilidade. Dentre esses, o Método de Fuller, definido pela Equação 3.1, é um dos mais conhecidos e utilizados.

$$P = 100 \left(\frac{d}{D} \right)^n \quad (3.1)$$

Onde: P = porcentagem em peso do material que passa pela peneira em questão;

d = abertura da peneira;

D = dimensão máxima do agregado;

n = expoente variável, em função da máxima densidade, geralmente considerado igual a 0,45.

A Tabela 3.1 apresenta faixas granulométricas recomendadas pelo DER-SP (2006), ET-DE-P00/14, para estabilização granulométrica de bases e sub-bases. O princípio de estabilizar solos pode ser aplicado ao melhoramento de solos do subleito de baixa capacidade de suporte, adicionando-lhes materiais que tenham dimensões de partículas que estejam faltando; por exemplo, areia pode ser adicionada a subleitos argilosos e vice-versa. Nesses casos, não é necessário assegurar uma distribuição granulométrica cuidadosamente definida do material, mas meramente melhorar a distribuição existente, corrigindo as suas deficiências mais óbvias (BLÜCHER, 1951).

Tabela 3.1 – Faixas granulométricas para estabilização de bases e sub-bases

Peneira de Malha Quadrada		% em Massa, Passando						Tolerância
ASTM	mm	I	II	III	IV	V	VI	
2"	50,8	100	100					-
1"	25,4	-	75 - 95	100	100	100	100	± 7%
3/8"	9,5	30 - 65	40 - 75	55 - 85	60 - 100	-	-	± 7%
n° 4	4,8	25 - 55	30 - 60	35 - 65	50 - 85	55 - 100	70 - 100	± 5%
n° 10	2,0	15 - 40	20 - 45	25 - 50	40 - 70	40 - 100	55 - 100	± 5%
n° 40	0,42	8 - 20	15 - 30	15 - 30	20 - 50	20 - 55	30 - 70	± 5%
n° 200	0,075	2 - 8	5 - 15	5 - 20	5 - 20	8 - 25	10 - 25	± 2%

FONTE: DER-SP. ET-DE-P00/014 (2006).

- d) propriedades da argamassa de solo: estas propriedades são determinadas pelos ensaios clássicos de plasticidade. Tradicionalmente têm sido utilizados solos com Índice de Plasticidade (IP) inferior a 6% e Limite de Liquidez (LL) menor que 25%. Contudo, a experiência no Brasil tem mostrado que solos de comportamento laterítico, que apresentam valores de LL e IP maiores, podem ser utilizados satisfatoriamente em pavimentos rodoviários (NOGAMI e VILLIBOR, 1995);
- e) compactação: a energia de compactação tem um papel fundamental no material estabilizado utilizado em bases de pavimentos, assim como a umidade de compactação dos solos. Há muito tempo sabe-se que o emprego de uma energia de compactação maior origina materiais com maiores valores de massa específica.

3.2.2. Bases de misturas de solo argiloso laterítico e areia (ALA)

Um tipo particular de material obtido através da estabilização física de solos é a mistura de solo argiloso laterítico e areia (ALA). O seu emprego em pavimentação foi estimulado devido à presença de solos lateríticos finos *in natura* em muitas regiões no Brasil. Esse material apresenta características que podem ser inadequadas para seu emprego em camadas de bases de pavimentos, mas que, ao serem misturados entre si ou com areias, podem originar

materiais adequados com comportamento similar ao de um solo arenoso fino laterítico (SAFL).

Estes materiais podem ser obtidos através de dois tipos de misturas, para seu emprego em bases de pavimentos. No caso de ocorrência de solos argilosos laterítico (LG') nas proximidades da obra, estes devem ser corrigidos com o acréscimo de areia laterítica quartzosa e/ou areia lavada de rio. Já se o material disponível é areia ou areia laterítica (LA), solo argiloso laterítico pode ser adicionado para fornecer coesão ao material.

Assim, as misturas resultantes são caracterizadas pela natureza laterítica de seu componente argiloso, solo LG', e pela resistência decorrente do uso de areia laterítica (LA) ou areia de cava ou areia de rio. A adição de areia, além de melhorar a capacidade de suporte do material, reduz o potencial de trincamento do solo argiloso laterítico.

As misturas de solo argiloso laterítico e areia (ALA) são recomendadas para construir camadas de sub-bases de rodovias submetidas a tráfego pesado, ou seja, com número de repetições do eixo padrão (N) de 80 kN de até 10^7 . O emprego da mistura ALA em bases de pavimentos é recomendado em vias com tráfego de leve a médio, com um N máximo de 10^5 repetições (VILLIBOR et al. 2007).

Villibor et al. (2007), fazem algumas recomendações acerca das características dos componentes das misturas tipo ALA, de modo que o material resultante possa ser considerado apropriado para camadas de bases e sub-bases:

- a) Solo Argiloso: o solo deve pertencer à classe de comportamento laterítico argiloso (LG') na classificação MCT (miniatura, compactado, tropical). Também deve apresentar propriedades mecânicas e hidráulicas, na energia de compactação normal, que atendam os valores indicados a seguir:
 - mini-CBR sem imersão maior ou igual a 12%;
 - RIS (razão do índice de suporte) maior ou igual a 50%;
 - Expansão, sem sobrecarga padrão, menor ou igual a 1%.
- b) Areia: a areia deve pertencer aos grupos LA (areia laterítica quartzosa) ou NA (areia não laterítica), segundo a classificação MCT.

As misturas do tipo ALA devem atender às especificações baseadas na classificação MCT. As propriedades hídras e mecânicas recomendadas por Villibor et al. (2007) são apresentadas

na Tabela 3.2 e na Figura 3.2 é apresentada a faixa granulométrica na qual a mistura deve se enquadrar.

Tabela 3.2 – Intervalos Admissíveis das Propriedades da Mistura ALA

Propriedades	Condição Necessária	Condição Desejável
mini-CBR sem imersão	$\geq 40\%$	$\geq 50\%$
RIS	$\geq 50\%$	$\geq 50\%$
Expansão, sem sobrecarga padrão	$\leq 0,3\%$	$\leq 0,2\%$
Contração	0,1% a 0,5%	0,2% a 0,4%

FONTE: Villibor et al. (2007)

Figura 3.2 – Faixa granulométrica recomendada para bases de SAFL [Villibor et al. (2007)]

A Tabela 3.3 apresenta o procedimento construtivo e de controle de bases de misturas do tipo ALA com a adição de areia no solo argiloso laterítico *in situ*. A mistura dos materiais também pode ser realizada em usina, para depois ser transportada até o local de construção do pavimento.

Tabela 3.3 – Procedimento Construtivo e Controle Tecnológico da Base de ALA

Controle da Mistura e da Base	Procedimento Construtivo da Mistura
→ Controle da mistura a cada 100 m	<ul style="list-style-type: none"> • Lançar uma camada de argila, após espalhar a areia na proporção de projeto • Misturar as duas camadas e proceder à sua pulverização com grade de disco e “pulvimixer”. Colocar a camada na umidade de projeto
→ Granulometria: Peneiras 0,42; 0,150 e 0,075 mm de abertura → mini-CBR após imersão → Contração	<ul style="list-style-type: none"> • Iniciar a compactação com rolo-pé de carneiro pata longa, em torno de 6 passadas e, se necessário, complementá-la com no máximo 3 passadas de pé de carneiro vibratório
→ Controle da Base a cada 40 m	<ul style="list-style-type: none"> • Preferencialmente não transitar o solo para ajuste de espessura da base durante o processo de compactação que deverá terminar quando o grau de compactação de projeto for alcançado
→ Grau de compactação ($100\% \pm 2\%$ da energia intermediária)	<ul style="list-style-type: none"> • Após irrigá-la, efetuar acabamento com motoniveladora cortando numa espessura de 2 cm. Executar a compactação final com 1 passada de rolo pneumático ou liso
→ Teor de umidade ($W_{ot} \pm 2\%$)	<ul style="list-style-type: none"> • Deixar a base perder a umidade por um período de 48 a 60 horas ou até a ocorrência de trincas com largura de ± 2 mm
Recomendações gerais: <ol style="list-style-type: none"> 1. Espessura mínima da base é de 12,5 cm e a máxima de 17,0 cm; 2. A uniformização do teor de umidade do colchão de solo para compactação deverá ser efetuado no final da tarde e sua compactação deverá ser executada no período da manhã; 3. A imprimação da base deve ser precedida de uma leve irrigação. 	

FONTE: Villibor et al. (2007)

As peculiaridades observadas no comportamento dos pavimentos com bases de misturas do tipo ALA são similares às verificadas nos pavimentos com base de solo arenoso fino laterítico (SAFL). Da mesma maneira, os defeitos encontrados em bases construídas com a mistura ALA, são similares aos decorrentes de deficiências nas técnicas construtivas de bases com SAFL.

3.2.3. Estabilização física com adição de ligante asfáltico

A experiência e a tecnologia existente no setor rodoviário recomendam a utilização de materiais nobres para a construção de estruturas de pavimentos, tais como brita graduada simples (BGS), brita graduada tratada com cimento (BGTC), solo brita, entre outros. Contudo, muitas regiões não apresentam agregados com as características necessárias para serem empregados na construção de estruturas de pavimentos.

Usualmente, os solos são estabilizados através da adição de cal hidratada e cimento Portland, para seu emprego em bases e sub-bases de pavimentos. Não obstante, para materiais não

coesivos, como areias e pedregulhos, é mais eficiente o emprego de materiais betuminosos, como, por exemplo, o ligante asfáltico e a emulsão asfáltica. Assim, essa técnica surge como uma alternativa para aproveitar materiais que seriam considerados inadequados para constituir camadas de bases e sub-bases.

A adição de ligante asfáltico a materiais não coesivos grossos e finos é considerada uma estabilização física, já que a incorporação deste aditivo não induz a reações químicas na maioria dos materiais, mas proporciona-lhes coesão, aumentando sua estabilidade e resistência e reduzindo sua susceptibilidade à ação da água.

Segundo Garber e Hoel (2005), a estabilização dos solos com ligante asfáltico ou emulsão asfáltica é utilizada nas situações em que existe a necessidade de:

- a) impermeabilizar os materiais naturais;
- b) aglomerar os materiais naturais.

A impermeabilização dos materiais naturais ajuda a manter a umidade desejada em um solo, formando uma membrana que impede a penetração de água, reduzindo o efeito deletério da água superficial. A adição de emulsão asfáltica é comumente utilizada nestes solos, caracterizados pela granulometria fina e alto poder coesivo. A mistura resultante é comumente denominada solo emulsão e é caracterizada por apresentar maior resistência mecânica e menor susceptibilidade à ação da água, quando comparada com o solo sem estabilizar.

Por outro lado, os materiais granulares, sejam finos ou grossos, podem ser estabilizados através da aglomeração decorrente da adição de ligante asfáltico. O resultado da estabilização nestes materiais, devido ao aumento da coesão, é notável na melhoria da durabilidade, da estabilidade e da resistência mecânica.

Em muitas circunstâncias, a estabilização de materiais granulares com ligante asfáltico não é recomendada devido a fatores econômicos. Contudo, o uso deste aditivo pode ser conveniente na reabilitação de rodovias, na impermeabilização de vias rurais e até no encapsulamento de resíduos industriais.

Usualmente a estabilização com ligante asfáltico é recomendada em materiais que apresentam menos de 25% de material passante na peneira de 0,075 mm de abertura. Esta limitação é fundamentada no conceito de que as partículas menores apresentam elevadas áreas superficiais por unidade de volume e demandam quantidades excessivas de ligante asfáltico

para cobrir de forma adequada estas partículas. Também é recomendado utilizar solos com LL inferior a 40% e IP inferior a 18%, já que elevados valores de IP podem dificultar a mistura do solo com a emulsão (INGLES e METCALF, 1972; GARBER e HOEL, 2005).

Segundo o Manual do Corpo de Engenheiros do Departamento do Exército dos Estados Unidos (1984), a estabilização com ligante asfáltico pode ser dividida em três categorias:

- a) areia asfalto: mistura de areia e ligante asfáltico, em que as partículas de areia são cimentadas para produzir um material com estabilidade suficiente para ser empregada em bases e sub-bases de pavimentos;
- b) agregado asfalto: é uma mistura de ligante asfáltico e agregado britado ou seixo rolado bem graduado. Esta mistura, depois de compactada, apresenta propriedades semelhantes às dos materiais convencionais empregados em bases e sub-bases de pavimentos, com a vantagem de ser resistente à ação da água;
- c) cal asfalto: resulta da mistura de solo, cal hidratada e ligante asfáltico. Essa mistura, depois de compactada, apresenta características que se enquadram entre a areia asfalto e o agregado asfalto.

A mistura do tipo areia asfalto, também conhecida como areia asfalto usinada a quente (AAUQ), será tratada com maior ênfase na continuação.

3.2.3.1. Mistura de areia asfalto usinada a quente (AAUQ)

A norma DNIT 032/2005-ES define o material areia asfalto como “a mistura executada a quente em usina apropriada, com características específicas, composta de areia (agregado miúdo), material de enchimento (fíler) se necessário, e cimento asfáltico, espalhado e compactado a quente”. Segundo essa norma, a mistura do tipo AAUQ pode ser empregada como revestimento, base, regularização ou reforço do pavimento.

Segundo o TRRL (1977), nos locais com carência de materiais pétreos, a areia pode ser empregada para produzir misturas betuminosas. Embora a AAUQ tenha durabilidade inferior à obtida em misturas de concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ), apresenta comportamento satisfatório quando empregada como revestimento de pavimentos de baixo volume de tráfego, inferior a 100 veículos por faixa por dia.

No Brasil, no Estado do Rio Grande do Sul, o uso de misturas de areia asfalto usinada a quente vem ocorrendo desde a década de 1960. Segundo Bottin Filho (1997), a planície costeira desse Estado é desprovida de agregados graúdos, mas apresenta abundantes depósitos de areias finas de origem eólico-marinha, o que incentiva o uso da AAUQ como uma alternativa econômica para a pavimentação local, apesar do clima úmido da região.

No Nordeste e Centroeste Brasileiro, a areia asfalto usinada a quente é utilizada não só como revestimento, mas também como camada de regularização, com espessura média de 4,0 cm, variando de 2,5 a 6,0 cm. Segundo Aldigueri (2001), a mistura do tipo AAUQ é o revestimento mais utilizado nos Estados de Maranhão e Piauí e aproximadamente 80% da malha rodoviária nesses Estados é construída com este tipo de mistura.

As misturas de areia asfalto usinada a quente têm sido estudadas em diversas regiões do mundo, como no Oriente Médio (FATANI e SULTAN, 1982; AKILI, 1983; FATANI e KHAN, 1990), nas planícies do sudeste Norte-americano (WALKER e HICKS, 1976; POTTS et al., 1980; BARKSDALE, 1980) e nos locais onde a areia é encontrada em abundância. Esses estudos mostram, de maneira geral, que a mistura AAUQ pode ser empregada com sucesso em revestimentos de pavimentos de baixo volume de tráfego, mas principalmente como camada de base de pavimentos de médio e elevado volume de tráfego. Assim, a seguir será tratado com mais detalhe o emprego da mistura de AAUQ em bases de pavimentos.

3.2.3.2. Bases de areia asfalto usinada a quente (AAUQ)

As misturas do tipo areia asfalto usinada a quente, de maneira geral, apresentam baixas estabilidade e resistência ao desgaste decorrente da ação abrasiva do tráfego veicular. Nesse sentido, seu emprego em revestimento de pavimentos é limitado a ruas vicinais sem tráfego pesado, vias rurais, ou estradas de volumes de tráfego muito baixo. Contudo, o material apresenta características que permitem sua utilização em camadas de base de pavimentos com tráfego de médio a alto. Segundo Warden e Hudson (1960), as bases negras do tipo AAUQ apresentam boa distribuição de carga, devido ao poder coesivo do ligante asfáltico na mistura.

Nos Estados Unidos, algumas regiões apresentam areias *in natura* mal graduadas e inadequadas para seu emprego como material de base. Contudo, essas areias estabilizadas com ligante asfáltico podem ser utilizadas como camadas de base ou “*binder*” em vias com volume de tráfego moderado, para mitigar a ausência de agregados de melhor qualidade.

Segundo Potts et al. (1980), a experiência do uso de bases de areia asfalto usinada a quente, no Estado da Flórida (Estados Unidos), foi bastante satisfatória por muitos anos. No Estado de Carolina do Sul, a mistura de AAUQ também mostrou bom comportamento, tanto em revestimentos como em camadas de bases de pavimentos (WALKER e HICKS, 1976).

Krukar e Cook (1970) desenvolveram um estudo, entre os anos de 1968 e 1969, em uma pista experimental construída na Universidade Estadual de Washington (*Washington State University, U.S.A.*) para avaliar três tipos de bases de pavimento:

- a) concreto asfáltico usinado a quente;
- b) agregado graúdo britado;
- c) areia asfalto usinada a quente (AAUQ).

A areia utilizada na base de AAUQ era proveniente de um depósito glacial e foi estabilizada mediante a adição de 5% de ligante asfáltico com 85-100 (1/10) mm de penetração. Essa mistura foi compactada até alcançar espessuras de 51, 102, 153 e 204 mm, sobre um subleito argiloso siltoso e sob um revestimento de concreto asfáltico de 75 mm de espessura.

De modo geral, a base de concreto asfáltico usinado a quente apresentou o melhor comportamento mecânico entre as bases avaliadas, para todas as espessuras, seguida da base de areia asfalto usinada a quente; isto é, a mistura de AAUQ teve um melhor desempenho estrutural do que a base construída com agregado graúdo britado. Krukar e Cook (1970), com base nos resultados obtidos, garantem que as misturas de AAUQ podem ser empregadas na construção de bases de pavimentos de baixo e médio volume de tráfego. Os autores salientam que se a mistura for projetada adequadamente e construída com as técnicas apropriadas, poderia ser empregada até em bases de rodovias principais com desempenho mecânico satisfatório.

Barksdale (1980) realizou uma série de observações de campo acerca do uso de areia asfalto usinada a quente em quatro Estados do Sudeste dos Estados Unidos: Flórida, Georgia, Maryland e Carolina do Sul. O autor destaca o sucesso do emprego da mistura de AAUQ como base de pavimentos, seja em estradas de baixo volume de tráfego, seja em rodovias de tráfego pesado intenso.

Também, Walker e Hicks (1976) afirmam que as misturas do tipo AAUQ podem ser empregadas na construção de camadas de base, com espessuras de 100 a 150 mm, para

pavimentos submetidos a tráfego de caminhões pesados e até em revestimentos de vias rurais e residenciais de tráfego leve. Contudo, Potts et al. (1980) salientam a necessidade de subleitos com boa capacidade de suporte para a construção de bases de AAUQ, assim como drenagem adequada para obter estruturas de pavimentos duráveis.

No Paquistão, a areia asfalto usinada a quente foi utilizada na construção de bases e sub-bases na estrada que liga Naukot a Mithi, com o propósito de reduzir os custos de construção através do aproveitamento do material existente naquela região desértica. Segundo Haider (1987), a mistura de AAUQ substituiu satisfatoriamente os materiais convencionalmente utilizados nestas camadas.

Para Fatani e Sultan (1982), o emprego da mistura de AAUQ na construção de bases de pavimentos pode representar uma redução significativa dos custos, em regiões com carência de agregados pétreos graúdos. Outro benefício é a preservação de agregados minerais de alta qualidade para outra finalidade e a redução de impactos ambientais causados pela exploração nas áreas de empréstimo.

Segundo Al-Abdul Wahhab e Asi (1997), a estabilização de areia com ligante asfáltico para seu emprego em camadas de bases de pavimentos se popularizou devido às boas características do material resultante, com relação à sua resistência mecânica, à ação deletéria da água e ao confinamento.

Vale notar que alguns estudos (SILVEIRA, 1999; PRADO e SÓRIA, 2003) avaliaram a possibilidade de estabilizar areias através da adição de emulsão asfáltica, isto é, realizar a mistura e a compactação a frio. Os autores concluíram que a areia emulsão é difícil de compactar e os resultados obtidos nos ensaios mecânicos de interesse à engenharia rodoviária não foram satisfatórios. Para Al-Abdul Wahhab et al. (1987), a estabilização de areias com emulsão asfáltica não é suficiente, já que a mistura resultante é bastante instável.

3.2.3.3. Algumas características da mistura de areia asfalto usinada a quente

A mistura do tipo areia asfalto usinada a quente foi pesquisada principalmente nas décadas de 1970 e 1980 nos Estados Unidos e no Oriente Médio. A escassa bibliografia, referente à AAUQ, se concentra principalmente no período em que a metodologia Marshall era predominante nas pesquisas relacionadas às misturas betuminosas. Assim, os principais critérios de dosagem e parâmetros mecânicos são baseados nessa metodologia.

Apesar do emprego da mistura de AAUQ no Brasil datar da década de 1950, só nos últimos anos algumas pesquisas têm sido realizadas para incentivar seu emprego na construção de revestimentos e bases de pavimentos, principalmente nas regiões com carência de agregados graúdos, como é o caso do Nordeste e Norte do país.

A seguir, são citados alguns parâmetros usualmente utilizados para avaliar as misturas de areia asfalto usinada a quente, tanto em pesquisas desenvolvidas nos Estados Unidos e no Oriente Médio, como no Brasil.

a) Parâmetros Volumétricos

A porcentagem de volume de vazios (V_v) é usualmente utilizada como parâmetro de controle na compactação de misturas betuminosas. Para misturas comuns, do tipo concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ), o valor do V_v é usualmente fixado em 4% para garantir uma mistura com características adequadas para seu emprego em revestimentos de pavimentos (ET-DE-P00/027, DER-SP, 2005).

O volume de vazios normalmente obtido nas misturas do tipo AAUQ é muito maior do que o das misturas CBUQ. A Norma DNIT 032/2005-ES especifica que as misturas de areia asfalto usinadas a quente devem apresentar V_v de 3 a 8%, para seu emprego em revestimento, base, regularização ou reforço do pavimento. Contudo, os resultados obtidos por diversos autores mostram que esse volume de vazios é difícil de alcançar, principalmente por causa do alto volume de vazios da areia natural decorrente da granulometria uniforme do agregado. Segundo Walker e Hicks (1976), o Instituto de Asfalto dos Estados Unidos limita o V_v entre 3 e 18%, baseado na boa experiência registrada no sudeste norte-americano.

No Estado de Oklahoma (EUA), por exemplo, pavimentos com bases de AAUQ com V_v elevado, de 17 a 24%, foram construídos na década de 1950 e 1960 satisfatoriamente (HARTRONT, 1967).

Segundo Potts et al. (1980), as bases de AAUQ poderiam ser consideradas inadequadas em função do elevado volume de vazios. Contudo, a experiência desses autores, na construção de bases de areia asfalto usinada a quente com V_v de 9,7 a 15,6%, mostra que este parâmetro não é o melhor indicador de controle da mistura, desde que sua aplicação seja em bases de pavimentos.

Harris et al. (1983) desenvolveram um estudo de estabilização de bases de areia eólica fina através da incorporação de ligante asfáltico, para seu emprego na construção da estrada entre Baiomori e Gashua (Nigéria). O V_v das misturas empregadas na construção da via foi superior a 10%, e avaliações realizadas depois de quatro anos da construção da estrada de 55 km, indicaram resultados considerados satisfatórios.

O volume de vazios das misturas de AAUQ pode ser reduzido através do acréscimo de alguns materiais como: pó de pedra, cal hidratada, cimento Portland, cinzas volantes, gipsita, enxofre e combinações entre estes. Segundo Walker e Hicks (1976), a adição de maiores teores de ligante asfáltico também reduz o V_v das misturas de AAUQ, a adição de 1% de ligante asfáltico reduz aproximadamente 2% o volume de vazios na mistura. Contudo, o emprego de materiais adicionais e elevados teores de ligante asfáltico podem representar incremento nos custos da mistura, reduzindo seus benefícios econômicos.

Aldigueri (2001) utilizou o método Marshall para determinar o teor ótimo de ligante asfáltico em misturas do tipo AAUQ. O autor observou que este método não permitiu obter nenhuma mistura que atendesse às especificações recomendadas pelo DNIT, já que todas apresentaram valores de V_v superiores a 10%.

Para Walker e Hicks (1976), o elevado valor de V_v nas misturas do tipo areia asfalto usinada a quente não é crítico, desde que a mistura seja utilizada como material componente de bases de pavimentos. Por outro lado, o elevado volume de vazios nas misturas de AAUQ não representa uma alta permeabilidade do material (AKILI, 1983).

b) Parâmetros de resistência mecânica

Como citado anteriormente, a maioria das pesquisas realizadas com misturas de areia asfalto usinada a quente são baseadas no método Marshall. Assim, os parâmetros de estabilidade e fluência são os mais empregados por diversos autores e agências rodoviárias para caracterizar o material e para efeito de comparação. Contudo, alguns estudos têm avaliado propriedades menos empíricas, como o módulo de resiliência (MR) e resistência à tração (RT).

Por exemplo, Walker e Hicks (1976) realizaram ensaios de carga repetida em corpos de prova (CP) cilíndricos de 104 mm de diâmetro e 165 e 190 mm de altura, para obter valores de módulo de resiliência de misturas de AAUQ com ligante asfáltico com penetração de 61 (1/10) mm. Nos ensaios foi aplicada uma tensão desviatória axial no CP, mas não foi aplicada

nenhuma tensão confinante. O MR das misturas oscilou de 580 MPa, para $\sigma_d = 414$ kPa, até 1700 MPa, para $\sigma_d = 138$ kPa. Assim, os autores realçam a dependência do valor de MR das misturas de AAUQ com relação à tensão desvio aplicada. Ainda nesse trabalho é recomendado utilizar as misturas de areia asfalto usinada a quente em bases de pavimentos submetidas a tensões desvio inferiores a 200 kPa.

O valor de módulo de resiliência da mistura de AAUQ também pode ser obtido através da compressão diametral de corpos de prova cilíndricos moldados no compactador Marshall. Aldigueri (2001), por exemplo, utilizou esta técnica para obter o módulo de resiliência (a 25° C) de misturas de AAUQ compostas por areia de rio e três tipos de ligantes asfálticos: CAP 50/60, CAP 30/45 e um ligante modificado por asfaltita com penetração de 25 (1/10) mm. O MR das misturas com 8, 9 e 10% de CAP 30/45 e 2% de cal hidratada oscilaram entre 2.400 e 3.000 MPa. Nesse trabalho notou-se que a variação do teor do ligante asfáltico nas misturas não afetou significativamente os valores de módulo de resiliência. Para o autor, as características do agregado, relacionadas à granulometria e forma, são os fatores que mais influem nos valores de módulo de resiliência.

Aldigueri (2001) também avaliou a susceptibilidade térmica das misturas de AAUQ, para seu emprego em revestimentos de pavimentos, através do ensaio de resistência à tração por compressão diametral executado em três temperaturas: 11, 25 e 35° C. Segundo o autor, as misturas com ligante asfáltico mais consistente (modificado por asfaltita) apresentam menor susceptibilidade térmica que as misturas com ligantes asfálticos convencionais, CAP 50/60 e CAP 30/45. A resistência à tração, a 25° C, oscilou entre 0,96 e 1,24 MPa, nas misturas com ligante asfáltico modificado por asfaltita. Para o autor, esses valores são considerados satisfatórios e compatíveis com os valores obtidos normalmente em misturas de concreto asfáltico convencional do tipo CBUQ.

Al-Abdulwahhab et al. (1987), também utilizaram o compactador Marshall, com 75 golpes por face, para moldar corpos de prova de areia estabilizada com emulsão asfáltica, agregado fino britado e cimento Portland. Os corpos de prova foram curados no molde de compactação por 12 horas em estufa a uma temperatura de 38° C; depois foram desmoldados e curados por mais 12 horas nas mesmas condições. O ensaio de MR por compressão diametral mostrou que o incremento do valor do módulo de resiliência deve-se principalmente à adição de cimento Portland nas misturas. Misturas com 8% de emulsão asfáltica, 25% de agregado fino britado e

1,5% de cimento Portland apresentaram módulos de resiliência, a 25° C, próximos a 6.500 MPa.

Ainda, Al-Abdulwahhab et al. (1987) realizaram um estudo de susceptibilidade térmica nas misturas de areia emulsão através da execução do ensaio de resistência à tração por compressão diametral em diversas temperaturas. De maneira geral, os autores notaram que o valor de RT diminui com o incremento da temperatura. Por exemplo, a composição com 8% de emulsão asfáltica, 25% de agregado fino britado e 1,5% de cimento Portland apresentou valores de resistência à tração em torno de 310 kPa, a 40° C, e 480 kPa, a 25° C. Já a mistura de areia e emulsão asfáltica sem aditivos apresentou resistência a tração muito baixa, aproximadamente 130 kPa, a 25° C. Assim, esse estudo mostra que o emprego de emulsão asfáltica para estabilizar areias demanda o emprego de materiais adicionais que elevam consideravelmente os custos da mistura.

Um novo equipamento (*hollow-cylinder tensile tester*) foi apresentado por Al-Khateeb e Buttlar (2000) para obter algumas propriedades fundamentais de misturas asfálticas a baixas temperaturas, uma delas a resistência à tração. Nesse estudo, um dos materiais avaliados foi uma mistura de areia e ligante asfáltico modificado por polímero (PG 70-34), comumente utilizada nos Estados Unidos como camada intermediária anti-trincamento. A resistência à tração, a -10° C, obtida com esse equipamento foi de, aproximadamente, 4,16 MPa.

Outro tipo de mistura de areia asfalto usinada a quente é a areia estabilizada com espuma asfáltica. O asfalto espuma é utilizado para melhorar sua dispersão na mistura com os agregados, através da injeção de um pequeno volume de água à temperatura ambiente, em um asfalto aquecido, em condições controladas, dentro de uma câmara especialmente desenvolvida para tal propósito (BERNUCCI et al., 2008).

Asi et al. (2002) utilizaram essa técnica para estabilizar areias de duna da região do Golfo Árábico, com e sem adição de 2% de cimento Portland. Os autores ainda compararam os resultados obtidos nessas misturas com misturas do tipo areia emulsão asfáltica. A mistura de areia emulsão com 5% de ligante asfáltico residual foi considerada a mistura com melhores propriedades de modo geral, com MR de 1.500 MPa. Já a mistura de areia espuma asfáltica equivalente apresentou módulo de resiliência de 1.745 MPa. Segundo os autores, os resultados observados nas misturas de areia emulsão asfáltica são satisfatórios, contudo, exibiram um comportamento inferior ao das misturas de areia espuma asfáltica. Ainda Asi et

al. (2002) afirmam que a adição de cimento Portland aumenta consideravelmente a resistência das misturas de areia emulsão asfáltica.

Castelo Branco et al. (2004) compararam as propriedades mecânicas de misturas tipo areia asfalto usinada a quente (AAUQ) dosadas em uma usina do tipo *drum mixer* com os resultados obtidos com compactador Marshall em laboratório. O ligante asfáltico utilizado nessa mistura foi o CAP 50/60 e a areia foi enquadrada na Faixa C do DNER para AAUQ. As misturas moldadas com o compactador Marshall com 8,5% de ligante asfáltico apresentaram valores médios de módulo de resiliência, a 25° C, de 1.700 MPa. Já a resistência à tração dessas misturas, moldadas em laboratório, oscilou entre 0,81 MPa e 1,02 MPa. De maneira geral, os autores notaram que o MR obtido em misturas moldadas em laboratório foi inferior ao MR obtido em CP moldados com a mistura produzida em usina. No caso da resistência à tração, o comportamento foi inverso, os maiores valores de RT foram obtidos nas misturas moldadas em laboratório.

Um estudo sobre o comportamento mecânico de misturas asfálticas do tipo SMA (*stone matrix asphalt*), CA (concreto asfáltico) e AAUQ (areia asfalto usinada a quente) foi realizado por Onofre et al. (2008). As misturas de AAUQ foram compactadas com ligante asfáltico CAP 50/70 no compactador giratório *Superpave*. O módulo de resiliência dessa mistura foi de 1.833 MPa e a resistência a tração foi 0,77 MPa. Nesse estudo também foi realizado o ensaio de módulo complexo para avaliar a rigidez. Os autores notaram que as misturas do tipo AAUQ com 8,5% de ligante asfáltico, a 25° C, apresentam um comportamento mais viscoso em relação às outras misturas, contudo, em temperaturas mais elevadas, perceberam que a mistura tem um caráter mais elástico.

c) Parâmetros referentes à deformação permanente

A deformação permanente é um dos principais defeitos estruturais dos pavimentos flexíveis e pode ser causada pela deformação plástica em qualquer camada do pavimento e também pela densificação dos materiais. Usualmente, os materiais compostos por ligante asfáltico demandam especial atenção para prevenir este defeito. Assim, a deformação permanente das misturas de AAUQ também tem sido estudada tanto em pavimentos construídos com revestimentos e com bases constituídos pela mistura, como em laboratório à luz dos resultados obtidos em diversos ensaios que podem fornecer uma ideia acerca deste defeito.

Barksdale (1980) avaliou a deformação permanente de pavimentos construídos com bases de areia asfalto usinada a quente, principalmente no sudeste dos Estados Unidos, a partir da medida do afundamento de trilha de roda (*rutting*). Usualmente, naquele país, o valor máximo admitido para o afundamento de trilha de roda é de 10 mm para rodovias interestaduais, e 15 mm para rodovias secundárias. Em função do elevado afundamento de trilha de roda observado, de 8 a 15 mm, o autor recomenda realizar mais estudos para minimizar a deformação permanente em projetos que consideram empregar a mistura do tipo de AAUQ.

Alguns autores têm avaliado o emprego de aditivos para reduzir a deformação permanente em misturas de AAUQ. Akili (1983), por exemplo, comparou misturas de areia asfalto usinada a quente com a adição de enxofre, com misturas sem o aditivo. O autor afirma que a incorporação de teores de 5% até 15% de enxofre reduz significativamente a susceptibilidade à deformação permanente de misturas de AAUQ.

Al Juraiban e Jimenez (1983) realizaram um estudo laboratorial com misturas de AAUQ para relacionar o afundamento de trilha de roda no revestimento com o número de aplicações de carga, temperatura e MR do subleito. A areia empregada na mistura era de origem eólica, fina e de granulometria uniforme, passava integralmente na peneira de 0,30 mm de abertura e não continha finos passando na peneira de 0,075 mm de abertura. O ligante utilizado na mistura de AAUQ tinha uma penetração de 60/70 (1/10) mm. O teor ótimo de ligante asfáltico da mistura foi de 14%, obtido no método Marshall, para um volume de vazios de 11,8%. Os resultados obtidos nos ensaios de MR e RT também mostraram que esse teor foi o mais adequado para esse tipo de mistura.

As misturas de areia emulsão asfáltica também foram avaliadas para seu possível emprego como material de pavimentação por Al-Abdulwahhab et al. (1987), na Arábia Saudita. Nesse estudo, os autores concluíram que este tipo de mistura é muito instável em climas de temperatura elevada, principalmente em relação à deformação permanente. Contudo, a adição de agregados finos britados e de cimento Portland melhoraram consideravelmente as características mecânicas das misturas.

No Brasil, Lomonaco e Bernucci (1999) avaliaram o desempenho de misturas de AAUQ através do simulador de tráfego do tipo LCPC (*Laboratoire Central de Ponts e Chaussées*), para verificação do comportamento quanto à deformação permanente. Nesse estudo foi coletada uma areia uniforme, com diâmetro máximo inferior a 1,00 mm, utilizada na Rodovia

Tavares Mostardas (RST-776), no Estado de Rio Grande do Sul. As misturas foram compactadas em formato de placas utilizando dois ligantes asfálticos, um com penetração de 25 (1/10) mm e o outro, modificado por asfaltita, com penetração de 20 mm (1/10) mm. Os teores de ligante asfáltico utilizados foram de 7,0%, para as misturas destinadas ao revestimento asfáltico de pavimentos, e de 4,5%, para as misturas que poderiam ser utilizadas como bases de pavimentos. Os autores ainda adicionaram 3% de cinza volante nas misturas, como fíler artificial, com o objetivo de melhorar o desempenho mecânico das misturas.

Segundo Lomonaco e Bernucci (1999), as placas com 7% de ligante asfáltico apresentaram melhor comportamento do que as placas com 4,5%, em relação ao afundamento de trilha de roda obtido no simulador de tráfego do tipo LCPC. Para os autores, o teor de 7,0% de ligante asfáltico proporciona aos grãos de areia maior coesão, o que representa um aumento na resistência ao cisalhamento. Também foi observado pelos autores que o emprego de ligante asfáltico mais consistente reduz significativamente o afundamento de trilha de roda. Portanto, é recomendável usar este tipo de ligante asfáltico em misturas do tipo AAUQ. Ainda Lomonaco e Bernucci (1999) recomendam utilizar um tratamento superficial sobre o revestimento de AAUQ, com o objetivo de aumentar o atrito pneu pavimento, principalmente na presença de água.

Aldigueri (2001) também utilizou o simulador de tráfego LCPC para avaliar a deformação permanente de misturas do tipo AAUQ com 7,0%, 9,0% e 11,0% de três tipos de ligante asfáltico de diferentes consistências. As misturas com 7,0 e 9,0% de ligante asfáltico apresentaram uma excelente resistência ao afundamento de trilha de roda, enquanto que as misturas com 11,0% tiveram deformação permanente precoce e excessiva, além de escorregamentos de massa. O autor salienta que o emprego de ligantes asfálticos mais consistentes reduz eficientemente o desenvolvimento da deformação permanente, contudo, a variação do teor de ligante asfáltico foi mais influente nas misturas de AAUQ. Ainda Aldigueri (2001) afirma que nas misturas com teor de ligante asfáltico baixo, a deformação permanente tende a ser mais evidenciada pela graduação do agregado do que pelo tipo de ligante asfáltico.

Os ensaios de fluência por compressão uniaxial estática (*creep* estático) e dinâmica (*creep* dinâmico) também são usualmente empregados para avaliar a deformação permanente de misturas asfálticas. Corté et al. (1994), por exemplo, utilizaram estes ensaios para avaliar misturas de concreto asfáltico com quatro tipos de ligante asfáltico: a) 50/70 (1/10) mm; b)

10/20 (1/10) mm; c) 55,5 (1/10) mm (modificado com SBS); d) 52 (1/10) mm (*Shell Multigrade*). Os ensaios de *creep* estático e dinâmico permitiram diferenciar o comportamento das misturas com ligantes asfálticos de diferente consistência, sendo que o ligante mais consistente, com 10/20 (1/10) mm de penetração, foi o que se mostrou mais efetivo para resistir à deformação permanente.

Silveira (1999) também utilizou os ensaios de *creep* estático e dinâmico para avaliar a estabilização de areias com emulsão asfáltica convencional e com emulsão asfáltica modificada por polímero. Contudo, os resultados obtidos nesse estudo foram diferentes dos habitualmente observados, já que as misturas com emulsão asfáltica convencional apresentaram maior resistência à deformação permanente que as misturas com emulsão asfáltica modificada por polímero.

Usualmente, os ensaios de *creep* são realizados em temperaturas elevadas, entre 35° e 60° C. Ye e Zhu (2010) executaram o ensaio de *creep* estático a 45° C, com uma tensão constante de 100 kPa, durante 3600 segundos. O objetivo dos autores foi avaliar o efeito do agregado fino na resistência à deformação permanente em misturas do tipo areia asfalto usinada a quente. Vale notar que nesse estudo foram utilizados corpos de prova de 200 ± 5 g, compactados mecanicamente até alcançar uma altura de 50 ± 1 mm, com 50 mm de diâmetro; depois de compactados, os CP foram armazenados na temperatura de 0° C. No total foram avaliadas oito misturas de AAUQ com diferentes distribuições granulométricas, sendo que a que apresentou melhor comportamento, quanto à deformação permanente, foi a mistura que continha 64% de agregado fino. Os autores ainda afirmam que os parâmetros obtidos no ensaio de *creep* estático (deformação total, recuperação e módulo de fluência) são governados principalmente pelo ligante asfáltico e, em menor grau, pelas características dos agregados, já que as misturas de AAUQ são compostas por agregados rígidos numa matriz asfáltica.

d) Emprego de aditivos na mistura de areia asfalto usinada quente

De modo geral, a estabilização de areia apenas através da adição de ligante asfáltico a quente não é suficiente para seu emprego em revestimentos ou bases de pavimentos. Assim, materiais adicionais são acrescentados nas misturas do tipo areia asfalto usinada a quente com o propósito de melhorar suas propriedades mecânicas.

Muitos estudos têm avaliado, por exemplo, a adição de enxofre para aumentar a estabilidade de misturas de AAUQ. Singh e Al-Ausi (1981) utilizaram enxofre para substituir até 50% do

teor de ligante asfáltico ótimo, obtido através da metodologia Marshall, em misturas de areia asfalto usinada a quente. No estudo foi observado que a incorporação do aditivo provocou um enrijecimento acentuado nas misturas, contudo, essas observações são baseadas apenas nos parâmetros de Estabilidade e Fluência Marshall.

Mazumdar e Rao (1985) também avaliaram a adição de 5% enxofre nas misturas de areia asfalto usinada a quente. Nessas misturas ainda estudaram a adição 5% de cinzas industriais, assim obtiveram composições de areia asfalto enxofre e cinza usinadas a quente. O compactador Marshall foi utilizado para determinar a energia ótima de compactação desse tipo de misturas em função dos parâmetros volumétricos e de Estabilidade e Fluência Marshall e concluiu-se que 10 golpes por face são suficientes para obter uma mistura com estabilidade satisfatória. Apesar da incorporação de finos (enxofre e cinza industrial), o volume de vazios das misturas foi elevado, entre 18 e 22%.

Anos mais tarde, Mazumdar e Rao (1993) estudaram a possibilidade de adicionar maiores quantidades de cinza volante, nas misturas de areia asfalto enxofre usinada a quente. Os resultados mostraram que a adição de 10% de cinza volante reduziu o volume de vazios até valores próximos a 10%. Ainda nesse estudo, foram obtidos valores de resistência à tração por compressão diametral das misturas. Aquelas que não continham cinzas volantes apresentaram RT em torno de 0,40 MPa, já as misturas com 10% de cinzas tiveram valores de resistência à tração de até 0,80 MPa.

Outros pesquisadores também recomendam utilizar agregados finos e grossos para melhorar as propriedades mecânicas das misturas de AAUQ. Segundo Fatani e Khan (1990), a adição desses agregados na granulometria uniforme da areia pode melhorar o atrito e o intertravamento das partículas, aumentando assim a resistência mecânica da mistura. Já para Harris et al. (1983), o acréscimo do teor de finos minerais, que passam na peneira de 0,075 mm de abertura, representa um aumento da estabilidade das misturas de AAUQ.

A cal hidratada também é um aditivo comumente utilizado nas misturas de areia asfalto usinada a quente. Usualmente, a estabilidade, o módulo de resiliência e a resistência à tração aumentam com a incorporação deste aditivo (FATANI e KHAN, 1990; AL-ABDUL WAHHAB e ASI, 1996; ALDIGUERI, 2001). Segundo Onofre et al. (2008), o carbonato de cálcio também pode ser empregado como fíler em misturas de AAUQ.

Na estabilização de areias com emulsão asfáltica, o cimento Portland é utilizado para acelerar o processo de cura da mistura, com o objetivo de alcançar maiores resistências mecânicas. Esse aditivo também pode ser empregado nas misturas de AAUQ utilizadas como revestimento ou em bases submetidas a tráfego pesado intenso.

De modo geral, diferentes estudos mostram que a adição de finos nas misturas de areia asfalto usinada a quente melhora as propriedades mecânicas do material. Nesse sentido, já têm sido pesquisada a adição de materiais como: óxido de ferro, cinzas de altos fornos, cinzas vulcânicas e gipsita (FATANI e KHAN, 1990).

3.3. ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA DOS SOLOS

De modo geral, a estabilização química dos solos se refere ao procedimento no qual um material químico qualquer é adicionado ao solo natural, para melhorar uma ou mais de suas propriedades de interesse à engenharia. Existem diversos aditivos utilizados na estabilização química: agentes cimentantes, modificadores, agentes hidrófugos, agentes retentores de umidade, entre outros.

Os aditivos cimentantes, como a cal hidratada e o cimento Portland, são os mais usados em pavimentação para estabilizar camadas de subleitos, sub-bases e bases. A seguir é tratado com mais detalhe a estabilização de solos com cal hidratada, dada a importância que o assunto representa para esta pesquisa.

3.3.1. Estabilização de solos com cal hidratada

Este método pode ser considerado o mais antigo, já que foi utilizada pelos Romanos para estabilizar o subleito durante a construção da via Ápia. Contudo, naquela época a cal era utilizada no seu estado virgem. A estabilização com cal hidratada, seja para secar, modificar e estabilizar os solos, é uma técnica de construção bem estabelecida e documentada a partir dos anos 1950 e 1960. No decorrer dos anos, diversos métodos de projeto de dosagem e construção têm sido desenvolvidos nos Departamentos Rodoviários de diversos países, de acordo com as necessidades, objetivos, experiências e condições de cada região.

Segundo Baptista (1976), “a estabilização com cal hidratada é um método físico-químico que tem o propósito de melhorar permanentemente as características do solo, aumentar a

resistência à ação da água e incrementar a capacidade de suporte. Os materiais componentes deste método são: a cal, o solo e a água”:

a) Cal

A cal, cal viva (ou virgem) ou óxido de cálcio (CaO), é obtida a partir do aquecimento em fornos especiais, do carbonato de cálcio (pedra calcária natural) até que é expulso o dióxido de carbono (CO_2). Já a cal hidratada ($\text{Ca}[\text{OH}]_2$) resulta do umedecimento da cal viva, para assim obter um material mais seguro e fácil de armazenar. Segundo Baptista (1976), existem dois tipos de cal: a calcítica, que apresenta elevados teores de óxido e hidróxido de cálcio; e a dolomítica, caracterizada por conter algumas impurezas, como o carbonato de magnésio (MgCO_3), usualmente presente entre 35% e 46%. A cal dolomítica pode apresentar um desempenho satisfatório para estabilizar solos reativos, contudo, a fração de magnésio presente provoca reações mais lentas, quando comparadas com a fração de cálcio, (NLA, 2004). O DER-SP (2006), ET-DE-P00/005, recomenda utilizar cal hidratada calcítica com teor mínimo de 50% de cal solúvel ($\text{CaO}+\text{CaOH}_2$), na estabilização de solos.

b) Solos

Os solos com elevado conteúdo de argilas são estabilizados efetivamente com a adição de cal hidratada, especialmente quando as argilas são do tipo montmorilonítica. Contudo, a cal tem pouco ou nenhum efeito quando adicionada a solos orgânicos e a solos com baixo teor de argilas.

De modo geral, as areias não reagem com a adição de cal hidratada devido à ausência de argilo minerais. Porém, misturas de solo areia têm sido estabilizadas com sucesso, de acordo com a natureza dos argilo minerais presentes na mistura (YODER e WITCZAK, 1975). Da mesma maneira, solos com a presença de agregados graúdos podem ser estabilizados com cal hidratada, desde que apresentem quantidades adequadas de argilas reativas à incorporação do aditivo.

c) Água

Na estabilização com cal, normalmente é recomendado utilizar água potável e evitar águas ácidas (INGLES e METCALF, 1972). A água do mar pode ser utilizada nos casos em que não seja utilizado material betuminoso como revestimento do pavimento, já que os sais formam

cristais que dificultam a aderência. As quantidades utilizadas dependem das exigências de compactação, assim como da energia empregada.

3.3.2. Mecanismos de reação do solo com a cal hidratada

Neste tipo de estabilização, a cal hidratada reage com os argilominerais dos solos, com os materiais finos e com algumas partículas pozolânicas presentes, formando um gel insolúvel de silicato de cálcio que cimenta as partículas de solos. A formação desse gel é resultado de diversas reações que se processam em curto e longo prazos. Segundo Ingles e Metcalf (1972), Baptista (1976) e Jung (2008), essas reações são:

a) Intercâmbio iônico

Os argilominerais presentes nos solos, tais como mica, esmectita e clorita, têm superfícies carregadas negativamente devido à substituição isomórfica da estrutura mineral. Usualmente, nessa superfície são encontrados íons metálicos fracos de Mg^{++} , Na^{++} e K^+ que são substituídos pelos cátions fortes de Ca^{++} , ao ser adicionada a cal hidratada no solo. Assim, a ligação entre duas partículas de argila é regida pela carga e tamanho dos íons de cálcio.

O intercâmbio iônico reduz a espessura da dupla camada, como mostra a Figura 3.3, de modo que o solo se torna menos suscetível a mudanças volumétricas na presença de água. A redução da dupla camada transforma a estrutura achatada e paralela das partículas de argila em uma disposição mais aleatória, com contato das bordas dos grãos com as faces de outros grãos. Este processo se inicia durante as primeiras horas da adição da cal hidratada ao solo.

Figura 3.3 – Esquematização do intercâmbio iônico [Jung (2008)]

b) Floculação e aglomeração

A redução da dupla camada, como resultado da troca catiônica, é referida como a floculação. Já os fenômenos de reorganização e disposição aleatória dos grãos são conhecidos como aglomeração. Nesta etapa do processo, os solos mudam de textura devido à aglutinação das partículas, tornando-se um material mais friável e granular, o que implica em uma redução do índice de plasticidade. A floculação e aglomeração acontecem poucas horas após a mistura da cal hidratada e o solo.

c) Reações pozolânicas e cimentantes

A reação entre a sílica e o alumínio do solo com a cal hidratada produz compostos pozolânicos de silicato de cálcio hidratado e aluminato de cálcio hidratado. Esses compostos pozolânicos têm efeito cimentante, similar ao produzido pela hidratação de cimento Portland, e fornecem à estrutura do solo maior rigidez e resistência. As reações pozolânicas acontecem pouco tempo depois da adição da cal hidratada ao solo, mas podem continuar por anos. Algumas características que podem influenciar estas reações são: as propriedades naturais do solo, tipo e teor de cal hidratada utilizada e condições de cura, entre outras.

d) Carbonatação

A carbonatação é um processo associado à adição de cal hidratada aos solos, no qual é originado o carbonato de cálcio (CaCO_3) devido à reação entre a cal e o dióxido de carbono (CO_2) presente na atmosfera. Apesar de ser um processo indesejável durante a estabilização do solo, seus efeitos podem ser negligenciados.

3.3.3. Efeitos da adição de cal nas propriedades dos solos

3.3.3.1. Plasticidade e Granulometria

O índice de plasticidade (IP) é o parâmetro mais comumente utilizado para mensurar as mudanças na consistência dos solos devido aos efeitos físico químicos produzidos pela alteração do conteúdo de água. Segundo diversos pesquisadores, (THOMPSON, 1969; LIMA, 1981; CORRÊA, 1989; YUSUF et al., 2001 e GUNEY et al., 2006), a adição de cal hidratada reduz o IP dos solos, o que implica em uma melhora na trabalhabilidade do material na construção da camada do pavimento, assim como maior facilidade de compactação. Segundo Baptista (1976), a redução do IP é atribuída ao aumento do limite de plasticidade (LP) e à diminuição do limite de liquidez (LL) do solo.

A redução do IP é sensível nas primeiras horas após a adição de cal e, depois de dois ou três dias não acontecem maiores mudanças neste parâmetro. Segundo Herrin e Mitchell (1967), o emprego de cal virgem é mais efetivo na redução do IP do que a adição de cal hidratada.

São vários os fatores que afetam as mudanças na plasticidade do material estabilizado, tais como: o tipo de solo, tipo e teor de cal utilizada e o tempo de cura da mistura. Por exemplo, quanto mais plástico um determinado material é, maior será a redução do índice de plasticidade. Segundo Thompson (1966), quantidades elevadas de óxido de cálcio em alguns tipos de cal hidratada produzem reduções mais efetivas do IP, e essas reduções são mais notórias nos menores teores do aditivo. Isto é, as maiores reduções do índice de plasticidade dos solos é observada nos teores de 1% até 4% de cal hidratada (QUBAIN et al., 2000).

Segundo Basma e Tuncer (1990), a adição de cal hidratada nos solos modifica o tamanho efetivo das partículas e, portanto, altera a classificação do material. Esses autores realizaram estudos em um solo classificado como CH, segundo a USCS (*Unified Soils Classification System*). Depois de 28 dias de cura, o solo tratado com 8% de cal hidratada, reduziu o

conteúdo de partículas de argila de 57% até menos que 2%. Assim, a mistura solo cal, em vez de ser classificada como CH, foi classificada como um solo com comportamento similar a um ML.

3.3.3.2. Propriedades de compactação

As propriedades geotécnicas do solo, de interesse à pavimentação, tais como capacidade de suporte, expansão, resistência, permeabilidade e compressibilidade, são dependentes da umidade e da massa específica nas quais é compactado. De modo geral, o bom comportamento de um material, em serviço, exige determinado nível de compactação, sendo que energias maiores de compactação representam melhores características geotécnicas dos solos.

A adição de cal hidratada altera as características de compactação dos solos, principalmente pela mudança da distribuição granulométrica dos materiais. Segundo o TRB (1987), diferentes autores têm notado que solos estabilizados ou modificados com cal apresentam menor massa específica seca máxima (MES_{max}) que o solo sem cal, para a mesma energia de compactação. Geralmente, para teores elevados de cal, o decréscimo da MES_{max} é mais notório. Segundo Sweeney et al. (1988), a cimentação promovida pela adição de cal desenvolve pontos de contato das bordas com as faces dos grãos do solo, formando uma estrutura do tipo *house of cards* (castelo de cartas, tradução livre), que exige maior energia de compactação.

Em relação à umidade ótima de compactação (w_{ot}), a incorporação de cal incrementa a demanda de água e, quanto maior a porcentagem do aditivo utilizado no solo, maior será a umidade ótima da mistura para saturar as partículas de cal hidratada (SIVAPULLAIAH et al., 1998).

As curvas de compactação (massa específica seca versus umidade), das misturas de solo cal apresentam uma forma mais achatada do que as curvas de compactação dos solos naturais. Esse formato achatado indica a facilidade de alcançar uma MES_{max} em uma faixa maior de umidade. Por outro lado, estas mudanças nas inclinações e picos da curva de compactação podem representar economia significativa de tempo, esforço e energia (ISMAIEL, 2006).

Vale notar que, apesar da MES_{max} dos solos estabilizados com cal hidratada apresentar valores inferiores ao do solo sem cal, a resistência mecânica da mistura solo cal, determinada

através de ensaios de resistência a compressão simples e à tração por compressão diametral, é superior.

De modo geral, os estudos em campo têm demonstrado que camadas de pavimentos construídas com solos estabilizados com cal hidratada apresentam menor sensibilidade a variações na umidade de compactação, quando comparadas com as compostas de solos sem cal (NLA, 2004).

3.3.3.3. Índice de Suporte Califórnia (ICS) ou *Califórnia Bearing Ratio* (CBR)

O ensaio de CBR tem sido bastante utilizado no meio rodoviário devido à sua extensa difusão. Porém, este procedimento foi desenvolvido para materiais granulares não cimentados e, por tal motivo, não é recomendado para ser empregado nos solos tratados com cal (TRB, 1987). Apesar disso, muitos pesquisadores têm empregado este ensaio para obter alguma noção do incremento da capacidade de suporte dos solos estabilizados com cal. Segundo Leandro (2005), o ensaio de CBR pode ser utilizado para avaliar o efeito imediato da adição de cal aos solos.

Segundo Thompson (1969), Baptista (1976), Lima (1981), Corrêa (1989) e Leandro (2005), o valor de CBR aumenta com a adição de cal, independentemente da cura ou da reatividade dos solos. De modo geral, os solos estabilizados com cal, compactados e imersos logo após a compactação durante 96 horas, apresentam valores de até três vezes maiores que do solo sem cal.

Usualmente, os solos estabilizados com cal apresentam valores elevados de CBR, superiores a 100%, não adequados para o dimensionamento de estruturas de pavimentos, nas metodologias que empregam este parâmetro. Algumas agências recomendam fixar o CBR máximo, para misturas solo cal, em 15% (NAASRA, 2008). Nesse sentido, a AASHTO (1993) recomenda substituir o ensaio de CBR pelo ensaio triaxial cíclico para obtenção do Módulo de Resiliência (MR), para caracterizar os materiais utilizados na construção de pavimentos.

Nos casos em que o ensaio de CBR não é realizado, resulta indispensável a determinação da expansão ou variação volumétrica dos materiais estabilizados com cal hidratada. A adição de cal a solos expansivos reduz consideravelmente o potencial de variação volumétrica do material. Segundo a *National Lime Association* (NLA, 2004), a estabilização de alguns solos com cal representou a redução de expansões a valores inferiores a 0,1%. Sweeney et al.

(1988), por exemplo, reduziram a expansão de solos argilosos muito plásticos de 12% até 0,5%, com adição de apenas 0,5% de cal hidratada.

3.3.3.4. Resistência à compressão simples

O ensaio de compressão simples é comumente utilizado para obter parâmetros de resistência de solos estabilizados com aditivos cimentantes como cimento Portland e cal hidratada, entre outros. Embora este ensaio não represente da melhor maneira as condições reais de campo, é um dos mais utilizados nos laboratórios rodoviários para quantificar o ganho de resistência à compressão simples (RCS) das misturas do tipo solo cal. Thompson (1966), por exemplo, utilizou a RCS para determinar a reatividade dos solos à adição de cal hidratada. Segundo esse autor, ganhos substanciais neste parâmetro indicam reatividade dos solos à presença de cal hidratada.

Segundo Jung e Bobet (2008), existem três fatores que influenciam diretamente o ganho de resistência à compressão simples das misturas solo cal:

- a) a reatividade do solo;
- b) o teor e o tipo de cal;
- c) o tempo e as condições de cura.

O solo deve ser reativo à presença de cal para aumentar sua resistência, isto é, a alumina e a sílica devem se encontrar em estado livre para reagir com os cátions de cálcio. Também a qualidade e a quantidade de cal utilizada nas misturas influenciam diretamente na ligação entre os grãos do solo. Já o tempo de cura necessário para ativar as reações pozolânicas depende da mineralogia do solo e da presença de outros compostos no solo que possam interferir no processo das reações.

De modo geral, a adição de cal hidratada a solos finos aumenta a resistência à compressão simples. Esse incremento na resistência é atribuído às reações pozolânicas que se sucedem em curto e médio prazos após a compactação, e que podem se estender por longos períodos, inclusive anos. Embora o aumento da resistência aconteça mais lentamente com a cal hidratada do que com o cimento Portland, as misturas de solo cal, após anos, podem alcançar RCS de 7.000 kPa até 10.000 kPa (NLA, 2004).

A experiência mostra que o valor máximo de resistência à compressão simples é obtido para um teor ótimo de cal hidratada determinado em laboratório. Teores superiores ao ótimo não representam ganhos significativos na RCS das misturas e, em alguns casos, reduzem a resistência. Para Molina et al. (2004), são necessárias apenas pequenas quantidades de cal hidratada para estabilizar os finos presentes nos solos, e quantidades superiores podem induzir à redução da resistência da mistura. Já Solanki et al. (2010) explicam que o excesso de cal hidratada, isto é, aquela parte do aditivo que não reage com o solo, tem um comportamento semelhante ao de um fíler de baixa resistência, resultando em uma mistura com resistência inferior.

Segundo Locat et al. (1990), a estabilização com cal hidratada aumenta significativamente a coesão dos solos com o tempo de cura, e esse incremento é refletido no ganho de resistência à compressão simples. Esses autores avaliaram a incorporação de 4% de cal hidratada a solos argilosos do Canadá e notaram que após 100 dias de cura, a RCS aumentou até 1.000%, até alcançar valores próximos de 1,0 MPa. Para os autores, o tempo de cura é um fator determinante no incremento da resistência das misturas solo cal.

Também tem sido estudado o envelhecimento dos solos estabilizados com cal hidratada, isto é, o tempo transcorrido entre a mistura dos materiais e a compactação. Christensen (1969) avaliou misturas de solo cal envelhecidas por 24 horas e notou que este tempo é desfavorável para o incremento da resistência. O autor observou que as misturas que foram submetidas a este condicionamento apresentaram RCS inferiores, quando comparadas com os materiais que foram compactados imediatamente após a mistura da cal hidratada com o solo. Contudo, Sweeney et al. (1988) afirmam que o envelhecimento não é prejudicial na resistência das misturas de solo cal, desde que sejam utilizados teores de cal hidratada inferiores a 2%.

Outro parâmetro que afeta diretamente o aumento da resistência dos solos estabilizados com cal hidratada é a temperatura durante o tempo de cura. Segundo Jung (2008), nos solos considerados de granulometria fina ou solos coesivos, os maiores aumentos da resistência são obtidos nas temperaturas maiores. Já as areias apresentam aumento constante ao longo de todos os intervalos de temperatura. De modo geral, o autor afirma que temperaturas elevadas facilitam as reações entre o solo e a cal hidratada.

O critério de utilização de solos estabilizados com cal na construção de camadas de bases e sub-bases de pavimentos baseia-se, usualmente, na resistência à compressão simples. Os

valores mínimos estabelecidos para este parâmetro variam segundo as agências responsáveis pelo projeto e construção de estradas. Por exemplo, o Procedimento Illinois apresentado no *State of the Art 5 – Lime Stabilization* (TRB, 1987), estabelece para camadas de base de pavimentos o valor mínimo de RCS de 1.030 kPa, após 28 dias de cura, e para sub-bases recomenda valores de RCS superiores a 690 kPa. Para a *National Lime Association* (2004), as sub-bases devem apresentar resistência à compressão simples maior que 700 kPa, e as bases devem ter RCS superiores a 1.400 kPa, aos 28 dias de cura.

3.3.3.5. Resistência à tração por compressão diametral

De maneira geral, as misturas solo cal, constituintes de camadas estruturais de pavimentos, exibem um comportamento típico de placa devido à elevada resistência e rigidez. Dessa forma, as pressões transmitidas pela ação do tráfego são reduzidas, gerando tensões de flexão consideráveis na própria camada estabilizada. Assim, é necessário conhecer o comportamento à tração dos solos estabilizados com cal.

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RT) é considerado um parâmetro adequado para determinar as tensões de tração de misturas solo cal (*National Lime Association*, 2004). Segundo Thompson (1966), a resistência à tração por compressão diametral (RT) pode ser relacionada com a resistência à compressão simples (RCS), da seguinte maneira: $RT = 0,13 \times RCS$; por outro lado, o TRB (1987) recomenda a relação: $RT = 0,25 \times RCS$. Vale notar que essas correlações são empíricas e se aplicam apenas a solos desses estudos.

Assim como acontece na RCS, a resistência à tração por compressão diametral (RT) dos solos finos aumenta com a adição de cal. Este incremento é também atribuído às reações pozolânicas que acontecem em curto e longo prazos e são influenciadas pelo tipo de solo, pela quantidade e tipo de aditivo adicionado no solo e pelo tempo de cura da mistura solo cal.

3.3.3.6. Módulo de Resiliência

A maioria dos estudos utilizam ensaios considerados estáticos para avaliar a resistência das misturas de solo cal, tais como CBR, RCS, RT, entre outros. Contudo, poucos pesquisadores têm investigado as características de solos estabilizados com cal hidratada sob a ação de carregamento cíclico.

As propriedades de rigidez ou resiliência das camadas do pavimento definem a eficiência dos materiais empregados para distribuir as tensões resultantes do carregamento cíclico ou dinâmico no sistema estrutural. Portanto, segundo a AASHTO, o módulo de resiliência deve ser considerado como uma propriedade fundamental no processo de dimensionamento de pavimentos. O módulo de resiliência é determinado em laboratório através do ensaio triaxial cíclico, para materiais rodoviários componentes das bases, sub-bases e subleitos.

Como descrito em itens anteriores, a adição de cal hidratada a solos finos melhora substancialmente a resistência dos solos através das reações pozolânicas, que ocorrem em curtos e longos períodos de tempo. De modo geral, o aumento da resistência acontece em concomitância com o enrijecimento da mistura, mudando sua relação tensão deformação. Segundo Little (1999), as misturas do tipo solo cal apresentam maior resistência à tensão desviatória e são mais resistentes à deformação permanente. Assim, a rigidez dos solos estabilizados com cal é de 10 a 25 vezes maior que a dos solos sem o aditivo.

Usualmente, o comportamento mecânico das camadas de pavimentos pode ser considerado como não linear elástico, dependente do estado de tensões. Assim, para Little (1999), é mais realista e prático caracterizar a camada do pavimento avaliada em termos de Módulo de Resiliência (MR). Vale notar que, em bases, sub-bases e subleitos, este parâmetro é dependente do estado de tensões, da temperatura, do grau de compactação, do teor de umidade e da duração do carregamento.

Segundo Thompson (1966), McDonald (1969) Neubauer e Thompson (1972) e Qubain et al. (2000), a adição de teores de 4% e 6% de cal hidratada aumentam imediatamente o módulo de resiliência dos solos em até 300%, quando comparados com os solos naturais. Já nos casos em que foi avaliado o tempo de cura elevado, a adição de cal hidratada incrementou o módulo até em 1.000%.

Para Achampong et al. (1997), os solos classificados como ML e CL segundo a USCS, são os que apresentam maiores incrementos no valor de módulo de resiliência com a adição de cal hidratada. Esses autores realizaram o ensaio triaxial cíclico em misturas de solos do tipo CL e ML estabilizados com teores de 2 a 6% de cal hidratada. As misturas foram compactadas no equipamento miniatura tipo Harvard, com dimensões de 31,75 mm de diâmetro e 69,85 mm de altura. Os resultados mostraram que, mesmo pequenas quantidades de cal hidratada (2% e

3%), aumentaram consideravelmente os valores de módulo de resiliência. Os autores ainda salientam que o incremento da tensão desvio no ensaio triaxial cíclico reduz o valor do MR.

Little (1999) também utilizou o ensaio triaxial cíclico para obter uma estimativa do valor do módulo de resiliência em laboratório, de misturas estabilizadas com cal hidratada. As misturas apresentaram valores de MR de 210 a 400 MPa, após cinco dias de cura em câmara condicionada a 38° C.

As características mecânicas de um solo laterítico estabilizado com cal foram estudadas por Lovato (2004). Nesse estudo, o autor investigou em laboratório o efeito da adição de cal calcítica e cal dolomítica (em teores crescentes de 3%, 4% e 5%), nas propriedades resilientes do solo laterítico, com o objetivo de utilizar os materiais resultantes em camadas de pavimentos semi-rígidos. Os valores de MR obtidos com a adição 3% de cal calcítica após 56 dias de cura foram superiores a 5.000 MPa e, com a adição de 3% de cal dolomítica, o MR registrou valores próximos a 1.600 MPa.

Solanki et al. (2010) avaliaram o efeito da incorporação de 3, 6 e 9% de cal hidratada nas propriedades resilientes de quatro solos argilosos com MR próximo de 100 MPa. A adição de 3% de cal aumentou o MR até alcançar valores próximos de 700 MPa, nos quatro solos. Já a adição de 6% e 9% de cal não representou um aumento do módulo de resiliência proporcional ao incremento do aditivo, sendo os valores de MR dessas misturas similares aos obtidos nas misturas com 3% de cal.

Já que o ensaio triaxial cíclico é executado em laboratório, surge o questionamento sobre a representatividade do ensaio em relação às condições de campo. Como alternativa às estimativas realizadas em laboratório, alguns autores recomendam realizar retroanálise nos dados obtidos em ensaios de campo, como o FWD (*Falling Weight Deflectometer*) e o DCP (*Dynamic Cone Penetrometer*), para assim obter valores mais reais de módulo de resiliência. Thompson e Figueroa (1980) e Biczysko (1996), através desses equipamentos, obtiveram valores de MR de 210 até 3.500 MPa em subleitos de estradas estabilizados com cal hidratada, nos Estados Unidos. Para Little (1999), esses valores de MR são considerados efetivos em termos de distribuição de tensões e auxiliam na redução da deformação total do pavimento.

Jung et al. (2008) também utilizaram o FWD para avaliar sete rodovias construídas com bases, sub-bases ou subleitos de solos estabilizados com cal, no Estado de Indiana, Estados

Unidos. Os pavimentos avaliados estavam em serviço havia 5 e 10 anos, no momento em que foram estudados por esses pesquisadores. Os resultados da retroanálise mostraram que o módulo de resiliência era de 4 a 11 vezes maior do que o MR dos solos naturais. Os valores de módulo variaram entre 96 MPa e 1.960 MPa, segundo a camada avaliada, desde bases até subleitos. Os autores salientam que se esse incremento na rigidez tivesse sido incluído no dimensionamento dos pavimentos, poderiam ser construídas estruturas com espessuras inferiores.

3.3.3.7. Durabilidade

A durabilidade de um material pode ser definida como a capacidade de manter sua integridade estrutural sob as condições a que é exposto. Os principais fatores que atuam e afetam a durabilidade dos materiais rodoviários são as condições ambientais, dadas pelas variações de temperatura e umidade, e as solicitações de carga, representadas pelo tráfego veicular.

Os materiais cimentados têm sido testados de diversas maneiras, tanto em laboratório como em campo, com o objetivo de avaliar sua durabilidade em relação aos efeitos do clima. Assim, usualmente no laboratório são utilizados os parâmetros de perda de resistência ou rigidez dos materiais, decorrentes da aplicação de ciclos de molhagem e secagem, ou ciclos de congelamento e degelo.

Para Diamond e Kinter (1962), o tratamento de solos argilosos com pequenos teores de cal hidratada, acompanhado de uma apropriada compactação e tempo de cura necessário, resulta em um material altamente cimentado com excelente capacidade de suporte e resistência à ação deletéria da água. As observações de campo realizadas por Qubain et al. (2000) mostram que os benefícios da estabilização de solos argilosos com cal hidratada podem ser conservados por períodos de 20 a 40 anos.

A avaliação da redução do valor de resistência à compressão simples, pela imersão em água dos corpos de prova, é uma técnica muito utilizada por diversos pesquisadores como parâmetro para aquilatar a durabilidade de materiais cimentados (LITTLE, 1999; BHATTACHARJA e BHATTY, 2003; MOLINA et al. 2004; LEANDRO, 2005). De maneira geral, os resultados destes estudos mostram que a ação deletéria da água nas misturas do tipo solo cal demanda especial atenção. Little (1999), por exemplo, afirma que se os ciclos de molhagem e secagem acontecem depois que as reações pozolânicas ocorreram, a resistência à

compressão simples é reduzida apenas em torno de 10%. Entretanto, se a mistura é submetida aos ciclos de molhagem e secagem antes que as reações pozolânicas sejam desenvolvidas, o efeito prejudicial no solo estabilizado com cal pode ser mais significativo, podendo alcançar perdas de até 40% da RCS.

Kennedy et al. (1987) avaliaram a efetividade da cal hidratada e do cimento Portland na estabilização de três argilas no Estado de Texas, Estados Unidos. Os solos foram estabilizados com 4% de cal hidratada e, aos 28 dias de cura apresentaram RCS em torno de 2.500 kPa, e após imersão a resistência foi reduzida para 2.200 kPa. De modo geral, os autores concluíram que nos solos altamente plásticos o emprego de cal hidratada é muito mais efetivo do que o cimento Portland, principalmente em relação à durabilidade das misturas.

A distribuição do tamanho dos grãos também afeta diretamente a conservação da resistência das misturas de solo cal. No estudo realizado por Petry e Wohlgemuth (1989) notou-se que os materiais com granulometrias mais finas são os que apresentam maior resistência à ação deletéria da água.

Outros ensaios também são utilizados para avaliar o efeito prejudicial da água nos materiais rodoviários. Graves et al. (1988), por exemplo, utilizaram o LBR (*Limerock Bearing Ratio*), uma variação do CBR muito utilizado no Estado da Flórida, para avaliar misturas de areia e calcita estabilizadas com 1% de cal hidratada. Os corpos de prova utilizados neste ensaio foram imersos em água durante 60 dias. Os autores concluem que as misturas com até 60% de areia apresentaram um incremento na capacidade de suporte de até 450%, após imersão durante 60 dias.

4. MISTURAS DE SOLO AREIA E SOLO AREIA CAL

A composição de misturas de areia de fundição residual com solos argilosos, com ou sem a adição de cal hidratada, é uma das alternativas para reaproveitar o resíduo na construção de bases e sub-bases de pavimentos. Este capítulo apresenta os materiais, os métodos e os ensaios empregados nesta pesquisa para compor as misturas de solo areia e solo areia cal. As propriedades das misturas, de interesse à engenharia rodoviária e determinadas através de diferentes ensaios mecânicos, são também apresentadas neste capítulo para facilitar a leitura do trabalho.

4.1. MATERIAIS

4.1.1. Areia de fundição Residual

A areia de fundição residual (AFR) utilizada nesta pesquisa foi fornecida pela siderúrgica DEDINI, localizada na Cidade de Piracicaba, Estado de São Paulo. Essa empresa utiliza a técnica de moldagem em areia de macho com adição de resina furânica, na confecção dos moldes para fundição de peças. Vale destacar que o resíduo coletado tinha sido preparado para possível reutilização em massas asfálticas já que no momento da coleta existia uma empresa credenciada para reaproveitar o resíduo, portanto, peças graúdas e resíduos metálicos já tinham sido removidos pela siderúrgica.

No ano 2008, a DEDINI produziu aproximadamente 27.000 toneladas de peças fundidas, para isso, empregou cerca de 29.000 toneladas de areia reciclada e 26.000 toneladas de areia virgem, (DEDINI, 2008). Esses dados comprovam que a empresa utiliza aproximadamente uma tonelada de areia virgem para produzir uma tonelada de peças fundidas.

A AFR coletada é um material não plástico e pode ser classificada como A-3 segundo a AASHTO M -145. A Figura 4.1 apresenta a distribuição granulométrica da areia de fundição residual, na qual é notada a sua uniformidade, característica requerida pelas siderúrgicas para o acabamento das peças metálicas.

Figura 4.1 – Distribuição granulométrica da areia de fundição residual DEDINI

4.1.2. Solos

Um dos objetivos desta pesquisa foi avaliar a possibilidade de reaproveitar a areia de fundição residual em misturas do tipo solo areia e solo areia cal, para seu emprego em bases e sub-bases de pavimentos. Como foi citado no capítulo anterior, as misturas do tipo ALA (argila laterítica com areia) apresentam propriedades adequadas para serem utilizadas nessas camadas. Assim, foi coletado um solo LG' (Laterítico Argiloso) segundo a metodologia MCT para compor as misturas. Também foi utilizado um solo NG' (Não Laterítico Argiloso), com o objetivo de avaliar misturas de areia de fundição residual com solos de comportamento não laterítico e sua possível estabilização com cal hidratada.

Já que a areia de fundição residual utilizada neste estudo é proveniente da região próxima à Cidade de Piracicaba, Estado de São Paulo, procurou-se coletar solos LG' e NG' naquela região. Para determinar a localização de solos com tais características foi utilizada a base de dados fornecida por Takeda (2006). Assim, o solo LG' foi coletado no quilômetro 133 da rodovia SP-147, que liga as cidades de Piracicaba e Limeira; e o solo NG' no quilômetro 150 da rodovia SP-308, conhecida como a Estrada do Açúcar. As localizações das coletas dos materiais são apresentadas na Figura 4.2 e a Figura 4.3 apresenta fotografias obtidas durante a coleta realizada no ano 2009.

Figura 4.2 – Localização da coleta de materiais usados nesta pesquisa [Google Maps]

Figura 4.3 – Coleta de solos LG' e NG' empregados nesta pesquisa

Os solos LG' e NG' foram acondicionados em sacos plásticos para posterior armazenamento no Laboratório de Estradas, do Departamento de Transportes, da Escola de Engenharia de São Carlos. No laboratório, os solos foram homogeneizados, secados ao ar livre e logo depois foram destorroados para passar na peneira de 4,76 mm de abertura. Terminado este processo, foram guardados em sacos plásticos até sua utilização nos ensaios correspondentes.

As principais características dos solos LG' e NG' são apresentadas na Tabela 4.1 e na Figura 4.4. Já as Figuras 4.5 e 4.6, mostram as imagens de microscopia eletrônica de varredura (MEV) com aumento de 3.000 e 10.000 vezes, dos solos LG' e NG', respectivamente.

Figura 4.4 – Distribuições Granulométricas dos solos LG' e NG' deste estudo

Tabela 4.1 – Principais Características dos solos utilizados

SOLO	Laterítico Argiloso (LG')	Não Laterítico Argiloso (NG')
Massa Específica dos Sólidos (g/cm^3)	2,745	2,825
LL (%)	58	46
LP(%)	34	33
IP(%)	24	13
Passante 4,76 mm (%)	100	100
Passante 2,00 mm (%)	100	100
Passante 0,42 mm (%)	100	100
Passante 0,075 mm (%)	96	85
Passante 0,002 mm (%)	60	33
Classificação HRB	A-7-5	A-7-5
Classificação USCS	MH	ML
Coefficiente c'	1,95	1,75
Índice e'	1,02	1,75
Perda por Imersão (%)	60	255

Figura 4.5 – Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) do solo LG' [Takeda (2006)]

Figura 4.6 – Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) do solo NG' [Takeda (2006)]

4.1.3. Cal

A cal utilizada neste trabalho foi cal hidratada do tipo CH-I, esse material foi armazenado em sacos plásticos. Segundo o INMETRO (2004), entre os tipos de cal hidratada CH-I, CH-II e CH-III, o primeiro tipo é considerado como o mais puro, motivo pelo qual foi utilizado nesta pesquisa. Contudo, vale destacar que poderiam ser utilizados os tipos CH-II ou CH-III, desde que o material apresente um teor mínimo de 50% de cal solúvel ($\text{CaO} + \text{CaOH}_2$), de acordo com a recomendação do DER-SP (2006), ET-DE-P00/005.

4.2. MÉTODOS

4.2.1. Planejamento fatorial das misturas solo areia e solo areia cal

Inicialmente foi considerado estudar dois solos argilosos, de classificação LG' e NG', para compor as misturas solo areia e solo areia cal. Assim, o tipo de solo utilizado foi considerado o primeiro fator (A), em dois níveis.

O teor de areia de fundição residual foi o segundo fator (B) no planejamento fatorial, para cinco níveis: 0%, 20%, 40%, 60% e 70%. Já o teor de cal hidratada foi considerado como o terceiro fator (C), em dois níveis, 0% e 3%. O quarto fator estudado foi o tempo de cura (D), considerado em quatro níveis: 0, 7, 28 e 84 dias. A Tabela 4.2 mostra um resumo do planejamento fatorial para o estudo da influência de cada um dos fatores e suas interações nas diferentes propriedades mecânicas avaliadas nesta pesquisa. Vale notar que o fator tempo de cura (D) não foi considerado em todos os parâmetros avaliados.

Tabela 4.2 – Fatores do planejamento fatorial nas misturas solo areia e solo areia cal desta pesquisa

Fator	Nível	Descrição
Tipo de Solo (A)	2	LG' e NG'
Teor de Areia de Fundição Residual (B)	5	0%, 20%, 40%, 60% e 70%
Teor de Cal (C)	2	0% e 3%
Tempo de Cura (D)	4	0, 7, 28 e 84 dias

A influência dos fatores e suas interações nas respostas mecânicas foram analisadas estatisticamente através da análise de variância (ANOVA), para um nível de significância de 95%, através do programa computacional estatístico Minitab 14.

4.2.2. Preparação das misturas solo areia e solo areia cal em laboratório

Os solos e a areia de fundição residual, ambos na umidade natural, foram misturados em laboratório até homogeneização do material nas proporções adequadas para atender ao planejamento fatorial. Posteriormente as misturas foram armazenadas em sacos plásticos de 30 kg, até seu emprego nos ensaios correspondentes.

A cal hidratada foi adicionada nas misturas de solo e areia de fundição residual já preparadas na umidade natural, de acordo com a recomendação do DER-SP (2006), ET-DE-P00/005.

Para facilitar a interpretação e análise dos resultados dos ensaios, as misturas receberam uma nomenclatura específica apresentada na Tabela 4.3. Por exemplo, a mistura LG'+40%, refere-se a uma mistura que tem por matriz o solo LG' com adição de 40% de areia de fundição residual; já a nomenclatura LG'+40%+Cal, indica que na mistura de solo LG' e 40% de areia de fundição residual foi adicionado 3% de cal hidratada.

Tabela 4.3 – Nomenclatura das misturas solo areia e solo areia cal deste estudo

Mistura	Nomenclatura	Matriz (Solo)	Areia de Fundição Residual (%)	Cal Hidratada (%)
Solo Areia	LG'+0%	LG'	0%	0%
	LG'+20%	LG'	20%	0%
	LG'+40%	LG'	40%	0%
	LG'+60%	LG'	60%	0%
	LG'+70%	LG'	70%	0%
	NG'+0%	NG'	0%	0%
	NG'+20%	NG'	20%	0%
	NG'+40%	NG'	40%	0%
	NG'+60%	NG'	60%	0%
	NG'+70%	NG'	70%	0%
Solo Areia Cal	LG'+0%+Cal	LG'	0%	3%
	LG'+20%+Cal	LG'	20%	3%
	LG'+40%+Cal	LG'	40%	3%
	LG'+60%+Cal	LG'	60%	3%
	LG'+70%+Cal	LG'	70%	3%
	NG'+0%+Cal	NG'	0%	3%
	NG'+20%+Cal	NG'	20%	3%
	NG'+40%+Cal	NG'	40%	3%
	NG'+60%+Cal	NG'	60%	3%
	NG'+70%+Cal	NG'	70%	3%

4.2.3. Ensaios

A seguir são apresentados os ensaios realizados nas misturas solo areia e solo areia cal, com o objetivo de avaliar as propriedades de interesse à engenharia de pavimentação. Os resultados obtidos foram utilizados como respostas no planejamento fatorial do experimento.

4.2.3.1. Densidade real dos solos

Este ensaio foi realizado nos materiais naturais e nas misturas solo areia e solo areia cal, segundo o método de ensaio “Solos – Determinação da densidade real” – ME 093/94, do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), atual DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes). Vale notar que este ensaio é considerado acessório para determinar a distribuição granulométrica dos solos e os resultados não foram avaliados estatisticamente.

4.2.3.2. Distribuição granulométrica dos solos

A análise granulométrica dos materiais naturais e das misturas foi realizada de acordo com as recomendações do método de ensaio “Solo - Análise Granulométrica” – ME 51/94, do DNER atual DNIT. O defloculante usado para dispersão das amostras foi o hexametáfosfato de sódio.

Nas misturas solo areia cal, a cal hidratada foi adicionada nas misturas solo areia e, após homogeneização a seco, foi adicionada água necessária para saturar o material. Somente após 24 horas de envelhecimento da mistura foi iniciado o processo de preparação do ensaio de análise granulométrica. Esse procedimento foi adotado já que não foi notado nenhum efeito da adição da cal hidratada no solo, no caso em que o ensaio foi realizado sem esse envelhecimento prévio. A granulometria dos solos e das misturas foi executado com o intuito de obter os parâmetros necessários para classificar os materiais.

4.2.3.3. Limites de consistência

O valor de limite de liquidez (LL) foi determinado conforme o método de ensaio “Solos – Determinação do limite de liquidez – método de referência” ME 122/94, do DNER atual DNIT. Já para o ensaio de limite de plasticidade (LP) foi utilizada como referência a norma “Solo – Determinação do limite de plasticidade” ME 082/94, do DNER atual DNIT. O índice de plasticidade (IP) foi calculado a partir dos resultados obtidos nos ensaios de LL e LP.

Para avaliar o efeito da adição de cal hidratada nas misturas solo areia, foi utilizado o seguinte procedimento. A cal hidratada foi adicionada nas misturas solo areia e, após homogeneização a seco, foi adicionada água necessária para saturar o material. Após 24 horas, a mistura foi destorroada e secada ao ar livre por mais 24 horas. Em seguida o material foi novamente

destorroado para passar na peneira de 0,42 mm de abertura e o material passante foi saturado por mais 24 horas para dar início aos ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade.

Os resultados de distribuição granulométrica e limites de consistência permitiram realizar a classificação das misturas segundo as metodologias do USCS (*Unified Soil Classification System*, ASTM D 2487-06) e da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO M 145).

4.2.3.4. Mini-MCV e perda de massa por imersão

Estes ensaios foram realizados nas misturas solo areia e solo areia cal com o propósito de classificá-las segundo a metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical). O ensaio foi executado conforme os procedimentos recomendados pelo método de ensaio: “Solos compactados em equipamento miniatura – mini-MCV” DNER-ME258/94 e “Solos compactados em equipamento miniatura – Determinação da perda de massa por imersão” DNER-ME 256/94.

As classificações dos materiais naturais e das misturas foram realizadas segundo a norma “Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura” DNER-CLA 259/94.

4.2.3.5. Mini-CBR, expansão e contração

O ensaio de mini-CBR foi executado na energia de compactação intermediária, de acordo com os procedimentos descritos no método de ensaio “Solos compactados em equipamento miniatura – mini-CBR e expansão” DNER-ME 254/94.

Para as misturas solo areia foi determinado o valor de mini-CBR nas seguintes condições: (I) mini-CBR imediatamente após a compactação dos corpos de prova (CP); e (II) mini-CBR após imersão dos CP por 24 horas. A contração foi determinada nos CP utilizados na condição (I) e a expansão foi medida nos CP submetidos à imersão, condição (II).

Nas misturas solo areia cal foram determinados os mesmos parâmetros utilizados nas misturas solo areia. Mas, para avaliar o efeito da adição de cal hidratada, o valor de CBR foi obtido para uma terceira condição: (III) mini-CBR após 24 horas de cura em câmara úmida e imersão

por 24 horas. A expansão também foi medida nos corpos de prova submetidos a este condicionamento.

4.2.3.6. Índice de Suporte Califórnia (ISC)

O ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC) ou CBR (*California Bearing Ratio*) foi realizado somente nas misturas do tipo solo areia, de acordo com as recomendações da norma “CBR” DNER-ME49/94. Os corpos de prova utilizados neste ensaio foram moldados nas condições de umidade ótima e massa específica seca máxima, obtidas no ensaio de mini-CBR na energia intermediária.

4.2.3.7. Compressão simples

O ensaio de compressão simples foi realizado nas misturas solo areia e solo areia cal para determinar a resistência à compressão simples (RCS), segundo a norma “Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – determinação à compressão simples” DNER-ME 180/94. Salienta-se que neste estudo não foi determinado um teor ótimo de cal hidratada, simplesmente foi avaliada a adição de 3% nas misturas solo areia.

Os corpos de prova (CP) utilizados neste ensaio foram compactados estaticamente em três camadas com um macaco hidráulico, nas condições de umidade ótima e massa específica seca máxima, obtidas no ensaio de mini-CBR na energia intermediária. As dimensões dos CP utilizados foram de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Vale notar que os corpos de prova considerados para execução do ensaio deviam apresentar umidade dentro do intervalo $\pm 0,30\%$ da umidade ótima e grau de compactação de $100 \pm 2\%$.

O ensaio de compressão simples foi executado nos corpos de prova nas seguintes condições: (I) condição seca e (II) condição úmida, após 4 horas de imersão. A partir destas duas condições foi possível determinar a perda de resistência e assim ter uma noção da resistência à ação deletéria da água das misturas. Para cada condição avaliada foram utilizados três CP, totalizando seis CP para cada mistura estudada no experimento.

Por outro lado, o fator tempo de cura foi utilizado neste ensaio para avaliar o efeito cimentante da adição de cal hidratada nas misturas. Assim, o ensaio de compressão simples foi realizado aos 0, 7, 28 e 84 dias de cura dos corpos de prova. Para isso, os CP foram

envolvidos com filme plástico PVC (policloreto de vinila) após a compactação e armazenados em câmara úmida durante o tempo necessário.

4.2.3.8. Compressão diametral

O ensaio de compressão diametral foi executado para determinar a resistência à tração por compressão diametral (RT) das misturas de solo areia e solo areia cal. Este ensaio foi realizado de acordo com as recomendações da norma “Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – determinação da resistência à tração por compressão diametral” DNER-ME 181/94.

Neste ensaio foram utilizados três corpos de prova para cada mistura avaliada no experimento, com 100 mm de diâmetro e 80 mm de altura. Os CP foram compactados estaticamente em uma prensa hidráulica em uma única camada nas condições de umidade ótima e massa específica seca máxima, obtidas no ensaio de mini-CBR na energia intermediária. Os critérios de aceitação foram os mesmos utilizados no ensaio de compressão simples.

O fator tempo de cura também foi avaliado na resistência à tração por compressão diametral (RT). O ensaio foi realizado nos corpos de prova curados durante 0, 7, 28 e 84 dias nas mesmas condições que foram utilizadas para o ensaio de compressão simples, citadas no item anterior.

4.2.3.9. Triaxial cíclico

O ensaio de compressão triaxial cíclico foi utilizado para determinar o módulo de resiliência (MR) das misturas solo areia e solo areia cal. Já que a norma DNIT 134/2010 ainda estava na fase de aprovação quando os ensaios foram executados nesta pesquisa, optou-se por usar o procedimento recomendado pela AASHTO, T307 – 99, “*Standard Method of Test for determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials*”. A sequência de tensões utilizadas foram as recomendadas para materiais de bases e sub-bases de pavimentos flexíveis. O equipamento utilizado neste trabalho é detalhado por Klinsky (2008).

Os corpos de prova, nas dimensões de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, foram moldados estaticamente em cinco camadas. Os critérios de aceitação foram os mesmos

utilizados no ensaio de compressão simples. Para cada mistura avaliada no experimento foram moldados dois corpos de prova, e cada CP foi testado no mínimo duas vezes.

O fator tempo de cura também foi avaliado neste ensaio, os corpos de prova foram armazenados nas mesmas condições utilizadas no ensaio de compressão simples e de compressão diametral e testados depois de 0, 7, 28 e 84 dias de compactados.

Os resultados obtidos no ensaio triaxial cíclico fornecem os dados necessários para estimar o módulo de resiliência através de modelos matemáticos constitutivos. Neste estudo foram utilizados cinco modelos matemáticos para a representação dos valores de módulo de resiliência em função das tensões, que são apresentados na Tabela 4.4. O modelo (I), em função da tensão confinante (σ_3), foi proposto por Dunlap (1963) e é mais adequado a materiais que apresentam forte dependência da tensão de confinamento, como os granulares. Moosazadeh e Witczak (1981) propuseram o modelo (II), que considera apenas a tensão desvio (σ_d) na representação do módulo de resiliência; para os autores esse modelo apresenta um desempenho regular nos solos de granulometria fina e com alto conteúdo de argila.

O modelo (III), conhecido no Brasil como modelo composto, é recomendado pela NCHRP 1-28 (1997). Vários autores (Macêdo, 1996; Ferreira, 2002; Medina e Motta, 2005, Klinsky e Fabbri, 2009; Solanki et al., 2010) consideram que esse modelo, que inclui tanto a tensão desvio (σ_d) como a tensão confinante (σ_3), apresenta um bom ajuste na representação do módulo de resiliência, independente da distribuição granulométrica do material avaliado.

O Guia de Dimensionamento Mecânico-Empírico da AASHTO (2002) sugere o modelo (IV), da Tabela 4.4, para a representação do módulo de resiliência. Nessa equação é considerada a soma das três tensões principais (θ) e a tensão octaédrica cisalhante (τ_{oct}), atuantes no material.

Já o modelo (V), foi proposto por Andrei et al. (2004) para representar o módulo de resiliência (MR) de materiais cimentados. Esse modelo apresenta a vantagem de que tensões $\sigma_3=0$ ou $\sigma_d=0$ podem ser utilizadas para calcular o MR.

Tabela 4.4 – Modelos matemáticos utilizados para representar o módulo de resiliência das misturas solo areia e solo areia cal

Modelo	Nome	Equação
1	Modelo em Função da Tensão Desvio	$M_R = k_1 \sigma_d^{k_2}$
2	Modelo em Função da Tensão Confinante	$M_R = k_1 \sigma_d^{k_2}$
3	Modelo Composto	$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$
4	Modelo AASHTO (2002)	$M_R = k_1 p_a \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3}$
5	Modelo Andrei et al. (2004)	$M_R = k_1 p_a k_2^{\left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)} k_3^{\left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)}$

4.2.3.10. Compressão diametral cíclica

Como foi citado no item 3.3.3.4., nas misturas do tipo solo cal é necessário conhecer o comportamento à tração devido a sua elevada resistência e rigidez. Assim, nas misturas solo areia cal que apresentaram elevados valores de módulo de resiliência no ensaio de compressão triaxial cíclico, foi também executado o ensaio de compressão diametral cíclico, de acordo com o DNIT 135/2010 – ME “Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação do módulo de resiliência”.

Os corpos de prova utilizados foram similares aos descritos no item 4.2.3.7., ensaio de compressão diametral. Contudo, os tempos de cura avaliados neste caso foram somente 7 e 28 dias.

4.2.3.11. Ensaio ambientais

Os ensaios de lixiviação de resíduos (ABNT-NBR 10004/2004) e de solubilização de resíduos (ABNT-NBR 10006/2004) foram feitos na areia de fundição residual, com o propósito de classificar o resíduo segundo a ABNT-NBR 10004/2004. Vale notar que estes ensaios foram realizados no Laboratório de Saneamento da EESC-USP. Esses ensaios também foram realizados nas misturas de solo LG' e NG' com 60% de AFR, com e sem a adição cal hidratada.

4.3. RESULTADOS

Os resultados dos ensaios realizados nas misturas de solo areia e solo areia cal são apresentados a seguir. Em alguns ensaios, os resultados foram utilizados como respostas no experimento fatorial, para avaliar a influência dos fatores: tipo de solo (A), teor de areia de fundição residual (B), teor de cal hidratada (C), tempo de cura (D) e suas interações.

4.3.1. Densidade real das misturas

A adição de teores crescentes de areia de fundição residual (AFR) reduziu a densidade real dos solos LG' e NG' sem a presença de cal, como mostra a Figura 4.7. No entanto, também nessa figura, pode se verificar que nas misturas solo areia cal, teores crescentes de AFR provocaram um aumento da densidade real.

Figura 4.7 – Variação da densidade real dos sólidos em função do teor de AFR

Ainda na Figura 4.7 nota-se que a adição de cal hidratada nas misturas solo areia reduziu os valores de densidade real, com exceção das misturas com 70% de AFR. Essa redução é mais notória nos solos puros, isto é, sem adição do resíduo e tende a ser menor conforme aumenta o conteúdo de areia de fundição residual nas misturas.

4.3.2. Distribuição granulométrica das misturas

A adição de areia de fundição residual modificou a distribuição granulométrica dos solos LG' e NG', como pode ser notado nas Figuras 4.8 e 4.9. De maneira geral, a incorporação de 3% de cal hidratada nas misturas solo areia aumentou o tamanho dos grãos, tanto nas composições com solo LG' como naquelas com o NG'. O aumento do tamanho dos grãos pode ser atribuído às reações decorrentes da troca catiônica entre os argilo minerais e os cátions de cálcio da cal hidratada adicionada. Essas reações provocam a aglomeração e floculação dos grãos do solo devido à ligação entre as partículas de argila.

Nota-se também nas Figuras 4.8 e 4.9 que as misturas com maiores teores de areia de fundição residual não apresentaram mudanças tão notórias na granulometria como nos solos puros ou com teores baixos de AFR, principalmente no solo NG'. A cal hidratada reage principalmente com os argilo minerais, portanto, a redução da porcentagem dessas partículas na mistura diminui o efeito aglomerante do aditivo.

Pode se observar que a adição de cal hidratada produziu maiores mudanças na granulometria das misturas com o solo LG'. A adição de 3% de cal hidratada no solo LG', por exemplo, reduziu o conteúdo de finos passantes da peneira de 0,075 mm de abertura, de 85% para 65%; e o teor de argila (partículas com diâmetro inferior a 0,002 mm) foi reduzido de 60% para 29%. Basma e Tuncer (1990) obtiveram reduções mais expressivas na redução do teor de argila, através da adição de cal hidratada a solos argilosos classificados como CH, segundo a USCS. Contudo, esses autores utilizaram 8% do aditivo para reduzir de 57% a menos que 2% o teor de argila nos solos.

Figura 4.8 – Distribuições granulométricas das misturas solo areia e solo areia cal com solo Laterítico Argiloso (LG')

Figura 4.9 – Distribuições granulométricas das misturas solo areia e solo areia cal com solo Não Laterítico Argiloso (NG')

4.3.2.1. Análise estatística do tamanho dos grãos das misturas

Para entender melhor a influência do tipo de solo (Fator A), do conteúdo de areia de fundição residual (Fator B) e da cal hidratada (Fator C) na distribuição granulométrica das misturas, foi utilizada a ferramenta estatística ANOVA (Análise de Variância). Para isso, o teor de argila e a porcentagem passante da peneira de 0,075 mm de abertura foram utilizados como respostas na análise. Vale notar que o Fator B (conteúdo de areia de fundição residual) será sempre influente, já que substitui em igual proporção o solo nas misturas.

Na Tabela 4.5 pode se verificar que os fatores (A), (B) e (C) são influentes na porcentagem passante na peneira de 0,075 mm de abertura. Em função do resultado no teste F , pode se afirmar que o teor de areia de fundição residual (AFR) é o fator mais influente nesta resposta. Nota-se também nessa tabela que nenhuma das interações entre os fatores foi influente na resposta.

Tabela 4.5 – Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta porcentagem passante na peneira de 0,075 mm de abertura

Fatores e Interações	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	F calculado	F tabelado	P	Significativo
Tipo de Solo (A)	1	462,53	34,06	7,710	0,004	Sim
Teor de AFR (B)	4	8.472,47	155,99	6,390	0,000	Sim
Teor de cal hidratada (C)	1	569,24	41,92	7,710	0,003	Sim
(A)x(B)	4	72,81	1,34	6,390	0,392	Não
(A)x(C)	1	18,59	1,37	7,710	0,307	Não
(B)x(C)	4	57,62	1,06	6,390	0,478	Não
Erro	4	54,31				
Total	19	9.707,57				

O teor de argila também é influenciado pelos três fatores, (A), (B) e (C), como mostra a Tabela 4.6; contudo, os três fatores mostraram uma influência similar nessa resposta, em função do resultado do teste F . A interação entre o tipo de solo (A) e o teor de cal hidratada (C), também influenciou o teor de argila das misturas.

Tabela 4.6 – Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta teor de argila (0,002 mm)

Fatores e Interações	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	<i>F</i> calculado	<i>F</i> tabelado	<i>P</i>	Significativo
Tipo de Solo (A)	1	475,51	18,23	7,710	0,013	Sim
Teor de AFR (B)	4	2.014,01	19,31	6,390	0,070	Sim
Teor de cal hidratada (C)	1	474,92	18,21	7,710	0,013	Sim
(A)x(B)	4	200,02	1,92	6,390	0,272	Não
(A)x(C)	1	234,89	9,01	7,710	0,040	Sim
(B)x(C)	4	90,65	0,87	6,390	0,552	Não
Erro	4	104,33				
Total	19	3.594,33				

4.3.3. Limites de Consistência

Nas Figuras 4.10 e 4.11 são apresentados os resultados dos limites de consistência das misturas com solo LG' e com solo NG', respectivamente, em função do conteúdo de areia de fundição residual. Nota-se, de maneira geral, que a adição de maiores teores de AFR reduz o Limite de Liquidez (LL) e o Limite de Plasticidade (LP), assim como o Índice de Plasticidade (IP) dos solos.

Por outro lado, o comportamento das misturas solo areia não foi muito claro com relação à adição de 3% de cal hidratada. As misturas solo areia cal compostas pelo solo LG' apresentaram LL inferior ao obtido nas misturas solo areia, mas o LP apresentou valores muito parecidos com os obtidos sem a adição de cal hidratada. Já nas misturas solo areia cal com solo NG', os valores de LL foram menores, quando comparados com os valores obtidos nas misturas sem cal; mas o LP aumentou com a incorporação do aditivo.

Nota-se também nas Figuras 4.10 e 4.11 que o IP foi menor nas misturas solo areia cal, sendo que nas misturas compostas pelo solo NG' é observada maior redução. Para Baptista (1976), a adição de cal a solos argilosos provoca uma redução do IP, como consequência de limites de liquidez menores e limites de plasticidade maiores nas misturas solo cal. Esse comportamento foi observado para as misturas com solo NG', mas não foi tão notório para as misturas compostas pelo solo LG'.

Figura 4.10 – Limites de consistência das misturas com solo LG', em função do teor de areia de fundição residual

Figura 4.11 – Limites de consistência das misturas com solo NG', em função do teor de areia de fundição residual

Apesar dos resultados concordarem com o relatado por diversos autores, as reduções de LL e IP não foram tão expressivas. Para Thompson, (1966), Lima (1981) e Yung (2008), a

mudança da consistência dos solos estabilizados com cal hidratada acontece poucas horas após a mistura, mas pode se estender por dias. Como foi citado no item 4.2.3.3., a cal hidratada e a água foram adicionadas nas misturas solo areia e o material foi conservado por 24 horas na temperatura ambiente antes de dar início à preparação dos ensaios de LL e LP. Possivelmente esse tempo não foi suficiente para provocar as reações necessárias para obter reduções mais significativas nos Índices Plásticos das misturas.

4.3.3.1. Análise estatística dos resultados de LL, LP e IP

Os resultados de LL, LP e IP foram analisados estatisticamente através da ANOVA, para avaliar a influência dos fatores: tipo de solo (A), teor de areia de fundição (B) e teor de cal hidratada (C); assim como suas interações. Os resultados, apresentados nas Tabelas 4.7, 4.8 e 4.9, mostram que os fatores tipo de solo (A) e teor de areia de fundição residual (B) foram significativos nos valores de LL, LP e IP; já o fator teor de cal hidratada (B), foi significativo no LL e no IP, mas não teve influência no LP, como é notado na Tabela 4.8.

Tabela 4.7 – Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta Limite de Liquidez (LL)

Fatores e Interações	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	<i>F</i> calculado	<i>F</i> tabelado	<i>P</i>	Significativo
Tipo de Solo (A)	1	510,05	174,38	7,710	0,000	Sim
Teor de AFR (B)	4	1.522,70	130,15	6,390	0,000	Sim
Teor de cal hidratada (C)	1	31,25	10,68	7,710	0,031	Sim
(A)x(B)	4	19,70	1,68	6,390	0,313	Não
(A)x(C)	1	0,05	0,02	7,710	0,908	Não
(B)x(C)	4	3,50	0,30	6,390	0,868	Não
Erro	4	11,7				
Total	19	2.098,95				

Ainda na Tabela 4.9 pode-se verificar que a interação do fator tipo de solo (A) com o fator teor de cal hidratada (C), foi significativo no Índice de Plasticidade das misturas. Essa influência poderia indicar que a efetividade em reduzir o IP de um solo, através da adição de cal hidratada, depende do tipo de solo a ser estabilizado e do teor de cal hidratada utilizado nessa estabilização.

Tabela 4.8 – Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta Limite de Plasticidade (LP)

Fatores e Interações	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	<i>F</i> calculado	<i>F</i> tabelado	<i>P</i>	Significativo
Tipo de Solo (A)	1	130,05	86,70	7,710	0,001	Sim
Teor de AFR (B)	4	654,00	109,00	6,390	0,000	Sim
Teor de cal hidratada (C)	1	6,05	4,03	7,710	0,115	Não
(A)x(B)	4	5,20	0,87	6,390	0,553	Não
(A)x(C)	1	11,25	7,50	7,710	0,052	Não
(B)x(C)	4	9,20	1,53	6,390	0,344	Não
Erro	4	6,00				
Total	19	821,75				

Tabela 4.9 – Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta Índice de Plasticidade (IP)

Fatores e Interações	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	<i>F</i> calculado	<i>F</i> tabelado	<i>P</i>	Significativo
Tipo de Solo (A)	1	125,00	135,14	7,710	0,000	Sim
Teor de AFR (B)	4	182,70	49,38	6,390	0,001	Sim
Teor de cal hidratada (C)	1	64,80	70,05	7,710	0,001	Sim
(A)x(B)	4	25,50	6,89	6,390	0,044	Não
(A)x(C)	1	12,80	13,84	7,710	0,020	Sim
(B)x(C)	4	3,70	1,00	6,390	0,500	Não
Erro	4	3,70				
Total	19	418,2				

4.3.4. Classificações USCS e AASHTO das misturas

Os resultados obtidos nos ensaios de granulometria e limites de consistência fornecem os parâmetros necessários para realizar a classificação das misturas segundo as metodologias tradicionais USCS e AASHTO. Embora essas classificações tenham sido desenvolvidas para caracterizar solos naturais, se usadas para as misturas desta pesquisa, poderiam indicar uma previsão do comportamento dos materiais para seu emprego na construção de camadas de pavimentos. Vale notar aqui que, os resultados mecânicos são mais importantes que estas classificações. Assim, na Tabela 4.10 é apresentado um resumo dos resultados dos ensaios e as classificações das misturas solo areia e solo areia cal.

Tabela 4.10 – Resumo dos resultados dos ensaios de densidade real, limites de consistência e distribuição granulométrica; classificação das misturas solo areia e solo areia cal segundo a USCS e AASHTO

Mistura	Massa Esp. dos Sólidos (gr/cm³)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Pass. 4,75 mm (%)	Pass. 2,00 mm (%)	Pass. 0,42 mm (%)	Pass. 0,075 mm (%)	Classificação AASHTO	Classificação USCS
LG'	2,825	46	33	13	100	100	98	85	A-7-5	ML
LG'+20%	2,775	39	26	13	100	100	90	68	A-6	ML
LG'+40%	2,751	34	23	11	100	100	82	55	A-6	ML-CL
LG'+60%	2,737	29	19	10	100	100	75	42	A-4	SC
LG'+70%	2,701	23	16	7	100	100	70	27	A-2-4	SM-SC
LG'+Cal	2,574	42	31	11	100	100	86	52	A-7-5	ML
LG'+20%+Cal	2,647	38	26	12	100	100	87	52	A-6	CL
LG'+40%+Cal	2,717	33	24	9	100	100	74	27	A-2-4	SM-SC
LG'+60%+Cal	2,732	25	19	6	100	100	70	26	A-2-4	SM-SC
LG'+70%+Cal	2,764	21	15	6	100	100	65	13	A-2-4	SM-SC
NG'	2,745	58	34	24	100	100	99	97	A-7-5	MH
NG'+20%	2,725	52	32	20	100	100	93	80	A-7-5	MH
NG'+40%	2,713	44	27	17	100	100	82	60	A-7-5	CL
NG'+60%	2,706	35	21	14	100	100	74	41	A-6	CL
NG'+70%	2,698	33	21	12	100	100	73	36	A-6	CL
NG'+Cal	2,617	57	38	19	100	100	92	85	A-7-5	MH
NG'+20%+Cal	2,612	46	33	13	100	100	90	71	A-7-5	MH
NG'+40%+Cal	2,663	43	32	11	100	100	80	52	A-7-5	CL
NG'+60%+Cal	2,691	34	25	9	100	100	73	38	A-4	SM
NG'+70%+Cal	2,741	29	20	9	100	100	68	25	A-2-4	SM-SC

Na Tabela 4.10 pode se observar que a adição de 70% de areia de fundição residual no solo LG', modificou a classificação do solo de A-7-5 ou ML, para um material que poderia ser caracterizado como um A-2-4 ou SM-SC, considerado um bom material de fundação. Já nas misturas solo areia cal com LG', a adição de 40% de AFR, ou mais, produziu materiais com características similares.

Com relação às misturas solo areia compostas pelo solo NG', nota-se que nenhum material apresenta características que possibilitariam seu uso em pavimentação, de acordo com as classificações USCS e AASHTO. Por exemplo, a mistura NG'+70% pode ser classificada apenas como um A-6 ou CL, como mostra a Tabela 4.10. Contudo, a adição de 3% de cal hidratada produziu um material classificado como A-2-4 ou SM-SC, similar aos materiais

obtidos em algumas misturas com solo LG' e que poderia ser apropriado para a construção de camadas de pavimentos.

4.3.5. Classificação MCT

Na Tabela 4.11 são apresentados os resultados de perda de massa por imersão das misturas solo areia e solo areia cal, obtido no ensaio MCT. Nota-se nessa tabela os elevados valores de perda de massa que as misturas solo areia com matriz NG' apresentaram, muito maiores que os valores obtidos nas misturas com solo LG'. Contudo, a perda de massa por imersão foi anulada com a adição de 3% de cal hidratada, tanto nas misturas solo LG' como nas misturas com solo NG'.

Tabela 4.11– Perda de massa por imersão das misturas solo areia e solo areia cal

Matriz LG'		Matriz NG'	
Mistura	Perda de Massa por Imersão (%)	Mistura	Perda de Massa por Imersão (%)
LG'+ 0%	60	NG'+ 0%	255
LG'+20%	72	NG'+20%	210
LG'+40%	55	NG'+40%	275
LG'+60%	75	NG'+60%	210
LG'+70%	75	NG'+70%	125
LG'+ 0% + Cal	0	NG'+ 0% + Cal	0
LG'+20% + Cal	0	NG'+20% + Cal	0
LG'+40% + Cal	0	NG'+40% + Cal	0
LG'+60% + Cal	0	NG'+60% + Cal	0
LG'+70% + Cal	0	NG'+70% + Cal	0

As misturas solo areia e solo areia cal também foram classificadas segundo o método MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), para obter uma previsão do comportamento das misturas como materiais de construção de camadas de pavimentos. As Figuras 4.12 e 4.13 apresentam

os resultados da classificação segundo a MCT, para as misturas com o solo LG' e NG', respectivamente.

Figura 4.12 – Classificação segundo MCT das misturas com solo LG'

Figura 4.13 – Classificação segundo MCT das misturas com solo NG'

A adição de areia de fundição residual no solo LG' reduziu o valor do coeficiente c' , como pode ser notado na Figura 4.12. Esse comportamento concorda com o significado desse parâmetro, uma vez que o coeficiente c' “traduz” o caráter argiloso dos solos. Já o índice e' apresentou pequena variação nas misturas solo areia, para diferentes teores de AFR. Assim, as misturas com menor conteúdo de solo (LG'+40%, LG'+60% e LG'+70%) apresentaram um comportamento similar a solos classificados como Lateríticos Arenosos (LA'), considerados ideais para serem empregados em bases e sub-bases de pavimentos, reforços de subleitos e aterros, (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

As misturas solo areia cal com LG' também apresentaram uma redução do coeficiente c' , conforme aumenta o conteúdo de areia de fundição residual. Contudo, nota-se na Figura 4.12 que a adição de 3% de cal hidratada mudou o comportamento do índice e' , e a variação do teor do resíduo influenciou pouco nesse índice, contudo, as misturas solo areia cal com 40%, 60% e 70% de AFR também foram classificadas como LA'.

As misturas solo areia constituídas pelo solo NG' apresentaram um comportamento similar às misturas solo areia com solo LG', no que diz respeito ao coeficiente c' , teores maiores de AFR reduziram o coeficiente c' , como mostra a Figura 4.13. Já o índice e' também mostrou uma tendência decrescente quando foi incrementado o conteúdo de areia de fundição residual. O resultado das variações nesses parâmetros permitiu classificar a mistura NG'+60% como um Solo Não Laterítico Arenoso (NA') e a mistura NG'+70% como um Solo Arenoso (LA'). Apesar do solo NG'+70% ser classificado como LA', vale ressaltar que essa mistura se encontra próxima da zona de restrição descrita por Nogami e Villibor (1995) e a simples classificação do material para recomendar seu uso em camadas de pavimentos é insuficiente.

A adição de cal hidratada nas misturas solo areia com solo NG' provocou também uma redução do índice e' , como pode ser notado na Figura 4.13. Já a adição de AFR também reduziu o coeficiente c' nas misturas solo areia cal com NG'. Assim, as misturas NG'+20%+Cal e NG'+40%+Cal apresentaram comportamento similar ao apresentado por solos LG', e as misturas NG'+60%+Cal e NG'+70%+Cal poderiam ser classificadas como LA'. Contudo, vale salientar que essas classificações fornecem apenas uma ideia do comportamento dos solos; o método MCT recomenda o emprego de ensaios complementares, como o mini-CBR, para avaliar a possibilidade de emprego de solos na construção de estruturas de pavimentos.

4.3.6. Ensaio de mini-CBR

4.3.6.1. Umidade Ótima e Massa Específica Seca Máxima

As curvas de compactação, obtidas no ensaio de mini-CBR na energia intermediária, são apresentadas nas Figuras 4.14 e 4.15, para as misturas com solo LG' e com solo NG', respectivamente. De maneira geral, nessas figuras é notado que as misturas solo areia cal apresentam curvas mais achatadas, com deslocamento para baixo e para a direita, assim como também foi relatado por Ismaiel (2006). Esse comportamento representa uma menor massa específica seca máxima e uma maior umidade ótima nas misturas solo areia cal, quando comparadas com as misturas solo areia, compostas tanto pelo solo LG' como pelo o solo NG'.

Na Tabela 4.12 é apresentado um resumo dos resultados de massas específica seca máxima (MES_{max}) e umidade ótima (W_{ot}), obtidos nos corpos de prova compactados na energia intermediária, para as misturas solo areia e solo areia cal.

Tabela 4.12 – Resultados de MES_{max} e W_{ot} nas misturas solo areia e solo areia cal

Solo LG'			Solo NG'		
Mistura	MES_{max} (g/cm ³)	W_{ot} (%)	Mistura	MES_{max} (g/cm ³)	W_{ot} (%)
LG'+ 0%	1,760	20,5	NG'+ 0%	1,625	21,7
LG'+20%	1,905	16,8	NG'+20%	1,790	16,8
LG'+40%	2,010	14,0	NG'+40%	1,890	14,4
LG'+60%	2,100	11,1	NG'+60%	2,000	11,3
LG'+70%	2,100	10,0	NG'+70%	2,100	10,8
LG'+ 0% + Cal	1,725	22,0	NG'+ 0% + Cal	1,560	24,0
LG'+20% + Cal	1,820	18,7	NG'+20% + Cal	1,700	18,7
LG'+40% + Cal	1,910	16,2	NG'+40% + Cal	1,870	14,2
LG'+60% + Cal	2,000	12,5	NG'+60% + Cal	1,975	13,3
LG'+70% + Cal	2,055	11,3	NG'+70% + Cal	2,030	12,4

Figura 4.14 – Curvas de compactação das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo Laterítico Argiloso (LG')

Figura 4.15 – Curvas de compactação das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo Não Laterítico Argiloso (NG')

Nas Figuras 4.16a e 4.16b pode se verificar que a incorporação de AFR reduziu os valores de W_{ot} , tanto nas misturas solo areia como nas misturas solo areia cal, para o solo LG' e para o solo NG', como era de se esperar. Nos itens anteriores foi mostrado que, conforme o teor de areia de fundição residual aumenta nos solos, as misturas apresentam um comportamento similar ao de solos arenosos. Diversos autores (VARGAS, 1977; INGLES e METCALF, 1972; GARBER e HOEL 2005) afirmam que os solos arenosos apresentam menor superfície específica que os solos argilosos e, portanto, demandam menores conteúdos de água para alcançar a densificação máxima.

Figura 4.16 – Variação da umidade ótima (W_{ot}) das misturas solo areia e solo areia cal em função do teor de areia de fundição residual

Assim como observado por Thompson (1970), Lima (1981), Corrêa (1989), Guney et al. (2008) e Jung (2008), a adição de cal hidratada nas misturas solo areia provocou um aumento da umidade ótima das misturas, como pode se notar nas Figuras 4.16a e 4.16b, com exceção da mistura NG'+40%+Cal. Os íons de cálcio demandam uma maior quantidade água, o que se traduz no aumento da umidade ótima do solo estabilizado com cal hidratada. Ainda nas Figuras 4.16a e 4.16b nota-se que as misturas com solo NG' apresentaram valores de W_{ot} levemente superiores às misturas com solo LG'.

Os valores de massa específica seca máxima (MES_{max}) aumentaram conforme o teor de AFR foi incrementado, como é mostrado nas Figuras 4.17a e 4.17b, tanto para as misturas solo areia como para as misturas solo areia cal, com solo LG' e solo NG'. Outros estudos, relatados pela *American Society of Foundry – Foundry Industry Recycling Starts Today* (AFS-FIRST 2001), também mostram que a adição de areia de fundição residual a solos argilosos eleva o valor de MES_{max} .

Figura 4.17 – Variação da massa específica seca máxima (MES_{max}) das misturas solo areia e solo areia cal em função do teor de areia de fundição residual

Nas Figuras 4.17a e 4.17b nota-se também que a adição de 3% de cal hidratada nas misturas solo areia reduziu o valores de MES_{max} , esse comportamento era esperado, segundo a bibliografia consultada (THOMPSON, 1966; TRB, 1987; JUNG, 2008).

Os resultados de umidade ótima (W_{ot}) e massa específica seca máxima (MES_{max}) foram analisados estatisticamente através da ferramenta de Análise de Variância (ANOVA), cujos resultados são apresentados na Tabela 4.13. Nessa tabela nota-se que o fator teor areia de fundição residual (B) foi o mais influente na umidade ótima das misturas, seguido pelo teor de cal hidratada (C), em função dos resultados obtidos no teste F . Já o tipo de solo (A) e as interações dos fatores não foram significativos no valor da umidade ótima das misturas.

Na Tabela 4.14 são apresentados os resultados da ANOVA para a resposta massa específica seca máxima. Nota-se que, assim como na resposta umidade ótima, o teor de AFR (B) foi o fator mais influente, seguido do tipo de solo (A) e o teor de cal hidratada (C), em função do resultado do teste F . Nenhuma das interações entre os fatores foi significativa na resposta MES_{max} .

Tabela 4.13 – Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta umidade ótima

Fatores e Interações	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	<i>F</i> calculado	<i>F</i> tabelado	<i>P</i>	Significativo
Tipo de Solo (A)	1	1,012	2,40	7,710	0,196	Não
Teor de AFR (B)	4	318,568	188,73	6,390	0,000	Sim
Teor de cal hidratada (C)	1	12,640	29,95	7,710	0,005	Sim
(A)x(B)	4	3,340	1,98	6,390	0,262	Não
(A)x(C)	1	0,024	0,06	7,710	0,821	Não
(B)x(C)	4	0,572	0,34	6,390	0,840	Não
Erro	4	1,688				
Total	19	337,845				

Tabela 4.14 – Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta massa específica seca máxima

Fatores e Interações	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	<i>F</i> calculado	<i>F</i> tabelado	<i>P</i>	Significativo
Tipo de Solo (A)	1	0,036	48,53	7,710	0,002	Sim
Teor de AFR (B)	4	0,428	145,56	6,390	0,000	Sim
Teor de cal hidratada (C)	1	0,021	27,41	7,710	0,006	Sim
(A)x(B)	4	0,011	3,76	6,390	0,114	Não
(A)x(C)	1	0,001	0,61	7,710	0,477	Não
(B)x(C)	4	0,001	0,27	6,390	0,881	Não
Erro	4	0,003				
Total	19	0,499				

4.3.6.2. Valores de mini-CBR

Os valores de mini-CBR, obtidos nas três condições avaliadas: I) mini-CBR imediato, II) mini-CBR após 24 horas de imersão e III) mini-CBR após 24 horas de cura em câmara úmida e 24 horas de imersão, são apresentadas na Figura 4.18, para as misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo LG' em função do teor de AFR adicionada. O valor de mini-CBR, na condição I (imediato), foi superior a 40% para todos os teores de areia de fundição residual, nas misturas solo areia. Já o mini-CBR na condição II (após 24 horas de imersão) apresentou valores inferiores à condição I, devido à imersão dos corpos de prova. Contudo, na condição II notou-se que a adição de areia de fundição residual nos solos LG' aumentou o

valor de mini-CBR, e nas misturas com 60% e 70% de AFR os valores foram próximos aos obtidos na condição I.

Figura 4.18 – Mini-CBR das misturas solo areia e solo areia cal compostas por solo LG', em função do teor de areia de fundição residual

Ainda na Figura 4.18 é notado que a adição de 3% de cal hidratada nas misturas solo areia aumentou consideravelmente os valores de mini-CBR na condição I e na condição II, sem um comportamento definido em função da variação do conteúdo de AFR. Com relação ao mini-CBR na condição III (cura por 24 horas e imersão por 24 horas), as misturas com 20%, 40% e 70% de AFR apresentaram valores maiores, quando comparadas com as outras condições avaliadas.

Nas misturas solo areia compostas pelo solo NG', todos os valores de mini-CBR na condição I foram maior que 30%, para todos os teores de areia de fundição residual adicionado, como é notado na Figura 4.19. Os valores de mini-CBR na condição II aumentaram conforme o conteúdo de AFR foi incrementado, assim como nas misturas solo areia com solo LG'; nota-se também que a imersão dos corpos de prova provocou uma considerável perda de suporte nas misturas solo areia compostas pelo solo NG'. Já a adição de cal hidratada provocou um

aumento do mini-CBR nessas primeiras duas condições. A condição III foi a que apresentou os maiores valores de mini-CBR, com exceção da mistura NG'+70%+Cal.

Figura 4.19 – Mini-CBR das misturas solo areia e solo areia cal compostas por solo NG', em função do teor de areia de fundação residual

O parâmetro RIS (Razão Índice de Suporte) permite obter uma estimativa da perda da capacidade de suporte dos solos devido à imersão dos corpos de prova por 24 horas. Assim, esse parâmetro foi obtido a partir dos resultados de mini-CBR na condição I e na condição II, para as misturas solo areia e solo areia cal. As Figuras 4.20a e 4.20b mostram que a adição de AFR incrementou os valores de RIS dos solos LG' e NG', o que indica que a adição do resíduo reduz a perda de suporte das misturas.

Já as misturas solo areia cal, compostas pelo solo LG' e NG', apresentaram valores de RIS superiores, quando comparadas com as misturas solo areia, inclusive maiores a 100%. Possivelmente a imersão dos corpos de prova durante 24 horas garantiu a quantidade suficiente de água para favorecer as reações entre os argilo minerais e a cal, o que pode ter causado o aumento da capacidade de suporte das misturas.

Figura 4.20 – Relação Índice de Suporte (RIS) das misturas solo areia e solo areia cal, em função do teor de areia de fundição residual

Contudo, vale salientar que, assim como o ensaio de CBR não é o método mais adequado para avaliar os benefícios da estabilização de solos com cal hidratada, o ensaio de mini-CBR apenas fornece uma ideia da capacidade de suporte das misturas solo areia cal.

4.3.6.3. Expansão e Contração

Os valores de expansão e de contração obtidos no ensaio de mini-CBR são apresentados na Figura 4.21. A expansão na condição II foi obtida em corpos de prova submetidos a 24 horas de imersão; já a expansão na condição III determinou-se em CP curados durante 24 horas em câmara úmida e logo depois submersos por mais 24 horas. A Figura 4.21 mostra que, de maneira geral, a adição de areia de fundição residual nos solos LG' e NG' reduziu a expansão e a contração. Observa-se também que as misturas solo areia compostas pelo solo NG' apresentam expansões muito maiores do que as misturas com solo LG'.

Figura 4.21 – Expansão e contração das misturas solo areia e solo areia cal, em função do teor de areia de fundição residual

Na Figura 4.21a pode-se verificar que teores maiores de AFR reduzem consideravelmente a contração nas misturas solo areia com solo LG' e, para teores superiores a 40% de AFR, a expansão é nula. Já a adição de cal hidratada também produziu uma pequena redução da contração e eliminou a expansão nas duas condições avaliadas nas misturas solo areia cal, como é mostrado na Figura 4.21c.

Com relação às misturas solo areia compostas pelo solo NG', a incorporação de AFR reduziu consideravelmente a expansão, de valores próximos a 5% até valores inferiores a 0,2%, como mostra a Figura 4.21b. O comportamento da contração das misturas solo areia cal, em função do teor de areia de fundição residual não mostrou uma tendência muito clara; já a expansão foi eliminada nas duas condições avaliadas nas misturas solo areia cal, como é apresentado na Figura 4.21d. A expansão também foi estudada por Basma e Tuncer (1991) em solos argilosos com elevado Índice de Plasticidade estabilizados com 4% de cal hidratada, através do ensaio

de expansão unidirecional; os autores comprovaram que o aditivo eliminou a expansão nos solos estudados.

4.3.7. Ensaio de CBR

O ensaio de CBR foi realizado apenas nas misturas solo areia, já que segundo diversos autores (Cardoso, 1981; TRB, 1987; Corrêa, 1989), este ensaio não é adequado para avaliar solos estabilizados com aditivos cimentantes. Os resultados do ensaio de CBR, realizados nas misturas solo areia, são apresentados na Figura 4.22. Nela pode se notar que, de modo geral, as misturas solo areia compostas pelo solo LG' apresentaram valores de CBR muito superiores aos obtidos nas misturas com NG'.

Figura 4.22 – CBR das misturas solo areia, em função do teor de AFR

A adição de teores crescentes de areia de fundição residual no solo LG' não resultou em uma tendência clara no valor de CBR, mas vale notar que as misturas com 20%, 40% e 60% apresentaram valores superiores a 40%, como pode ser observado na Figura 4.22. Já nas misturas compostas pelo solo NG', nota-se uma tendência crescente do CBR para teores maiores de AFR.

Na Figura 4.23 são apresentados os resultados de expansão obtidos nos corpos de prova do ensaio de CBR, após 96 horas de imersão. Nessa figura nota-se que o solo LG' apresentou, de maneira geral, valores de expansão muito baixos, e nulos para teores de 60% e 70% de AFR. Já para o solo NG' puro foi obtida uma expansão próxima a 6%, mas esse valor foi reduzido consideravelmente com o incremento de AFR, até alcançar expansões próximas de 0% para as misturas NG'+60% e NG'+70%.

Figura 4.23 – Expansão obtida no ensaio de CBR das misturas solo areia, em função do teor de AFR

4.3.8. Ensaio de Compressão Simples

O ensaio de compressão simples permitiu obter o valor de resistência à compressão simples (RCS) das misturas solo areia e solo areia cal. Vale notar que o ensaio de compressão simples é realizado com carregamento estático e não representa da melhor maneira as solicitações aplicadas em campo, sendo os ensaios de carregamento cíclico considerados mais apropriados para avaliar materiais destinados à construção de pavimentos. Contudo, o parâmetro

resistência à compressão simples é utilizado para avaliar os efeitos estabilizantes da cal hidratada.

Os resultados de RCS, obtida na condição seca (I) e após 4 horas de imersão dos corpos de prova (II), são apresentados nas Tabelas 4.15 e 4.16, para as misturas compostas pelo solo LG' e pelo solo NG', respectivamente. Os resultados de RCS foram obtidos em corpos de prova testados imediatamente após compactação (0 dias de cura) e após armazenamento em câmara úmida por 7, 28 e 84 dias de cura.

Também nas Tabelas 4.15 e 4.16 é apresentada a relação perda de resistência $\Delta_R = \frac{RCS_I - RCS_{II}}{RCS_I}$, que dá alguma noção da perda de resistência das misturas pela ação deletéria da água. Durante a imersão de 4 horas alguns corpos de prova se desintegraram, como mostra a Figura 4.24; para essas misturas foi atribuído o valor de RCS = 0 kPa.

Figura 4.24 – Desintegração dos corpos de prova após 4 horas de imersão

Na Figura 4.25 são apresentados os resultados de RCS das misturas compostas pelo solo LG' em função do teor de areia de fundição residual e do tempo de cura. Nessa figura pode se notar que tanto nas misturas solo areia como nas misturas solo areia cal, a adição de AFR reduziu os valores de RCS (I); os maiores valores foram obtidos para o solo LG' puro ou estabilizado com 3% de cal hidratada. Também na Figura 4.25 pode se observar que o tempo de cura foi favorável para o aumento da RCS (I) e RCS (II), principalmente nas misturas solo areia cal.

Tabela 4.15 – Resistência à compressão simples das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo LG'

LG'				LG'+Cal			
CURA	RCS (I)	RCS (II)	Δ_R	CURA	RCS (I)	RCS (II)	Δ_R
(dias)	(kPa)	(kPa)	(%)	(dias)	(kPa)	(kPa)	(%)
0	1177	0	100	0	1406	415	70
7	1420	0	100	7	1830	1052	43
28	1634	188	89	28	1983	1065	46
84	1805	231	87	84	2292	1115	51
LG'+20%				LG'+20%+Cal			
CURA	RCS (I)	RCS (II)	Δ_R	CURA	RCS (I)	RCS (II)	Δ_R
(dias)	(kPa)	(kPa)	(%)	(dias)	(kPa)	(kPa)	(%)
0	882	0	100	0	1176	626	47
7	999	313	69	7	1277	1054	17
28	1119	314	72	28	1491	1063	29
84	1601	387	76	84	1680	1142	32
LG'+40%				LG'+40%+Cal			
CURA	RCS (I)	RCS (II)	Δ_R	CURA	RCS (I)	RCS (II)	Δ_R
(dias)	(kPa)	(kPa)	(%)	(dias)	(kPa)	(kPa)	(%)
0	432	0	100	0	662	344	48
7	549	233	58	7	707	504	29
28	655	238	64	28	924	770	17
84	689	290	58	84	1018	828	19
LG'+60%				LG'+60%+Cal			
CURA	RCS (I)	RCS (II)	Δ_R	CURA	RCS (I)	RCS (II)	Δ_R
(dias)	(kPa)	(kPa)	(%)	(dias)	(kPa)	(kPa)	(%)
0	144	0	100	0	372	166	55
7	169	58	66	7	495	373	25
28	181	69	62	28	639	467	27
84	203	87	57	84	682	556	19
LG'+70%				LG'+70%+Cal			
CURA	RCS (I)	RCS (II)	Δ_R	CURA	RCS (I)	RCS (II)	Δ_R
(dias)	(kPa)	(kPa)	(%)	(dias)	(kPa)	(kPa)	(%)
0	101	0	100	0	220	116	48
7	104	0	100	7	358	250	30
28	119	25	79	28	413	318	23
84	141	43	69	84	527	401	24

Tabela 4.16 – Resistência à compressão simples das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo NG'

NG'				NG'+Cal			
CURA	RCS (I)	RCS (II)	Δ_R	CURA	RCS (I)	RCS (II)	Δ_R
(dias)	(kPa)	(kPa)	(%)	(dias)	(kPa)	(kPa)	(%)
0	791	0	100	0	732	153	79
7	853	0	100	7	1050	565	46
28	895	0	100	28	1536	876	43
84	899	0	100	84	1763	979	44
NG'+20%				NG'+20%+Cal			
CURA	RCS (I)	RCS (II)	Δ_R	CURA	RCS (I)	RCS (II)	Δ_R
(dias)	(kPa)	(kPa)	(%)	(dias)	(kPa)	(kPa)	(%)
0	953	0	100	0	1122	116	90
7	1025	0	100	7	1357	762	44
28	1076	0	100	28	1899	1202	37
84	1175	0	100	84	2118	1173	45
NG'+40%				NG'+40%+Cal			
CURA	RCS (I)	RCS (II)	Δ_R	CURA	RCS (I)	RCS (II)	Δ_R
(dias)	(kPa)	(kPa)	(%)	(dias)	(kPa)	(kPa)	(%)
0	489	0	100	0	1249	112	91
7	549	0	100	7	1523	698	54
28	683	0	100	28	1955	1357	31
84	736	0	100	84	2678	1495	44
NG'+60%				NG'+60%+Cal			
CURA	RCS (I)	RCS (II)	Δ_R	CURA	RCS (I)	RCS (II)	Δ_R
(dias)	(kPa)	(kPa)	(%)	(dias)	(kPa)	(kPa)	(%)
0	226	0	100	0	490	90	82
7	309	0	100	7	679	322	53
28	334	0	100	28	1033	804	22
84	325	0	100	84	1181	845	28
NG'+70%				NG'+70%+Cal			
CURA	RCS (I)	RCS (II)	Δ_R	CURA	RCS (I)	RCS (II)	Δ_R
(dias)	(kPa)	(kPa)	(%)	(dias)	(kPa)	(kPa)	(%)
0	97	0	100	0	339	51	85
7	111	0	100	7	423	207	51
28	127	0	100	28	663	487	27
84	185	0	100	84	765	505	34

Figura 4.25– Resistência à compressão simples das misturas compostas pelo solo LG', em função da AFR e do tempo de cura

Na Figura 4.26 é apresentada a perda de resistência das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo LG' obtidas da relação RCS (I) e RCS (II), em função do tempo de cura. Verifica-se nessa figura que, de maneira geral, a incorporação de AFR reduziu a perda de

resistência, tanto nas misturas solo areia como nas misturas solo areia cal. A Figura 4.25a mostra que as misturas aos 0 dias de cura tiveram 100% de perda de resistência, mas aos 7, 28 e 84 dias apresentaram alguma resistência; contudo, as perdas foram consideráveis, em torno de 60 a 90% para as misturas sem cal. Já a adição de 3% de cal hidratada reduziu consideravelmente essa perda de RCS, o que pode indicar uma melhora da durabilidade das misturas.

Figura 4.26 – Perda de resistência por imersão das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo LG', em função do tempo de cura

O tempo de cura também mostrou-se influente na perda de resistência à compressão simples por imersão dos corpos de prova durante 4 horas. Contudo, a tendência não foi bem definida, já que algumas misturas mostraram a menor perda de resistência aos 7 dias de cura. Segundo estudos de Thompson (1970), para tempos de cura maiores, as perdas de resistência são menores. Ainda esse autor observa que solos estabilizados com cal hidratada apresentam

perdas de resistência entre 15% e 30%; pode se observar que as misturas solo areia cal com 20% de AFR ou mais, apresentaram perdas de resistências similares a esses valores.

Os resultados de RCS das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo NG' são apresentadas na Figura 4.28. Nota-se que nas misturas solo areia, a adição de 20% de AFR aumentou a resistência à compressão simples do solo NG', mas teores superiores do resíduo reduziram a RCS. Já nas misturas solo areia cal, a composição NG'+40%+Cal foi a que apresentou os maiores valores de resistência à compressão simples para todos os tempos de cura. De modo geral, a RCS aumenta com o aumento do tempo de cura e esse efeito é mais notório nas misturas solo areia cal.

As misturas solo areia compostas pelo solo NG' apresentaram 100% de perda de resistência para todos os tempos de cura estudados, como mostra a Figura 4.28a. Na realização do ensaio notou-se que os corpos de prova destas misturas se desintegraram poucos minutos após a imersão, como foi mostrado na Figura 4.24. Contudo, a adição de 3% de cal hidratada melhorou consideravelmente a durabilidade destas misturas e os corpos de prova resistiram bem à imersão, como mostra a Figura 4.27.

Figura 4.27 - Misturas solo areia cal com solo NG' após de imersão de 4 horas

Figura 4.28 – Resistência à compressão simples das misturas compostas pelo solo NG', em função da AFR e do tempo de cura

Como mostra a Figura 4.29, a perda de resistência das misturas solo areia cal com solo NG' foi em torno de 20 a 45%, aos 28 dias de cura, sendo superiores às perdas de resistência obtidas nas misturas com LG'. Nota-se ainda na Figura 4.29 que a perda de resistência foi maior aos 84 dias de cura para algumas misturas; esse comportamento não era esperado e pode refletir, eventualmente, alguma imprecisão de ensaio, já que, como foi citado anteriormente, usualmente se obtém perdas de resistência menores para tempos de cura maiores.

Figura 4.29 – Perda de resistência por imersão das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo NG', em função do tempo de cura

O tempo de cura de 28 dias é utilizado usualmente como parâmetro de comparação para materiais estabilizados com aditivos cimentantes e como referência em normas e

procedimentos rodoviários. Assim, nas Figuras 4.30a e 4.30b são ilustrados os valores de RCS aos 28 dias das misturas com solo LG' e NG', respectivamente. Nessas figuras são traçados os valores de RCS recomendados pelo Procedimento Illinois apresentado no *State of the Art 5 – Lime Stabilization* (TRB, 1987), para bases e sub-bases de pavimentos, cujos valores são 1.030 kPa e 690 kPa, respectivamente.

Nota-se na Figura 4.30 que as misturas LG'+0%+Cal, LG'+20%+Cal, NG'+0%+Cal, NG'+20%+Cal e NG'+40%+Cal apresentam valores de RCS que permitem seu emprego em bases de pavimentos, de acordo com o TRB (1987). Já as misturas LG'+40%+Cal e NG'+60%+Cal atendem à recomendação para sua utilização em sub-bases.

Figura 4.30 – Resistência à compressão simples das misturas aos 28 dias de cura, em função do teor de areia de fundição residual

4.3.8.1. Comparações dos resultados de RCS com outros estudos

De modo geral a adição de 3% de cal hidratada aumentou a RCS das misturas, como era esperado, já que diversos autores relatam que a estabilização com cal aumenta a resistência de solos reativos. Guney et al. (2005), por exemplo, estabilizaram uma areia de fundição residual verde com 5% de cal hidratada, obtendo RCS aos 28 dias em torno de 400 kPa; vale notar que o material continha 24% de finos passantes da peneira de 0,075 mm de abertura.

No presente estudo, as misturas com 70% de areia de fundição residual e 3% de cal hidratada poderiam ser consideradas equivalentes às misturas utilizadas por esses autores. A

composição LG'+70%+Cal apresentou valores similares aos obtidos por Guney et al. (2005), enquanto que as misturas NG'+70%+Cal apresentaram valores superiores, em torno de 700 kPa, como pode ser notado na Figura 4.30.

Locat et al. (1990) utilizaram 4% de cal para estabilizar solos argilosos e, aos 100 dias de cura, obtiveram valores de RCS próximos a 1,0 MPa. Neste estudo, aos 84 dias de cura, as misturas solo areia cal com teores de até 40% de areia de fundição residual apresentaram resistência à compressão simples na condição seca, superiores a 1,0 MPa.

O maior valor de resistência à compressão simples observado nesta pesquisa foi de 2.678 kPa, obtido na condição seca na mistura NG'+40%+Cal aos 84 dias de cura. Para Evans (1999), solos estabilizados com cal hidratada podem apresentar valores superiores a 4,5 MPa, para tempos de cura elevados.

Na Figura 4.31 é apresentado o ganho percentual da resistência à compressão simples das misturas solo areia cal aos 28 dias, com relação à RCS que apresentaram sem cura (0 dias). Nota-se nessa figura que a resistência à compressão simples na condição seca (I), apresenta ganhos maiores nas misturas com o solo NG', quando comparado com as misturas compostas pelo solo LG'.

Figura 4.31 – Ganho da resistência à compressão simples aos 28 dias de cura das misturas solo areia cal, em função do teor de areia de fundição residual

Os ganhos na resistência a compressão simples na condição imersa (II), são ainda mais expressivos; as misturas com solo LG' apresentaram ganhos entre 100 e 200%, enquanto que as misturas compostas pelo solo NG' tiveram ganhos de RCS (II) superiores a 400%; a mistura NG'+40%+Cal, por exemplo, teve um ganho de 1.112%. Esses valores concordam e são ainda superiores aos relatados por Eades e Grim (1963), que afirmam que a estabilização de solos reativos com cal hidratada varia entre 200% e 1.000%.

4.3.8.2. Análise estatística dos resultados de RCS

A análise de variância (ANOVA) foi utilizada para avaliar a influência dos fatores: tipo de solo (A), teor de areia de fundição residual (B), teor de cal hidratada (C) e tempo de cura (D); e suas interações no valor de resistência à compressão simples na condição seca (I) e após 4 horas de imersão dos corpos de prova (II).

Na Tabela 4.17 são apresentados os resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta resistência à compressão simples seca (I). Nota-se que apenas o fator tipo de solo (A) e as interações (A)x(D) e (B)x(D) não foram influentes no valor da RCS (I). Já o

teor de AFR (B), o teor de cal hidratada (C) e o tempo de cura (D) foram significativos na resistência à compressão simples seca (I).

Em função dos resultados do teste F , pode-se afirmar que o teor de cal hidratada é o fator mais influente na RCS (I), mas o fator teor de areia de fundição (B) mostrou-se também muito significativo.

Tabela 4.17– Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta Resistência à Compressão Simples Seca (I)

Fatores e Interações	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	F calculado	F tabelado	P	Significativo
Tipo de Solo (A)	1	56.021	1,93	4,07	0,172	Não
Teor de AFR (B)	4	15.305.190	131,53	2,60	0,000	Sim
Teor de cal hidratada (C)	1	4.392.188	150,99	4,07	0,000	Sim
Tempo de Cura (D)	3	2.531.166	29,00	2,83	0,000	Sim
(A)x(B)	4	2.867.807	24,65	2,60	0,000	Sim
(A)x(C)	1	559.284	19,23	4,07	0,000	Sim
(A)x(D)	3	69.215	0,79	2,83	0,504	Não
(B)x(C)	4	402.532	3,46	2,60	0,015	Sim
(B)x(D)	12	398.392	1,14	1,99	0,354	Não
(C)x(D)	3	609.877	6,99	2,83	0,001	Sim
Erro	43	1.250.863				
Total	79	28.442.534				

Os resultados da análise de variância das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta resistência à compressão simples após 4 horas de imersão dos corpos de prova (II), são apresentados na Tabela 4.18. Nota-se que os resultados obtidos para a resposta RCS (II) são similares aos obtidos na resposta RCS (I). Contudo, o fator teor de cal (C) mostrou-se muito influente na RCS (II), com resultado no teste F de 323,15, valor muito maior do que o obtido para o mesmo fator na resposta RCS (I).

Como foi observado na Figura 4.31, a adição de 3% de cal nas misturas aumentou consideravelmente a RCS após 4 horas de imersão dos corpos de prova. Assim, constata-se que a adição de cal hidratada nas misturas é muito significativa na resistência à compressão simples após imersão dos corpos de prova durante 4 horas, isto é, os ganhos de resistência devido à adição de cal hidratada são mais favoráveis quando avaliada a RCS após imersão.

Tabela 4.18 – Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta Resistência à Compressão Simples após 4 horas de imersão dos corpos de prova (II)

Fatores e Interações	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	F calculado	F tabelado	P	Significativo
Tipo de Solo (A)	1	6.624	3,25	4,07	0,078	Não
Teor de AFR (B)	4	1.408.098	17,28	2,60	0,000	Sim
Teor de cal hidratada (C)	1	6.582.634	323,15	4,07	0,000	Sim
Tempo de Cura (D)	3	1.900.654	31,10	2,83	0,000	Sim
(A)x(B)	4	261.011	3,20	2,60	0,220	Sim
(A)x(C)	1	87.781	4,31	4,07	0,044	Sim
(A)x(D)	3	84.144	1,38	2,83	0,263	Não
(B)x(C)	4	698.988	8,58	2,60	0,000	Sim
(B)x(D)	12	228.001	0,93	1,99	0,524	Não
(C)x(D)	3	1.069.958	17,51	2,83	0,000	Sim
Erro	43	87.5911				
Total	79	13.263.421				

4.3.9. Ensaio de Compressão Diametral

O ensaio de compressão diametral em corpos cilíndricos permitiu determinar a resistência à tração por compressão diametral (RT) das misturas solo areia e solo areia cal. Na Tabela 4.19 são apresentados os resultados de RT obtidos nas misturas para o solo LG' e NG'.

A Figura 4.32 permite visualizar os resultados das misturas compostas pelo solo LG' apresentados na Tabela 4.19, em função do teor de areia de fundição residual e do tempo de cura. Nota-se que as misturas solo areia e solo areia cal apresentaram uma tendência da RT decrescer com o incremento do teor de areia de fundição residual, assim como foi observado na RCS, para essas mesmas misturas. Contudo, aos 28 e 84 dias de cura, a mistura LG'+20%+Cal foi a que apresentou os maiores valores de RT.

Tabela 4.19 – Resultados da resistência à tração por compressão diametral nas misturas solo areia e solo areia cal

RT (kPa)				
CURA (dias)	LG'+0%AFR		NG'+0%AFR	
	Sem Cal	Com Cal	Sem Cal	Com Cal
0	106	98	103	82
7	121	109	107	114
28	122	140	122	137
84	147	141	122	155
CURA (dias)	LG'+20%AFR		NG'+20%AFR	
	Sem Cal	Com Cal	Sem Cal	Com Cal
0	75	96	129	94
7	91	103	129	150
28	127	150	132	190
84	132	168	142	195
CURA (dias)	LG'+40%AFR		NG'+40%AFR	
	Sem Cal	Com Cal	Sem Cal	Com Cal
0	49	26	76	70
7	55	66	95	162
28	78	83	103	217
84	85	131	109	262
CURA (dias)	LG'+60%AFR		NG'+60%AFR	
	Sem Cal	Com Cal	Sem Cal	Com Cal
0	10	15	24	26
7	12	50	25	101
28	14	80	26	146
84	15	105	31	181
CURA (dias)	LG'+70%AFR		NG'+70%AFR	
	Sem Cal	Com Cal	Sem Cal	Com Cal
0	2	9	6	10
7	3	24	8	49
28	5	38	9	89
84	6	48	11	116

As misturas solo areia cal apresentaram valores de RT levemente superiores às obtidas nas misturas solo areia compostas pelo solo LG', como mostra a Figura 4.32, principalmente aos 28 e 84 dias de cura dos corpos de prova. Contudo, pode-se afirmar que não foram notados ganhos de RT muito grandes, o que poderia ser traduzido como uma estabilização com cal hidratada incompleta, reduzindo a possibilidade de esforços ocasionados por fadiga.

Figura 4.32 – Resistência à tração por compressão diametral das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo LG'

A resistência à tração por compressão diametral nas misturas compostas pelo solo NG' mostraram um comportamento similar ao obtido no ensaio de compressão simples, em função do teor de areia de fundição adicionado e o tempo de cura, como mostra a Figura 4.33. A partir dos 7 dias de cura, a mistura NG'+40%+Cal foi a que apresentou os maiores valores de resistência à tração por compressão diametral. Também na Figura 4.33 pode se observar que nas misturas solo areia cal foram obtidos os maiores valores de RT para 7, 28 e 84 dias de cura.

Figura 4.33 – Resistência à tração por compressão diametral das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo NG'

O ganho percentual de resistência à compressão diametral aos 28 dias é apresentado na Figura 4.34, para as misturas solo areia cal com solo LG' e NG', em função do teor de areia de fundição adicionado. Nota-se que as misturas compostas por ambos os solos apresentam uma tendência muito similar até 60% de AFR, mas há uma discrepância de comportamento nas misturas com 70% do resíduo. Vale notar que as misturas LG'+70%+Cal e NG'+70%+Cal apresentaram valores de RT muito baixos, e pequenas variações podem ter ocasionado grandes diferenças nos resultados de ganho percentual.

Na Figura 4.35 é apresentada a relação dos valores de resistência à tração por compressão diametral (RT) com os resultados obtidos no ensaio de compressão simples (RCS) nas misturas solo areia cal, aos 28 e 84 dias de cura.

Segundo Thompson (1966), a resistência à compressão diametral corresponde a aproximadamente 13% da resistência à compressão simples; entretanto, para o TRB (1987), a RT pode ser estimada como 25% da RCS. Na Figura 4.35 nota-se que os resultados obtidos neste estudo apresentaram relações RT/RCS próximas à relação dada por Thompson (1966).

Figura 4.34 – Ganho percentual da resistência à tração por compressão diametral aos 28 dias, em função do teor de areia de fundição residual

Figura 4.35 – Relação RT/RCS das misturas solo areia cal aos 28 e 84 dias de cura, em função do teor de areia de fundição residual

4.3.9.1. Análise estatística dos resultados de RT

Na Tabela 4.20 são apresentados os resultados da Análise de Variância (ANOVA) realizada para a resposta resistência à tração por compressão diametral. Nota-se que todos os fatores avaliados foram influentes na RT e apenas as interações (A)x(D) e (B)x(D) não foram significativas neste parâmetro.

O fator tipo de solo (A) foi influente na resposta RT, diferente do observado nas análises realizadas para a resposta RCS (I) e RCS (II), nas quais esse fator não foi influente. Ainda na Tabela 4.20 verifica-se que o teor de AFR (B) foi o fator mais significativo, seguido pelo teor de cal hidratada (C), em função dos resultados obtidos no teste *F*.

Tabela 4.20 – Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta Resistência à Tração por Compressão Diametral

Fatores e Interações	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	<i>F</i> calculado	<i>F</i> tabelado	<i>P</i>	Significativo
Tipo de Solo (A)	1	15.680	56,48	4,07	0,000	Sim
Teor de AFR (B)	4	12.9235	116,38	2,60	0,000	Sim
Teor de cal hidratada (C)	1	26.718	96,24	4,07	0,000	Sim
Tempo de Cura (D)	3	40.848	49,05	2,83	0,000	Sim
(A)x(B)	4	10.246	9,23	2,60	0,000	Sim
(A)x(C)	1	4.682	16,86	4,07	0,000	Sim
(A)x(D)	3	1.463	1,76	2,83	0,170	Não
(B)x(C)	4	9.606	8,65	2,60	0,000	Sim
(B)x(D)	12	3.904	1,17	1,99	0,330	Não
(C)x(D)	3	16.195	19,45	2,83	0,000	Sim
Erro	43	11.937,1				
Total	79	270.514,8				

4.3.10. Ensaio de Compressão Triaxial Cíclico

4.3.10.1. Avaliação dos modelos estudados

Como foi explicado no item 4.2.3.9., para representar o módulo de resiliência das misturas, os resultados obtidos dos ensaios de compressão triaxial cíclico foram modelados através de cinco equações matemáticas:

- Modelo em função da tensão desvio;
- Modelo em função da tensão confinante;

- Modelo composto;
- Modelo AASHTO (2002);
- Modelo de Andrei et al. (2004).

O critério utilizado para avaliar esses modelos foi o coeficiente de determinação R^2 , já que este parâmetro é adequado para estimar a acurácia do ajuste estatístico alcançado pelo modelo com relação aos dados obtidos no ensaio. Segundo o Guia de Dimensionamento de Pavimentos da AASHTO (2002), valores de R^2 superiores a 0,90 indicam ajustes adequados para representar o módulo de resiliência.

Para obtenção dos modelos, foram utilizados no mínimo 11 dos 15 pares de tensões aplicados nos corpos de prova durante o ensaio de compressão triaxial cíclico, como recomenda a AASHTO T 307-99. Os resultados dos ensaios para os cinco modelos estudados são apresentados nos Apêndices deste trabalho.

Como foi explicado no item 4.2.3.9, para cada mistura foram compactados dois corpos de prova e cada corpo de prova foi testado no ensaio de compressão triaxial cíclico duas vezes. Vale aclarar que os corpos de prova não foram reutilizados para tempos de cura diferente, ou seja, para cada tempo de cura foram moldados 2 corpos de prova.

Assim, para cada modelo estudado foi determinada a porcentagem de ensaios que apresentaram um bom desempenho na previsão do módulo de resiliência (MR), em função do número de ensaios realizados e do número de modelos que apresentaram $R^2 \geq 0,90$. Na Figura 4.36 são apresentados os resultados para as misturas solo areia e solo areia cal, para cada modelo, em função do tempo de cura. Nota-se que o pior desempenho foi obtido para o modelo em função da tensão confinante (σ_3). Já o modelo composto foi o que apresentou as porcentagens mais elevadas, isto é, maior número de ensaios com $R^2 \geq 0,90$.

Figura 4.36 – Porcentagem de ensaios com $R^2 > 0,90$, para os modelos estudados, das misturas em função do tempo de cura

O modelo em função da tensão desvio (σ_d) apresentou um desempenho que pode ser considerado regular, considerando a limitação de utilizar apenas uma variável. O modelo da AASHTO apresentou um desempenho muito inferior ao do modelo composto; Andrei et al.

(2004) e Solanki et al. (2010) também observaram que este modelo apresenta um desempenho pobre e inconsistente na representação do módulo de resiliência.

Com relação ao modelo proposto por Andrei et al. (2004), o desempenho pode ser considerado ruim. Segundo esses autores este modelo apresenta um bom ajuste para materiais estabilizados com aditivos cimentantes, contudo, neste estudo pode se verificar que apresentou um desempenho muito inferior ao modelo composto, da AASHTO, e ao modelo em função da tensão desvio (σ_d). Possivelmente o modelo de Andrei et al. (2004) funcionaria melhor com teores de cal hidratada superiores ou com solos estabilizados com cimento Portland.

Nota-se ainda na Figura 4.36 que, no modelo composto, as misturas solo areia cal apresentam porcentagens inferiores às misturas solo areia. Também é observado que, para tempos de cura maiores de 28 e 84 dias, o número de ensaios com $R^2 > 0,90$ é inferior quando comparada com tempos de cura de 0 e 7 dias. Portanto, pode-se afirmar que o modelo composto apresenta um desempenho pior para as misturas solo areia cal, que é mais notório para tempos de cura maiores.

Contudo, a redução do desempenho do modelo composto pode ser atribuída à acurácia do equipamento utilizado no ensaio de compressão triaxial cíclico; já que as misturas solo areia cal apresentaram deslocamentos muito pequenos (alta rigidez), em relação aos das misturas solo areia. Vale notar que o ensaio de compressão triaxial cíclico é recomendado, principalmente, para materiais não cimentados.

Tendo em vista que o modelo composto foi o que apresentou o melhor ajuste na representação do módulo de resiliência das misturas, assim como foi notado também por outros autores (Macêdo, 1996; Ferreira, 2002; Medina e Motta, 2005; Klinsky, 2008; Solanki et al. 2010), ele foi empregado para realizar as análises apresentadas nos próximos itens.

4.3.10.2. Determinação do módulo de resiliência através do modelo composto

Para obter valores numéricos do módulo de resiliência das misturas solo areia e solo areia cal, e para poder efetuar algumas análises, foi utilizado o último par de tensões aplicado nos corpos de prova durante o ensaio de compressão triaxial cíclico, $\sigma_d = 137,9$ kPa e $\sigma_d = 275,8$ kPa; essas tensões foram utilizadas no modelo composto.

Contudo, já que para cada mistura estudada foram obtidos quatro modelos compostos, (dois ensaios em cada um dos dois corpos de prova), foi utilizado o seguinte critério para escolher o melhor modelo a ser utilizado nas análises:

- Inicialmente, dos quatro modelos compostos, foram eliminados os dois modelos que apresentaram menor R^2 ;
- Os dois modelos compostos restantes foram avaliados visualmente, para examinar o ajuste da equação com relação aos valores obtidos no ensaio de compressão triaxial cíclico. Aquela equação que apresentou melhor ajuste foi selecionada para os estudos posteriores.

Para a avaliação visual foi utilizado um programa desenvolvido em Plataforma LabView pelo Prof. Dr. Glaucio Tulio Pessa Fabbri. Na Figura 4.37 é apresentado um exemplo da visualização dos resultados de um ensaio ajustados com este programa segundo os modelos descritos anteriormente. Na parte superior da figura são mostrados os modelos em função de Tensão Desvio (σ_d) e em função da Tensão de Confinamento (σ_3); já na parte inferior, da esquerda para a direita é apresentado o Modelo Composto, o Modelo da AASHTO e o Modelo de Andrei et al. (2004).

Figura 4.37 – Programa utilizado para visualização dos modelos estudados

Nas Tabelas 4.21 e 4.22 são apresentados os valores de MR das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo LG' e pelo solo NG', respectivamente. Também nessas tabelas são apresentados os parâmetros (k_1 , k_2 , k_3) do modelo composto, o coeficiente de determinação R^2 , a MES_{max} e a W_{ot} utilizadas na compactação dos corpos de prova.

Tabela 4.21 – Parâmetros do modelo composto e módulo de resiliência para ($\sigma_3=137,9$ kPa e $\sigma_d=275,8$ kPa), das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo LG'

Mistura	wot (%)	MESmax (g/cm³)	Cura (dias)	Modelo Composto				MR (MPa)
				k1	k2	k3	R²	
LG'+0%	20,5	1,760	0	15441,6	-0,27	-0,30	0,90	765
LG'+20%	16,8	1,905	0	11191,7	-0,11	-0,35	0,90	890
LG'+40%	14	2,010	0	1561,7	0,25	-0,65	0,92	139
LG'+60%	11,1	2,100	0	105,8	0,91	-0,67	0,92	223
LG'+70%	10	2,100	0	37,5	0,91	-0,45	0,96	263
LG'+0%	20,5	1,760	7	6039,4	0,04	-0,39	0,90	842
LG'+20%	16,8	1,905	7	24812,8	-0,52	-0,13	0,85	920
LG'+40%	14	2,010	7	1950,8	0,10	-0,46	0,93	244
LG'+60%	11,1	2,100	7	90,1	0,78	-0,55	0,93	185
LG'+70%	10	2,100	7	6,1	1,12	-0,38	0,93	176
LG'+0%	20,5	1,760	28	102625,1	-0,15	-0,70	0,97	957
LG'+20%	16,8	1,905	28	339763,1	-0,56	-0,53	0,93	1064
LG'+40%	14	2,010	28	7871,8	0,03	-0,69	0,91	189
LG'+60%	11,1	2,100	28	1196,6	0,48	-0,71	0,94	238
LG'+70%	10	2,100	28	334,3	0,44	-0,43	0,94	267
LG'+0%	20,5	1,760	84	18944,6	0,07	-0,40	0,77	2855
LG'+20%	16,8	1,905	84	575647,8	-0,83	-0,28	0,77	1998
LG'+40%	14	2,010	84	91847,9	-0,08	-0,82	0,92	598
LG'+60%	11,1	2,100	84	293196,4	-0,08	-1,21	0,93	226
LG'+70%	10	2,100	84	164,3	1,03	-0,87	0,91	198
LG'+0%+Cal	22	1,725	0	1447998,6	-0,06	-1,20	0,82	1281
LG'+20%+Cal	18,7	1,820	0	63731,0	0,17	-0,84	0,94	1298
LG'+40%+Cal	16,2	1,910	0	13769,8	-0,07	-0,58	0,92	376
LG'+60%+Cal	12,5	2,000	0	21076,6	0,02	-0,78	0,91	293
LG'+70%+Cal	11,3	2,055	0	3596,2	0,40	-0,83	0,91	248
LG'+0%+Cal	22	1,725	7	386993,6	-0,43	-0,56	0,91	1977
LG'+20%+Cal	18,7	1,820	7	60303,4	-0,57	-0,22	0,93	1068
LG'+40%+Cal	16,2	1,910	7	9275,4	-0,08	-0,51	0,94	349
LG'+60%+Cal	12,5	2,000	7	26000,3	0,33	-0,96	0,90	605
LG'+70%+Cal	11,3	2,055	7	3900,5	0,27	-0,67	0,89	350
LG'+0%+Cal	22	1,725	28	13948,8	0,75	-0,96	0,85	2522
LG'+20%+Cal	18,7	1,820	28	3578428,6	-0,75	-0,71	0,85	1657
LG'+40%+Cal	16,2	1,910	28	16348,1	0,08	-0,63	0,93	694
LG'+60%+Cal	12,5	2,000	28	870428,4	-0,37	-0,87	0,92	1026
LG'+70%+Cal	11,3	2,055	28	5866,5	0,04	-0,42	0,93	666
LG'+0%+Cal	22	1,725	84	54386,6	-0,39	-0,20	0,74	2640
LG'+20%+Cal	18,7	1,820	84	708690,0	-0,09	-0,98	0,86	1841
LG'+40%+Cal	16,2	1,910	84	44527190,2	-0,66	-1,26	0,82	1427
LG'+60%+Cal	12,5	2,000	84	224049,8	0,13	-1,01	0,90	1436
LG'+70%+Cal	11,3	2,055	84	281397,9	0,24	-1,23	0,86	887

Tabela 4.22 – Parâmetros do modelo composto e módulo de resiliência para ($\sigma_3=137,9$ kPa e $\sigma_d=275,8$ kPa), das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo NG'

Mistura	wot (%)	MESmax (g/cm³)	Cura (dias)	Modelo Composto				MR (MPa)
				k1	k2	k3	R²	
NG'+0%	21,7	1,625	0	6334,6	-0,06	-0,53	0,94	246
NG'+20%	16,8	1,790	0	11058,8	-0,03	-0,57	0,95	391
NG'+40%	14,4	1,890	0	5175,0	-0,04	-0,56	0,97	191
NG'+60%	11,3	2,000	0	2572,9	0,14	-0,62	0,91	153
NG'+70%	10,8	2,100	0	91,9	0,69	-0,50	0,91	169
NG'+0%	21,7	1,625	7	1822,1	0,19	-0,52	0,95	257
NG'+20%	16,8	1,790	7	48957,4	-0,02	-0,82	0,94	440
NG'+40%	14,4	1,890	7	11902,7	-0,11	-0,65	0,97	184
NG'+60%	11,3	2,000	7	1613,5	0,16	-0,62	0,92	115
NG'+70%	10,8	2,100	7	29,8	1,05	-0,64	0,92	143
NG'+0%	21,7	1,625	28	3387,9	0,01	-0,38	0,96	409
NG'+20%	16,8	1,790	28	8609,6	0,05	-0,55	0,94	495
NG'+40%	14,4	1,890	28	8382,2	-0,17	-0,49	0,93	229
NG'+60%	11,3	2,000	28	1632,6	0,21	-0,66	0,96	112
NG'+70%	10,8	2,100	28	36,0	0,82	-0,51	0,93	113
NG'+0%	21,7	1,625	84	203728,0	-0,29	-0,86	0,95	372
NG'+20%	16,8	1,790	84	1017579,3	-0,27	-1,10	0,90	572
NG'+40%	14,4	1,890	84	64728,4	-0,10	-0,80	0,88	453
NG'+60%	11,3	2,000	84	2831,1	0,31	-0,85	0,94	108
NG'+70%	10,8	2,100	84	402,7	0,71	-0,86	0,90	102
NG'+0%+Cal	24	1,560	0	23789,5	-0,47	-0,23	0,96	660
NG'+20%+Cal	18,7	1,700	0	3656,1	0,10	-0,40	0,88	641
NG'+40% +Cal	14,2	1,870	0	41376,9	0,01	-0,75	0,95	649
NG'+60%+Cal	13,3	1,975	0	2301,0	0,11	-0,53	0,90	198
NG'+70%+Cal	12,4	2,030	0	742,9	0,36	-0,62	0,91	138
NG'+0%+Cal	24	1,560	7	78669,4	-0,63	-0,19	0,87	1180
NG'+20%+Cal	18,7	1,700	7	149418,3	-0,26	-0,59	0,90	1565
NG'+40% +Cal	14,2	1,870	7	22188,6	0,38	-0,79	0,65	1656
NG'+60%+Cal	13,3	1,975	7	18186,5	0,07	-0,69	0,97	525
NG'+70%+Cal	12,4	2,030	7	4762,0	0,05	-0,45	0,93	477
NG'+0%+Cal	24	1,560	28	17661,3	-0,21	-0,28	0,94	1350
NG'+20%+Cal	18,7	1,700	28	74413,8	0,23	-0,81	0,93	2498
NG'+40% +Cal	14,2	1,870	28	82123,9	-0,19	-0,41	0,85	3113
NG'+60%+Cal	13,3	1,975	28	106635,3	0,53	-1,27	0,86	1215
NG'+70%+Cal	12,4	2,030	28	3120,4	0,47	-0,53	0,90	1617
NG'+0%+Cal	24	1,560	84	11758,1	-0,09	-0,31	0,77	1309
NG'+20%+Cal	18,7	1,700	84	8674,5	0,33	-0,52	0,54	2432
NG'+40% +Cal	14,2	1,870	84	32806,5	-0,27	-0,18	0,65	3030
NG'+60%+Cal	13,3	1,975	84	76420,9	-0,07	-0,65	0,87	1438
NG'+70%+Cal	12,4	2,030	84	46756,8	-0,41	-0,27	0,87	1380

Os parâmetros (k_1 , k_2 , k_3) do modelo composto variaram bastante, como pode se notar nas Tabelas 4.21 e 4.22, contudo, segundo Boudreau e Wang (2003), não existe referência que recomende valores máximos ou mínimos. Salienta-se que k_1 , k_2 , k_3 são apenas parâmetros de ajuste do modelo com base nos valores de módulo de resiliência obtidos no ensaio de

compressão triaxial cíclico e não representam alguma propriedade física ou mecânica do material.

Nas Figuras 4.38 e 4.39 são ilustrados os valores de módulo de resiliência (MR), para um certo par de tensões, das misturas solo areia e solo areia cal, para os solos LG' e NG', respectivamente, em função do teor de areia de fundição adicionada. Nessas figuras podem ser extraídos os efeitos: a) da adição de areia de fundição residual; b) da adição de cal hidratada e c) do tempo de cura.

Figura 4.38 – Módulo de resiliência das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo LG', para ($\sigma_3=137,9$ kPa e $\sigma_d=275,8$ kPa)

Figura 4.39 – Módulo de resiliência das misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo NG', para ($\sigma_3=137,9$ kPa e $\sigma_d=275,8$ kPa)

a) Adição de areia de fundição residual

Nas misturas solo areia e solo areia cal compostas pelo solo LG', a adição de teores crescentes de areia de fundição residual reduziu o valor de módulo de resiliência, como pode ser notado nas Figuras 4.38a e 4.38b. Klinsky (2008) também avaliou a adição de areia de fundição residual fenólica a dois solos argilosos lateríticos e verificou que a adição do resíduo em teores crescentes reduz o valor de MR.

A adição de 20% de areia de fundição residual nas misturas solo areia compostas pelo solo NG' aumentou o valor de MR, mas teores mais elevados o reduziram. Já nas misturas solo areia cal com NG', a adição de 40% de AFR originou a mistura com maiores valores de módulo de resiliência aos 7, 28 e 84 dias de cura, como é mostrado nas Figuras 4.39a e 4.39b. É difícil explicar esse comportamento, já que a adição de areia de fundição residual reduz o módulo de resiliência de solos argilosos, como aconteceu com o solo LG'. É possível que o solo classificado como não laterítico argiloso reaja com partículas residuais da areia de fundição ou com a resina furânica após adição da umidade ótima, estabilizando a mistura final e aumentando sua rigidez.

Ainda nas Figuras 4.38a e 4.39a pode se notar que as misturas solo areia compostas pelo solo LG' apresentaram módulo de resiliência entre 100 MPa e 1.000 MPa até os 28 dias de cura; enquanto o MR das misturas solo areia com solo NG' foi de 100 a 500 MPa. Portanto, pode-se afirmar que o solo LG' produziu misturas do tipo solo areia com módulo de resiliência maior que as misturas compostas pelo solo NG'.

As misturas solo areia com 60% e 70% de areia de fundição residual apresentaram módulos entre 100 e 200 MPa. Esses valores são próximos aos obtidos por Kleven et al. (2000) para 14 areias de fundição residuais do Estado de Wisconsin, nos Estados Unidos; os autores obtiveram valores de MR em torno de 100 MPa. Já Tuncer e Benson (2005) relatam que, nos Estados Unidos, resíduos das atividades de fundição sem estabilização apresentam módulos que se enquadram na faixa de 600 a 700 MPa.

b) Adição de cal hidratada

Nas Figuras 4.38 e 4.39 nota-se que a adição de 3% de cal hidratada nas misturas compostas pelo solo LG' e pelo solo NG', aumentou o módulo de resiliência para todos os tempos de cura estudados, inclusive para 0 dias de cura. Thompson (1966) relata que as características

da curva tensão deformação das misturas solo cal são modificadas imediatamente após a incorporação do aditivo no solo.

As misturas solo areia cal, com até 40% de areia de fundição residual, apresentaram módulo de resiliência superior a 1.000 MPa, aos 28 dias de cura. Segundo Syed (1998), esses valores são comuns em bases estabilizadas com cal hidratada no Estado de Texas, Estados Unidos. O autor determinou o MR de 16 pavimentos através de retroanálises realizadas com resultados de ensaios com FWD (*Falling Weight Deflectometer*), e obteve uma média de 4.200 MPa, com um desvio padrão de 400 MPa.

Solanki et al. (2010) estabilizaram solos argilosos com 3%, 6% e 9% de cal hidratada e notaram que os maiores valores de MR foram obtidos nas misturas com 3% do aditivo. Os solos argilosos naturais apresentaram módulos próximos de 100 MPa e, através da estabilização com cal, alcançaram valores de até 800 MPa, isto é, mais que 700% de aumento. Contudo, eles notaram que o incremento do MR depende principalmente do tipo de solo estabilizado.

O aumento percentual do módulo de resiliência das misturas solo areia cal aos 7, 28 e 84 dias de cura em relação aos 0 dias de cura, em função do teor de areia de fundição, é apresentado nas Figuras 4.40b e 4.40d. Nessas figuras é notado que a adição de cal hidratada provocou maior aumento do MR nas misturas compostas pelo solo NG', do que para as misturas com solo LG', assim como foi notado na resistência à compressão simples e na resistência à tração por compressão diametral. Portanto, a estabilização com cal hidratada é muito mais benéfica quando aplicada a solos ruins, expansivos e de baixa capacidade de suporte e resistência mecânica.

Figura 4.40 – Aumento percentual do módulo de resiliência nas misturas aos 7, 28 e 84 dias de cura, em função do teor de areia de fundição residual

c) Tempo de cura

As misturas solo areia não apresentaram aumentos significativos no módulo de resiliência aos 7 e 28 dias de cura, como é notado nas Figuras 4.40a e 4.40c. Contudo, aos 84 dias de cura, o MR aumentou nas misturas compostas pelo solo LG' com até 40% de areia de fundição residual, e em menor escala nas misturas com solo NG'.

As misturas LG'+0% e LG'+20% apresentaram valores de MR bastante elevados aos 84 dias de cura, em torno de 2.855 MPa e 1.988 MPa, respectivamente. Vale notar que esses valores foram obtidos a partir de modelos com coeficientes de determinação (R^2) regulares, em torno de 0,77, como pode ser notado na Tabela 4.21, mas mesmo assim, as misturas solo areia compostas pelo solo LG' apresentaram algum ganho no módulo de resiliência para tempos de cura maiores.

Segundo Takeda (2006), o módulo de resiliência é maior nos solos compactados na umidade ótima e submetidos à secagem até alcançar teores de umidade de até $W_{ot} - 2\%$, do que os solos testados na umidade ótima. Após os ensaios de compressão triaxial cíclica, os corpos de prova foram destorroados para obtenção da umidade do núcleo, e foi notado que os CP aos 28 e 84 dias de cura apresentaram umidades até 1,0% abaixo da umidade com a qual foram compactados, como pode ser notado nas Tabelas 4.23 e 4.24. Assim, pode ser que a secagem dos corpos de prova compactados, apesar do seu armazenamento em câmara úmida, tenha causado um aumento do módulo de resiliência das misturas solo areia.

Tabela 4.23 – Perda de umidade das misturas compostas pelo solo LG', após cura

Cura (dias)	Mistura	Umidade de compactação (%)	Umidade após ensaio (%)	Mistura	Umidade de compactação (%)	Umidade após ensaio (%)
0	LG'+0%	20,5	20,4	LG'+0%+Cal	22,0	22,0
0	LG'+20%	16,8	16,8	LG'+20%+Cal	18,7	18,6
0	LG'+40%	14,0	13,9	LG'+40% +Cal	16,2	16,1
0	LG'+60%	11,1	11,1	LG'+60%+Cal	12,5	12,3
0	LG'+70%	10,0	10,0	LG'+70%+Cal	11,3	11,1
7	LG'+0%	20,5	20,1	LG'+0%+Cal	22,0	21,1
7	LG'+20%	16,8	16,7	LG'+20%+Cal	18,7	18,0
7	LG'+40%	14,0	13,8	LG'+40% +Cal	16,2	15,9
7	LG'+60%	11,1	10,9	LG'+60%+Cal	12,5	11,7
7	LG'+70%	10,0	9,8	LG'+70%+Cal	11,3	11,0
28	LG'+0%	20,5	20,1	LG'+0%+Cal	22,0	21,0
28	LG'+20%	16,8	16,5	LG'+20%+Cal	18,7	17,7
28	LG'+40%	14,0	13,5	LG'+40% +Cal	16,2	15,2
28	LG'+60%	11,1	10,5	LG'+60%+Cal	12,5	11,2
28	LG'+70%	10,0	9,6	LG'+70%+Cal	11,3	10,7
84	LG'+0%	20,5	19,9	LG'+0%+Cal	22,0	20,9
84	LG'+20%	16,8	16,4	LG'+20%+Cal	18,7	17,4
84	LG'+40%	14,0	13,5	LG'+40% +Cal	16,2	15,1
84	LG'+60%	11,1	10,7	LG'+60%+Cal	12,5	11,2
84	LG'+70%	10,0	9,3	LG'+70%+Cal	11,3	10,7

Tabela 4.24 – Perda de umidade das misturas compostas pelo solo NG', após cura

Cura (dias)	Mistura	Umidade de compactação (%)	Umidade após ensaio (%)	Mistura	Umidade de compactação (%)	Umidade após ensaio (%)
0	NG'+0%	21,70	21,63	NG'+0%+Cal	24,00	23,96
0	NG'+20%	16,80	16,78	NG'+20%+Cal	18,70	18,45
0	NG'+40%	14,40	14,29	NG'+40% +Cal	14,20	13,93
0	NG'+60%	11,30	11,29	NG'+60%+Cal	13,30	13,12
0	NG'+70%	10,80	10,73	NG'+70%+Cal	12,40	12,18
7	NG'+0%	21,70	21,59	NG'+0%+Cal	24,00	23,24
7	NG'+20%	16,80	16,34	NG'+20%+Cal	18,70	17,91
7	NG'+40%	14,40	13,87	NG'+40% +Cal	14,20	13,97
7	NG'+60%	11,30	11,26	NG'+60%+Cal	13,30	12,64
7	NG'+70%	10,80	10,65	NG'+70%+Cal	12,40	12,01
28	NG'+0%	21,70	21,38	NG'+0%+Cal	24,00	22,97
28	NG'+20%	16,80	16,12	NG'+20%+Cal	18,70	18,04
28	NG'+40%	14,40	13,69	NG'+40% +Cal	14,20	13,50
28	NG'+60%	11,30	11,05	NG'+60%+Cal	13,30	12,59
28	NG'+70%	10,80	10,26	NG'+70%+Cal	12,40	11,88
84	NG'+0%	21,70	21,26	NG'+0%+Cal	24,00	22,76
84	NG'+20%	16,80	15,83	NG'+20%+Cal	18,70	18,06
84	NG'+40%	14,40	13,53	NG'+40% +Cal	14,20	13,02
84	NG'+60%	11,30	10,83	NG'+60%+Cal	13,30	12,38
84	NG'+70%	10,80	10,37	NG'+70%+Cal	12,40	11,82

Com relação às misturas solo areia cal, nota-se nas Figuras 4.38, 4.39 e 4.40 que o tempo de cura desempenha um papel fundamental no aumento da rigidez, assim como foi observado na resistência à compressão simples e na resistência à tração por compressão diametral. O módulo de resiliência, das misturas estabilizadas com 3% de cal hidratada, mostrou uma tendência crescente com o incremento do tempo de cura.

Os módulos de resiliência das misturas compostas pelo solo LG' aumentaram entre 50% e 400%, enquanto que nas misturas solo areia cal com NG' aumentaram em até 1.100%. Segundo Little (1996), é comum observar ganhos no valor de MR de 800% até 1.500%, em longo prazo. Já Puppala et al. (1996) afirmam que para curtos períodos de tempo, esse aumento é em torno de 30% a 50%.

4.3.10.3.1. Análise estatística do módulo de resiliência

Os resultados de módulo de resiliência, obtidos para o último par de tensões do ensaio de compressão triaxial cíclico e o modelo composto, foram avaliados estatisticamente. O objetivo foi determinar a influência dos fatores: tipo de solo (A), teor de areia de fundição (B), teor de cal hidratada (C) e tempo de cura (D); assim como suas interações, no valor de MR. Os resultados da análise de variância (ANOVA) são apresentados na Tabela 4.25.

O fator tipo de solo (A) não foi significativo estatisticamente no valor de módulo de resiliência, embora as observações previamente realizadas mostraram que os valores obtidos para as misturas compostas pelo solo LG' e NG' eram consideravelmente diferentes.

Já os fatores teor de areia de fundição residual (B), teor de cal hidratada (C) e tempo de cura (D), influíram no valor de MR. Nota-se na Tabela 4.25, que o teor de cal hidratada (C) foi o fator mais significativo no módulo de resiliência das misturas, em função do elevado valor obtido no teste F .

Tabela 4.25 – Resultados da ANOVA das misturas solo areia e solo areia cal, para a resposta módulo de resiliência, para o último par de tensão da AASHTO T 307-99

Fatores e Interações	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	F calculado	F tabelado	P	Significativo
Tipo de Solo (A)	1	157.823	1,14	4,07	0,293	Não
Teor de AFR (B)	4	9.105.369	16,38	2,60	0,000	Sim
Teor de cal hidratada (C)	1	12.184.840	87,67	4,07	0,000	Sim
Tempo de Cura (D)	3	7.767.636	18,63	2,83	0,000	Sim
(A)x(B)	4	6.043.349	10,87	2,60	0,000	Sim
(A)x(C)	1	1.926.213	13,86	4,07	0,001	Sim
(A)x(D)	3	716.127	1,72	2,83	0,178	Não
(B)x(C)	4	773.479	1,39	2,60	0,253	Não
(B)x(D)	12	722.205	0,43	1,99	0,941	Não
(C)x(D)	3	2.932.490	7,03	2,83	0,001	Sim
Erro	43	5.976.291				
Total	79	48.305.821				

4.3.11. Ensaio de determinação de módulo de resiliência por compressão diametral cíclica

Em vista dos elevados valores de módulos de resiliência obtidos nos ensaios de compressão triaxial cíclica, foi utilizado o ensaio de compressão diametral cíclica em algumas das

misturas solo areia cal. Este ensaio é bastante utilizado em solos estabilizados com cal hidratada e cimento Portland, já que as bases constituídas por estes materiais, de modo geral, apresentam tensões de tração, quando construídas sobre sub-bases ou subleitos de rigidez consideravelmente menor à sua. Na Tabela 4.26 são apresentados os resultados do MR médios e os desvios padrão das misturas avaliadas. Vale notar que, já que esse ensaio foi realizado para efeitos de comparação, foi realizado apenas aos 7 e 28 dias de cura dos corpos de prova.

Tabela 4.26 – Ensaio de compressão diametral cíclico nas misturas solo areia cal

Mistura	MR Médio aos 7 dias de cura (MPa)	Desvio Padrão	MR Médio aos 28 dias de cura (MPa)	Desvio Padrão
LG'+0%+Cal	1.599	216	1.825	354
LG'+20%+Cal	1.517	444	1.890	458
NG'+0%+Cal	1.594	328	1.609	386
NG'+20%+Cal	1.633	125	2.333	401
NG+40%+Cal	2.106	226	3.726	92

Nota-se na Tabela 4.26 que o solo LG'+20%+Cal apresentou valores muito próximos dos da mistura sem a adição de AFR, LG'+0%+Cal, para os dois tempos de cura avaliados. Também pode se verificar que o incremento do tempo de cura aumentou o módulo de resiliência dessas misturas.

Já nas misturas solo areia cal compostas pelo solo NG', o incremento de 20% e 40% de areia de fundição residual aumentou o valor de MR determinado através do ensaio de compressão diametral cíclica, como é mostrado na Figura 4.41. Assim como nas misturas com solo LG', aos 28 dias de cura notou-se um incremento do MR, principalmente nas misturas NG'+20%+Cal e NG'+40%+Cal.

De modo geral, pode-se notar na Tabela 4.27 que os valores de módulo de resiliência obtidos no ensaio de compressão diametral cíclica são bastante próximos aos obtidos no ensaio de compressão triaxial cíclica, para o último par de tensões e o modelo composto. Contudo, na Figura 4.42 nota-se que as misturas NG'+20%+Cal e NG'+40% +Cal são as que apresentam maior paralelismo com a diagonal principal, que é um indicativo de uma melhor correlação entre os dois ensaios. Já as outras misturas (LG'+0%+Cal, LG'+20%+Cal e NG'+0%+Cal) mostraram-se mais esconsas com relação à diagonal principal.

Figura 4.41 – Módulos de resiliência obtidos dos ensaios de compressão diametral cíclica, para as misturas solo areia, em função do tempo de cura; a) Misturas com solo LG'; b) Misturas com solo NG'

Tabela 4.27 – Ensaios de compressão diametral cíclica nas misturas solo areia cal

Mistura	MR (7 Dias)	MR (7 Dias)	MR (28 Dias)	MR (28 Dias)
	Ensaio de Compressão Diametral Cíclica (MPa)	Ensaio de Compressão Triaxial Cíclica (MPa)	Ensaio de Compressão Diametral Cíclica (MPa)	Ensaio de Compressão Triaxial Cíclica (MPa)
LG'+0%+Cal	1.599	1.977	1.825	2.522
LG'+20%+Cal	1.517	1.068	1.890	1.657
NG'+0%+Cal	1.594	1.180	1.609	1.350
NG'+20%+Cal	1.633	1.565	2.333	2.498
NG'+40%+Cal	2.106	1.656	3.726	3.113

Figura 4.42 – Relação do Módulo de Resiliência (MR) obtido no ensaio de compressão diametral cíclica e o MR obtido no ensaio compressão triaxial cíclica

4.3.12. Cálculo de tensões em estruturas de pavimentos de baixo volume de tráfego

Os pavimentos com revestimento flexível e com bases estabilizadas com aditivos cimentantes, como cal hidratada e cimento Portland, podem apresentar tensões de tração nas fibras inferiores da camada de base devido à sua elevada rigidez, à deformabilidade do subleito e a revestimentos com baixa espessura (HUANG, 2004). Assim, nesse tipo de estruturas é necessário determinar as tensões atuantes na face inferior da base, para verificar suas magnitudes e, eventualmente, limitá-las para evitar que as tensões de tração provoquem fadiga precoce.

Neste estudo, verificou-se que as misturas solo areia cal com baixos conteúdos de AFR, apresentaram elevados valores de módulo de resiliência. Assim, foi realizada a verificação de tensões em diversos tipos de pavimentos com o propósito de avaliar as tensões de tração que surgem nas fibras inferiores da camada de base.

Para determinar as tensões nas camadas das estruturas dos pavimentos, inicialmente foram considerados dois níveis de tráfego: 10^6 e 5×10^6 repetições do eixo padrão de 80 kN. Para o primeiro caso foi idealizada uma estrutura de pavimento “A” com um tratamento superficial

duplo de 25 mm de espessura. Para o segundo caso foi utilizada a estrutura de pavimento “B”, com um CBUQ de 50 mm de espessura, como mostra a Figura 4.43.

Estrutura do Pavimento “A”

Revestimento		Espessura = 25 mm MR = 2.000 MPa Coeficiente de Poisson = 0,30	
Base	Espessura em função do CBR do subleito	<ul style="list-style-type: none"> • 400 mm • 310 mm • 250 mm • 210 mm 	
	Módulo de Resiliência Variável	<ul style="list-style-type: none"> • 100 MPa • 200 MPa • 400 MPa • 600 MPa • 800 MPa • 1.000 MPa • 1.500 MPa • 2.000 MPa • 2.500 MPa 	
		Coeficiente de Poisson = 0,35	
Subleito			
		<ul style="list-style-type: none"> • 6% • 9% • 12% • 15% 	Subleito Arenoso MR = 100 MPa Subleito Argiloso MR = 300 MPa Coeficiente de Poisson = 0,40

Estrutura do Pavimento “B”

Revestimento		Espessura = 50 mm MR = 5.000 MPa Coeficiente de Poisson = 0,30	
Base	Espessura em função do CBR do subleito	<ul style="list-style-type: none"> • 380 mm • 290 mm • 220 mm • 180 mm 	
	Módulo de Resiliência Variável	<ul style="list-style-type: none"> • 100 MPa • 200 MPa • 400 MPa • 600 MPa • 800 MPa • 1.000 MPa • 1.500 MPa • 2.000 MPa • 2.500 MPa 	
		Coeficiente de Poisson = 0,35	
Subleito			
		<ul style="list-style-type: none"> • 6% • 9% • 12% • 15% 	Subleito Arenoso MR = 100 MPa Subleito Argiloso MR = 300 MPa Coeficiente de Poisson = 0,40

Figura 4.43 – Estruturas de pavimentos utilizadas no cálculo das tensões

As espessuras das camadas de base dos pavimentos “A” e “B” foram determinadas segundo o dimensionamento do Manual de Pavimentos do DNIT (2006) considerando subleitos com quatro CBR distintos: 6%, 9%, 12% e 15%.

Para determinar as tensões nos pavimentos, considerou-se a base com módulo de resiliência variável, de 100 MPa até 2.500 MPa. Também no subleito, empregaram-se dois valores de módulo de resiliência: 100MPa, para um subleito arenoso e 300 MPa para um subleito argiloso. Outras informações adicionais são apresentadas na Figura 4.43. Para o carregamento, foram consideradas duas rodas do eixo padrão de 80 kN, isto é, duas cargas circulares de 20 kN, distanciadas 300 mm e com pressão dos pneus de 560 kPa. Para simplificação do estudo, foi utilizada uma nomenclatura para as diferentes estruturas de pavimento avaliadas, descrita na Tabela 4.28; vale notar que nessa tabela não está descrito o valor de MR das bases, já que foi considerado variável.

Tabela 4.28 – Nomenclatura empregada para as diversas estruturas de pavimento

Nomenclatura	Espessura da Base (mm)	Estrutura do Pavimento	Tipo de Subleito	MR Subleito (MPa)	Ponto de Avaliação da Tensão
1A-ARE-RODA	400	A	Arenoso	100	Sob uma roda
2A-ARE-RODA	310	A	Arenoso	100	Sob uma roda
3A-ARE-RODA	250	A	Arenoso	100	Sob uma roda
4A-ARE-RODA	210	A	Arenoso	100	Sob uma roda
1A-ARG-RODA	400	A	Argiloso	300	Sob uma roda
2A-ARG-RODA	310	A	Argiloso	300	Sob uma roda
3A-ARG-RODA	250	A	Argiloso	300	Sob uma roda
4A-ARG-RODA	210	A	Argiloso	300	Sob uma roda
1B-ARE-RODA	380	B	Arenoso	100	Sob uma roda
2B-ARE-RODA	290	B	Arenoso	100	Sob uma roda
3B-ARE-RODA	220	B	Arenoso	100	Sob uma roda
4B-ARE-RODA	180	B	Arenoso	100	Sob uma roda
1B-ARG-RODA	380	B	Argiloso	300	Sob uma roda
2B-ARG-RODA	290	B	Argiloso	300	Sob uma roda
3B-ARG-RODA	220	B	Argiloso	300	Sob uma roda
4B-ARG-RODA	180	B	Argiloso	300	Sob uma roda
1A-ARE-MEIO	400	A	Arenoso	100	No meio das rodas
2A-ARE-MEIO	310	A	Arenoso	100	No meio das rodas
3A-ARE-MEIO	250	A	Arenoso	100	No meio das rodas
4A-ARE-MEIO	210	A	Arenoso	100	No meio das rodas
1A-ARG-MEIO	400	A	Argiloso	300	No meio das rodas
2A-ARG-MEIO	310	A	Argiloso	300	No meio das rodas
3A-ARG-MEIO	250	A	Argiloso	300	No meio das rodas
4A-ARG-MEIO	210	A	Argiloso	300	No meio das rodas
1B-ARE-MEIO	380	B	Arenoso	100	No meio das rodas
2B-ARE-MEIO	290	B	Arenoso	100	No meio das rodas
3B-ARE-MEIO	220	B	Arenoso	100	No meio das rodas
4B-ARE-MEIO	180	B	Arenoso	100	No meio das rodas
1B-ARG-MEIO	380	B	Argiloso	300	No meio das rodas
2B-ARG-MEIO	290	B	Argiloso	300	No meio das rodas
3B-ARG-MEIO	220	B	Argiloso	300	No meio das rodas
4B-ARG-MEIO	180	B	Argiloso	300	No meio das rodas

O programa MePADS “*Mechanistic-Empirical Pavement Design and Analysis Software (me-PADS)*”, (2012), foi utilizado para obter as tensões na estrutura dos pavimentos avaliados. Esse programa realiza análise de camadas múltiplas lineares, assim como no ELSYM5, e forma parte do projeto de dimensionamento de pavimentos na República da África do Sul. Já que esta pesquisa objetiva o emprego da areia de fundição residual nas camadas de base, as tensões foram determinadas na fibra inferior, no centro e na fibra superior da base, tanto sob o eixo de uma das rodas do eixo padrão, como no centro das duas rodas, como é esquematizado na Figura 4.44.

Figura 4.44 – Localização dos pontos de determinação das tensões

O programa MePADS (2012) fornece uma série de gráficos que facilitam a visualização das tensões atuantes na estrutura do pavimento. Por exemplo, a Figura 4.45 mostra a distribuição de tensões normais da direção X (S_{XX}), no plano paralelo a X-Z, em $Y=0$. Na Figura 4.46 são apresentadas as tensões normais da direção Y (S_{YY}), no plano paralelo a X-Z, em $X=0$. A estrutura mostrada nessas figuras corresponde à Estrutura de Pavimento “A” com espessura da camada base de 400 mm (1A-ARE-RODA) e módulo de resiliência da base de 400 MPa.

Nota-se que, próximo à fibra inferior da base ($Z \cong 425$), surgem tensões de tração, devido ao elevado módulo de resiliência da base, em relação ao MR do subleito arenoso (100 MPa) e à espessura da capa e seu módulo de resiliência. Vale notar que o programa MePADS (2012) considera positivas as tensões de tração e negativas as tensões de compressão.

Figura 4.45 – Exemplo da distribuição das tensões normais na direção X ao longo da profundidade do pavimento sob uma das rodas de carregamento

Figura 4.46 – Exemplo da distribuição das tensões normais na direção Y ao longo da profundidade do pavimento sob uma das rodas de carregamento

É importante ressaltar que este programa realiza análise de camadas múltiplas lineares, que pode considerar tensões que são somente teóricas ou numéricas e podem não representar o que acontece realmente em campo.

Os valores das tensões nos pavimentos avaliados são apresentados no Apêndice D. Verificou-se que as maiores tensões normais de tração nas fibras inferiores da base foram obtidas na direção Y quando comparadas com as tensões na direção X, como pode ser notado nas Figuras 4.45 e 4.46. Assim, as tensões normais S_{YY} foram consideradas críticas e utilizadas para realizar as análises posteriores.

As Figuras 4.47 e 4.48 mostram as tensões normais na direção Y (S_{YY}) na fibra inferior da base sob o centro de uma roda e entre as duas rodas do eixo padrão, respectivamente, em função do módulo de resiliência da base. A partir dessas figuras podem ser realizadas as seguintes observações:

- o incremento do módulo de resiliência da base aumenta as tensões de tração nas fibras inferiores dessa camada;
- as estruturas de pavimento com bases delgadas apresentaram tensões de tração maiores que nas estruturas com bases mais espessas;
- a estrutura de pavimento “B”, que foi considerada com revestimento de concreto asfáltico de 50 mm de espessura e MR de 5.000 MPa, apresentou tensões de tração na face inferior da base levemente inferiores às obtidas na estrutura de pavimento “A”, com tratamento superficial duplo de 25 mm de espessura e MR de 2.500 MPa;
- nas estruturas de pavimento com subleito argiloso, as tensões de tração foram inferiores às estruturas com subleito arenoso. Vale notar que essa avaliação é realizada apenas em termos da rigidez dos materiais, já que o MR do subleito argiloso considerado foi de 300 MPa, e do subleito arenoso 100 MPa. Neste estudo não foi considerado a possibilidade de encharcamento do subleito, o que reduziria consideravelmente a rigidez do material argiloso.
- nota-se também que, as estruturas de pavimento com o subleito mais rígido, desenvolvem tensões de tração na base a partir de valores de MR iguais a 400 MPa;
- as tensões determinadas sob o centro de uma das rodas do eixo padrão foram muito próximas às obtidas entre as duas rodas;

Figura 4.47 – Tensões normais na direção Y na fibra inferior da base sob uma das rodas de carregamento, em função do módulo de resiliência da base do pavimento, para a) subleito arenoso na estrutura A; b) subleito argiloso na estrutura A; c) subleito arenoso na estrutura B; d) subleito argiloso na estrutura B

Figura 4.48 – Tensões normais na direção Y na fibra inferior da base no centro das rodas de carregamento, em função do módulo de resiliência da base do pavimento, , para a) subleito arenoso na estrutura A; b) subleito argiloso na estrutura A; c) subleito arenoso na estrutura B; d) subleito argiloso na estrutura B

De modo geral, nas Figuras 4.47 e 4.48 verificou-se que o emprego de camadas de base delgadas e módulos de resiliência elevados provocam elevadas tensões de tração nas fibras inferiores da base. Contudo, se a rigidez do subleito é incrementada, as tensões de tração são consideravelmente reduzidas.

Na Tabela 4.29 é apresentado um exemplo da verificação da resistência à tração das misturas LG'+0%+Cal, LG'+20%+Cal; NG'+0%+Cal e NG'+20%+Cal, à luz dos níveis de tensões de tração que nelas atuariam. Essas misturas, no ensaio de compressão diametral cíclica, apresentaram módulo de resiliência de 1.500 até 1.600 MPa, como foi mostrado na Tabela 4.29. Nota-se que para o subleito arenoso, com 100 MPa de módulo de resiliência, as tensões de tração seriam muito elevadas, superiores à RT das misturas; mas, o emprego do subleito

mais rígido (argiloso), com módulo de resiliência de 300 MPa, as tensões de tração são reduzidas até um nível inferior à RT das misturas.

Tabela 4.29 – Tensões na fibra inferior da base para as estruturas de pavimento tipo “A”, com espessura da base de 400 mm e MR de 1.500 MPa

Mistura	RT Média aos 28 dias de cura (MPa)	Desvio Padrão	Tração determinada no 1A-ARE-RODA	Tração determinada no 1A-ARG-RODA
LG'+0%+Cal	0,140	0,008	0,16	0,095
LG'+20%+Cal	0,127	0,003	0,16	0,095
NG'+0%+Cal	0,137	0,007	0,16	0,095
NG'+20%+Cal	0,190	0,016	0,16	0,095

Dessa maneira, pode-se afirmar que o emprego de materiais muito rígidos nas bases de pavimentos com revestimento flexível, merece especial cuidado para evitar tensões de tração muito elevadas nas fibras inferiores das bases.

4.3.13. Ensaios ambientais

A areia de fundição residual foi submetida aos ensaios de solubilização e lixiviação, com o objetivo de determinar a classificação do resíduo segundo a ABNT, NBR 10004:2006. Também foram realizados estes ensaios com os solos LG' e NG' puros para se obter alguns parâmetros de comparação e com as misturas LG'+60%, LG'+60%+Cal, NG'+60% e NG'+60%+Cal com o propósito de avaliar os elementos contaminantes presentes, obter a classificação destas composições e determinar o risco de contaminação do meio ambiente decorrente do seu emprego em camadas estruturais dos pavimentos.

As Tabelas 4.30 e 4.31 apresentam os resultados dos ensaios de solubilização e lixiviação realizados nas amostras, respectivamente.

a) Areia de Fundição Residual (AFR)

Nota-se na Tabela 4.30 que os parâmetros Alumínio, Cádmio, Fenol, Chumbo e Manganês ultrapassaram os valores máximos permitidos pela NBR 10004:2006. Contudo, no ensaio de lixiviação (Tabela 4.31), todos os parâmetros foram inferiores aos limites dados pela norma. Portanto, já que a AFR não se enquadra como um resíduo Classe II-B e tampouco é um resíduo perigoso, de acordo com a NBR 10004:2006 ele pode ser classificado como Classe II A - Resíduo Não Inerte.

Na Tabela 4.31 também são apresentados os limites máximos recomendados pela Decisão de Diretoria No. 152/2007/C/E, de 8 de agosto de 2007 da CETESB (Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental). Segundo esse documento, a areia de fundição residual deve apresentar concentrações de poluentes inferiores a esses limites, para se considerar sua possível reutilização em artefatos de concreto de cimento Portland e de concreto asfáltico.

Vale notar, que ainda não existe uma norma que regule ou recomende valores máximos de concentração de poluentes na AFR para seu emprego em atividades geotécnicas, como aterros estruturais e camadas de pavimentos. Apesar disso, considerando os valores recomendados pela CETESB (2007), o resíduo utilizado nesta pesquisa poderia ser reaproveitado.

Tabela 4.30 – Resultados dos ensaios de solubilização

Amostra	LG'	NG'	AFR	LG' +60%	LG' +60% +Cal	NG' +60%	NG' +60% +Cal	Valor Máximo Permitido (NBR 10004:2006)
Ag (mg/l)	0,002	<0,001	0,002	0,031	0,06	0,001	0,014	0,05
Al (mg/l)	1,36	1,12	1,17	1,33	2,65	1,6	2,3	0,20
Ba (mg/l)	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	0,36	<0,01	0,28	0,70
Cd (mg/l)	0,072	0,032	0,067	0,059	0,12	0,051	0,104	0,005
Co (mg/l)	0,078	0,079	0,084	0,088	0,144	0,096	0,134	
Cr (mg/l)	0,167	0,024	0,045	0,046	0,052	0,033	0,05	0,05
Cu (mg/l)	0,039	0,019	0,074	0,083	0,237	0,91	0,072	2,00
Fe (mg/l)	0,724	0,207	0,26	0,228	0,403	0,229	0,344	0,30
Fenol (mg/l)	0,148	0,129	4,14	3,6	4,5	2,03	2,16	0,01
Pb (mg/l)	<0,01	<0,01	0,07	0,09	0,14	0,03	0,25	0,01
K (mg/l)	4,1	0,9	2,9	3,8	3,2	2,7	2,4	
Mn (mg/l)	0,703	0,022	0,813	1,327	0,041	0,361	0,037	0,10
Na (mg/l)	3,7	2	9,5	7,6	2,2	7,3	3,7	200
Ni (mg/l)	0,209	0,063	0,196	0,148	0,186	0,145	0,199	
Se (mg/l)	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	0,01
Zn (mg/l)	0,704	0,431	0,184	0,392	1,561	0,49	0,108	5
pH Final	6,60	7,32	7,47	5,45	12,54	5,54	12,45	

Tabela 4.31 – Resultados dos ensaios de lixiviação

Amostra	LG'	NG'	AFR	LG'+ 60%AFR	LG'+ 60%AFR + Cal	NG'+ 60%AFR	NG'+ 60%AFR + Cal	VMP* (NBR 10004: 2006)	VMP** CETESB (2007)
Ba (mg/L)	0,07	0,45	<0,001	0,09	0,10	0,27	0,45	70,00	10,00
Cd (mg/L)	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05	0,04	0,08	0,50	0,10
Cr (mg/L)	<0,005	0,09	0,04	<0,005	0,01	0,01	<0,005	5,00	0,50
Cu (mg/L)	0,01	0,03	0,16	0,14	0,13	0,27	0,04		
Fe (mg/L)	1,52	0,35	2,12	1,18	0,71	1,94	0,21		
Mn (mg/L)	0,42	0,12	0,26	1,98	2,18	0,84	0,33		
Na (mg/L)	1.000	1.020	1,250	940	6	980	1,340		
Ni (mg/L)	0,09	0,14	0,16	0,17	0,24	0,18	0,13		
Pb (mg/L)	0,19	0,26	0,30	0,32	0,46	0,35	0,41	1,00	1,00
Se (mg/L)	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	1,00	0,10
Zn (mg/L)	0,32	0,33	0,65	1,78	0,52	1,75	0,12		
pH Final	4,84	4,88	4,83	4,87	4,32	4,86	6,90		

*VMP: Valor Máximo Permitido

b) Solos LG' e NG'

Os resultados obtidos nos ensaios ambientais nas amostras LG' e NG', que são apresentados nas Tabelas 4.30 e 4.31, indicam que no ensaio de solubilização, no solo LG' os parâmetros Alumínio, Crômio, Ferro, Fenois e Manganês excedem os limites dados pela NBR 10004:2006. Contudo, nenhum dos parâmetros teve concentração superior aos limites recomendados pela norma no ensaio de lixiviação. Assim, o solo LG' pode ser caracterizado como um “resíduo Classe II A – Resíduo Não Inerte”.

Já para o solo NG' apenas o índice de fenóis apresentou concentração superior ao valor máximo permitido pela NBR 10004:2006 no ensaio de solubilização. Já no ensaio de lixiviação, nenhum parâmetro excedeu os limites recomendados pela norma. Portanto, o solo NG' pode ser classificado como um “resíduo Classe II A – Resíduo Não Inerte”.

Deve-se destacar que os valores máximos permitidos pela norma NBR 10004:2006, referem-se aos padrões de potabilidade de água. Portanto, resulta lógico que ao solubilizar o solo puro, seja o LG' ou o NG', em água destilada como indica a norma, resultará um extrato com características inadequadas para seu emprego como água potável.

Também é importante ressaltar que por muito tempo os materiais comumente utilizados na construção de estradas têm sido utilizados sem dar especial atenção ao risco que representam para o meio ambiente. Segundo Kassim et al. (2005), deveria ser realizado um levantamento do impacto ambiental que esses materiais têm causado por longos períodos de tempo, para efeitos de comparação com materiais residuais.

Assim, conclui-se que seria mais adequado utilizar outros parâmetros e limites de concentração para determinar a periculosidade e o impacto ambiental que o reaproveitamento de materiais residuais eventualmente produziriam. O estudo ambiental de aterros em escala real poderia ser uma alternativa mais eficaz para determinar os riscos do emprego da areia de fundição residual.

c) Misturas Solo Areia e Solo Areia Cal

De acordo com os resultados apresentados nas Tabelas 4.30 e 4.31, as misturas LG'+60%, LG'+60%+Cal, NG'+60% e NG'+60%+Cal podem ser classificadas segundo a NBR 10004:2006 como “resíduo Classe II A – Resíduo Não Inerte”.

Salienta-se que os ensaios de solubilização e lixiviação são realizados nas amostras em condição solta, isto é, sem compactação. Assim, esses ensaios parecem não ser adequados para avaliar o poder de encapsulamento da AFR através da incorporação de argila e a cal. Nota-se no ensaio de solubilização (Tabela 4.30), que a adição de argila na AFR reduziu a concentração de fenóis, contudo a adição de cal hidratada teve efeito oposto, já que as misturas solo areia cal apresentaram índice de fenóis superior aos das misturas solo areia.

Já no ensaio de lixiviação (Tabela 4.31), nenhuma das misturas apresentou concentração de metais superior aos limites dados pela NBR 10004:2006 e pela CETESB (2007). Esses resultados concordam com os estudos realizados por Lovejoy et al. (1996) e Guney et al. (2005), que afirmam que os efluentes de areia de fundição residual apresentam concentração de metais inferior aos recomendados para água potável pela E.P.A. (*Environmental Protection Agency*) dos Estados Unidos da América.

4.4. COMENTÁRIOS FINAIS ACERCA DAS MISTURAS SOLO AREIA E SOLO AREIA CAL

As classificações tradicionais da AASHTO e USCS, assim como a classificação MCT mostraram que são necessários teores elevados do resíduo para obter misturas com características similares às esperadas em materiais considerados ideais para seu emprego na construção de pavimentos. Contudo, os resultados obtidos nos ensaios mecânicos de compressão simples estática, compressão diametral estática e compressão triaxial cíclica apresentam tendências diferentes. O resultados de resistência à compressão simples (RCS), resistência à tração (RT) e módulo de resiliência (MR) mostram que teores de 20 a 40% de areia de fundição residual são suficientes para obter materiais com características similares às obtidas com materiais nobres.

Assim, pode-se afirmar que os ensaios de classificação das misturas de solo areia e solo areia cal são dispensáveis para avaliar sua utilização como materiais de construção de camadas de pavimentos. Os parâmetros de RCS, RT e MR são os mais indicados para avaliar estes tipos de composições.

O solo LG' é um solo considerado adequado para a construção de sub-bases e bases de pavimentos de baixo volume de tráfego. A adição de 20% até 60% de areia de fundição residual é ideal para obter misturas com resistência adequada para seu emprego em bases de pavimentos. Já a adição de cal hidratada nessas misturas parece ser desnecessária, já que os ganhos obtidos são limitados e significaria um custo adicional na construção da estrutura do pavimento, o que poderia desestimular o reaproveitamento do resíduo.

Com relação às misturas com o solo NG', que é considerado um solo problemático por ter alta expansão e baixa capacidade de suporte e resistência, a adição de areia de fundição residual parece não ser suficiente para melhorar suas propriedades, em relação à resistência à compressão simples, resistência à tração e módulo de resiliência. Notou-se que esse solo apresenta uma baixa capacidade de resistir à ação deletéria da água, como foi verificado por meio da imersão dos corpos de prova utilizados na resistência à compressão simples. Contudo, a adição de 3% de cal hidratada nas misturas com 20% e 40% do resíduo mostrou um notável aumento dos parâmetros RT, RCS e MR. Constatou-se, também, que a estabilização desse solo com a cal hidratada melhora consideravelmente sua resistência à ação da água, o que pode ser traduzido como aumento da durabilidade da mistura. De modo geral,

notou-se que os parâmetros de resistência foram incrementados conforme o aumento do tempo de cura. Essa tendência demonstra que os principais ganhos da adição de cal hidratada são obtidos principalmente a longo prazo.

Os ensaios ambientais realizados nas misturas não mostraram risco de poluição para empregar o resíduo em camadas de pavimentos. Contudo, é importante realizar mais estudos em aterros experimentais em escala real, construídos com misturas de solos e areia de fundição residual, para garantir o baixo risco de contaminação.

A título de exemplo, se é considerada uma mistura com 40% de areia de fundição residual para construir uma base de pavimento de 30 cm de espessura e 7,30 m de largura, seriam consumidos aproximadamente 1.750 toneladas do resíduo por quilômetro de rodovia construída, e misturas com 60% poderiam incrementar esse consumo até 2.600 t/km. Assim, verifica-se que a construção de estruturas de pavimentos poderia reduzir a disposição do resíduo em aterros de descarte e até eliminar essa necessidade. Por outro lado, o passivo da areia de fundição residual, acumulado por muitos anos, poderia também ser reduzido.

Pode-se afirmar, portanto, que a incorporação de areia de fundição residual nos solos argilosos Laterítico Argiloso (LG') e Não Laterítico Argiloso (NG'), produziu misturas com características adequadas para seu emprego em sub-bases de pavimentos, ou até em bases de pavimentos de baixo volume de tráfego.

No próximo capítulo será tratado o emprego de areia de fundição residual em misturas do tipo areia asfalto usinada a quente. Essas misturas também são uma alternativa para consumir o resíduo em quantidades significativas para a construção de bases de pavimentos.

5. MISTURAS AREIA ASFALTO USINADA A QUENTE

As misturas do tipo areia asfalto usinada a quente são uma alternativa para avaliar o reuso da areia de fundição residual em bases de pavimentos flexíveis. Assim, neste capítulo é apresentada a metodologia e os materiais usados para compor misturas de AAUQ. Os ensaios utilizados para avaliar estas misturas foram o módulo de resiliência por compressão diametral, a resistência à tração por compressão diametral e o ensaio de fluência por compressão uniaxial (*creep*) estático. Para facilitar a leitura deste trabalho, os resultados obtidos nesses ensaios são apresentados também neste capítulo.

5.1. MATERIAIS

5.1.1. Areia de fundição residual

A areia de fundição residual utilizada para compor as misturas areia asfalto usinada a quente (AAUQ) foi a mesma utilizada na composição das misturas solo areia e solo areia cal, e suas características estão detalhadas no capítulo anterior.

5.1.2. Ligante asfáltico

Foram utilizados nesta pesquisa dois ligantes asfálticos coletados na Empresa Betunel, na cidade de Ribeirão Preto, Estado de São Paulo. Para a composição das misturas areia asfalto usinada a quente foram utilizados um cimento asfáltico de petróleo tipo CAP 30/45, devido à sua disponibilidade no mercado e também foi avaliado o emprego de um ligante asfáltico mais consistente, denominado TLA (*Trinidad Lake Asphalt*). Algumas características destes materiais são apresentadas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Características dos ligantes asfálticos empregados nas misturas de AAUQ

	CAP 30/45	TLA
Penetração (1/10) mm	37	22
Ponto de Amolecimento (°C)	53	55
Temperatura de Usinagem (°C)	160	171
Temperatura de Compactação (°C)	142	162

5.1.3. Cal hidratada

O propósito de adicionar cal hidratada nas misturas areia asfalto usinada a quente foi incrementar a estabilidade e a resistência das misturas, para seu emprego na construção de bases de pavimentos. A cal hidratada utilizada neste trabalho foi do tipo CH-I, assim como nas misturas solo areia cal.

5.1.4. Agregado fino britado

Nas misturas AAUQ foi adicionado agregado fino britado com o objetivo de melhorar a distribuição granulométrica da areia de fundição residual. Este material foi coletado na Empresa Engenharia e Comércio Bandeirantes Ltda., localizada na cidade de São Carlos, Estado de São Paulo; essa Empresa denomina o material como pó de pedra. A distribuição granulométrica do agregado fino britado é apresentada na Figura 5.1.

Figura 5.1 – Distribuição granulométrica do agregado fino britado

5.2. MÉTODOS

5.2.1. Preparação das misturas areia asfalto usinada a quente em laboratório

5.2.1.1. Granulometria das misturas

A areia de fundição residual apresenta uma granulometria muito uniforme, o que implica em um elevado volume de vazios. Assim, foi avaliada a adição de 10% de agregado fino britado (AFB) e 3% de cal hidratada na AFR, com o propósito de melhorar sua distribuição granulométrica. Esses teores de AFB e cal hidratada foram fixados para garantir que a areia de fundição residual possa ser reutilizada em grandes volumes e para evitar custos adicionais excessivos na composição das misturas. Nesse sentido, foram obtidas quatro distribuições granulométricas, mostradas na Figura 5.2, e compostas da seguinte maneira:

- G1: 100% de areia de fundição residual;
- G2: 90% de areia de fundição residual + 10% de agregado fino britado;
- G3: 97% de areia de fundição residual + 3% de cal hidratada;
- G4: 87% de areia de fundição residual + 10% de agregado fino britado + 3% de cal hidratada.

Na Figura 5.2 também são apresentadas as curvas granulométricas máximas e mínimas recomendadas pela norma DNIT 032/2005 – ES “Pavimentos Flexíveis – Areia Asfalto a quente – Especificação de Serviço” para a Faixa “B” de tamanho nominal 2,00 mm. Considerando que essa norma permite uma tolerância de $\pm 2\%$ para a porcentagem passante, verifica-se que as granulometrias G2, G3 e G4 se enquadram nas especificações.

Figura 5.2 – Distribuições granulométricas utilizadas nas misturas de AAUQ e limites recomendados pelo DNIT 032/2005 – ES para a Faixa “B”

5.2.1.2. Determinação do teor de ligante asfáltico

A norma DNIT 032/2005 – ES estabelece os requisitos concernentes à mistura de areia asfalto usinada a quente, para seu emprego como revestimento, base, regularização ou reforço do pavimento. É recomendado utilizar o método Marshall para determinar o teor de ligante asfáltico de projeto a ser utilizado nas misturas de AAUQ. De acordo com essa norma, o teor de ligante asfáltico deve ser de 7% a 12%, nos casos em que a mistura seja utilizada como revestimento de pavimentos, mas não é recomendada nenhuma faixa de valores específicos para bases de areia asfalto usinada a quente.

Apesar das recomendações da norma DNIT 032/2005, vários pesquisadores afirmam que o método Marshall não é o mais apropriado para avaliar as características de misturas asfálticas. Soares et al. (1999), por exemplo, afirmam que os parâmetros avaliados por esse método não

são adequados para a escolha de um teor ótimo, mas deve ser realizado uma dosagem racional para projetar a mistura para níveis de resistência à tração e módulo de resiliência, de maneira que o conjunto de tensões nas camadas que compõem a estrutura do pavimento não venham a diminuir a sua vida útil. Vale notar que, nesta pesquisa, apenas o compactador utilizado no método Marshall foi empregado para compor os corpos de prova.

Já que o objetivo é utilizar as misturas AAUQ na construção de bases de pavimentos, a partir dos estudos citados nas Referências Bibliográficas deste trabalho, foram fixados três teores de ligante asfáltico, 5%, 7% e 9%, tanto para o CAP 30/45 como para o ligante asfáltico TLA. Os resultados obtidos nos ensaios mecânicos foram avaliados para determinar a mistura com propriedades mais adequadas para seu emprego na construção de bases de pavimentos.

5.2.1.3. Compactação das misturas de AAUQ

Inicialmente, a areia de fundição residual, o agregado fino britado e a cal hidratada foram misturados nas proporções para obter as distribuições granulométricas G1, G2, G3 e G4. Vale notar que foi utilizada a quantidade necessária de materiais para produzir seis corpos de prova para cada distribuição granulométrica.

Após a composição das distribuições granulométricas, o ligante asfáltico foi adicionado, na temperatura de usinagem, à areia de fundição residual nessas composições granulométricas, e os materiais foram homogeneizados em misturador mecânico durante dois minutos. Logo depois desse processo, as misturas foram conservadas em estufa na temperatura de compactação durante 2 horas.

A compactação dos corpos de prova (CP) foi realizada com o compactador Marshall; para isso, 1.100 gramas de cada mistura foram empregadas para obter CP com alturas médias de 65 mm. Após a compactação, os corpos de prova foram conservados à temperatura ambiente durante 4 horas antes da extração dos cilindros metálicos.

5.2.2. Planejamento fatorial das misturas areia asfalto usinada a quente

Para a avaliação das misturas areia asfalto usinada a quente foi utilizado um planejamento fatorial com os seguintes fatores: tipo de ligante asfáltico (A), teor de ligante asfáltico (B), teor de agregado fino britado (C) e teor de cal hidratada (D). A influência desses fatores e

suas interações foram avaliadas nas respostas obtidas nos ensaios de comportamento mecânico.

O fator tipo de ligante asfáltico (A) foi avaliado para os dois tipos utilizados, CAP 30/45 e TLA, enquanto que o teor de ligante asfáltico (B) foi estudado para 5%, 7% e 9%. Já no caso do fator teor de agregado fino britado (C), foram examinados apenas dois níveis, 0% e 10%, assim como no fator teor de cal hidratada (D), para 0% e 3%. Na Tabela 5.2 é apresentado um resumo do planejamento fatorial para o estudo das misturas AAUQ.

Tabela 5.2 – Fatores do planejamento fatorial nas misturas areia asfalto usinada a quente

Fator	Nível	Descrição
Tipo de Ligante Asfáltico (A)	2	CAP 30/45 e TLA
Teor de Ligante Asfáltico (B)	3	5%, 7% e 9%
Teor de Agregado Fino Britado (C)	2	0% e 10%
Teor de Cal Hidratada (D)	2	0% e 3%

A influência dos fatores e suas interações nas respostas mecânicas foram analisadas estatisticamente através da análise de variância (ANOVA), para uma significância de 95%, através do programa computacional estatístico Minitab 14.

5.2.3. Ensaios

A seguir são apresentados os ensaios realizados nas misturas areia asfalto usinada a quente, com o objetivo de avaliar as propriedades de interesse à engenharia de pavimentação. Os resultados obtidos nesses ensaios foram utilizados como as respostas no planejamento fatorial do experimento.

5.2.3.1. Ensaio para determinação da densidade aparente

A densidade aparente dos corpos de prova das misturas de AAUQ foi determinada de acordo com o procedimento DNER-ME 117/94 “Mistura betuminosa – determinação da densidade aparente”. Contudo, foram realizadas algumas modificações nos procedimentos descritos na norma para facilitar a execução do ensaio.

Nos casos em que os corpos de prova apresentam volume de vazios maior a 10%, a norma DNER-ME 117/94 recomenda envolvê-los com fita adesiva antes de aplicar parafina fluidificada. Neste estudo, optou-se por utilizar vaselina sólida no lugar da fita adesiva, para facilitar a remoção posterior da parafina.

5.2.3.2. Ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos

O módulo de resiliência foi executado nas misturas segundo recomendações da Norma DNER-ME 135/2010 “Pavimentos flexíveis - Misturas betuminosas - Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio”. Essa norma recomenda realizar o ensaio na temperatura de 25 °C, mas, neste estudo, o ensaio de módulo de resiliência foi executado também nas temperaturas de 10 °C e 40 °C, com o propósito de avaliar a susceptibilidade térmica das misturas de areia asfalto usinada a quente.

5.2.3.3. Ensaio de compressão diametral estático

O ensaio de compressão diametral foi utilizado para determinar a resistência à tração por compressão diametral das misturas de areia asfalto usinada a quente. Este ensaio foi realizado de acordo com as recomendações do DNER ME 138/94, “Pavimentos flexíveis - Misturas betuminosas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio”, na temperatura de 25 °C.

5.2.3.4. Ensaio de fluência por compressão uniaxial (*creep*) estática

Segundo diversos autores, (Hills, 1973; De Hilster e Van De Loo, 1977; Valkering et al. 1990; Little et al., 1993), o ensaio de *creep* estático permite obter parâmetros relacionados à deformação permanente de misturas asfálticas convencionais sob diferentes condições de carregamento e temperatura. Nesse sentido, o ensaio de fluência por compressão uniaxial (*creep*) estático foi utilizado com o propósito de estimar a susceptibilidade à deformação permanente das misturas de areia asfalto usinada a quente.

Assim, nesta pesquisa, o ensaio foi realizado com carregamento de 0,10 MPa na temperatura de 40 °C nos corpos de prova obtidos na compactação Marshall. Os CP foram submetidos a um pré-condicionamento de 5 minutos e após 10 minutos do término do pré-condicionamento

foi aplicado o carregamento durante 60 minutos. No ensaio, a recuperação foi considerada até 15 minutos após retirada a carga.

Vale notar que para cada mistura avaliada no planejamento fatorial foram utilizados três corpos (CP) de prova, obtidos na compactação Marshall. Após a compactação os CP foram submetidos à inspeção para garantir que suas faces fossem perfeitamente paralelas. Antes de iniciar o ensaio, os corpos de prova foram conservados na temperatura de 40 °C durante 12 horas, no mínimo, e não mais que 24 horas.

O ensaio de *creep* estático fornece parâmetros considerados bons indicadores da sensibilidade à deformação permanente:

- Deformação total para uma hora de carregamento (ϵ_p);
- Inclinação do estágio secundário da curva deformação *versus* tempo de carregamento (m);
- Módulo de fluência (M_f).

Na Figura 5.3 é apresentada a configuração dos estágios da fluência, referentes a um ensaio de fluência por compressão uniaxial estática (LITTLE et al., 1993). Segundo Coutinho Neto e Fabbri (2004), o estágio primário é caracterizado pelo crescimento da taxa de deformação, enquanto que no estágio secundário ou de fluência uniforme, a taxa de deformação é aproximadamente constante, isto é, o ângulo de inclinação se mantém constante. Com relação ao estágio terciário ou de colapso, a taxa de deformação torna a crescer rapidamente até a ruptura do corpo de prova.

Figura 5.3 – Estágios da curva de fluência [Adaptada por Coutinho Neto e Fabbri (2004) de Little et al. (1993)]

5.3. RESULTADOS

Os resultados obtidos nos ensaios realizados nas misturas areia asfalto usinada a quente são apresentados a seguir. Como explicado anteriormente, esses resultados foram utilizados como respostas no experimento fatorial, para avaliar a influência dos fatores: tipo de ligante asfáltico (A), teor de ligante asfáltico (B), teor agregado fino britado (C) e teor de cal hidratada (D), assim como suas interações.

5.3.1. Propriedades volumétricas

Os resultados da densidade aparente das misturas são apresentados na Tabela 5.3 e na Figura 5.4; os valores correspondem à média dos seis corpos de prova utilizados para cada composição estudada. Pode-se verificar que a mistura com 100% de areia de fundição residual (G1) foi a que apresentou os menores valores de densidade aparente, tanto nas composições com CAP 30/45 como com TLA. Já as maiores densidades aparentes foram observadas nas misturas compostas pela granulometria G4 (87% de AFR + 10% de agregado fino britado + 3% de cal hidratada). As misturas com granulometria G2 e G3 apresentaram valores intermediários.

Tabela 5.3 – Resultados médios de densidade aparente e volume de vazios das misturas de AAUQ

Nomenclatura da Granulometria	Tipo de Ligante Asfáltico	Teor de Ligante Asfáltico (%)	Teor de Agregado Fino Britado (%)	Teor de Cal Hidratada (%)	Densidade Aparente Média	Volume de Vazios (%)
G1	CAP 30/45	5	0	0	1,913	22,6
G2	CAP 30/45	5	10	0	1,964	21,0
G3	CAP 30/45	5	0	3	1,932	21,5
G4	CAP 30/45	5	10	3	2,001	19,2
G1	CAP 30/45	7	0	0	1,948	18,8
G2	CAP 30/45	7	10	0	1,982	17,8
G3	CAP 30/45	7	0	3	1,987	16,9
G4	CAP 30/45	7	10	3	2,038	15,2
G1	CAP 30/45	9	0	0	1,970	15,5
G2	CAP 30/45	9	10	0	2,022	13,7
G3	CAP 30/45	9	0	3	2,023	12,9
G4	CAP 30/45	9	10	3	2,087	10,6
G1	TLA	5	0	0	1,902	23,0
G2	TLA	5	10	0	1,938	22,0
G3	TLA	5	0	3	1,960	20,4
G4	TLA	5	10	3	1,981	20,0
G1	TLA	7	0	0	1,943	19,0
G2	TLA	7	10	0	1,939	19,6
G3	TLA	7	0	3	1,997	16,4
G4	TLA	7	10	3	2,044	14,9
G1	TLA	9	0	0	2,000	14,2
G2	TLA	9	10	0	2,038	13,0
G3	TLA	9	0	3	2,042	12,1
G4	TLA	9	10	3	2,070	11,3

Na Figura 5.4 nota-se, de maneira geral, que o incremento do teor de ligante asfáltico aumentou o valor de densidade aparente das misturas de areia asfalto usinado a quente, sendo que os maiores valores foram obtidos para 9% de ligante asfáltico para todas as composições granulométricas estudadas. Isto poderia indicar que teores superiores de ligante asfáltico poderiam ser utilizados nas misturas de AAUQ antes de se obter uma redução da densidade aparente; porém o emprego de teores maiores resultaria em custos proibitivos para o reaproveitamento do resíduo.

Figura 5.4 – Densidades aparentes das misturas de AAUQ em função do teor e tipo de ligante asfáltico

Os resultados do volume de vazios (V_v) das misturas de areia asfalto usinada a quente também são apresentados na Tabela 5.3 e na Figura 5.5. Para o cálculo do V_v foi utilizada a Densidade Máxima Teórica (DMT), considerando que os agregados utilizados não têm absorção. O Método Rice foi utilizado em algumas misturas de AAUQ, contudo, na execução desse ensaio foi observado que o vácuo aplicado não era suficiente para eliminar as bolhas de ar das misturas.

Figura 5.5 – Volumes de vazios das misturas de AAUQ em função do teor de ligante asfáltico

Nota-se na Figura 5.5 que teores maiores de ligante asfáltico reduzem os volumes de vazios nas misturas de AAUQ. Segundo Walker e Hicks (1976), a adição de 1% de ligante asfáltico reduz em, aproximadamente, 2% o volume de vazios nas misturas de AAUQ. Neste estudo foi observada uma relação similar à citada por esses autores.

Contudo, todas as misturas apresentaram Vv superiores a 10%, inclusive as misturas com 9% de ligante asfáltico. A norma DNIT 032/2005-ES recomenda que as misturas de AAUQ devem apresentar volume de vazios de 3 a 8%, para seu emprego em revestimentos asfálticos, mas não especifica valores para as misturas destinadas à construção de bases de pavimentos. Como foi citado no item 3.2.3.3.1. Parâmetros Volumétricos, todos os estudos realizados com misturas de areia asfalto usinada a quente obtiveram valores elevados de volume de vazios. O Instituto de Asfalto dos Estados Unidos limita o Vv entre 3 a 18%, baseado na boa experiência registrada no sudeste norte-americano utilizando esses materiais. Ressalta-se que o elevado volume de vazios nas misturas de AAUQ não é crítico, desde que a mistura seja utilizada na construção de bases de pavimentos.

Ainda na Figura 5.5 pode-se verificar que a adição de materiais mais finos reduziu o volume de vazios das misturas de AAUQ. O maior valor de Vv foi obtido para a mistura composta

pela granulometria G1 (100% de areia de fundição residual), com exceção da mistura G2 TLA +7%. Já a composição G4 (87% de AFR + 10% de agregado fino britado + 3% de cal hidratada) apresentou os menores valores de volume de vazios.

5.3.1.1. Análise estatística das propriedades volumétricas

A análise de variância (ANOVA) foi utilizada para avaliar a influência dos fatores na densidade aparente e no volume de vazios das misturas de areia asfalto usinada a quente.

Na Tabela 5.4 são apresentados os resultados da ANOVA para a densidade aparente das misturas de AAUQ. Nota-se que o teor de cal hidratada (D) e o teor de ligante asfáltico (B) foram os fatores mais significativos na densidade aparente, seguidos pelo teor de agregado fino britado (C) e a interação (A)x(C), em função do resultado obtido no teste *F*. Já o tipo de ligante asfáltico (A) e as demais interações não foram influentes nos resultados de densidade aparente das misturas de AAUQ.

Tabela 5.4 – Resultados da ANOVA para a densidade aparente das misturas de AAUQ

Fatores e Interações	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	<i>F</i> calculado	<i>F</i> tabelado	<i>P</i>	Significativo
Tipo de ligante asfáltico (A)	1	0,0000070	0,04	5,12	0,845	Não
Teor de ligante asfáltico (B)	2	0,2746520	79,33	4,26	0,000	Sim
Teor de agregado fino britado (C)	1	0,0098820	57,09	5,12	0,000	Sim
Teor de cal hidratada (D)	1	0,0151504	87,53	5,12	0,000	Sim
(A)x(B)	2	0,0005141	1,48	4,26	0,277	Não
(A)x(C)	1	0,0010010	5,78	5,12	0,040	Sim
(A)x(D)	1	0,0007160	1,02	5,12	0,340	Não
(B)x(C)	2	0,0002226	0,64	4,26	0,548	Não
(B)x(D)	2	0,0006032	1,74	4,26	0,229	Não
(C)x(D)	1	0,0002220	1,28	5,12	0,287	Não
Erro	9	0,0015579				
Total	23	0,0568016				

Com relação ao volume de vazios, verifica-se na Tabela 5.5 que, os mesmos fatores e interações significativos na densidade aparente, foram influentes no Vv. Entretanto, nota-se que o teor de ligante asfáltico (B) foi o fator mais significativo no volume de vazios das misturas de areia asfalto usinada a quente, em função dos resultados obtidos no teste *F*.

Tabela 5.5 – Resultados da ANOVA para o volume de vazios das misturas de AAUQ

Fatores e Interações	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	<i>F</i> calculado	<i>F</i> tabelado	<i>P</i>	Significativo
Tipo de ligante asfáltico (A)	1	0,0020000	0,01	5,12	0,942	Não
Teor de ligante asfáltico (B)	2	275,9280000	458,75	4,26	0,000	Sim
Teor de agregado fino britado (C)	1	9,3750000	31,17	5,12	0,000	Sim
Teor de cal hidratada (D)	1	34,5600000	114,92	5,12	0,000	Sim
(A)x(B)	2	0,0881000	1,46	4,26	0,281	Não
(A)x(C)	1	1,7070000	5,67	5,12	0,041	Sim
(A)x(D)	1	0,2820000	0,94	5,12	0,358	Não
(B)x(C)	2	0,4080000	0,68	4,26	0,532	Não
(B)x(D)	2	1,1580000	1,92	4,26	0,201	Não
(C)x(D)	1	0,3750000	1,25	5,12	0,293	Não
Erro	9	2,707				
Total	23	327,38				

5.3.2. Módulo de resiliência

Na Tabela 5.6 são apresentados os resultados dos ensaios de módulo de resiliência das misturas de areia asfalto usinada a quente nas temperaturas de 10 °C, 25 °C e 40 °C. A partir dessa tabela podem ser extraídos alguns efeitos com relação a: a) tipo de ligante asfáltico; b) teor de ligante asfáltico; c) adição de agregado fino britado; d) adição de cal hidratada; e) temperatura do ensaio. Assim, a Figura 5.6 foi construída para facilitar a visualização dos efeitos relacionados com esses fatores.

Tabela 5.6 – Resultados dos ensaios de módulo de resiliência das misturas de AAUQ

Nomenclatura da Granulometria	Tipo de Ligante Asfáltico	Teor de Ligante Asfáltico (%)	Teor de Agregado Fino Britado (%)	Teor de Cal Hidratada (%)	MR (MPa) 10°C	MR (MPa) 25°C	MR (MPa) 40°C
G1	CAP 30/45	5	0	0	3.619	1.385	643
G2	CAP 30/45	5	10	0	4.661	2.023	636
G3	CAP 30/45	5	0	3	4.915	2.087	691
G4	CAP 30/45	5	10	3	5.521	2.559	806
G1	CAP 30/45	7	0	0	4.945	1.521	365
G2	CAP 30/45	7	10	0	5.541	1.854	530
G3	CAP 30/45	7	0	3	5.904	2.094	596
G4	CAP 30/45	7	10	3	5.660	2.393	680
G1	CAP 30/45	9	0	0	3.752	1.372	667
G2	CAP 30/45	9	10	0	4.298	1.950	535
G3	CAP 30/45	9	0	3	5.131	1.901	558
G4	CAP 30/45	9	10	3	6.109	1.858	471
G1	TLA	5	0	0	7.915	4.396	1.955
G2	TLA	5	10	0	5.721	3.369	1.298
G3	TLA	5	0	3	6.141	3.463	1.540
G4	TLA	5	10	3	8.322	4.573	2.967
G1	TLA	7	0	0	7.077	3.713	1.313
G2	TLA	7	10	0	9.909	5.278	2.479
G3	TLA	7	0	3	9.544	5.172	1.880
G4	TLA	7	10	3	9.784	5.668	1.932
G1	TLA	9	0	0	7.711	3.919	1.196
G2	TLA	9	10	0	9.223	4.310	1.451
G3	TLA	9	0	3	11.365	6.192	2.509
G4	TLA	9	10	3	9.976	5.198	1.857

Figura 5.6 – Módulos de resiliência das misturas de AAUQ em função do teor e do tipo de ligante asfáltico

a) Tipo de ligante asfáltico

Na Figuras 5.6 pode-se notar que as misturas compostas pelo ligante asfáltico TLA apresentaram valores de módulo de resiliência maiores que os obtidos nas misturas com CAP 30/45, para todas as temperaturas avaliadas. Assim, pode se afirmar que o emprego de ligantes asfálticos mais consistentes aumenta o valor do MR das misturas de AAUQ.

As misturas com ligante asfáltico convencional CAP 30/45 apresentaram valores de módulo de resiliência na faixa de 1.300 a 2.600 MPa, na temperatura de 25 °C, como pode-se ver na Tabela 5.4 e na Figura 5.6a. Aldigueri (2001) obteve módulo de resiliência de 2.400 a 3.000 MPa em misturas do tipo AAUQ com 8%, 9% e 10% de CAP 30/45 e 2% de cal hidratada. Esse autor também notou que o emprego de ligantes asfálticos mais consistentes aumenta o valor de módulo de resiliência das misturas de areia asfalto usinado a quente.

b) Teor de ligante asfáltico

A Figura 5.6 mostra o valor de módulo de resiliência em função do teor de ligante asfáltico adicionado nas misturas de areia asfalto usinado a quente. Nota-se que o MR não apresentou um comportamento muito claro em relação ao incremento do teor de ligante asfáltico. Contudo, podem ser realizadas as seguintes observações para o MR obtido a 10 °C, 25 °C e 40 °C:

- Na temperatura de 10 °C, na Figura 5.6a, observa-se que a adição de 7% de CAP 30/45 produziu as misturas com maiores valores de MR, com exceção da mistura G4, na qual o maior módulo foi obtido para 9% de ligante asfáltico. Nas misturas com TLA pode-se notar, na Figura 5.6b, que a adição de 7 e 9% de ligante asfáltico aumentou consideravelmente o MR das composições G2, G3 e G4, em relação às misturas com granulometria G1 (100% de areia de fundição residual).
- Na temperatura de 25 °C, o incremento do teor de ligante asfáltico CAP 30/45 não significou mudanças consideráveis no módulo de resiliência, como se observa na Figura 5.6c; entretanto, na mistura com granulometria G4, a adição de teores maiores reduziu o valor de MR. Com relação às misturas compostas por TLA, notou-se que o MR teve um comportamento muito parecido ao observado na temperatura de 10 °C, em função do teor de ligante asfáltico, como mostra a Figura 5.6d.
- Na temperatura de 40 °C, os valores dos módulos de resiliência das misturas com 5%, 7% e 9% de CAP 30/45 foram muito próximos, variando de 350 MPa até 800 MPa.

Nota-se na Figura 5.6e, que o MR apresenta uma tendência decrescente com o incremento do teor de ligante asfáltico para as misturas com granulometria G2, G3 e G4. Já nas misturas compostas por TLA, não foi notado uma tendência única em função do teor de ligante asfáltico, como é observado na Figura 5.6f; mas verifica-se que essas misturas apresentaram comportamento similar ao observado nas temperaturas de 10 °C e 25 °C, com exceção da mistura G4 + 5% de TLA.

c) Adição de agregado fino britado

Nas misturas de areia asfalto usinada a quente com composição granulométrica G2 foi adicionado 10% de agregado fino britado. De modo geral, as misturas compostas por essa granulometria e o ligante asfáltico CAP 30/45 apresentaram módulos de resiliência maiores aos da mistura G1, nas temperaturas de 10 °C, 25 °C e 40 °C. Já nas misturas com TLA, esse comportamento foi observado apenas nas misturas com 7% e 9% de ligante asfáltico, como pode ser notado na Figura 5.6.

A composição granulométrica G4 também contém 10% de agregado fino britado e 3% de cal hidratada, e isso permite comparar seu comportamento com a granulometria G3 que contém 3% de cal hidratada, para avaliar o efeito da inclusão de agregado fino britado. Nota-se nas Figuras 5.6a, 5.6c e 5.6e, que as misturas G4 compostas por 5 e 7% de CAP 30/45 apresentaram módulo de resiliência levemente superiores aos das misturas com granulometria G3. Com relação às misturas com TLA, notou-se o mesmo efeito que nas misturas com CAP 30/45; as composições G4 apresentaram maiores valores de MR com 5 e 7% de ligante asfáltico, como mostram as Figuras 5.6b, 5.6d e 5.6f.

Assim como notado por outros autores (HARRIS et al. 1983; FATANI e KHAN, 1990), a adição de finos aumenta a estabilidade das misturas de areia asfalto usinado a quente. Neste estudo notou-se que, de modo geral, a adição de 10% de agregado fino britado aumentou o MR. Esse comportamento pode ser atribuído a um melhor intertravamento dos grãos e maior fricção entre as partículas.

d) Adição de cal hidratada

A composição granulométrica G3 contém 3% de cal hidratada e 97% de areia de fundição residual. As misturas de AAUQ com granulometria G3 e compostas por 5%, 7% e 9% de CAP 30/45 apresentaram valores de módulo de resiliência maiores, com relação à mistura G1,

como mostra a Figura 5.6. Também é notado que a adição de 3% de cal hidratada na mistura G2, para produzir a mistura G4, provocou um aumento do módulo de resiliência.

Com relação às misturas com TLA, pode-se notar que a composição G3 apresentou valores maiores de MR nas misturas com 7 e 9% de ligante asfáltico, quando comparada com a mistura G1. Também é observado que nas misturas G3 o MR apresenta uma tendência crescente com o aumento do teor de ligante asfáltico TLA. Já nas misturas G4 (3% de cal hidratada + 10% de agregado fino britado), os módulos de resiliência foram maiores que os das misturas G2, com exceção da mistura G4+7% de TLA na temperatura de 40 °C.

De modo geral, pode-se afirmar que a adição de cal hidratada aumentou o valor do módulo de resiliência das misturas de AAUQ. Diversos autores (FATANI e KHAN, 1990; AL-ABDUL WAHHAB e ASI, 1996; ALDIGUERI, 2001) tem comprovado que esse aditivo aumenta o valor do MR. Por um lado, a adição de cal hidratada desempenha o papel de fíler, preenchendo os vazios deixados pelos grãos uniformes da areia e, por outro lado, a cal hidratada é incorporada no ligante asfáltico, formando um mastique com uma rigidez superior.

e) Temperatura de ensaio

Como foi explicado anteriormente, os ensaios de determinação de módulo de resiliência foram realizados nas temperaturas de 10 °C, 25 °C e 40 °C com o propósito de avaliar a susceptibilidade térmica das misturas de areia asfalto usinada a quente. Na Figura 5.7 é apresentada a redução do MR das misturas a 25 °C, com relação ao MR obtido na temperatura de 10 °C. Nessa figura é notado que as misturas compostas pelo ligante asfáltico TLA mostraram menor redução do módulo de resiliência, quando comparadas com as misturas com CAP 30/45.

A redução do módulo de resiliência a 40 °C, em relação ao obtido na temperatura de 25 °C é apresentada na Figura 5.8. Observa-se também nessa figura que as misturas com TLA apresentaram uma redução menor do MR do que as compostas por CAP 30/45, contudo, essa diferença não é tão notória como no aumento da temperatura de 10 °C a 25 °C.

Figura 5.7 – Redução do valor de módulo de resiliência a 25°C, com relação ao MR a 10°C, em função do teor e tipo de ligante asfáltico

Figura 5.8 – Redução do valor de módulo de resiliência a 40°C, em relação ao MR a 25°C, em função do teor e tipo de ligante asfáltico

De modo geral, pode-se afirmar que as misturas compostas pelo ligante asfáltico mais consistente, TLA, apresentaram menor susceptibilidade térmica do que as misturas com CAP 30/45. Esse comportamento foi também observado por Aldigueri (2001) em misturas de AAUQ.

Nota-se ainda nas Figuras 5.7 e 5.8 que não houve uma mesma tendência quanto à redução do MR em função do teor de ligante asfáltico e da distribuição granulométrica utilizada nas misturas de AAUQ. Nas misturas compostas pelo CAP 30/45 com granulometria G2, G3 e G4 observou-se uma menor redução de MR de 10 °C a 25 °C com relação à mistura com G1, com exceção da mistura G4 +9% de CAP 30/45, como mostra a Figura 5.7a. Contudo, a redução de MR da temperatura de 25 °C para a de 40 °C foi menor apenas nas misturas com 7% de ligante asfáltico e granulometria G2, G3 e G4, com relação à mistura com G1, conforme apresentado na Figura 5.8a.

Com relação às misturas com ligante asfáltico TLA, notou-se reduções de MR de 10 °C a 25 °C semelhantes para as diversas granulometrias avaliadas, variando de 40% até 55%. Pode-se observar na Figura 5.7b que há uma tendência de aumentar a redução do MR conforme se aumenta o teor de ligante asfáltico nas misturas de AAUQ. Já o gradiente de temperatura 25 °C a 40 °C não apresenta uma tendência clara nas misturas com TLA, como mostra a Figura 5.8b.

De modo geral, as misturas de areia asfalto usinada a quente, tanto com CAP 30/45 como com TLA apresentaram uma redução da rigidez devido ao incremento da temperatura de ensaio. Também notou-se que nem adição de cal hidratada nem de agregado fino britado contribuíram para melhorar a susceptibilidade térmica das misturas.

5.3.2.1. Análise estatística do módulo de resiliência

Na análise de variância realizada com o módulo de resiliência como resposta foram avaliados os fatores: tipo de ligante asfáltico (A), teor de ligante asfáltico (B), teor de agregado fino britado (C) e teor de cal hidratada (D). Também foi considerado um fator adicional, a temperatura (E) na qual foi executado o ensaio de módulo de resiliência.

Na Tabela 5.7 constata-se que a temperatura (E) é o fator mais significativo no módulo de resiliência das misturas de AAUQ, como era esperado, seguido pelo tipo de ligante asfáltico (A), em função dos resultados obtidos no teste *F*. Também foram influentes os fatores teor de ligante asfáltico (B) e teor de cal hidratada (D), e as interações (A)x(B), e (A)x(E). Nota-se que o fator teor de agregado fino britado (C) e as suas interações não foram significativos no módulo de resiliência.

Tabela 5.7 – Resultados da ANOVA para a módulo de resiliência das misturas de AAUQ

Fatores e Interações	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	<i>F</i> calculado	<i>F</i> tabelado	<i>P</i>	Significativo
Tipo de ligante asfáltico (A)	1	117.885.049	238,62	3,97	0,000	Sim
Teor de ligante afáltico (B)	2	4.606.674	5,97	3,12	0,005	Sim
Teor de agregado fino britado (C)	1	3.123.823	3,83	3,97	0,057	Não
Teor de cal hidratada (D)	1	7.222.180	21,00	3,97	0,000	Sim
Temperatura (E)	2	373.274.139	409,00	3,12	0,000	Sim
(A)x(B)	2	4.023.345	4,20	3,12	0,021	Sim
(A)x(C)	1	11.661	0,05	2,50	0,819	Não
(A)x(D)	1	453.033	0,83	3,12	0,367	Não
(A)x(E)	2	15.842.755	16,17	3,12	0,000	Sim
(B)x(C)	2	895.926	1,28	3,12	0,288	Não
(B)x(D)	2	1.174.331	1,59	3,97	0,215	Não
(B)x(E)	4	6.588.341	3,74	3,97	0,011	Não
(C)x(D)	1	181.584	0,46	3,12	0,502	Não
(C)x(E)	2	393.235	0,36	3,12	0,699	Não
(D)x(E)	2	2.707.482	2,99	3,97	0,060	Não
Erro	44	19.902.610				
Total	70	558.285.627				

5.3.3. Resistência à tração por compressão diametral

As resistências à tração obtidas por compressão diametral dos corpos de prova cilíndricos das misturas de AAUQ são apresentadas na Tabela 5.8 e na Figura 5.9. A partir dos resultados podem ser analisados os efeitos com relação a: a) o tipo de ligante asfáltico; b) teor de ligante asfáltico; c) adição de agregado fino britado e d) adição de cal hidratada.

Tabela 5.8 – Resistências à tração por compressão diametral (RT) das misturas de AAUQ

Nomenclatura da Granulometria	Tipo de Ligante Asfáltico	Teor de Ligante Asfáltico (%)	Teor de Agregado Fino Britado (%)	Teor de Cal Hidratada (%)	Resistência à Tração (MPa)
G1	CAP 30/45	5	0	0	0,44
G2	CAP 30/45	5	10	0	0,56
G3	CAP 30/45	5	0	3	0,49
G4	CAP 30/45	5	10	3	0,65
G1	CAP 30/45	7	0	0	0,67
G2	CAP 30/45	7	10	0	0,79
G3	CAP 30/45	7	0	3	0,64
G4	CAP 30/45	7	10	3	0,73
G1	CAP 30/45	9	0	0	0,73
G2	CAP 30/45	9	10	0	0,77
G3	CAP 30/45	9	0	3	0,68
G4	CAP 30/45	9	10	3	0,69
G1	TLA	5	0	0	0,82
G2	TLA	5	10	0	0,90
G3	TLA	5	0	3	0,84
G4	TLA	5	10	3	0,72
G1	TLA	7	0	0	1,20
G2	TLA	7	10	0	1,03
G3	TLA	7	0	3	1,26
G4	TLA	7	10	3	1,60
G1	TLA	9	0	0	1,34
G2	TLA	9	10	0	1,47
G3	TLA	9	0	3	1,59
G4	TLA	9	10	3	1,46

Figura 5.9 – Resistências à tração por compressão diametral (RT) das misturas de AAUQ, na temperatura de 25°C

a) Tipo de ligante asfáltico:

Na Figura 5.9 nota-se que os valores das RT das misturas de AAUQ compostas pelo ligante asfáltico TLA foram maiores que os das misturas com CAP 30/45. As RT das misturas com TLA variaram de 0,70 MPa até 1,60 MPa; esses valores são similares aos obtidos por Aldigueri (2001) em misturas de AAUQ com ligante asfáltico modificado por asphaltita. Já as misturas com CAP 30/45 apresentaram valores de RT de 0,40 MPa até 0,80 MPa, na temperatura de 25 °C; Onofre et al. (2008) obtiveram resistência à tração por compressão diametral média de 0,77 MPa, em misturas de AAUQ com CAP 50/70.

b) Teor de ligante asfáltico:

O incremento do teor de ligante asfáltico aumentou o valor da RT, tanto nas misturas compostas por CAP 30/45, como nas com TLA, com exceção da mistura G4 com 9% de TLA. A norma DNIT 031/2004-ES “Pavimentos flexíveis – concreto asfáltico – especificação de serviço” recomenda que as camadas de rolamento e de ligação (*binder*) devem apresentar RT de no mínimo 0,65 MPa. Assim, as misturas com 7% e 9% de CAP 30/45 e todas as misturas compostas por TLA, apresentaram valores superiores a essa exigência, como pode se notar na Figura 5.9.

c) Adição de agregado fino britado:

As misturas com granulometria G2 (10% de agregado fino britado + 90% de areia de fundição residual) apresentaram valores de RT maiores que os das misturas G1 (100% de areia de fundição residual), com exceção da mistura G2 + 7% de TLA, como é notado na Figura 5.9. Por outro lado, nota-se na Tabela 5.8 que as misturas G4 apresentaram maiores valores de RT do que as misturas G3, para as composições com o CAP 30/45 e para a mistura G4 + 7% de TLA. Assim, pode-se afirmar que a adição de agregado fino britado produziu um aumento da resistência à tração por compressão diametral das misturas de AAUQ.

d) Adição de cal hidratada:

A adição de 3% de cal hidratada (granulometria G3), não produziu ganhos tão notórios de RT nas misturas de AAUQ, quando comparadas com a granulometria G1, apenas na mistura G3 + 9% de TLA notou-se um aumento considerável na resistência à tração por compressão diametral. Por outro lado, nas misturas com granulometria G4, apenas a mistura com 7% de TLA mostrou ganhos notórios de RT com relação à mistura com granulometria G2, como mostra a Figura 5.9b.

5.3.3.1. Análise estatística da resistência à tração por compressão diametral

A análise de variância (ANOVA) foi realizada para avaliar a influência dos fatores: tipo de ligante asfáltico (A), teor de ligante asfáltico (B), teor de agregado fino britado (C) e teor de cal hidratada (D) e suas interações na resposta resistência à tração por compressão diametral.

Nota-se na Tabela 5.9 que o tipo de ligante asfáltico (A) foi o fator mais significativo na resistência à tração por compressão diametral nas misturas de AAUQ, seguido pelo teor de ligante asfáltico (B), em função do resultado no teste *F*. Já os fatores teor de agregado fino britado (C) e teor de cal hidratada (D) não foram significativos. Com relação às interações, apenas (A)x(B) foi influente na RT.

Tabela 5.9 – Resultados da ANOVA para o módulo de resiliência das misturas de AAUQ

Fatores e Interações	Grau de Liberdade	Soma dos Quadrados	<i>F</i> calculado	<i>F</i> tabelado	<i>P</i>	Significativo
Tipo de ligante asfáltico (A)	1	1,7013400	92,13	5,12	0,000	Sim
Teor de ligante afáltico (B)	2	0,7442600	20,15	4,26	0,000	Sim
Teor de agregado fino britado (C)	1	0,0187000	1,01	5,12	0,341	Não
Teor de cal hidratada (D)	1	0,0165400	0,90	5,12	0,369	Não
(A)x(B)	2	0,2170700	5,88	4,26	0,023	Sim
(A)x(C)	1	0,0070000	0,38	5,12	0,553	Não
(A)x(D)	1	0,0260000	1,41	5,12	0,266	Não
(B)x(C)	2	0,0068600	0,19	4,26	0,834	Não
(B)x(D)	2	0,0214800	0,58	4,26	0,579	Não
(C)x(D)	1	0,0000400	0,00	5,12	0,965	Não
Erro	9	0,1662				
Total	23	2,9255				

5.3.4. Ensaio de fluência por compressão uniaxial (*creep*) estática

Os parâmetros avaliados no ensaio de fluência por compressão uniaxial estática foram: a) deformação total após 3.600 segundos; b) a inclinação da curva de fluência no estágio secundário, entre 1.000 e 3.600 segundos; c) recuperação; d) módulo de fluência, após 3.600 segundos; e) módulo de fluência após a recuperação, aos 4.500 segundos. A seguir são apresentados estes parâmetros obtidos nas misturas de areia asfalto usinada a quente.

a) Deformação total após 3.600 segundos

Na Figura 5.10 são apresentados os resultados de deformação total após 3.600 segundos de carregamento. Nota-se claramente nessa figura que as misturas de AAUQ compostas pelo ligante asfáltico TLA apresentam deformações totais muito inferiores às obtidas nas misturas com CAP 30/45.

Com relação às granulometrias empregadas nas misturas de AAUQ, nota-se na Figura 5.10 que a adição de 10% de agregado fino britado e/ou 3% de cal hidratada foi favorável à redução da deformação total nas misturas compostas pelo CAP 30/45, com exceção da granulometria G3 com 9% de ligante asfáltico. Já nas misturas com TLA, o comportamento da deformação total foi parecido para todas as granulometrias estudadas.

Figura 5.10 – Deformação total das misturas de AAUQ, em função do teor e do tipo de ligante asfáltico

b) Inclinação da curva de fluência no estágio secundário, entre 1.000 e 3.600 segundos

A inclinação da curva de fluência das misturas compostas por ligante asfáltico CAP 30/45 e TLA são apresentadas nas Figuras 5.11a e 5.11b, respectivamente, em função do teor de ligante asfáltico. Verifica-se que as misturas compostas pelo ligante asfáltico mais consistente, TLA, apresentam inclinações menores que as misturas com CAP 30/45. Esse comportamento indica que a deformação nas misturas com TLA se processa mais lentamente do que nas misturas com CAP 30/45.

Na Figura 5.11a nota-se que as misturas com granulometrias G2 e G4 apresentaram menores valores de inclinação, quando comparadas com as misturas com G1. Portanto, pode-se afirmar que a adição de 10% de agregado fino britado reduziu a inclinação nas misturas compostas pelo CAP 30/45. Com relação às misturas com TLA, o valor da inclinação foi muito próximo para todas as granulometrias estudadas.

Figura 5.11 – Inclinações das curvas de fluência das misturas de AAUQ, em função do tipo e teor de ligante asfáltico

c) Recuperação

As Figuras 5.12a e 5.12b apresentam as recuperações elásticas das misturas compostas CAP 30/45 e TLA, respectivamente, em função do teor de ligante asfáltico. De modo geral, as misturas compostas com TLA apresentaram maiores valores de recuperação do que as misturas com CAP 30/45.

A adição de agregado fino britado nas misturas de AAUQ compostas pelo ligante CAP 30/45, aumentou a recuperação elástica, como pode ser notado na Figura 5.12a; mas a adição de apenas 3% de cal (G3) na mistura de granulometria G1, não produziu uma tendência clara.

Com relação às composições com ligante mais consistente, TLA, a alteração da granulometria das misturas não representou em uma tendência única. Contudo, vale notar na Figura 5.12b que nas misturas com 7% de TLA, as granulometrias G2, G3 e G4 apresentaram maiores valores de recuperação elástica, quando comparadas com as misturas compostas pela granulometria G1 (100% de areia de fundição).

Figura 5.12 – Recuperações elásticas das misturas de AAUQ, em função do tipo e do teor de ligante asfáltico

d) Módulo de fluência (Mf), após 3.600 segundos

Os valores do módulo de fluência (Mf) após 3.600 segundos são apresentados na Figura 5.13, em função do teor de ligante asfáltico. Verifica-se que todas as misturas compostas pelo TLA apresentaram valores de Mf superiores aos obtidos nas misturas com ligante asfáltico CAP 30/45.

Assim como foi notado nos outros parâmetros obtidos do ensaio de *creep* estático, a adição de 10% de agregado fino britado foi benéfica nas misturas compostas pelo CAP 30/45. Nota-se na Figura 5.13a que as misturas G2 (90% de AFR + 10% de agregado fino britado) e G4 (87% de AFR + 10% de agregado fino britado + 3% de cal hidratada) apresentaram os maiores valores de módulo de fluência para todos os teores de ligante asfáltico, quando comparadas com a granulometria G1. Já a adição de 3% de cal hidratada (G3) produziu um incremento no módulo de fluência nas misturas com 5% e 7% de CAP 30/45, ou seja, enrijeceu as misturas.

Nas misturas compostas pelo ligante asfáltico TLA não foi notada uma tendência única com relação à variação da granulometria empregada, como mostra a Figura 5.13b, assim como foi notado nos parâmetros anteriores. Contudo, nota-se que as misturas com 7% de TLA e

granulometrias G2, G3 e G4 apresentaram módulo de fluência maior que os obtidos na mistura com granulometria G1.

Figura 5.13 – Módulos de fluência das misturas de AAUQ, em função do tipo e do teor de ligante asfáltico

e) Módulo de fluência (Mf) após recuperação, aos 4.500 segundos

Os resultados de módulo de fluência após recuperação são apresentados nas Figuras 5.14a e 5.15b, para as misturas de AAUQ compostas por CAP 30/45 e TLA, respectivamente. Nota-se que, assim como no módulo de fluência após 3.600 segundos, as misturas compostas pelo ligante asfáltico TLA são mais rígidas às misturas compostas por CAP 30/45.

Com relação às granulometrias avaliadas nas misturas de AAUQ, pode-se notar que as tendências do módulo de fluência após recuperação são similares às observadas nos resultados de módulo de fluência após 3.600 segundos.

Figura 5.14 – Módulos de fluência após recuperação das misturas de AAUQ, em função do tipo e do teor de ligante asfáltico

5.3.4.1. Alguns comentários sobre os resultados do ensaio de fluência por compressão uniaxial (*creep*) estático

De modo geral, as misturas de areia asfalto usinada a quente compostas pelo ligante asfáltico TLA, apresentaram comportamento mais satisfatório, quando comparadas com as misturas com ligante asfáltico menos consistente, CAP 30/45. Constata-se, portanto, que o ligante asfáltico mais consistente é mais efetivo para combater a deformação permanente, assim como citado por Corté et al. (1994).

Por outro lado, não foi observado uma tendência única com relação à adição de teores crescentes de ligante asfáltico. Segundo Aldigueri (2001), as misturas de AAUQ com elevados teores de ligante asfáltico tendem a apresentar menor resistência ao afundamento de trilha de roda. É possível que neste estudo não tenham sido avaliados suficientes teores para notar essa tendência.

Com relação à adição de agregado fino britado, observou-se que as misturas G2 (10% de agregado fino britado + 90% de areia de fundição residual) e G4 (10% de agregado fino britado + 3% de cal hidratada + 87% de areia de fundição residual) foram as que apresentaram melhor comportamento em relação às misturas sem adição de agregado fino britado (G1 e G3). Assim, pode-se afirmar que a incorporação desse aditivo é benéfica para reduzir a deformação permanente nas misturas de AAUQ. Ye e Zhu (2010) também afirmam que o

emprego de finos minerais nas misturas de areia asfalto usinada a quente produz composições com propriedades satisfatórias, no que diz respeito à deformação permanente.

A adição de cal hidratada nas misturas de AAUQ não produziu uma tendência única, já que em algumas misturas levou a uma melhora das características relacionadas à deformação permanente e em outras piorou o desempenho mecânico.

Finalmente, não existe no País norma que recomende valores para resultados de ensaios de creep estático. Nesse sentido, os resultados obtidos neste ensaio servem apenas como uma base comparativa para previsão de desempenho de materiais.

5.3.5. Ensaio ambientais

Os ensaios ambientais de solubilização e lixiviação foram realizados na areia de fundição residual e, para efeitos de comparação, foi utilizada a mistura de AAUQ com granulometria G1 (100% de AFR) com 7% de ligante asfáltico CAP 30/45. Como foi visto no Capítulo 4, a areia de fundição residual foi classificada como Classe II A - Resíduo Não Inerte.

Na composição G1 + 7% de CAP 30/45, os parâmetros Alumínio, Cádmio, Ferro, Fenóis e Chumbo excederam os valores máximos permitidos pela NBR 10004:2006 para o ensaio de solubilização, como pode ser notado na Tabela 5.10. Com relação à lixiviação, a concentração dos parâmetros Cobre, Manganês, Chumbo e Zinco foi superior aos limites dados pela norma NBR 10004:2006. Assim, essa mistura também foi classificada como Classe II A - Resíduo Não Inerte.

Vale notar que, a maioria dos metais analisados nos ensaios de solubilização e lixiviação, tiveram suas concentrações aumentadas na misturas com 7% de ligante asfáltico CAP 30/45. Nessa perspectiva, a adição de ligante asfáltico piorou, de maneira geral, a concentração de materiais indesejáveis que impossibilitam a classificação das misturas como um material Inerte e Não Perigoso (Classe II-B). Assim, salienta-se a necessidade de desenvolver novos métodos e critérios para avaliar os riscos do reaproveitamento de resíduos industriais na construção de pavimentos, já que os atuais utilizam os parâmetros de água potável como os limites para considerar o material apto para seu reuso.

Tabela 5.10 – Resultados do ensaio de solubilização na AFR e na composição G1 + 7% CAP 30/45

Amostra	AFR	G1 + 7% CAP30/45	Valor Máximo Permitido NBR 10004:2006
Ag (mg/l)	0,002	0,002	0,05
Al (mg/l)	1,17	1,19	0,2
Ba (mg/l)	<0,01	<0,01	0,7
Cd (mg/l)	0,067	0,077	0,005
Co (mg/l)	0,084	0,075	
Cr (mg/l)	0,045	0,045	0,05
Cu (mg/l)	0,074	0,096	2,0
Fe (mg/l)	0,26	0,351	0,3
Fenol (mg/l)	4,14	1,95	0,01
Pb (mg/l)	0,07	0,09	0,01
K (mg/l)	2,9	1,4	
Mn (mg/l)	0,813	0,274	0,1
Na (mg/l)	9,5	4,8	200
Ni (mg/l)	0,196	0,177	
Se (mg/l)	<0,01	<0,01	0,01
Zn (mg/l)	0,184	1,03	5,0
pH Final	7,47	6,85	

Tabela 5.11 – Resultados do ensaio de lixiviação na AFR e na composição G1 + 7% CAP 30/45

Amostra	AFR	G1 + 7%CAP30/45	Valor Máximo Permitido (NBR 10004:2006)	Valor Máximo Permitido CETESB (2007)
Ba (mg/L)	<0,001	0,03	0,05	10,0
Cd (mg/L)	0,04	0,05	0,2	0,10
Cr (mg/L)	0,04	0,01	0,7	0,5
Cu (mg/L)	0,16	0,46	0,005	
Fe (mg/L)	2,12	7,65		
Mn (mg/L)	0,26	1,37	0,05	
Na (mg/L)	1250	1020	2,0	
Ni (mg/L)	0,16	0,28	0,3	
Pb (mg/L)	0,30	0,35	0,01	0,50
Se (mg/L)	<0,001	<0,001	0,01	0,10
Zn (mg/L)	0,65	2,54	0,12	
pH Final	4,83	4,85		

5.4. COMENTÁRIOS FINAIS ACERCA DAS MISTURAS DE AREIA ASFALTO USINADA A QUENTE

Nas misturas de areia asfalto usinada a quente, a ausência de agregado graúdo aumenta a influência que o ligante asfáltico tem sobre as propriedades mecânicas de resistência à tração, módulo de resiliência e nos parâmetros avaliados no ensaio de *creep* estático. Assim, de modo geral, notou-se que o ligante asfáltico de maior consistência (modificado por TLA) é o que apresenta um melhor comportamento geral nos resultados obtidos nesses ensaios.

Nas misturas de AAUQ constituídas pelo ligante modificado por TLA, o emprego dos aditivos de cal hidratada e agregado fino britado, utilizados para corrigir a granulometria, são dispensáveis, já que não promoveram ganhos significativos nos parâmetros avaliados. O emprego de 5% de ligante modificado por TLA é suficiente para estabilizar o resíduo e obter uma mistura com comportamento adequado para seu emprego em bases ou camadas intermediárias de pavimentos.

No entanto, o emprego do ligante modificado por TLA pode representar um custo elevado e proibitivo para o reaproveitamento de areia de fundição residual. O emprego de um ligante asfáltico comum no mercado e de custo menor poderia promover o emprego desse tipo de misturas nas estruturas de pavimentos. Desse modo, as misturas de AAUQ com 7% de CAP 30/45 poderiam ser utilizadas desde que sejam incorporados 3% de cal hidratada e 10% de agregado fino britado, para melhorar as características do material final.

A construção de uma base de pavimento de 15 cm de espessura e 7,30 m de largura, com uma mistura com 5% de TLA ou com 7% de CAP 30/45, representaria o consumo de aproximadamente 2.000 toneladas de areia de fundição residual por quilômetro de rodovia construída. Se essa base for construída sobre uma sub-base constituída por uma mistura de solo com 60% do resíduo, poderiam ser reutilizadas mais de 4.000 t/km de AFR. Assim, comprova-se o elevado consumo que a AFR poderia ter na construção de camadas de pavimentos.

6. CONCLUSÕES

Esta pesquisa teve por objetivo avaliar a possibilidade de reaproveitar a areia de fundição residual na construção de bases e sub-bases de pavimentos flexíveis. Para isso foram avaliadas misturas do resíduo com solos argilosos e cal hidratada, assim como misturas do tipo areia asfalto usinada a quente. Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões observadas no desempenho mecânico dessas misturas, à luz dos resultados obtidos nos ensaios de interesse à engenharia de pavimentação.

6.1. PRINCIPAIS CONCLUSÕES COM RELAÇÃO ÀS MISTURAS SOLO AREIA E SOLO AREIA CAL

As incorporações de areia de fundição residual aos solos LG' (Laterítico Argiloso) e NG' (Não Laterítico Argiloso) foram denominadas misturas do tipo solo areia e a adição de 3% de cal hidratada às misturas solo areia foram denominadas misturas solo areia cal. Os resultados obtidos nos ensaios realizados nessas misturas permitem realizar as seguintes conclusões gerais.

6.1.1. Em relação aos ensaios de classificação, mini-CBR e CBR

Os ensaios empregados nas classificações AASHTO, USCS e MCT foram necessários para classificação dos materiais coletados. Contudo, a caracterização das misturas solo areia e solo areia cal por meio destes recursos não permite obter parâmetros suficientes para avaliar seu emprego na construção de camadas de pavimentos. Assim, conclui-se que os ensaios de Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade e Granulometria são prescindíveis para avaliar as misturas aqui estudadas.

Os resultados obtidos nos ensaios empíricos de mini-CBR e CBR para as misturas solo areia com solo LG', não apresentaram uma tendência bem definida com relação à adição de teores crescentes de areia de fundição. Contudo, os valores de mini-CBR após 24 horas de imersão e os valores de CBR apresentaram uma tendência crescente conforme o teor do resíduo foi aumentado no solo NG'. Por outro lado, a expansão nas misturas com solo NG' foi reduzida consideravelmente para teores de 60 e 70% do resíduo. Assim, à luz destes resultados, conclui-se que a adição de areia de fundição residual tem um efeito estabilizante mais notório

em solos considerados problemáticos, isto é, com baixa capacidade de suporte e elevada expansão.

Embora os ensaios de mini-CBR e CBR não tenham uma origem racional, as normas brasileiras atuais ainda os utilizam como critérios de seleção de materiais rodoviários. De acordo com o Manual de Normas de Pavimentação do DER-SP (1991), por exemplo, os solos LG' com 60% e 70% de areia de fundição residual atendem aos requisitos exigidos para serem empregados em bases de pavimentos. Segundo o Manual de Pavimentação do DNIT (2006), as misturas LG' com 20% de AFR ou mais, e as misturas NG'+60% e NG'+70% poderiam ser utilizadas na construção de sub-bases de pavimentos.

6.1.2. Em relação aos ensaios de compressão simples estática, compressão diametral estática e compressão triaxial cíclica

O ensaio de compressão simples estático realizado após imersão dos corpos de prova mostrou que, os corpos de prova das misturas solo areia com LG' após cura apresentaram alguma resistência à compressão simples (RCS). Já os corpos de prova das misturas solo areia com NG' não resistiram à imersão para nenhum tempo de cura. Contudo, a adição de 3% de cal hidratada aumentou a RCS após imersão das misturas com solo LG' e o ganho de resistência foi muito mais notório nas misturas com solo NG'. Esse comportamento permite concluir que a adição de cal hidratada é mais necessária no solo NG' do que no solo LG'.

De modo geral, os resultados resistência à compressão simples (RCS), resistência à tração (RT) e módulo de resiliência (MR), obtidos nas misturas solo areia, mostraram que a adição de areia de fundição residual tende a reduzir os valores de todos esses parâmetros. No entanto, essa redução não compromete as propriedades das misturas para seu emprego na construção de sub-bases de pavimento.

Nas misturas solo areia cal, a incorporação da areia de fundição residual produziu uma tendência diferente à observada nas misturas sem adição de cal hidratada, com relação aos parâmetros de RCS, RT e MR. A mistura solo areia cal LG'+20%+Cal, por exemplo, mostrou um comportamento similar e até superior à mistura LG'+0%+Cal, isto é, a adição de 20% de AFR é viável. Contudo, a adição de cal hidratada não representou ganhos muito grandes no solo LG'. Já nas misturas solo areia cal com NG', a adição de 20% e 40% de areia de

fundição residual foi favorável, nessas misturas foram obtidos maiores valores de RCS, RT e MR, quando comparadas com a mistura NG'+0%+Cal.

À luz dos valores obtidos nos ensaios de RCS, RT e MR conclui-se que as misturas LG'+20%+Cal, NG'+20%+Cal e NG'+40%+Cal poderiam ser utilizadas em bases de pavimentos; também as misturas LG'+40%+Cal e NG'+60%+Cal apresentam características de resistência que permitiriam seu emprego na construção de camadas de sub-base. Vale ressaltar que nas misturas com solo LG' a adição de cal hidratada não é necessária e a adição de teores de 20% até 60% de areia de fundição é suficiente para obter materiais com comportamento adequado para ser empregado na construção de sub-bases de pavimentos.

Conclui-se também que os ensaios de compressão simples estática, compressão diametral estática e compressão triaxial são os mais apropriados para avaliar as misturas solo areia e também as misturas solo areia cal de uma maneira mais racional. Contudo, é importante incorporar nesses ensaios técnicas que permitam avaliar a expansão, variação volumétrica e perda de resistência devido à ação deletéria da água.

Os resultados de módulo de resiliência e resistência à tração permitiram realizar análises de tensões em estruturas de pavimentos idealizadas para este estudo. Essa análise mostrou-se necessária para verificar e limitar o desenvolvimento de tensões na estrutura do pavimento, em função da espessura das camadas e da rigidez dos materiais selecionados para a construção do pavimento.

Os ensaios ambientais de solubilização e lixiviação foram executados nos materiais coletados, (areia de fundição residual, solo LG' e NG') e nas misturas com 60% do resíduo, com e sem adição de cal hidratada. Os resultados mostraram que a AFR pode ser classificada como um Resíduo Não Perigoso e Não Inerte, Classe II-A de acordo com a NBR 10004:2006. Contudo, os solos LG' e NG' também foram caracterizados como Resíduos Classe II-A. Vale notar que a norma NBR 10004:2004 é bastante rigorosa, já que utiliza os valores máximos permitidos para água potável como parâmetros para classificar um Resíduo Não Perigoso e Inerte, Classe II-B.

A incorporação de 60% de AFR nos solos LG' e NG' não modificou a classificação deles, Classe II-A, e a adição de 3% de cal hidratada tampouco mudou essa classificação. Assim, conclui-se que o emprego de misturas com reaproveitamento de até 60% de areia de fundição

residual, com ou sem a adição de cal hidratada, não representariam um risco para contaminação do meio ambiente.

6.2. PRINCIPAIS CONCLUSÕES EM RELAÇÃO ÀS MISTURAS AREIA ASFALTO USINADA A QUENTE

Os ensaios volumétricos realizados nas misturas de areia asfalto usinada a quente (AAUQ) mostraram que nenhuma composição granulométrica se enquadrava nos valores de volume de vazios recomendados pela Norma DNIT 032/2005-ES. Apesar disso, os valores de módulo de resiliência (MR) e resistência à tração (RT) obtidos na mistura com ligante asfáltico modificado por TLA foram similares aos obtidos em algumas misturas tradicionais de CBUQ. Desse modo, conclui-se que a avaliação do emprego desse tipo de misturas não deve ser limitada apenas pelos parâmetros volumétricos.

Os ensaios mecânicos de MR, RT e os parâmetros obtidos no ensaio de compressão uniaxial estática (*creep* estático) mostraram que as misturas de AAUQ compostas pelo ligante asfáltico mais consistente (TLA) apresentaram um comportamento muito superior ao obtido nas misturas de AAUQ com ligante asfáltico CAP 30/45.

A adição de cal hidratada e agregado fino britado não produziram um aumento muito grande do MR e RT nas misturas compostas pelo TLA; assim, nessas misturas a adição de 5% de ligante asfáltico modificado por TLA foi suficiente para estabilizar a areia de fundição residual. Contudo, nas misturas com CAP 30/45 notou-se melhor comportamento, de modo geral, nas composições com 7% de ligante asfáltico e com a granulometria corrigida pela adição de 3% de cal hidratada e 10% de agregado fino britado.

Conclui-se que as misturas de AAUQ com 5% de TLA e a mistura com 7% de CAP 30/45, 3% de cal hidratada e 10% de agregado fino britado apresentam características que permitiriam seu emprego na construção de bases ou de camadas intermediárias de estruturas de pavimentos.

Os ensaios ambientais de solubilização e lixiviação foram executados na mistura de AAUQ com 7% de ligante asfáltico CAP 30/45 e 100% dos agregados compostos por areia de fundição residual. Essa mistura apresentou maior concentração de alguns poluentes, como Bário, Chumbo, Manganês e Zinco, quando comparada com os resultados dos ensaios realizados na areia de fundição residual. Apesar disso, a mistura de AAUQ foi classificada

como um Resíduo Não Perigoso e Não Inerte, Classe II-A. Assim, conclui-se que o emprego da AFR, em misturas do tipo AAUQ, não representaria um risco de poluição ao meio ambiente.

6.3. CONCLUSÕES EM RELAÇÃO AO REAPROVEITAMENTO DA AREIA DE FUNDIÇÃO RESIDUAL EM CAMADAS DE PAVIMENTOS

Neste trabalho verificou-se que a construção de camadas de pavimentos fornece a oportunidade de reaproveitar a areia de fundição residual em grandes quantidades, até 4.000 toneladas de resíduo por quilômetro de rodovia construída com bases e sub-bases de misturas contendo o resíduo.

O reaproveitamento da AFR nessas quantidades permitiria reduzir e até eliminar a necessidade das siderúrgicas utilizarem aterros sanitários de descarte, o que representaria uma enorme economia para as empresas. Também poderiam ser evitadas eventuais multas pela disposição inadequada do resíduo.

O reaproveitamento do resíduo nas camadas de pavimentos também implicaria a redução da exploração de recursos naturais, que poderiam ser conservados para outras atividades. Isso pode significar a redução dos custos da construção de estradas, se houver compromisso por parte das siderúrgicas em fornecer gratuitamente o resíduo ou disponibilizá-lo no local da obra. Ainda deve ser considerado que seriam reduzidas as emissões de gases tóxicos, como por exemplo, o monóxido de carbono (CO), produzidos pelos equipamentos utilizados na extração de materiais virgens.

Assim, para que o reaproveitamento da areia de fundição residual na construção de pavimentos tenha sucesso, deve existir um compromisso por parte das empresas produtoras do resíduo para fornecer um material homogêneo e de qualidade uniforme. Nos casos em que as empresas não assumam essa responsabilidade, os intermediários ou “*brokers*” poderiam desempenhar essa função, além de coletar quantidades suficientes para atender a demanda de obras de grande porte. Em relação ao consumidor final, é importante que os órgãos competentes estimulem, apoiem e forneçam o suporte e informação necessários para reaproveitar a areia de fundição residual na construção de estruturas de pavimentos.

Finalmente, conclui-se que é possível reaproveitar a areia de fundição residual na construção de camadas de pavimentos, já que o resíduo apresenta características adequadas que

possibilitam seu emprego nestas atividades. Salienta-se ainda que seu reaproveitamento em atividades externas à fundição deve ser considerado em um futuro próximo ou até imediato, para reduzir o emprego aterros sanitários e eliminar a necessidade de novos locais de descarte.

6.4. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

No desenvolvimento desta pesquisa, foram notados alguns aspectos que ainda poderiam ser explorados em pesquisas futuras. Alguns estudos que podem ser realizados são detalhados na continuação:

- avaliar a saturação dos corpos de prova por capilaridade para execução dos ensaios de compressão simples estática, compressão diametral estática e compressão triaxial cíclica, para avaliar o efeito deletério da ação de água;
- estudar outros teores de areia de fundição residual, assim como resíduos de outras fontes misturados com outro tipo de solos;
- avaliar o emprego de outros ligantes asfálticos para compor as misturas de areia asfalto usinada à quente, assim como outros tipos de aditivos que possam melhorar suas propriedades;
- realizar ensaios de durabilidade nas misturas de AAUQ para avaliar seu possível emprego como camada de revestimento de estruturas de pavimentos;
- executar aterros experimentais em escala real para avaliar o potencial poluente real da areia de fundição residual misturada com solos ou estabilizada com ligantes asfálticos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials. (1993). *AASHTO Guide for design of pavement structure*. Washington, Estados Unidos da América.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (2002). *AASHTO Guide for Mechanistic-Empirical Design of new and rehabilitated pavement structures*. Disponível em: <http://onlinepubs.trb.org>. Acessado em: 28 de Julho de 2012.
- ABICHO, T.; BENSON, C.H.; EDIL, T.B. (2000). *Foundry Green Sands as Hydraulic Barriers: Laboratory Study*. Em: ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 126, No. 12.
- ABICHO, T.; EDIL, T.B.; BENSON, C.H.; BAHIA, H. (2004). *Beneficial Use of Foundry By-Products in Highway Construction*. Em: Geotechnical Engineering for Transportation Projects : Proceedings of GeoTrans 2004, jul 27-31 2004. Los Angeles, CA.
- ACHAMPONG F.; USMEN, M.; KAGAWA, T. (1997). *Evaluation of resilient modulus for lime and cement stabilized synthetic cohesive soils*. Em: Transportation Research Record, No. 1589, pp. 70-75. Washington D. C. Estados Unidos da América.
- AFS-FIRST (2011). *American Foundry Society – Foundry Sand Recycling Starts Today*. Disponível em: www.afsinc.org. Acesso em: 25 de Abril de 2011. Estados Unidos da América.
- AKILI, W. (1983). *On the use of sulphur in sand-asphalt applications*. In Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, AAPT. V. 52. pp. 561-584. Estados Unidos da América.
- AL-ABDUL WAHHAB, H. I.; ASI, I. M. (1997). *Improvement of marl and dune sand for highway construction in arid areas*. In Building and Environment: Vol. 32, No. 3, pp. 271-279.
- AL-ABDULWAHHAB, H.; BAYOMY, F.; AL-HALHOULI, A. (1987). *Evaluation of emulsified asphalt-treated sand for low-volume roads and road bases*. Em: Fourth International Conference on Low-Volume Roads, Transportation Research Record, No. 1106, Vol. 1, pp. 71-80. Washington, D.C. Estados Unidos da América.
- ALDIGUERI, D. R. (2001). *Estudo de misturas de areia asfalto usinadas a quente com asfaltos de diferentes consistências para revestimento de pavimentos no Estado do Ceará*. Dissertação – Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, SP.
- AL-JURAIBAN, S. A.; JIMENEZ, R. A. (1983). *Rutting properties of a dune-sand paving mixture*. Em: Transportation Research Record, No. 911, pp. 11-20. Washington, D.C. Estados Unidos da América.

- AL-KHATEEB, G. G.; BUTTLAR W. G. (2000). *Hollow-cylinder tensile tester for asphaltic paving mixtures*. Em: Mid-Continent Transportation Symposium 2000 Proceedings. pp. 14-19. Ames, Iowa. Estados Unidos da América.
- American Association of State Highways Officials. (1999). *AASHTO T 307-99. Standard Method of Test for determining the resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials*. Washington, D. C., Estados Unidos da América.
- American Association of State Highways Officials. AASHTO M 145: Standard Specification for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. Washington, D. C., Estados Unidos da América
- American Foundry Society. (2011). AFS-FIRST: *Foundry Sand Starts Today: What is Recycled Foundry Sand*. Disponível em: <http://www.afsinc.org>. Acessado em: 30 de Março de 2011.
- American Society for Testing and Materials. ASTM D2487-11 – *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. Philadelphia, PA, Estados Unidos da América.
- American Society for Testing and Materials. ASTM D4867-09 – *Standard Test Method for Effect of Moisture on Asphalt Concrete Paving Mixtures*. Philadelphia, PA, Estados Unidos da América.
- ANDREI, D.; WITCZAK M. W.; SCHWARTZ, C. W.; UZAN, J. (2004). *Harmonized Resilient modulus test method for unbound pavement materials*. Transportation Research Record. 1874, pp. 29-37 Transportation Research Board, Washington, D.C., Estados Unidos da América.
- ARMANGE, L.C. (2005). *Utilização de Areia de Fundação Residual para Uso em Argamassa*. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Santa Catarina. Florianópolis, SC.
- ASI, I. M.; AL-ABDUL WAHHAB, H. I.; AL-AMOUDI, O. S. B.; KHAN. M. I.; SIDDIQUI, Z. (2002). *Stabilization of dune sand using foamed asphalt*. Em: ASTM Geotechnical Testing Journal, GTJ, Vol. 25, No. 2, pp. 168-176.
- Associação Brasileira de Fundidos. (1999). ABIFA: *Manual de Regeneração e Reuso de Areias de Fundação*. pp. 409. São Paulo, SP.
- Associação Brasileira de Fundidos. (2011). ABIFA. São Paulo, SP. Disponível em: www.abifa.org.br/ Acesso em: 12 de Maio de 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2004). NBR 10004:2004: Resíduos Sólidos. Rio de Janeiro, RJ.
- _____. (2004). NBR 10005:2004. Lixiviação de resíduos. Rio de Janeiro.
- _____. (2004). NBR 10006:2004. Solubilização de resíduos. Rio de Janeiro.

_____. (2004). NBR 10007:2004. Amostragem de resíduos. Rio de Janeiro.

AYDILEK, H.; GUNEY, T. (2007). *Laboratory Evaluation of Foundry Sand-Amended Highway Subbases*. Transportation Research Board. Washington D.C. Estados Unidos da América.

Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico e Social. (1996). BNDES: *Área de operações industriais 2 –AO2, Gerência Setorial 4 – Geset 4*. Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico e Social. Rio de Janeiro, RJ.

Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico e Social. (2010). *Indústria de Fundição: Situação atual e perspectivas*. BNDES-Setorial 33. pp. 121-165. Rio de Janeiro, RJ.

BAPTISTA, C. F. N. (1976). *Pavimentação, Compactação dos solos no Campo, Camadas de Base, Estabilização dos Solos*. Livro. Tomo II. Editora Globo. Porto Alegre, RS.

BARKSDALE, R. D. (1980). *Construction and performance of sand-asphalt bases*. Transportation Research Record, No. 741, pp. 13-22. Washington, D.C. Estados Unidos da América.

BASMA, A.A.; TUNCER, E.R. (1990). *Effect on Lime on Volume Change and Compressibility of Expansive Clays*. Em: Transportation Research Record 1295, TRB, National Research Council, Washington D.C. Estados Unidos da América.

BERNDT, H. (1989). *Processo Shell: materiais e tecnologia*. Tradução de Herbert Schwarz e outros. ABIFA – Associação Brasileira de Fundição. São Paulo, SP.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G. DA; CERTATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. (2008). *Pavimentação asfáltica*. Livro. PETROBRAS: ABEDA. Rio de Janeiro, RJ.

BHAT, S.T.; LOVELL, C.W. (1996). *Design of Flowable Fill: Waste Foundry Sand as a Fine Aggregate*. Em: Transportation Research Record: Journal of The Transportation Research Board. V. 1546 pp. 70-78. Washington D.C. Estados Unidos da América.

BHATTACHARJA, S.; BHATTY, J. I. (2003). *Comparative Performance of Portland Cement and Lime Stabilization of Moderate to High Plasticity Clay Soils*. Bulletin. Portland Cement Association. Illinois. Estados Unidos da América.

BICZYSKO, S. J. (1996). Long-Term Performance of Lime Stabilized Road Subgrade. Em: *Lime Stabilization*. Thomas Telford Publisher. pp. 62–71. Londres, Inglaterra.

BINA, P.; CASTRO, P.R.F. DE; ALVES, J.H. (2003). *Utilização da areia de fundição descartada na pavimentação: como aprovar e transformar resíduo em faturamento*. Em: Anais da 34ª Reunião anual de pavimentação – Campinas, SP.

BIOLO, S. M. (2005). *Reuso do resíduo de fundição areia verde na produção de blocos cerâmicos*. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS.

BLÜCHER, E. (1951). *Mecânica dos Solos para Engenheiros Rodoviários*. Tradução. Road Research Laboratory. Middlesex. Reino Unido.

- BONIN, A. L.; ROSSINI, A. J. (1994). *Reutilização da areia preta de fundição na construção civil*. Relatório Técnico do Departamento de Tecnologia Sanitária. CESET-UNICAMPE. Limeira, SP.
- BONET, I.I. (2002). *Valorização do resíduo de areia de fundição (RAF). Incorporação nas massas asfálticas do tipo C.B.U.Q.* Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina – Santa Catarina.
- BOTTIN FILHO, I. A. (1997). *Estudos de misturas de areia-asfalto pré-misturadas a quente*. Dissertação de mestrado em engenharia civil, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil – CPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS.
- BOUDREAU, R. L.; WANG, J. (2003). *Resilient modulus test – Triaxial cell interaction*. Resilient modulus testing for pavement components, ASTM STP 1437, G. N. Durham, W. A. Marr, and W. L. De Groff, Eds., ASTM International, West Conshohocken, PA, Estados Unidos da América.
- BRADASCHIA, C. (1974). *Fundição de ligas não ferrosas*. Associação Brasileira de Metais. São Paulo, SP.
- BRADASCHIA, C. et al. (1981). *Fundição de ligas não ferrosas*. Notas de Aulas. ABM – Associação Brasileira de Metais. 3ª Edição. Édile Serviços gráficos e editora Ltda. São Paulo, SP.
- CASTELO BRANCO, V. T. F.; ARAGÃO, F. T. S.; SOARES, J. B. (2004). *Caracterização mecânica de misturas asfálticas dosadas em laboratório e em uma usina do tipo drum mixer*. Em: 35ª Reunião Anual de Pavimentação. Rio de Janeiro, RJ.
- CHASTAIN, S. D. (2004). *Metal Casting: A Sand Casting Manual for the Small Foundry*. Volume 1. Primeira Edição, Terceira Impressão. pp.192. Jacksonville, FL. Estados Unidos da América.
- CHRISTENSEN, A. P. (1969). *Cement Modification of Clay Soils*. Em: Research Development Bulletin. Portland Cement Association. pp. 14. Estados Unidos de America.
- Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (2007). CETESB: *Decisão de Diretoria No.152/2007/C/E, de 08 de Agosto de 2007*. Publicada no Diário Oficial do Estado de São Paulo. Caderno Executivo, do dia 03/04/2008. P. 51.
- CORRÊA, F.C. (1989). *Contribuição à estabilização do Latossolo Roxo*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.
- CORTÉ, J. F.; BROESSEAUD, Y.; SIMONCELLI, J. P. E CAROFF, G. (1994). *Investigation of rutting of asphalt surface layers: Influence of binder and axle loading configuration*. Em: Transportation Research Record, No. 1436, pp. 28-37. Washington, D.C. Estados Unidos da América.
- COSTA, C. J. B. DA. (2008). *Mistura asfáltica com uso de areia de fundição de ferro descartada*. Dissertação (Mestrado) – Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ.

- COSTA, C. J. B.; PINTO, S.; VENTORINI, L. (2007). *Misturas asfálticas com uso de areia de fundição de ferro descartada*. Em: Anais da 38ª Reunião de Pavimentação. Manaus, AM.
- COUTINHO NETO, B. (2004). *Avaliação do reaproveitamento de areia de fundição como agregado em misturas asfálticas densas*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.
- COUTINHO NETO, B. E FABBRI, G. T. P. (2004). *Avaliação da reutilização da areia de fundição em misturas asfálticas densas do tipo CAUQ*. Em: Revista Transportes. V. 12. N. 2. Rio de Janeiro, RJ.
- COZ, A. F. (2001). *Comportamiento ambiental de lodos de fundición estabilizados/solidificados*. Tese de Doutorado. Universidade de Cantabria. Santander, Espanha.
- DANTAS, J. M. (2003). *Montagem, Comissionamento e Operação de um Sistema de Recuperação de Areia de Fundição: Regenerador Térmico - Plano de Trabalho da Fase II*. Instituto de Pesquisas Energéticas e Nucleares. São Paulo, SP.
- DAVIS, J. R. (1996). *Cast Irons*. The ASM International. Handbook Comittee. Ohio, Estados Unidos da América.
- DE HILSTER, E.; P. J. Van de Loo (1977) *The creep test: influence of test parameters. Report, Shell Laboratories, Amsterdam, Holanda*.
- DEDINI, Indústrias de Base (2008). *Relatório de Sustentabilidade 2008*. Disponível em: <http://www.dedini.com.br/>. Acessado em: 23 de Abril de 2011. Piracicaba, SP.
- Departamento de Estradas e Rodagem do Estado de São Paulo. (2006). DER-SP ET-DE-P00/014. *Sub-base ou base estabilizada granulometricamente*. São Paulo, SP.
- Departamento de Estradas e Rodagem do Estado de São Paulo. (2006). DER-SP ET-DE-P00/005. *Sub-base ou Base de Solo-Cal*. São Paulo, SP.
- Departamento de Estradas e Rodagem. (2005). DER-SP. *Concreto Asfáltico. Pavimento Asfáltico. Especificação*. ET-DE-P00/027. São Paulo.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER CLA 259/94. *Solos Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura*. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER ME 093/94. *Método de Ensaio. Solos – Determinação da Densidade Real*. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER ME 117/94. *Método de Ensaio. Mistura Betuminosa – Determinação da densidade aparente*. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER ME 122/94. *Método de Ensaio. Solos – Determinação do limite de liquidez – método de referência*. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER ME 135/2010. *Método de Ensaio. Mistura Betuminosa – Determinação do módulo de resiliência*. Rio de Janeiro, RJ.

- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER ME 138/94. *Método de Ensaio. Mistura Betuminosa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral*. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER ME 180/94. *Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – Determinação da resistência à compressão simples*. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER ME 181/94. *Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – Determinação da resistência à tração por compressão diametral*. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER ME 254/94. *Método de Ensaio. Solos compactados em equipamento miniatura – mini-CBR e expansão*. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER ME 256/94. *Método de Ensaio. Solos – Solos compactados em equipamento miniatura – Determinação da perda de massa por imersão*. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER ME 258/94. *Método de Ensaio. Solos – Solos compactados em equipamento miniatura – mini-MCV*. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER ME 49/94. *Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas*. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER ME 51/94. *Método de Ensaio. Solos – Análise Granulométrica*. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNER ME 82/94. *Método de Ensaio. Solos – Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT ES 032/2005. *Especificação de Serviço. Pavimentos Flexíveis. Areia-Asfalto a quente*. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT ES 031/2005. *Especificação de Serviço. Pavimentos Flexíveis. Concreto Asfáltico*. Rio de Janeiro, RJ.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT ME 135/2010. *Método de Ensaio. Pavimentação Asfáltica – Misturas Asfálticas – Determinação do módulo de resiliência*. Rio de Janeiro, RJ.
- DIAMOND, S.; KINTER, E.B. (1965). *Mechanisms of Soil-Lime Stabilization: An Interpretive Review*. Em: Highway Research Record 92, pp 33-103, TRB, National Research Council, Washington D.C. Estados Unidos da América.
- DINGRADO, J.S.; BENSON, C.H.; EDIL, T.B. (1999). *Beneficial Reuse of Foundry Sands in Controlled Low Strength Material*. Environmental Geotechnics Report 99-3. Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of Wisconsin. Madison, Estados Unidos da América.

- DUNLAP, W. S. (1963). *A report on a mathematical model describing the deformation characteristics of granular materials*. Technical Report 1, Project 2-8-62-27, TTI, Texas A & M University. Texas, Estados Unidos da América.
- EADES, J. L.; GRIM, R. E. (1963). *Reaction of Hydrated lime with pure clay minerals in Soil Stabilization*. Em: Highway Research Bulletin 262. Estados Unidos da América.
- EDIL, T. B.; BENSON, G. H. (2005). *Field Performance of Sub-Bases Constructed with Industrial Byproducts and Geosynthetic Reinforcement*. Final Report. Wisconsin Highway Research Program # 0092-45-18. University of Wisconsin. Madison, Estados Unidos da América.
- ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY OF THE UNITED STATES. (2008). *EPA-US: Waste and Materials-Flow Benchmark Sector Report: Beneficial Use of Secondary Materials – Foundry Sand*. Final Report. Environmental Protect Agency of the United States. Washington D.C., Estados Unidos da América.
- EVANS, P. (1999). *Lime Stabilization of Black Clay Soils in Queensland, Australia*. Em: Proceedings, National Lime Association Convention. San Diego, Califórnia, Estados Unidos da América.
- FATANI, M. N.; KHAN, A. M. (1990). *Improvement of Dune Sand Asphalt Mixes for Pavement Bases*. In Journal of King Abdul Aziz University. Vol. 2. pp. 35-47. Saudi Arabia.
- FATANI, M. N.; SULTAN, H. A. (1982). *Dune sand-aggregate mixes and dune sand-sulfur mixes for asphalt concrete pavements*. Em: Transportation Research Record, No. 843, pp. 72-79. Washington, D.C. Estados Unidos da América.
- FERREIRA, J. G. H. M. (2002). *Elaboração e análise da base de dados de ensaios triaxiais dinâmicos da COPPE/UFRJ*. Dissertação de Mestrado. PEC, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- FLAMING FURNACE WEBSITE. Disponível em: www.flamingfurnace.com. Acesso em: 15 de Outubro de 2012.
- GARBER, N. J.; HOEL, L. A. (2005). *Traffic and Highway Engineering*. Livro. 4a Edição. Cengage Learning. Estados Unidos da América.
- GRAVES, R.; EADES, J. L., e SMITH, L. L. (1988). *Strength Developed from Carbonate Cementation of Silica-Carbonate Base Course Materials*. Em: Transportation Research Record No. 1190. Washington D. C., Estados Unidos da América.
- GUNEY, Y., AYDILEK A.H., DEMIRKAN, M.M. (2006). *Geoenvironmental behavior of foundry sand amended mixtures for highway subbases*. Em: *Waste Management Journal*, Vol. 26, pp. 932-945.
- HAGGAR, S. EL.; HATOW, L. EL. (2009). *Properties of Thermoplastics Reinforced with Foundry Sand Waste*. Practice Periodical of Hazardous, Toxic, and Radioactive Waste Management, V. 13, N. 4, pp 270-277. Estados Unidos da América.

- HAIDER, S. (1987). *Trial of sand bitumen mix pavement on Naukot Mithi road*. Em: Proceedings of 62th Annual Issue of Pakistan Engineering Congress. Paper No. 498. pp. 116-125. Pakistão.
- HARRIS, V. A. P.; HITCH, L. S.; JOWETT, J. M. (1983). *Bituminous stabilization of fine sands: construction of the Baïomori – Gashua road, Nigeria*. Proc. Institution of Civil Engineers Part 1, 74, pp. 270-300.
- HARTONT, B. C. (1967). *Hot mixed sand asphalt bases in Oklahoma*. International Conference of Structural Design of Asphalt Pavements. Vol. 1, 953-932. Estados Unidos da América.
- HERRIN, M.; MITCHELL, H. (1967). “*Misturas Solo-Cal*”. Tradução da Eng. Elda Nelis de Castro. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Tradução No. 1, pp. 74. Lisboa, Portugal.
- HILLS, J. F. (1973) *The creep of asphalt mixes*. Journal of the Institute of Petroleum, vol. 59, N. 570, pp. 247-262.
- HUANG, Y. H. (2004). *Pavement analysis and design*. Livro. Segunda Edição. Editora Prentice Hall. Upper Saddle River: University of Kentucky. Estados Unidos da América.
- INGLES, O. G.; METCALF, J. B. (1972). *Soil Stabilization, Principles and Practice*. Livro. Ed. Butterworths. Sidney. Australia.
- Instituto Nacional de Metrologia. (2004). INMETRO: *Informações ao Consumidor, Produtos Analisados, Cal Hidratada*. Instituto Nacional de Metrologia. Disponível em: <http://www.inmetro.gov.br/consumidor/produtos/calHidratada.asp>. Acesso em: 13 de Abril de 2011.
- ISMAIEL, H. A. H. (2006). *Treatment and improvement of the geotechnical properties of different soft fina-grained soils using chemical stabilization*. Tese de Doutorado. Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg. Alemanha.
- JAVED, S.; LOVELL, C.W. (1995). *Uses of Waste Foundry Sands in Civil Engineering*. Em: Transportation Research Board, n. 1417, p. 109-116. Washington D. C. Estados Unidos da América.
- JUNG, C. (2008). *Post-Construction Evaluation of Lime-Treated Soils*. Publication FHWA/IN/JTRP-2005/25. Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, IN, Estados Unidos da América.
- JUNG, C.; BOBET, A. (2008). *Post-Construction Evaluation of Lime-Treated Soils*. Publication FHWA/IN/JTRP-2007/25. Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, IN. Estados Unidos de América.
- JUNG, C.; BOBET, A.; SIDDIKI, N. Z.; KIM, D. (2008). *Long-Term performance of chemically modified subgrade soils in Indiana*. Em: Transportation Research Record, No. 2059, pp. 63-71. Washington D. C. Estados Unidos de América.

- KASSIM, T. A., SIMONEIT, B. R. T., WILLIAMSON, K. J. (2005). *Recycling Solid Wastes as Road Construction Materials: An environmentally Sustainable Approach*. Handbook Environmental Chemistry. Vol. 5, Part F. pp. 59-181.
- KENNEDY, T. W.; SMITH, R.; HOLMGREEN JR. R. J.; TAHMORESSI, M. (1987). *An evaluation of lime and cement stabilization*. Em: Transportation Research Record, No. 1119, pp. 11-25. Washington D. C., Estados Unidos de América.
- KLEVEN, J. R.; EDIL, T.B.; BENSON, C.H. (2000). *Evaluation of Excess Foundry System Sands For Use as Subbase Materials*. Em: Transportation Research Record 1714. Paper No. 00-1433. Washington D. C., Estados Unidos da América.
- KLEVEN, J. R.; EDIL, T.B.; BENSON, C.H. (2000). *Evaluation of Excess Foundry System Sands For Use as Subbase Materials*. Transportation Research Record 1714. Paper No. 00-1433. Washington, D.C., Estados Unidos da América.
- KLINSKY, L. M. G. (2008). *Proposta de reaproveitamento de areia de fundição em sub-bases e bases de pavimentos flexíveis, através de sua incorporação a solos argilosos*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Carlos. São Carlos, SP.
- KLINSKY, L. M. G.; FABBRI, G. T. P. (2009). *Reaproveitamento de Areia de Fundição como material de base e sub-base de pavimentos*. Em: Revista Transportes. V. 17. N. 2. Rio de Janeiro, RJ.
- KONDIC, V. (1973). *Princípios Metalúrgicos de Fundição*. Tradução de Cláudio Luiz Mariotto e outros. São Paulo: Polígono, Ed. da Universidade de São Paulo. São Paulo, SP.
- KRUKAR, M.; COOK, J. C. (1970). *Experiment Ring No. 4: A study of untreated, sand asphalt, and asphalt concrete bases*. Report to the Washington Department of Highways on Research Project Y-993. Washington D. C. Estados Unidos de América.
- LEANDRO, R. P. (2005). *Estudo laboratorial acerca da possibilidade de aproveitamento da cinza pesada de termelétrica em bases e sub-bases de pavimentos flexíveis*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.
- Lei No. 12.305 de 2 de Agosto de 2010. Disponível em: www.planalto.gov.br/ccivil_03/. Acessado em: 26 de Outubro de 2012.
- LIMA, D.C. (1981). *Algumas considerações relativas a aspectos da estabilização dos solos, em particular à estabilização solo-cal*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.
- LINDSAY, B. J.; LOGAN, T. J. (2005). *Agricultural Reuse of Foundry Sand*. Review. Em: Journal of Residuals Science and Technology, Vol. 2, No. 1. Estados Unidos da América.
- LITTLE, D. N. (1996). *Evaluation of Resilient and Strength Properties of Lime-Stabilized Soils from the Denver, Colorado Area*. Report for the Chemical Lime Company. Denver, Colorado, Estados Unidos da América.

- LITTLE, D. N. (1999). *Evaluation of Structural Properties of Lime Stabilized Soils and Aggregates, Volume 1: Summary of Findings*. Report prepared for National Lime Association, Arlington, VA, Estados Unidos da América.
- LITTLE, N. D.; BUTTON, J. W.; YOUSSEF, H. (1993) *Development of criteria to evaluate uniaxial creep data and asphalt concrete permanent deformation potential*. Transportation Research Record. N. 1417, pp. 49-57. Washington D. C., Estados Unidos da América.
- LOCAT, J.; BERUBE, M. A.; COQUETTE, M. (1990). *Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays: shear strength development*. Em: 40th Canadian Geotechnical Conference, Regina, Saskatchewan. 40th Canadian Geotechnical Conference, Regina, Saskatchewan, Canada.
- LOMONACO, M. M.; BERNUCCI, L. L. B. (1999). *Comportamento quanto à deformação permanente de misturas areia-asfalto para revestimentos e bases de pavimentos*. Simpósio de Iniciação Científica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.
- LOVATO, R. S. (2004). *Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Laterítico Estabilizado com Cal, Aplicado à Pavimentação*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS.
- LOVEJOY, M.; HAM, R.; TRAEGER, P.; HIPPE, J.; E BOYLE, W. (1996). *Evaluation of selected foundry wastes for highway construction*. Em: Proc. 19th Int. Madison Waste Conference. University of Wisconsin. Madison, WI, Estados Unidos da América.
- LUVIZÃO, R. R. (2008). *Estudo da Viabilidade para o Reaproveitamento do Resíduo de Areia Verde de Fundação em Concreto Asfáltico Usinado a Quente*. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado de Santa Catarina, Florianópolis, SC.
- MACÊDO, J. A. G. (1996). *Interpretação de Ensaios Deflectométricos para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis – A experiência com FWD no Brasil*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- Manual do Corpo de Engenheiros do Departamento de Exército dos Estados Unidos. (1984). *Soil Stabilization for Pavements Mobilization Construction, Enineering and Design*. EM 110-3-137.
- MARIOTTO, C. L.; BONIN, A. L. (1996). Tratamento dos descartes de areia. Revista Fundação & Matérias Primas. Mar/Abr. p28-32. São Paulo, SP.
- MARIOTTO, C.L. (2000). *Regeneração de areias de Fundação*. Seminário Nacional sobre Reuso/Reciclagem de resíduos sólidos industriais – SMA/SP. pp. 203-211.
- MAST, D. (1998) *Field Demonstration of a Highway Embankment Using Waste Foundry Sand*. Disseração de Mestrado. Purdue University, West Lafayette, Indiana. Estados Unidos da América.
- MAZUMDAR, M.; RAO, S. K. (1985). *Effect of comparative efforts on sand-asphalt-sulphur mixes*. Em: Canadian Journal of Civil Engineering: Vol. 12, No. 4, pp 916-919.

- MAZUMDAR, M.; RAO, S. K. (1993). *Effecto of Flyash on Engineering Properties of Sand-Asphalt-Sulfur Paving Mixes*. Em: Transportation Research Record. V. 1417. pp 144-149. Washington D. C., Estados Unidos da América.
- MCDONALD, E. B. (1969). *Lime Research Study—South Dakota Interstate Routes (Sixteen Projects)*. South Dakota Department of Highways. Estados Unidos da América.
- MCINTYRE, S.W.; RUNDMAN, K. B.; BAILLOD, C.R.; SANDELL P. R.; STILLWELL, B. (1992). *Beneficiation and Reuse of Foundry Sand Residuals: A Preliminary Report*. Transactions of the American Foundry men's Society. Vol. 100, pp.201-208. Estados Unidos da América.
- MEDEIROS, M. (2009). *História da Fundição*. Editoras Magma Cultural e Salus. pp. 158. São Paulo, SP.
- MEDINA, J. DE; MOTTA, L. M. G. DA. (2005). *Mecânica dos Pavimentos*. Livro, 2^a Edição. Rio de Janeiro, RJ.
- MePADS. (2012). Disponível em: <http://asphalt.csir.co.za/samdm>. Acesso em: 21 de Novembro de 2012.
- MGANGIRA M. B.; (2006). *Influence of the proportion of waste foundry sand on the geotechnical engineering properties of clayey soils*. Em: Journal of the South African Institution of Civil Engineering. V. 48. Paper 563. Pretoria, África do Sul.
- MOLINA, C. E.; PARREIRA, A. B.; FERNANDES, J. L. Jr. (2004). *Comportamento mecânico de misturas de resíduo da fabricação de papel e solo para utilização na construção rodoviária*. Em: Anais do XVIII Congresso da Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes. Florianópolis, SC.
- MOOSAZADEH, J. M.; WITCZAK, W. (1981). *Prediction of subgrade moduli for soil that exhibits nonlinear behavior*. Transportation Research Record. Transportation Research Board, National Research Council Washington, D.C., Estados Unidos da América.
- MORALES CARLOS, G. A.; COSENZA, O. N.; COSENZA, H. J. S. R. (2005). *Impacto causado por resíduos industriais – Baía de Guanabara*. Em: XII SIMPEP, Simpósio de Engenharia de Produção. Baurú, SP.
- National Association of Australian State Road Authorities. (2008). NAASRA: *Technical Basis of Austroads Guide to Pavement Technology, Part 2: Pavement Structural Design*. Austroroads Technical Report. Sidney – Austrália.
- National Cooperative Highway Research Program. (1997). NCHRP: Laboratory determination of resilient modulus for flexible pavement design. NCHRP Web Document 14 for Project 1-28. Transportation Research Board, Washington, D.C., Estados Unidos da América.
- National Lime Association. (2004). NLA: *Lime-treated soil, construction manual. Lime stabilization and lime modification*. Estados Unidos da América. Disponível em: www.lime.org. Acessado em: 13/02/2009.

- NEUBAUER, C. H. JR.; THOMPSON, M. R. (1972). *Stability Properties of Uncured Lime-Treated Fine-Grained Soils*. Em: HRB Highway Research Record 381, pp. 20–26. National Research Council, Washington, D.C., Estados Unidos da América.
- NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. (1995). *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. Editora Villibor. São Paulo, SP.
- ONOFRE, F. C.; LOPES, M. M. DE; ARAÚJO JR., P. C.; VALE, A. C. DO; OLIVEIRA FILHO, C. M. S. DE; SOARES, J. B. (2008). *Comportamento mecânico de misturas asfálticas do tipo SMA, concreto asfáltico e areia-asfalto*. Em: Anais do Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes. Fortaleza, CE.
- PARTRIDGE, B. K.; ALLEMAN, J. E. (1998). *Performance Evaluation of a Highway Embankment Constructed Using Waste Foundry Sand*. Publication FHWA/IN/JTRP-98/08. Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, IN. Estados Unidos da América.
- PARTRIDGE, B. K.; ALLEMAN, J. E.; MAST, D. G. (1999). *Field Demonstration of Highway Embankment Construction Using Waste Foundry Sand*. Em: Transportation Research Record, n. 1670, pp. 98-105. Washington D. C. Estados Unidos da América.
- PEREIRA, R. L. C. (2008). *Reaproveitamento do Resíduo de Areia Verde de Fundição como Agregado em Misturas Asfálticas*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR.
- PETRY, T. M.; ANDWOHLGEMUTH, S. K. (1989). *The effects of pulverization on the strength and durability of highly active clay soils stabilized with lime and portland cement*. Em: TRR 1190, pp. 38–45. Transportation Research Board, Washington, D.C., Estados Unidos da América.
- POTTS, C. F.; RUTH, B. E.; SMITH, L. L. (1980). *Performance of Sand-Asphalt and Limerock Pavements in Florida*. Em: Transportation Research Record. V. 741. pp 22-34. Washington D. C., Estados Unidos da América.
- PRADO, C. A. S. JR.; SÓRIA, M. H. A. (2003). *Contribuição à dosagem de misturas de areia assalto feitas com emulsão de ruptura lenta*. Em: 34ª Reunião Anual de Pavimentação. Campinas, SP.
- PUPPALA, A. J.; MOHAMMAD E.; ALLEN, A. (1996). *Engineering Behavior of Lime-Treated Louisiana Subgrade Soil*. Em: Transportation Research Record N. 1548. Washington D. C., Estados Unidos da América.
- QUBAIN, B. S.; SEKSINSKY, E. J.; LI, J. (2000). *Incorporating subgrade lime stabilization into pavement design*. Em: Transportation Research Record 1546. Washington D. C., Estados Unidos da América.
- RECIBLOCO. (2011). Disponível em: www.recibloco.com.br. Acesso em: 4 de Maio de 2011.
- Recycled Materials Resource Center. (2011). RMRC: Disponível em: www.rmrc.unh.edu. Acesso em: 16 Abril de 2011.

- SALAZAR, A. (1997). *Bacterial Biassay Monitoring of a Highway Embankment Constructed Using Waste Foundry Sand*. Dissertação de Mestrado. Purdue University. West Lafayette, IN, Estados Unidos da América.
- Serviço Nacional de Aprendizagem Industrial. (1989). SENAI: *Resinas Sintéticas para Fundição*. Itaúna – Minas Gerais. Rampazzo, D.; Jeronymo, J.R.; Begalli, L.; Montanari, P.F. São Paulo, SP.
- SIEGEL, M. (1979). *Fundição*. Associação Brasileira de Metais. São Paulo, SP.
- SIEGEL, M. et al. (1982). *Processos de Fundição: generalidades, considerações gerais sobre a escolha do processo, importância relativa dos diversos processos*. Notas de Aulas. ABM – Associação Brasileira de Metais. 13ª Edição. Édile Serviços gráficos e editora Ltda. São Paulo, SP.
- SILVEIRA, M.A. (1999). *Estudo sobre a adição de polímero em areia asfalto a frio*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.
- SINGH, G.; AL-AUSI, R. M. J. (1981). *Design of desert sand-sulphur bitumen mixes*. A Symposium sponsored by ASTM Committee D-4 on Road and Paving Materials, Houston, TE, Estados Unidos da América.
- SIVAPULLAIAH, P. V.; PRASHANTH, J. P.; SRIDHARAN, A. (1998). *Delay in compaction and importance of the lime fixation point on the strength and compaction characteristics of soil*. Em: Ground Improvement, N.2, pp.27-32.
- SOARES, J.M.D; SENGER, V.; QUINTANA, L.M.H.; PINHEIRO, R.J.B.; GONÇALVES, M.M. (2007). *Adição de resíduo de areia de fundição em massa cerâmica*. Em: Anais do 51º Congresso Brasileiro de Cerâmica. Salvador, BA.
- SOARES, J. B.; MOTTA, L. M.; BRANCO, J. V. C. (1999). *O efeito da consistência do CAP no teor ótimo e nas propriedades das misturas asfálticas*. Em: Anais do XIII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, São Carlos, SP.
- SOLANKI, P.; ZAMAN, M. M.; DEAN, J. (2010) *Resilient Modulus of Clay Subgrades Stabilized with Lime, Class C Fly Ash and Cement Kiln Dust for Pavement Design*. Em: Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2186. Washington, D.C., Estados Unidos da América.
- STRAUSS, K. (1970). *Applied Science in the Casting of Metals*. Oxford: Pergamon Press Ltda. Grã Bretanha.
- SWEENEY, D. A.; WONG, D. K. H.; FREDLUND, D. G. (1988). *Effect of lime on highly plastic clay with special emphasis on aging*. Em: Transportation Research Record, No. 1190, pp. 13-23. Washington D. C. Estados Unidos de América.
- SYED, I. (1998). *In-Place Engineering Properties of Recycled and Stabilized Pavement Layers*. Dissertação de Mestrado Texas A&M University, Texas, Estados Unidos da América.

- TAKEDA, M.C. de. (2006). *A Influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.
- TANYU, B. F.; BENSON, C. H.; EDIL, T. B.; KIM, W. H. (2004). *Equivalency of Crushed Rock and Three Industrial By-Products Used for Working Platforms During Pavement Construction*. Em: Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. No. 1874 p. 59-69. Washington D. C. Estados Unidos da América.
- THOMPSON, M. R. (1966). *Lime-Reactivity of Illinois Soils*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. Em ASCE Journal, V. 92, SM5 September.
- THOMPSON, M. R. (1970). *Soil Stabilization of Pavement Systems - State of the Art*. Technical Report - Department of the Army, Construction Engineering Research Laboratory, Champaign, Illinois, Estados Unidos da América.
- THOMPSON, M. R.; FIGUEROA, J. L. (1980). *Mechanistic Thickness-Design Procedure for Soil-Lime Layers*. Em: Transportation Research Record 754, pp. 32–36. TRB, National Research Council, Washington, D.C., Estados Unidos da América.
- THOMPSON, M.R. (1969). *Engineering Properties of Lime-Soil Mixtures*. Em: Journal of Materials, ASTM, Vol.4.
- Transport and Road Research Laboratory. (1977). TRRL: *Bituminous bases and surfacings for low-cost roads in the tropics..* Supplementary Report 284. Crowthorne, Berkshire, África do Sul.
- Transportation Research Board. (1987). TRB: *State of the Art Report 5 – Lime Stabilization*. Transportation Research Board. (www.trb.org). Estados Unidos da América.
- TUNCER, E. B.; BENSON, G. H. (2005). *Field Performance of Sub-Bases Constructed with Industrial Byproducts and Geosynthetic Reinforcement*. Final Report. Wisconsin Highway Research Program # 0092-45-18. University of Wisconsin. Madison, Estados Unidos da América.
- VALKERING, C. P.; D. J. L. LANCON; E. DE HILSTER; D. A. STOKER (1990) *Rutting resistance of asphalt mixes containing non-conventional and polymer-modified binders*. Symposium – Improved Rut Resistance, Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT), Proceedings, p. 590-609. Estados Unidos da América.
- VARGAS, M. (1977). *Introdução à Mecânica dos solos*. McGraw-Hill do Brasil, Ed. Da Universidade de São Paulo. São Paulo, SP.
- VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S.; CINCERRE, J. R.; SERRA, P. R. M.; ZUPPOLINI, A. N.; (2007). *Pavimentos de Baixo Custo para Vias Urbanas, bases alternativas com solos lateríticos*. Arte e Ciência Editora. São Paulo, SP.
- WALKER, F. K.; HICKS, R. G. (1976). *The use of sand asphalt in highway construction*. Em: Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, AAPT. V. 45. pp. 429-452.

- WARDEN, W. B.; HUDSON, S.B. (1960). *Hot-mixed black base construction using natural aggregate*. Em: Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, AAPT. V. 30. pp. 291-307.
- WATANABE, F. A. (2004). *Estudo sobre a Utilização de Areia de Fundição como Agregado na Confeção de Pavimentos de Concreto*. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado de Santa Catarina. Florianópolis, SC.
- WESSELING, D. H. (2005). *Estudo do Comportamento mecânico de misturas em concreto asfáltico com incorporação de resíduos industriais*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Florianópolis, SC.
- YE, Y.; ZHU, Z. (2010). *Experimental study on the effects of fine aggregate on the strength and creep of asphalt sand*. Em: International Conference on Mechanic Automation and Control Engineering. pp. 3061-3063. Wuhan, China.
- YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. (1975). *Principles of Pavement Design*. Second Edition. John Wiley and sons, Inc. Estados Unidos da América.
- YUSUF, F.A.M.S.; LITTLE, N.D.; SARKAR, S.L. (2001). *Evaluation of Structural Contribution of Lime Stabilization of Subgrade Soils in Mississippi*. Transportation Research Record 1757. Washington D. C., Estados Unidos da América.

APÊNDICES

APÊNDICE A – ENSAIO DE MINI-CBR

Figura A1 – Resultados do Ensaio de mini-CBR nas misturas LG'+AFR

Figura A2 – Resultados do Ensaio de mini-CBR nas misturas LG'+AFR+Cal

Figura A3 – Resultados do Ensaio de mini-CBR nas misturas NG'+AFR

Figura A4 – Resultados do Ensaio de mini-CBR nas misturas NG'+AFR+Cal

APÊNDICE B – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES (RCS)

E RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (RT)

Tabela B1 - Resistência à compressão simples e resistência à tração das misturas solo areia e solo areia cal com o solo LG'

Solo	Teor de AFR (%)	Teor de Cal Hidratada (%)	Tempo de Cura (dias)	RCS (I) médio (kPa)	RCS (I) Desvio Padrão	RCS (II) médio (kPa)	RCS (II) Desvio Padrão	RT médio (kPa)	RT Desvio Padrão
LG'	0	0	0	1177		0		106	4
LG'	20	0	0	882		0		75	5
LG'	40	0	0	432		0		49	1
LG'	60	0	0	144		0		10	0
LG'	70	0	0	101		0		2	1
LG'	0	3	0	1406		415		98	5
LG'	20	3	0	1176		626		96	3
LG'	40	3	0	662		344		26	3
LG'	60	3	0	372		166		15	1
LG'	70	3	0	220		116		9	1
LG'	0	0	7	1420		0		121	12
LG'	20	0	7	999		313		91	3
LG'	40	0	7	549		233		55	4
LG'	60	0	7	169		58		12	1
LG'	70	0	7	104		0		3	0
LG'	0	3	7	1830		1052		109	8
LG'	20	3	7	1277		1054		103	3
LG'	40	3	7	707		504		66	3
LG'	60	3	7	495		373		50	5
LG'	70	3	7	358		250		24	2
LG'	0	0	28	1634		188		122	2
LG'	20	0	28	1119		314		127	10
LG'	40	0	28	655		238		78	2
LG'	60	0	28	181		69		14	0
LG'	70	0	28	119		25		5	0
LG'	0	3	28	1983		1065		140	8
LG'	20	3	28	1491		1063		150	3
LG'	40	3	28	924		770		83	5
LG'	60	3	28	639		467		80	6
LG'	70	3	28	413		318		38	3
LG'	0	0	84	1805		231		147	7
LG'	20	0	84	1601		387		132	17
LG'	40	0	84	689		290		85	1
LG'	60	0	84	203		87		15	2
LG'	70	0	84	141		43		6	1
LG'	0	3	84	2292		1115		141	6
LG'	20	3	84	1680		1142		168	8
LG'	40	3	84	1018		828		131	9
LG'	60	3	84	682		556		105	3
LG'	70	3	84	527		401		48	1

Tabela B2 - Resistência à compressão simples e resistência à tração das misturas solo areia e solo areia cal com o solo NG'

Solo	Teor de AFR (%)	Teor de Cal Hidratada (%)	Tempo de Cura (dias)	RCS (I) médio (kPa)	RCS (I) Desvio Padrão	RCS (II) médio (kPa)	RCS (II) Desvio Padrão	RT médio (kPa)	RT Desvio Padrão
NG'	0	0	0	791		0		103	4
NG'	20	0	0	953		0		129	5
NG'	40	0	0	489		0		76	3
NG'	60	0	0	226		0		24	1
NG'	70	0	0	97		0		6	1
NG'	0	3	0	732		153		82	3
NG'	20	3	0	1122		116		94	4
NG'	40	3	0	1249		112		70	5
NG'	60	3	0	490		90		26	2
NG'	70	3	0	339		51		10	1
NG'	0	0	7	853		0		107	4
NG'	20	0	7	1025		0		129	4
NG'	40	0	7	549		0		95	6
NG'	60	0	7	309		0		25	2
NG'	70	0	7	111		0		8	0
NG'	0	3	7	1050		565		114	7
NG'	20	3	7	1357		762		150	17
NG'	40	3	7	1523		698		162	16
NG'	60	3	7	679		322		101	6
NG'	70	3	7	423		207		49	2
NG'	0	0	28	895		0		122	7
NG'	20	0	28	1076		0		132	2
NG'	40	0	28	683		0		103	7
NG'	60	0	28	334		0		26	4
NG'	70	0	28	127		0		9	1
NG'	0	3	28	1536		876		137	7
NG'	20	3	28	1899		1202		190	16
NG'	40	3	28	1955		1357		217	16
NG'	60	3	28	1033		804		146	10
NG'	70	3	28	663		487		89	4
NG'	0	0	84	899		0		122	7
NG'	20	0	84	1175		0		142	4
NG'	40	0	84	736		0		109	7
NG'	60	0	84	325		0		31	1
NG'	70	0	84	185		0		11	1
NG'	0	3	84	1763		979		155	10
NG'	20	3	84	2118		1173		195	20
NG'	40	3	84	2678		1495		262	25
NG'	60	3	84	1181		845		181	7
NG'	70	3	84	765		505		116	5

**APÊNDICE C - MODELOS DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DAS MISTURAS
SOLO AREIA E SOLO AREIA CAL**

Tabela C1 – Misturas Solo Areia com o Solo LG' – 0 Dias de Cura

				Modelo Em Função da Tensão Confinante			Modelo Em Função da Tensão Desvio			Modelo Composto			Modelo da AASHTO (2002)				
AFR	CP	MATERIAL	CURA (Dias)	k1	k2	R²	k1	k2	R²	k1	k2	k3	R²	k1	k2	k3	R²
0	1A	LG´+0%	0	1376,6	-0,079	0,94	1897,4	-0,145	0,93	1863,7	0,015	-0,155	0,94	11629,8	-0,009	-0,426	0,87
0	1B	LG´+0%	0	2393,9	-0,138	0,15	6658,9	-0,348	0,81	5852,7	0,149	-0,456	0,91	20619,8	0,116	-1,361	0,75
0	2A	LG´+0%	0	7433,1	-0,409	0,76	7433,1	-0,409	0,76	15441,6	-0,268	-0,300	0,90	23988,1	-0,421	-0,445	0,90
0	2B	LG´+0%	0	912,4	0,068	0,03	912,4	-0,265	0,36	2852,1	0,397	-0,554	0,93	16352,3	0,527	-2,205	0,89
20	1A	LG´+20%	0	4150,6	-0,349	0,80	4074,4	-0,318	0,66	4986,4	-0,255	-0,128	0,85	14128,4	-0,401	0,089	0,85
20	1B	LG´+20%	0	7578,9	-0,462	0,39	30095,7	-0,728	0,76	62063,7	-0,275	-0,623	0,89	29664,3	-0,420	-1,308	0,86
20	3A	LG´+20%	0	6464,7	-0,373	0,69	10918,3	-0,446	0,87	11191,7	-0,114	-0,351	0,90	24906,7	-0,170	-0,976	0,92
20	3B	LG´+20%	0	161328,9	-1,054	0,65	568176,4	-1,258	0,88	794473,8	-0,377	-0,986	0,92	94765,3	-0,842	-1,844	0,89
40	1A	LG´+40%	0	1010,8	-0,288	0,13	19541,3	-0,913	0,88	15691,7	0,155	-1,012	0,90	7917,6	0,140	-2,902	0,90
40	1B	LG´+40%	0	352,3	-0,085	0,04	1886,4	-0,461	0,73	1561,7	0,249	-0,649	0,92	4310,9	0,281	-2,405	0,89
40	2A	LG´+40%	0	423,6	-0,199	0,13	1787,8	-0,508	0,82	1375,2	0,271	-0,696	0,95	3426,5	0,282	-2,362	0,89
40	2B	LG´+40%	0	570,0	-0,189	0,07	5108,6	-0,670	0,78	3495,7	0,386	-0,941	0,95	5764,4	0,457	-3,402	0,95
60	1A	LG´+60%	0	10,8	0,735	0,70	433,0	-0,121	0,01	105,8	0,913	-0,667	0,92	1838,1	1,247	-2,979	0,89
60	1B	LG´+60%	0	65,3	0,401	0,39	2703,5	-0,444	0,23	882,5	0,591	-0,751	0,95	4232,8	0,828	-2,955	0,94
60	2A	LG´+60%	0	19,3	0,579	0,71	133,6	0,106	0,02	69,5	0,820	-0,507	0,93	1849,4	1,111	-2,746	0,90
60	2A	LG´+60%	0	19,3	0,579	0,71	133,6	0,106	0,02	69,5	0,820	-0,507	0,93	1849,4	1,111	-2,746	0,90
70	1A	LG´+70%	0	13,6	0,671	0,73	195,7	0,043	0,00	37,5	0,911	-0,452	0,96	1513,9	1,161	-2,267	0,81
70	1B	LG´+70%	0	60,8	0,361	0,57	237,9	0,034	0,00	133,6	0,612	-0,403	0,91	2451,0	0,812	-1,929	0,84
70	2A	LG´+70%	0	4,0	0,948	0,88	3727,0	0,879	0,20	6,5	0,993	-0,167	0,89	1390,8	1,528	-4,109	0,89
70	2B	LG´+70%	0	133,9	0,214	0,32	583,7	-0,129	0,11	310,4	0,413	-0,370	0,92	3391,1	0,551	-1,635	0,83

Tabela C3 – Misturas Solo Areia com o Solo LG' – 28 Dias de Cura

			Modelo Em Função da Tensão Confinante			Modelo Em Função da Tensão Desvio			Modelo Composto				Modelo da AASHTO (2002)				
AFR	CP	MATERIAL	CURA (Dias)	k1	k2	R ²	k1	k2	R ²	k1	k2	k3	R ²	k1	k2	k3	R ²
0	1A	LG'+0%	28	40315,8	-0,631	0,91	1254738,3	-1,338	0,82	1997721,1	-0,322	-1,140	0,91	148007,1	-0,548	-2,717	0,88
0	1B	LG'+0%	28	70777,7	-0,757	0,52	2581006,7	-1,484	0,86	3377187,0	-0,359	-1,211	0,95	173287,8	-0,643	-2,763	0,93
0	2A	LG'+0%	28	57661,8	-0,744	0,75	57661,8	-0,744	0,75	242505,2	-0,394	-0,631	0,92	84791,1	-0,615	-1,285	0,93
0	2B	LG'+0%	28	21739,4	-0,548	0,56	21739,4	-0,811	0,94	102625,1	-0,151	-0,700	0,97	60182,2	-0,346	-1,557	0,93
20	1A	LG'+20%	28	19474,7	-0,352	0,15	443183,5	-0,996	0,87	352007,4	0,184	-1,114	0,90	130938,2	0,183	-3,126	0,82
20	1B	LG'+20%	28	1385560,0	-1,299	0,73	9573682,1	-1,595	0,64	14861277	-0,892	-0,877	0,85	441216,5	-1,399	-1,041	0,84
20	3A	LG'+20%	28	72279,0	-0,782	0,78	190241,9	-0,927	0,64	339763,1	-0,564	-0,531	0,93	93792,9	-0,872	-0,648	0,93
20	3B	LG'+20%	28	56158,6	-0,730	0,84	124224,6	-0,848	0,74	141783,8	-0,493	-0,424	0,94	75746,8	-0,716	-0,760	0,94
40	1A	LG'+40%	28	739,1	-0,137	0,06	8283,3	-0,645	0,84	6623,6	0,205	-0,785	0,94	8252,2	0,264	-2,399	0,94
40	1B	LG'+40%	28	1243,1	-0,285	0,24	8151,2	-0,670	0,91	7871,8	0,031	-0,690	0,91	7930,8	-0,025	-1,811	0,86
40	2A	LG'+40%	28	72279,0	-0,782	0,78	190241,9	-0,927	0,64	339763,1	-0,564	-0,531	0,93	93792,9	-0,872	-0,648	0,93
40	2B	LG'+40%	28	1022,7	-0,245	0,26	5221,8	-0,635	0,89	5070,5	0,048	-0,643	0,90	6953,1	0,000	1,896	0,86
60	1A	LG'+60%	28	8,1	0,780	0,70	185,0	0,056	0,00	23,8	1,080	-0,516	0,94	1352,6	1,356	-2,608	0,83
60	1B	LG'+60%	28	171,4	0,178	0,16	1309,8	-0,289	0,21	1196,6	0,482	-0,710	0,94	5368,3	0,608	-2,797	0,94
60	2A	LG'+60%	28	19,2	0,603	0,62	279,1	-0,028	0,00	68,5	0,853	-0,516	0,90	1854,9	1,168	-2,647	0,83
60	2A	LG'+60%	28	87,7	0,301	0,25	1872,6	-0,391	0,22	946,9	0,606	-0,812	0,96	4301,0	0,736	-3,028	0,89
70	1A	LG'+70%	28	5,4	0,876	0,84	45,0	0,329	0,10	12,1	1,084	-0,372	0,92	1094,3	1,454	-2,367	0,88
70	1B	LG'+70%	28	97,3	0,277	0,50	477,3	-0,101	0,03	334,3	0,442	-0,428	0,94	3248,8	0,581	-1,836	0,92
70	2A	LG'+70%	28	11,3	0,724	0,83	82,2	0,241	0,07	30,4	0,938	-0,411	0,96	1443,8	1,270	-2,265	0,90
70	2B	LG'+70%	28	51,7	0,439	0,64	323,2	0,004	0,00	167,8	0,633	-0,452	0,92	3095,5	0,895	-2,618	0,93

Tabela C4 – Misturas Solo Areia com o solo LG’ – 84 Dias de Cura

		Modelo Em Função da Tensão Confinante			Modelo Em Função da Tensão Desvio			Modelo Composto			Modelo da AASHTO (2002)					
AFR	CP MATERIAL CURA (Dias)	k1	k2	R²	k1	k2	R²	k1	k2	k3	R²	k1	k2	k3	R²	
0	1A LG'+0%	84	7824,7	-0,157	0,77	19657,9	-0,342	0,75	18944,6	0,068	-0,396	0,77	60763,7	0,040	-1,114	0,76
0	1B LG'+0%	84	12495,2	-0,263	0,31	14955,7	-0,286	0,31	16551,4	-0,149	-0,169	0,36	60871,8	-0,138	-0,645	0,39
0	2A LG'+0%	84	16509,1	-0,280	0,28	16509,1	-0,280	0,28	58363,0	0,159	-0,699	0,83	101459,3	0,146	-2,303	0,87
0	2B LG'+0%	84	3591,2	0,174	0,12	3591,2	0,453	0,76	1325,3	-0,239	0,625	0,88	39675,3	-0,163	2,296	0,75
20	1A LG'+20%	84	320726,6	-0,991	0,73	136410,6	-0,766	0,43	575647,8	-0,832	-0,279	0,77	158541,2	-1,243	0,458	0,78
20	1B LG'+20%	84	4666,0	-0,066	0,01	1457,9	0,207	0,11	2860,4	-0,748	0,724	0,47	24935,7	-0,663	2,475	0,20
20	3A LG'+20%	84	29448,6	-0,451	0,49	37348,6	-0,460	0,39	55360,8	-0,329	-0,247	0,57	82824,4	-0,552	-0,040	0,56
20	3B LG'+20%	84	356,7	0,682	0,70	1722,0	0,307	0,15	544,3	0,995	-0,409	0,82	46840,1	1,148	-2,765	0,82
40	1A LG'+40%	84	66740,9	-0,839	0,76	16081,6	-0,435	0,19	36076,0	-1,128	0,407	0,84	31807,6	-1,344	2,528	0,71
40	1B LG'+40%	84	18482,2	-0,601	0,53	88096,6	-0,889	0,91	91847,9	-0,084	-0,822	0,92	45075,0	-0,275	-1,962	0,87
40	2A LG'+40%	84	123240,2	-0,934	0,60	552376,1	-1,167	0,88	629641,5	-0,224	-0,997	0,90	130785,9	-0,236	-3,309	0,94
40	2B LG'+40%	84	12157,4	-0,298	0,05	257347,3	-0,964	0,54	101804,4	0,866	-1,586	0,74	106920,6	0,932	-5,727	0,85
60	1A LG'+60%	84	1784,0	-0,244	0,27	11406,3	-0,631	0,91	11237,4	0,057	-0,681	0,92	13390,5	0,019	-1,941	0,92
60	1B LG'+60%	84	15197,7	-0,688	0,45	285352,5	-1,273	0,92	293196,4	-0,076	-1,209	0,93	38026,9	-0,337	-2,834	0,86
60	2A LG'+60%	84	3799,0	-0,464	0,24	20808,3	-0,799	0,88	13987,2	0,275	-0,968	0,93	13631,4	0,061	-2,491	0,77
60	2A LG'+60%	84	3393,2	-0,503	0,35	9388,9	-0,678	0,82	6870,1	0,439	-0,998	0,91	10023,5	-0,148	-1,686	0,61
70	1A LG'+70%	84	19,1	0,591	0,58	108,0	0,136	0,02	164,3	1,033	-0,872	0,91	2252,3	1,285	-3,554	0,78
70	1B LG'+70%	84	16,2	0,696	0,62	168,9	0,117	0,02	56,1	1,099	-0,636	0,90	2162,0	1,517	-3,265	0,82
70	2A LG'+70%	84	13,3	0,673	0,83	39,9	0,357	0,19	24,5	0,860	-0,302	0,91	1307,3	1,208	-1,945	0,85
70	2B LG'+70%	84	41,1	0,518	0,64	190,6	0,139	0,02	216,3	0,812	-0,629	0,90	3020,8	1,081	-2,545	0,86

Tabela C5 – Misturas Solo Areia Cal com o Solo LG' – 0 Dias de Cura

				Modelo Em Função da Tensão Confinante			Modelo Em Função da Tensão Desvio			Modelo Composto				Modelo da AASHTO (2002)			
AFR	CP	MATERIAL	CURA (Dias)	k1	k2	R²	k1	k2	R²	k1	k2	k3	R²	k1	k2	k3	R²
0	1A	LG'+0%+CAL	0	43175,7	-0,542	0,82	1313031	-1,233	0,82	1447998	-0,061	-1,198	0,82	184874,9	0,196	2,967	0,76
0	1B	LG'+0%+CAL	0	11383,7	-0,183	0,04	573016,4	-1,014	0,77	378941,3	0,325	-1,222	0,86	150826,3	0,439	-3,786	0,88
0	2A	LG'+0%+CAL	0	212,0	0,682	0,53	212,0	0,682	0,53	153,2	1,280	0,512	0,75	27660,2	1,301	2,856	0,78
0	2B	LG'+0%+CAL	0	185,6	0,744	0,53	185,6	0,598	0,83	166,7	0,280	0,487	0,88	15810,5	0,874	0,239	0,71
20	1A	LG'+20%+CAL	0	15484,8	-0,417	0,30	75270,3	-0,724	0,92	63731,0	0,170	-0,842	0,94	67887,6	0,147	-2,616	0,89
20	1B	LG'+20%+CAL	0	54204,3	-0,651	0,90	86667,3	-0,700	0,75	92752,4	-0,467	-0,288	0,95	81138,5	-0,691	-0,226	0,96
20	2A	LG'+20%+CAL	0	139869,0	-0,881	0,87	206156,1	-0,871	0,66	213073,4	-0,721	-0,235	0,89	100153,2	-1,008	0,136	0,89
20	2B	LG'+20%+CAL	0	5685,9	-0,236	0,33	161811,0	-0,448	0,88	16377,8	0,048	-0,486	0,89	37580,8	0,010	-1,421	0,85
40	1A	LG'+40%+CAL	0	2576,6	-0,341	0,25	12177,7	-0,703	0,90	10611,3	0,163	-0,823	0,93	19191,4	0,132	-4,149	0,77
40	1B	LG'+40%+CAL	0	4211,7	-0,418	0,58	13703,0	-0,642	0,92	13769,8	-0,066	-0,583	0,92	16160,7	-0,190	-1,489	0,92
40	2A	LG'+40%+CAL	0	1162,3	-0,119	0,11	3367,1	-0,350	0,82	2922,0	0,131	-0,436	0,90	11091,1	0,135	-1,585	0,88
40	2B	LG'+40%+CAL	0	16268,4	-0,585	0,48	66046,2	-0,852	0,92	67140,6	-0,020	-0,837	0,92	41418,8	-0,326	-1,837	0,85
60	1A	LG'+60%+CAL	0	16747,6	-0,747	0,49	21989,1	-0,769	0,91	21076,6	0,025	-0,783	0,91	20833,4	-0,432	-1,579	0,82
60	1B	LG'+60%+CAL	0	4091,6	-0,297	0,15	42278,4	-0,794	0,93	31449,5	0,187	-0,906	0,97	29017,3	0,135	-2,751	0,90
60	2A	LG'+60%+CAL	0	337,4	0,232	0,11	3456,0	-0,295	0,16	1638,4	0,878	-0,934	0,91	13334,3	1,059	-3,782	0,79
60	2B	LG'+60%+CAL	0	661,3	0,201	0,21	2441,0	-0,116	0,08	1331,0	0,554	-0,485	0,89	18824,6	0,669	-2,434	0,79
70	1A	LG'+70%+CAL	0	479,7	0,000	0,00	5009,7	-0,533	0,58	3596,2	0,404	-0,830	0,91	9239,7	0,448	-3,134	0,82
70	1B	LG'+70%+CAL	0	1453,3	-0,219	0,18	3826,2	-0,419	0,81	2931,7	0,262	-0,594	0,93	12887,9	0,291	-2,768	0,82
70	2A	LG'+70%+CAL	0	24,1	0,630	0,45	57,0	0,428	0,88	34,3	0,172	0,379	0,90	1499,0	0,773	0,019	0,62
70	2B	LG'+70%+CAL	0	217,8	0,234	0,27	896,3	-0,098	0,03	1008,6	0,625	-0,682	0,92	6213,5	0,786	-2,455	0,86

Tabela C6 – Misturas Solo Areia Cal com o Solo LG' – 7 Dias de Cura

AFR	CP	MATERIAL	CURA (Dias)	Modelo Em Função da Tensão Confinante			Modelo Em Função da Tensão Desvio			Modelo Composto				Modelo da AASHTO (2002)			
				k1	k2	R ²	k1	k2	R ²	k1	k2	k3	R ²	k1	k2	k3	R ²
0	1A	LG'+0%+CAL	7	34742,6	-0,585	0,86	139983,6	-0,836	0,81	153230,6	-0,230	-0,645	0,86	83164,9	-0,451	-1,285	0,82
0	1B	LG'+0%+CAL	7	18243,6	-0,450	0,67	34009,6	-0,546	0,82	37568,4	-0,192	-0,393	0,88	56751,3	-0,318	-0,906	0,87
0	2A	LG'+0%+CAL	7	74337,2	-0,658	0,70	74337,2	-0,658	0,70	386993,6	-0,433	-0,559	0,91	145393,5	-0,673	-0,914	0,90
0	2B	LG'+0%+CAL	7	297,1	0,659	0,15	297,1	0,709	0,82	961,3	-0,491	0,851	0,87	18967,9	0,986	-0,218	0,31
20	1A	LG'+20%+CAL	7	39708,7	-0,709	0,90	50925,1	-0,699	0,67	60303,4	-0,566	-0,222	0,93	50252,1	-0,739	-0,242	0,93
20	1B	LG'+20%+CAL	7	51408,2	-0,758	0,83	81610,3	-0,807	0,79	105691,3	-0,463	-0,432	0,93	58539,5	-0,730	-0,569	0,93
20	2A	LG'+20%+CAL	7	0,0	0,000	0,00	0,0	0,000	0,00	0,0	0,000	0,000	0,00	0,0	0,000	0,000	0,00
20	2B	LG'+20%+CAL	7	16692,0	-0,557	0,54	40706,2	-0,708	0,93	43082,6	-0,057	-0,668	0,93	39937,1	-0,266	-1,536	0,89
40	1A	LG'+40%+CAL	7	10302,2	-0,588	0,61	30585,3	-0,774	0,94	32476,7	-0,098	-0,697	0,95	22694,8	-0,374	-1,340	0,90
40	1B	LG'+40%+CAL	7	6400,4	-0,523	0,55	28609,8	-0,817	0,82	32802,3	-0,205	-0,656	0,88	18777,1	-0,450	-1,291	0,83
40	2A	LG'+40%+CAL	7	3110,5	-0,373	0,56	8997,3	-0,580	0,93	9275,4	-0,082	-0,512	0,94	13711,9	-0,175	-1,485	0,95
40	2B	LG'+40%+CAL	7	1772,4	-0,243	0,24	10330,8	-0,632	0,91	10033,6	0,047	-0,668	0,91	13611,5	-0,037	-2,100	0,81
60	1A	LG'+60%+CAL	7	17526,5	-0,551	0,27	112766,1	-0,918	0,85	99775,3	0,073	-0,960	0,85	54951,6	0,034	-3,023	0,87
60	1B	LG'+60%+CAL	7	3125,2	-0,205	0,06	41425,4	-0,758	0,79	26000,3	0,327	-0,955	0,90	29864,8	0,274	-2,799	0,70
60	2A	LG'+60%+CAL	7	9140,8	-0,521	0,58	20418,4	-0,660	0,82	23142,2	-0,165	-0,435	0,85	22522,7	-0,441	-0,788	0,79
60	2B	LG'+60%+CAL	7	12993,6	-0,582	0,70	21243,3	-0,638	0,91	23931,5	-0,167	-0,514	0,94	27359,6	-0,330	-1,256	0,92
70	1A	LG'+70%+CAL	7	2377,2	-0,269	0,14	14834,6	-0,677	0,82	11052,8	0,279	-0,868	0,91	20476,2	0,168	-3,308	0,75
70	1B	LG'+70%+CAL	7	34,6	0,638	0,46	105,4	0,388	0,87	54,9	0,207	0,336	0,90	1801,2	0,656	1,185	0,69
70	2A	LG'+70%+CAL	7	3036,7	-0,386	0,28	5917,8	-0,508	0,83	3900,5	0,270	-0,666	0,89	12586,9	0,056	-1,992	0,76
70	2B	LG'+70%+CAL	7	701,5	-0,054	0,02	2085,1	-0,295	0,58	1880,7	0,284	-0,526	0,90	8566,8	0,337	-2,031	0,80

Tabela C7 – Misturas Solo Areia Cal com o Solo LG' – 28 Dias de Cura

				Modelo Em Função da Tensão Confinante			Modelo Em Função da Tensão Desvio			Modelo Composto				Modelo da AASHTO (2002)			
AFR	CP	MATERIAL	CURA (Dias)	k1	k2	R²	k1	k2	R²	k1	k2	k3	R²	k1	k2	k3	R²
0	1A	LG'+0%+CAL	28	38901,8	-0,584	0,91	35140,6	-0,537	0,61	92661,0	-0,424	-0,346	0,91	76864,7	-0,665	-0,369	0,91
0	1B	LG'+0%+CAL	28	1543,1	0,220	0,10	19273,5	-0,355	0,18	13948,8	0,749	-0,961	0,85	60497,3	0,972	-3,707	0,89
0	2A	LG'+0%+CAL	28	40159,3	-0,513	0,96	40159,3	-0,513	0,96	55732,9	-0,464	-0,117	0,98	88166,9	-0,678	0,256	0,98
0	2B	LG'+0%+CAL	28	21379,4	-0,282	0,15	21379,4	-0,734	0,75	16975,9	0,069	-0,777	0,76	149766,9	0,049	-2,256	0,79
20	1A	LG'+20%+CAL	28	428976,5	-1,023	0,61	552915,2	-1,015	0,57	3578428	-0,750	-0,709	0,85	295590,5	-1,133	-0,898	0,83
20	1B	LG'+20%+CAL	28	8268,5	-0,155	0,08	11174,6	-0,210	0,15	10879,5	0,039	-0,240	0,15	62596,2	0,235	-1,548	0,30
20	2A	LG'+20%+CAL	28	26,9	1,284	0,38	187,2	0,855	0,89	118,4	0,151	0,815	0,90	9911,3	1,274	1,830	0,56
20	2B	LG'+20%+CAL	28	3814,5	0,144	0,04	38612,1	-0,371	0,21	27216,3	0,790	-1,023	0,81	116384,4	0,921	-3,761	0,79
40	1A	LG'+40%+CAL	28	27149,9	-0,754	0,69	61827,2	-0,884	0,75	109081,8	-0,448	-0,591	0,91	36975,2	-0,741	-0,946	0,90
40	1B	LG'+40%+CAL	28	6075,7	-0,428	0,41	13121,1	-0,574	0,92	12439,9	0,040	-0,600	0,92	22626,0	-0,125	-1,750	0,86
40	2A	LG'+40%+CAL	28	454,9	0,232	0,03	145,7	0,531	0,64	1657,7	-0,824	0,769	0,84	7066,7	0,378	0,475	0,11
40	2B	LG'+40%+CAL	28	8929,3	-0,456	0,39	18561,5	-0,586	0,92	16348,1	0,082	-0,634	0,93	28490,3	-0,195	-1,432	0,79
60	1A	LG'+60%+CAL	28	18456,2	-0,329	0,15	313992,6	-0,919	0,71	308619,7	0,315	-1,201	0,78	150677,8	0,386	-3,932	0,88
60	1B	LG'+60%+CAL	28	8404,8	-0,202	0,04	401073,2	-1,023	0,57	378650,3	0,661	-1,608	0,78	128560,9	0,712	-4,956	0,72
60	2A	LG'+60%+CAL	28	51362,3	-0,656	0,39	313860,7	-1,008	0,81	870428,4	-0,375	-0,872	0,92	131632,0	-0,604	-1,812	0,90
60	2B	LG'+60%+CAL	28	25760,0	-0,542	0,67	146830,9	-0,885	0,93	141969,1	-0,185	-0,709	0,96	69682,8	-0,424	-1,388	0,93
70	1A	LG'+70%+CAL	28	20546,0	-0,620	0,75	22968,0	-0,616	0,89	30511,3	-0,254	-0,439	0,94	33888,4	-0,522	-0,691	0,93
70	1B	LG'+70%+CAL	28	13215,5	-0,457	0,44	37815,9	-0,654	0,92	36221,7	0,044	-0,685	0,92	44546,6	-0,144	-1,705	0,84
70	2A	LG'+70%+CAL	28	2834,6	-0,218	0,17	10614,1	-0,486	0,76	9035,1	0,274	-0,700	0,88	24376,0	0,259	-2,501	0,83
70	2B	LG'+70%+CAL	28	5139,8	-0,373	0,49	6253,4	-0,398	0,93	5866,5	0,040	-0,422	0,93	18791,1	-0,182	-0,974	0,84

Tabela C8 – Misturas Solo Areia Cal com o Solo LG’ – 84 Dias de Cura

				Modelo Em Função da Tensão Confinante			Modelo Em Função da Tensão Desvio			Modelo Composto				Modelo da AASHTO (2002)			
AFR	CP	MATERIAL	CURA (Dias)	k1	k2	R²	k1	k2	R²	k1	k2	k3	R²	k1	k2	k3	R²
0	1A	LG'+0%+CAL	84	290,6	0,455	0,55	372,3	0,380	0,49	199,4	0,310	0,219	0,66	1987,3	0,536	-0,030	0,66
0	1B	LG'+0%+CAL	84	40221,3	-0,534	0,71	49783,2	-0,530	0,60	54386,6	-0,390	-0,196	0,74	88216,3	-0,405	-0,670	0,75
0	2A	LG'+0%+CAL	84	9391,3	-0,324	0,68	14984,6	-16,800	0,74	15507,6	-0,167	-0,252	0,82	38749,9	-0,361	-0,360	0,82
0	2B	LG'+0%+CAL	84	27876,6	-0,376	0,09	276411,7	-0,865	0,58	158578,2	0,288	0,000	0,62	148314,2	0,333	-3,566	0,70
20	1A	LG'+20%+CAL	84	46757,2	-0,593	0,35	581925,1	-1,119	0,69	68721,6	-0,185	-0,982	0,71	133723,4	-0,375	-2,304	0,67
20	1B	LG'+20%+CAL	84	33418,6	-0,378	0,68	14215006	-1,670	0,85	8691696	0,302	-1,844	0,89	366291,4	0,354	-5,327	0,86
20	2A	LG'+20%+CAL	84	47946,1	-0,555	0,40	688074,2	-1,053	0,85	708690,0	-0,088	-0,982	0,86	168817,4	-0,167	-2,435	0,81
20	2B	LG'+20%+CAL	84	30007,5	-0,405	0,40	44734,5	-0,448	0,43	45675,1	-0,192	-0,282	0,46	109729,9	-0,031	-1,529	0,53
40	1A	LG'+40%+CAL	84	12420,9	-0,420	0,55	27011,6	-0,554	0,79	28279,3	-0,109	-0,465	0,81	40199,4	-0,385	-0,552	0,73
40	1B	LG'+40%+CAL	84	7703,8	-0,206	0,14	246275,1	-0,974	0,68	133517,8	0,402	-1,219	0,78	103140,7	0,355	-4,293	0,74
40	2A	LG'+40%+CAL	84	65382,3	-0,609	0,57	317605,7	-0,898	0,68	294941,1	-0,271	-0,637	0,74	162172,7	-0,348	-1,940	0,79
40	2B	LG'+40%+CAL	84	7992728	-1,003	0,42	7992728	-1,528	0,66	44527190	-0,658	-1,265	0,82	741187,6	-1,001	-2,710	0,83
60	1A	LG'+60%+CAL	84	14850,9	-0,371	0,33	32001,7	-0,529	0,62	32103,2	-0,006	-0,527	0,62	61544,7	-0,042	-1,791	0,69
60	1B	LG'+60%+CAL	84	16285,8	-0,365	0,24	235166,7	-0,905	0,88	224049,8	0,127	-1,010	0,90	100308,7	0,080	-2,748	0,88
60	2A	LG'+60%+CAL	84	23064,1	-0,444	0,69	25478,5	-0,435	0,63	38702,0	-0,293	-0,252	0,82	65794,3	-0,441	-0,350	0,83
60	2B	LG'+60%+CAL	84	13141,1	-0,270	0,50	18928,6	-0,310	0,55	18039,5	-0,075	-0,236	0,56	70211,6	0,082	-1,240	0,62
70	1A	LG'+70%+CAL	84	178725,8	-1,055	0,79	64666,9	-0,749	0,51	221985,7	-0,915	-0,178	0,81	66484,4	-1,150	0,245	0,79
70	1B	LG'+70%+CAL	84	20882,6	-0,493	0,23	346433,9	-1,058	0,83	281397,9	0,237	-1,233	0,86	100234,4	0,097	-3,539	0,83
70	2A	LG'+70%+CAL	84	50104,2	-0,729	0,83	116821,4	-0,853	0,52	163837,6	-0,590	-0,385	0,90	70330,1	-0,890	-0,297	0,90
70	2B	LG'+70%+CAL	84	12486,4	-0,300	0,18	91653,2	-0,738	0,77	80508,7	0,305	-0,995	0,86	85355,9	0,214	-3,088	0,77

Tabela C9 – Misturas Solo Areia com o Solo NG' – 0 Dias de Cura

AFR	CP	MATERIAL	CURA (Dias)	Modelo Em Função da Tensão Confinante			Modelo Em Função da Tensão Desvio			Modelo Composto				Modelo da AASHTO (2002)			
				k1	k2	R ²	k1	k2	R ²	k1	k2	k3	R ²	k1	k2	k3	R ²
0	1A	NG'+0%	0	1387,9	-0,274	0,94	5918,5	-0,566	0,93	6334,6	-0,058	-0,527	0,94	8552,9	-0,112	-1,367	0,95
0	1B	NG'+0%	0	2170,1	-0,359	0,30	8484,0	-0,639	0,98	7713,6	0,068	-0,680	0,92	101050,7	0,026	-2,029	0,96
0	2A	NG'+0%	0	7641,7	-0,647	0,61	7641,7	-0,647	0,61	23835,7	-0,322	-0,556	0,96	14139,2	-0,542	-1,172	0,96
0	2B	NG'+0%	0	2576,0	-0,430	0,64	2576,0	-0,673	0,90	10052,3	-0,185	-0,522	0,98	9674,6	-0,332	-1,161	0,97
20	1A	NG'+20%	0	5096,3	-0,456	0,61	10896,6	-0,593	0,95	11058,8	-0,029	-0,570	0,95	16920,0	-0,172	-1,591	0,94
20	1B	NG'+20%	0	3742,9	-0,375	0,38	12240,2	-0,617	0,91	12010,5	0,018	-0,629	0,91	17139,7	-0,129	-1,754	0,86
20	2A	NG'+20%	0	3324,0	-0,332	0,47	4702,3	-0,389	0,92	4890,3	-0,027	-0,373	0,92	14785,7	-0,127	-1,231	0,89
20	2B	NG'+20%	0	110,6	0,446	0,09	79,5	0,543	0,79	208,8	-0,318	0,611	0,82	3213,4	0,579	0,868	0,24
40	1A	NG'+40%	0	1276,1	-0,282	0,24	11291,7	-0,726	0,96	12638,6	-0,060	-0,694	0,97	9401,3	-0,120	-1,799	0,96
40	1B	NG'+40%	0	892,9	-0,172	0,12	5896,7	-0,566	0,91	5035,6	0,122	-0,642	0,95	7790,7	0,152	-1,871	0,91
40	2A	NG'+40%	0	1402,0	-0,330	0,40	6837,0	-0,652	0,95	7673,9	-0,091	-0,592	0,97	7500,2	-0,176	-1,471	0,95
40	2B	NG'+40%	0	937,7	-0,239	0,30	4952,3	-0,579	0,97	5175,0	-0,036	-0,555	0,97	6694,3	-0,086	-1,432	0,95
60	1A	NG'+60%	0	171,6	0,061	0,02	1869,0	-0,476	0,49	1577,3	0,388	-0,794	0,92	3944,9	0,450	-2,842	0,86
60	1B	NG'+60%	0	579,7	-0,199	0,28	2362,8	-0,481	0,85	2572,9	0,138	-0,623	0,91	4608,6	0,076	-1,645	0,83
60	2A	NG'+60%	0	362,1	-0,163	0,10	1151,8	-0,405	0,66	918,2	0,424	-0,734	0,92	3276,4	0,236	-2,001	0,51
60	2B	NG'+60%	0	509,7	-0,211	0,24	1546,8	-0,435	0,81	1475,3	0,205	-0,610	0,90	3691,5	0,127	-1,713	0,73
70	1A	NG'+70%	0	6,9	0,728	0,72	97,9	0,051	0,00	20,4	0,969	-0,468	0,93	1038,0	1,360	-3,031	0,89
70	1C	NG'+70%	0	26,4	0,462	0,48	365,6	-0,169	0,06	91,9	0,694	-0,500	0,91	1708,3	0,926	-2,574	0,84
70	2A	NG'+70%	0	5,1	0,771	0,89	8,8	0,559	0,40	7,3	0,920	-0,210	0,92	652,0	1,285	-1,765	0,88
70	2B	NG'+70%	0	14,2	0,598	0,81	80,3	0,167	0,06	25,6	0,749	-0,273	0,92	1080,3	1,042	-1,721	0,86

Tabela C10 – Misturas Solo Areia com o Solo NG' – 7 Dias de Cura

				Modelo Em Função da Tensão Confinante			Modelo Em Função da Tensão Desvio			Modelo Composto				Modelo da AASHTO (2002)			
AFR	CP	MATERIAL	CURA (Dias)	k1	k2	R²	k1	k2	R²	k1	k2	k3	R²	k1	k2	k3	R²
0	1A	NG'+0%	7	3077,3	-0,454	0,93	5361,6	-0,557	0,90	6245,7	-0,140	-0,462	0,93	9756,3	-0,276	-1,346	0,91
0	1B	NG'+0%	7	1756,3	-0,336	0,50	4638,5	-0,526	0,94	4747,3	-0,036	-0,498	0,94	8292,7	-0,130	-1,354	0,93
0	2A	NG'+0%	7	1428,0	-0,307	0,63	1428,0	-0,307	0,63	3375,8	-0,132	-0,348	0,89	7014,0	-0,198	-0,912	0,92
0	2B	NG'+0%	7	750,6	-0,143	0,14	750,6	-0,374	0,82	1822,1	0,191	-0,516	0,95	6369,2	0,193	-1,736	0,97
20	1A	NG'+20%	7	2217,1	-0,154	0,11	14119,1	-0,542	0,89	12511,0	0,085	-0,594	0,91	20747,7	0,092	-1,714	0,91
20	1B	NG'+20%	7	10007,2	-0,517	0,38	47743,8	-0,834	0,94	48957,4	-0,019	-0,822	0,94	30762,2	-0,186	-2,116	0,88
20	2B	NG'+20%	7	2596,1	-0,267	0,39	6461,4	-0,447	0,94	6708,9	-0,027	-0,429	0,94	14905,8	-0,086	-1,208	0,92
20	2A	NG'+20%	7	1382,9	-0,094	0,14	3284,8	-0,273	0,85	3108,6	0,038	-0,297	0,87	12481,3	0,028	-0,825	0,86
40	1A	NG'+40%	7	51265,5	-0,988	0,70	330707,9	-1,324	0,81	397619,2	-0,492	-0,913	0,91	45339,6	-0,778	-2,294	0,91
40	1B	NG'+40%	7	2764,1	-0,453	0,45	10161,8	-0,715	0,96	11902,7	-0,110	-0,646	0,97	1007,1	-0,258	-1,634	0,93
40	2A	NG'+40%	7	69348,4	-0,979	0,59	106826,1	-1,019	0,80	323716,9	-0,517	-0,772	0,92	51512,9	-0,806	-1,667	0,93
40	2B	NG'+40%	7	2906,3	-0,311	0,15	35407,9	-0,840	0,89	27718,6	0,199	-0,972	0,93	20307,4	0,179	-2,976	0,88
60	1A	NG'+60%	7	351,0	-0,125	0,09	1824,3	-0,490	0,82	1613,5	0,165	-0,615	0,92	3719,9	0,160	-2,109	0,87
60	1B	NG'+60%	7	746,2	-0,266	0,18	5722,6	-0,708	0,98	5146,8	0,068	-0,748	0,99	5719,4	0,009	-2,395	0,94
60	2A	NG'+60%	7	494,7	-0,217	0,15	2617,8	-0,587	0,88	2139,5	0,190	-0,724	0,95	4077,3	0,099	-2,369	0,87
60	2B	NG'+60%	7	635,7	-0,258	0,27	3001,6	-0,596	0,96	2800,4	0,101	-0,674	0,92	4539,3	0,030	-2,180	0,95
70	1A	NG'+70%	7	4,4	0,814	0,78	40,5	0,261	0,03	29,8	1,052	-0,642	0,92	902,6	1,376	-2,958	0,85
70	1B	NG'+70%	7	31,3	0,425	0,49	292,2	-0,111	0,02	210,5	0,712	-0,690	0,93	1991,8	0,884	-2,779	0,84
70	2A	NG'+70%	7	2,5	0,961	0,84	21,3	0,416	0,07	17,9	1,208	-0,659	0,95	842,3	1,622	-3,295	0,93
70	2B	NG'+70%	7	9,3	0,717	0,66	290,1	-0,082	0,00	109,5	0,946	-0,751	0,91	1600,7	1,299	-3,309	0,90

Tabela C11 – Misturas Solo Areia com o Solo NG' – 28 Dias de Cura

				Modelo Em Função da Tensão Confinante			Modelo Em Função da Tensão Desvio			Modelo Composto				Modelo da AASHTO (2002)			
AFR	CP	MATERIAL	CURA (Dias)	k1	k2	R²	k1	k2	R²	k1	k2	k3	R²	k1	k2	k3	R²
0	1A	NG'+0%	28	1846,6	-0,257	0,91	3191,8	-0,356	0,90	3246,2	-0,029	-0,333	0,91	9984,2	-0,071	-0,981	0,92
0	1B	NG'+0%	28	1260,3	-0,170	0,32	3409,2	-0,377	0,96	3387,9	0,008	-0,383	0,96	9466,6	-0,036	-1,033	0,93
0	2A	NG'+0%	28	1873,5	-0,264	0,64	1873,5	-0,264	0,64	2739,9	-0,090	-0,251	0,92	9275,1	-0,182	-0,608	0,91
0	2B	NG'+0%	28	1028,3	-0,135	0,28	1028,3	-0,306	0,89	2328,1	0,047	-0,346	0,91	8375,0	0,030	-1,020	0,94
20	1A	NG'+20%	28	4043,6	-0,357	0,50	8099,9	-0,489	0,93	7899,4	0,032	-0,513	0,93	17579,7	-0,116	-1,386	0,88
20	1B	NG'+20%	28	2865,6	-0,280	0,43	6808,6	-0,452	0,96	6600,5	0,045	-0,487	0,97	15742,7	-0,019	-1,440	0,96
20	2A	NG'+20%	28	7998,9	-0,485	0,38	39961,8	-0,787	0,86	38763,6	0,043	-0,819	0,87	27491,3	-0,183	-1,820	0,74
20	2B	NG'+20%	28	2077,0	-0,213	0,22	9107,2	-0,518	0,93	8609,6	0,047	-0,549	0,94	14903,9	0,023	-1,506	0,89
40	1A	NG'+40%	28	2499,4	-0,413	0,54	6781,5	-0,604	0,87	8382,2	-0,170	-0,491	0,93	9694,7	-0,267	-1,293	0,95
40	1B	NG'+40%	28	0,0	0,000	0,00	0,0	0,000	0,00	0,0	0,000	0,000	0,00	0,0	0,000	0,000	0,00
40	2A	NG'+40%	28	2653,0	-0,402	0,37	7911,7	-0,616	0,80	14924,2	-0,228	-0,536	0,91	11376,1	-0,354	-1,157	0,90
40	2B	NG'+40%	28	1558,3	-0,306	0,19	10653,0	-0,703	0,91	13193,0	-0,079	-0,674	0,92	9721,2	-0,144	-1,676	0,87
60	1A	NG'+60%	28	61,4	0,192	0,17	397,0	-0,232	0,20	217,2	0,510	-0,574	0,93	1631,9	0,613	-2,170	0,75
60	1B	NG'+60%	28	263,7	-0,093	0,04	1575,7	-0,479	0,76	1171,3	0,253	-0,649	0,93	3050,4	0,260	-2,110	0,79
60	2A	NG'+60%	28	121,9	0,059	0,01	898,7	-0,391	0,39	554,7	0,573	-0,811	0,92	2667,6	0,612	-3,108	0,73
60	2B	NG'+60%	28	664,5	-0,273	0,20	2198,2	-0,530	0,90	1632,6	0,210	-0,661	0,96	4235,2	-0,018	-1,837	0,66
70	1A	NG'+70%	28	6,6	0,701	0,92	38,7	0,245	0,08	16,4	0,935	-0,416	0,92	778,1	1,288	-2,380	0,87
70	1B	NG'+70%	28	14,3	0,557	0,60	78,9	0,128	0,02	69,4	0,928	-0,678	0,90	1209,5	1,160	-2,643	0,77
70	2A	NG'+70%	28	6,5	0,672	0,67	44,0	0,190	0,37	7,4	0,577	0,065	0,70	647,4	0,928	-1,343	0,71
70	2B	NG'+70%	28	9,3	0,590	0,68	95,4	0,030	0,00	36,0	0,817	-0,514	0,93	932,5	1,115	-2,796	0,92

Tabela C12 – Misturas Solo Areia com o Solo NG' – 84 Dias de Cura

				Modelo Em Função da Tensão Confinante			Modelo Em Função da Tensão Desvio			Modelo Composto				Modelo da AASHTO (2002)			
AFR	CP	MATERIAL	CURA (Dias)	k1	k2	R²	k1	k2	R²	k1	k2	k3	R²	k1	k2	k3	R²
0	1A	NG'+0%	84	20037,6	-0,664	0,95	122167,1	-1,028	0,88	203728,0	-0,294	-0,865	0,95	47615,7	-0,567	-2,013	0,92
0	1B	NG'+0%	84	51621,8	-0,844	0,44	491513,9	-1,275	0,92	505547,2	-0,028	-1,255	0,92	73838,8	-0,429	-2,814	0,84
0	3A	NG'+0%	84	5725,2	-0,445	0,53	5725,2	-0,445	0,53	14676,8	-0,060	-0,564	0,94	19695,9	-0,195	-1,497	0,94
0	3B	NG'+0%	84	52215,3	-0,927	0,66	52215,3	-1,114	0,92	240274,3	-0,344	-0,876	0,97	45849,5	-0,730	-1,674	0,94
20	1A	NG'+20%	84	51417,3	-0,826	0,75	72692,2	-0,842	0,83	121179,6	-0,438	-0,547	0,94	50085,7	-0,759	-0,789	0,93
20	1B	NG'+20%	84	25086,6	-0,654	0,58	66489,2	-0,824	0,93	78462,8	-0,148	-0,721	0,95	47948,8	-0,408	-1,641	0,91
20	2A	NG'+20%	84	69816,8	-0,843	0,68	259150,0	-1,073	0,82	386341,3	-0,439	-0,757	0,93	81561,7	-0,666	-1,754	0,94
20	2B	NG'+20%	84	111021,3	-0,917	0,46	644873,0	-1,251	0,88	1017579	-0,268	-1,097	0,90	111958,0	-0,627	-2,305	0,85
40	1A	NG'+40%	84	6459,7	-0,409	0,28	53964,1	-0,851	0,87	64728,4	-0,097	-0,798	0,88	30506,9	-0,224	-1,897	0,84
40	1B	NG'+40%	84	1861,1	-0,175	0,13	7121,0	-0,456	0,80	5575,9	0,237	-0,623	0,92	15428,9	0,246	-2,074	0,88
40	2A	NG'+40%	84	69882,7	-0,889	0,76	147309,7	-0,976	0,81	206089,1	-0,467	-0,621	0,92	63083,7	-0,680	-1,412	0,94
40	2B	NG'+40%	84	20149,2	-0,658	0,64	51322,4	-0,829	0,95	55968,5	-0,121	-0,735	0,96	37766,0	-0,309	-1,995	0,97
60	1A	NG'+60%	84	356,0	-0,151	0,09	1766,1	-0,496	0,74	1621,8	0,324	-0,768	0,94	3791,5	0,323	-2,670	0,81
60	1B	NG'+60%	84	364,4	-0,109	0,04	3450,7	-0,609	0,74	2831,1	0,313	-0,854	0,94	4933,8	0,309	-3,004	0,84
60	2A	NG'+60%	84	196,0	-0,024	0,00	1774,9	-0,520	0,62	1386,1	0,401	-0,837	0,97	3396,5	0,422	-3,035	0,85
60	2B	NG'+60%	84	189,1	-0,229	0,00	1365,5	-0,470	0,62	994,5	0,337	-0,708	0,91	3017,1	0,390	-2,668	0,83
70	1A	NG'+70%	84	2,3	1,102	0,60	64,4	0,274	0,02	53,2	1,845	-1,365	0,90	1660,4	2,374	-5,622	0,85
70	1B	NG'+70%	84	87,1	0,169	0,05	1038,0	-0,445	0,36	402,7	0,706	-0,863	0,90	3067,7	0,764	-4,026	0,74
70	2A	NG'+70%	84	0,0	0,000	0,00	0,0	0,000	0,00	0,0	0,000	0,000	0,00	0,0	0,000	0,000	0,00
70	2B	NG'+70%	84	24,2	0,435	0,36	277,8	-0,168	0,05	99,7	0,808	-0,665	0,86	1602,0	1,097	-3,345	0,82

Tabela C13 – Misturas Solo Areia Cal Com o Solo NG' – 0 Dias de Cura

AFR	CP	MATERIAL	CURA (Dias)	Modelo Em Função da Tensão Confinante			Modelo Em Função da Tensão Desvio			Modelo Composto				Modelo da AASHTO (2002)			
				k1	k2	R ²	k1	k2	R ²	k1	k2	k3	R ²	k1	k2	k3	R ²
0	1A	NG'+0%+CAL	0	19568,2	-0,664	0,93	82665,9	-0,916	0,81	75250,3	-0,363	-0,566	0,93	33919,4	-0,663	-0,743	0,92
0	1B	NG'+0%+CAL	0	8837,4	-0,472	0,51	30160,7	-0,704	0,88	34570,8	-0,136	-0,606	0,91	28601,4	-0,350	-1,183	0,85
0	2A	NG'+0%+CAL	0	15242,2	-0,603	0,91	15242,2	-0,603	0,91	23789,5	-0,468	-0,228	0,96	25172,4	-0,669	-0,093	0,96
0	2B	NG'+0%+CAL	0	11091,2	-0,481	0,48	11091,2	-0,621	0,94	27097,2	-0,081	-0,573	0,95	34739,8	-0,308	-1,354	0,90
20	1A	NG'+20%+CAL	0	2293,6	-0,230	0,39	3888,3	-0,323	0,85	3656,1	0,098	-0,396	0,88	13392,5	0,020	-1,054	0,77
20	1B	NG'+20%+CAL	0	27647,8	-0,738	0,63	55934,5	-0,822	0,81	72356,5	-0,285	-0,621	0,86	35191,5	-0,691	-0,680	0,82
20	2A	NG'+20%+CAL	0	3993,8	-0,368	0,71	4429,6	-0,356	0,89	4898,8	-0,105	-0,283	0,91	14642,1	-0,195	-0,773	0,90
20	2B	NG'+20%+CAL	0	3058,4	-0,213	0,11	11941,2	-0,507	0,69	8600,0	0,297	-0,705	0,81	25083,4	0,274	-2,548	0,69
40	1A	NG'+40%+CAL	0	5735,4	-0,323	0,14	93453,8	-0,913	0,82	73208,5	0,319	-1,149	0,90	41733,8	0,310	-3,441	0,85
40	1B	NG'+40%+CAL	0	13862,4	-0,562	0,61	41441,9	-0,740	0,95	41376,9	0,010	-0,748	0,95	33919,6	-0,258	-1,522	0,86
40	2A	NG'+40%+CAL	0	5812,0	-0,241	0,07	67372,4	-0,773	0,70	39656,2	0,546	-1,169	0,89	49711,3	0,513	-3,682	0,85
40	2B	NG'+40%+CAL	0	52416,0	-0,820	0,64	104114,9	-0,906	0,93	105461,3	-0,018	-0,892	0,93	55909,2	-0,498	-1,617	0,86
60	1A	NG'+60%+CAL	0	814,2	-0,194	0,15	4865,2	-0,579	0,86	4500,7	0,162	-0,709	0,92	7316,1	0,125	-2,253	0,87
60	2B	NG'+60%+CAL	0	865,1	-0,151	0,17	2686,4	-0,398	0,87	2451,2	0,113	-0,481	0,93	7612,0	0,119	-1,747	0,95
60	3A	NG'+60%+CAL	0	384,6	-0,101	0,04	2156,3	-0,489	0,76	1710,5	0,227	-0,646	0,90	4549,1	0,237	-2,380	0,90
60	3B	NG'+60%+CAL	0	719,3	-0,196	0,30	2275,2	-0,429	0,86	2301,0	0,109	-0,532	0,90	5293,3	0,024	-1,350	0,84
70	1A	NG'+70%+CAL	0	529,8	-0,143	0,03	3379,0	-0,558	0,62	1746,6	0,505	-0,870	0,85	6674,7	0,436	-3,416	0,61
70	1B	NG'+70%+CAL	0	534,3	-0,127	0,04	2220,6	-0,452	0,61	1321,1	0,443	-0,789	0,85	6162,6	0,435	-2,985	0,65
70	2A	NG'+70%+CAL	0	126,9	0,059	0,01	905,8	-0,398	0,34	603,6	0,698	-0,950	0,91	3092,8	0,624	-3,540	0,52
70	2B	NG'+70%+CAL	0	390,2	-0,138	0,07	1178,1	-0,382	0,68	742,9	0,364	-0,619	0,91	3571,7	0,259	-2,015	0,72

Tabela C14 – Misturas Solo Areia Cal com o Solo NG' – 7 Dias de Cura

				Modelo Em Função da Tensão Confinante			Modelo Em Função da Tensão Desvio			Modelo Composto				Modelo da AASHTO (2002)			
AFR	CP	MATERIAL	CURA (Dias)	k1	k2	R²	k1	k2	R²	k1	k2	k3	R²	k1	k2	k3	R²
0	1A	NG'+0%+CAL	7	2518,0	-0,053	0,72	8435,6	-0,312	0,52	7310,9	0,227	-0,485	0,72	29527,5	0,269	-1,648	0,71
0	1B	NG'+0%+CAL	7	52473,3	-0,747	0,83	31029,9	-0,582	0,49	78669,4	-0,632	-0,193	0,87	56291,3	-0,884	0,150	0,87
0	2A	NG'+0%+CAL	7	38959,2	-0,578	0,54	38959,2	-0,578	0,54	222023,2	-0,165	-0,765	0,91	102050,1	-0,376	-1,738	0,88
0	2C	NG'+0%+CAL	7	22664,6	-0,678	0,73	22664,6	-0,712	0,92	3857,3	-0,183	-0,574	0,94	32660,7	-0,557	-0,770	0,89
20	1A	NG'+20%+CAL	7	13436,0	-0,314	0,41	34542,7	-0,491	0,71	38791,7	-0,115	-0,411	0,74	64430,3	-0,245	-0,780	0,69
20	1B	NG'+20%+CAL	7	2983,7	0,011	0,00	36029,3	-0,530	0,55	27594,4	0,426	-0,862	0,91	55962,6	0,502	-2,797	0,84
20	2A	NG'+20%+CAL	7	35076,8	-0,549	0,58	114088,8	-0,764	0,81	149418,3	-0,257	-0,586	0,90	95070,5	-0,413	-1,365	0,88
20	2B	NG'+20%+CAL	7	404106,3	-1,052	0,61	1353857	-1,242	0,58	5789440	-0,751	-0,852	0,83	300984,9	-1,166	-1,271	0,81
40	1A	NG'+40%+CAL	7	2969,8	-0,007	0,00	39147,8	-0,563	0,46	22188,6	0,379	-0,794	0,65	46579,8	0,465	-2,515	0,60
40	1B	NG'+40%+CAL	7	78212,7	-0,268	0,19	44615,9	-0,618	0,69	47256,2	0,319	-0,914	0,80	54582,1	0,202	-2,323	0,65
40	2A	NG'+40%+CAL	7	236,4	0,754	0,11	122,3	0,963	0,94	75,2	0,143	0,946	0,94	5120,2	0,290	7,697	0,54
40	2B	NG'+40%+CAL	7	3495,0	0,093	0,01	620,9	0,512	0,22	767,5	-0,330	0,771	0,30	29874,6	-0,084	2,120	0,11
60	1A	NG'+60%+CAL	7	5416,4	-0,370	0,51	9182,4	-0,448	0,74	10292,9	-0,120	-0,365	0,77	21384,6	-0,169	-1,041	0,79
60	1B	NG'+60%+CAL	7	7799,3	-0,482	0,54	18983,4	-0,638	0,97	18186,5	0,072	-0,694	0,97	25414,9	-0,200	-1,645	0,86
60	2a	NG'+60%+CAL	7	2213,5	-0,145	0,07	10179,4	-0,462	0,74	12265,3	-0,052	-0,452	0,75	21365,8	-0,090	-1,153	0,75
60	2B	NG'+60%+CAL	7	6655,9	-0,341	0,40	37837,5	0,682	0,87	38621,0	-0,050	-0,641	0,88	35164,6	-0,153	-1,508	0,84
70	1A	NG'+70%+CAL	7	12336,1	-0,517	0,35	150801,0	-1,020	0,93	145237,3	0,087	-1,091	0,94	49198,0	0,029	-3,159	0,95
70	1B	NG'+70%+CAL	7	9715,8	-0,537	0,30	105325,0	-1,053	0,91	91295,9	0,157	-1,171	0,92	36751,7	-0,119	-3,265	0,80
70	2B	NG'+70%+CAL	7	3060,8	-0,326	0,45	5033,6	-0,419	0,93	4762,0	0,047	-0,451	0,93	13873,8	-0,087	-1,275	0,87
70	2D	NG'+70%+CAL	7	1494,3	-0,117	0,11	3725,2	-0,304	0,68	3275,8	0,147	-0,409	0,77	13392,7	0,133	-1,273	0,64

Tabela C15 – Misturas Solo Areia Cal com o Solo NG' – 28 Dias de Cura

				Modelo Em Função da Tensão Confinante			Modelo Em Função da Tensão Desvio			Modelo Composto				Modelo da AASHTO (2002)			
AFR	CP	MATERIAL	CURA (Dias)	k1	k2	R²	k1	k2	R²	k1	k2	k3	R²	k1	k2	k3	R²
0	1A	NG'+0%+CAL	28	261,2	0,360	0,91	74,5	0,652	0,84	472,7	-0,537	0,748	0,91	3204,4	-0,028	3,197	0,28
0	1B	NG'+0%+CAL	28	10943,2	-0,398	0,81	16830,9	-0,450	0,85	17661,3	-0,207	-0,276	0,94	37019,1	-0,322	-0,549	0,95
0	2A	NG'+0%+CAL	28	801,0	0,281	0,03	801,0	0,281	0,03	2496,8	-0,817	0,803	0,87	16123,3	0,611	-0,242	0,12
0	2B	NG'+0%+CAL	28	6017,9	-0,089	0,01	6017,9	-0,803	0,60	137086,6	0,658	-1,353	0,93	104659,5	0,692	-4,065	0,82
20	1A	NG'+20%+CAL	28	8892,9	-0,087	0,02	212841,6	-0,762	0,75	144870,4	0,307	-0,960	0,89	133116,2	0,394	-2,940	0,86
20	1B	NG'+20%+CAL	28	16365,8	-0,162	0,06	144071,8	-0,617	0,57	161601,6	0,459	-1,052	0,79	199310,2	0,534	-3,473	0,86
20	2A	NG'+20%+CAL	28	13168,5	-0,183	0,04	278452,0	-0,843	0,58	186417,5	0,536	-1,255	0,75	150086,5	0,561	-3,876	0,73
20	2B	NG'+20%+CAL	28	13307,6	-0,240	0,17	83618,5	-0,622	0,84	74413,8	0,233	-0,808	0,93	103679,1	0,225	-2,489	0,87
40	1A	NG'+40%+CAL	28	15024,2	-0,292	0,14	190675,0	-0,813	0,77	172401,7	0,066	-0,851	0,78	109746,7	0,069	-2,389	0,75
40	1B	NG'+40%+CAL	28	33182,8	-0,436	0,68	44615,9	-0,618	0,69	82123,9	-0,192	-0,414	0,85	115196,1	-0,255	-1,146	0,88
40	2A	NG'+40%+CAL	28	9409,3	-0,197	0,20	20494,3	-0,350	0,41	21057,8	-0,036	-0,322	0,42	64473,3	-0,043	-1,001	0,45
40	2B	NG'+40%+CAL	28	45583,3	-0,436	0,19	1142938	-1,105	0,90	1055774	0,046	-1,131	0,90	253263,4	-0,001	-3,152	0,91
60	1B	NG'+60%+CAL	28	6265,0	-0,188	0,05	125393,0	-0,822	0,65	106635,3	0,535	-1,265	0,86	77278,5	0,601	-3,969	0,78
60	1b	NG'+60%+CAL	28	6265,0	-0,188	0,05	125393,0	-0,822	0,65	106635,3	0,535	-1,265	0,86	77278,5	0,601	-3,969	0,78
60	2B	NG'+60%+CAL	28	216,5	0,707	0,17	177,6	0,761	0,90	379,8	-0,255	0,825	0,92	9149,3	0,613	2,619	0,40
60	2C	NG'+60%+CAL	28	8950,1	-0,124	0,04	74134,3	-0,579	0,60	56979,0	0,450	-0,935	0,84	105072,4	0,489	-3,051	0,84
70	1A	NG'+70%+CAL	28	149,3	0,742	0,18	144,0	0,796	0,90	478,4	-0,404	0,911	0,93	4550,7	0,013	6,584	0,43
70	1B	NG'+70%+CAL	28	955,4	0,164	0,26	2459,3	-0,057	0,02	3120,4	0,471	-0,530	0,90	22528,2	0,584	-1,943	0,90
70	2A	NG'+70%+CAL	28	10551,3	-0,280	0,31	37426,1	-0,545	0,93	34806,6	0,110	-0,631	0,96	63143,6	0,050	-1,880	0,95
70	2B	NG'+70%+CAL	28	2582,7	-0,054	0,02	6871,6	-0,266	0,48	5299,6	0,400	-0,562	0,89	29540,3	0,459	-2,002	0,66

Tabela C16 – Misturas Solo Areia Cal com o Solo NG' – 84 Dias de Cura

AFR	CP	MATERIAL	CURA (Dias)	Modelo Em Função da Tensão Confinante			Modelo Em Função da Tensão Desvio			Modelo Composto				Modelo da AASHTO (2002)			
				k1	k2	R ²	k1	k2	R ²	k1	k2	k3	R ²	k1	k2	k3	R ²
0	1A	NG'+0%+CAL	84	56406,8	-0,814	0,68	353209,0	-1,139	0,76	387219,8	-0,438	-0,763	0,87	68829,3	-0,775	-1,154	0,85
0	1B	NG'+0%+CAL	84	34398,6	-0,718	0,71	43993,8	-0,736	0,85	67786,8	-0,331	-0,519	0,93	45102,3	-0,600	-0,968	0,93
0	2A	NG'+0%+CAL	84	9041,5	-0,348	0,48	9904,9	-0,362	0,75	11758,1	-0,093	-0,309	0,77	33992,9	-0,224	-0,759	0,76
0	2B	NG'+0%+CAL	84	2559,4	-0,106	0,47	1911,5	-0,033	0,04	2038,1	-0,212	0,000	0,77	16450,4	-0,250	0,617	0,63
20	1A	NG'+20%+CAL	84	23018,6	-0,529	0,70	22573,5	-0,489	0,53	27833,6	-0,432	-0,135	0,72	45462,8	-0,573	-0,012	0,73
20	1B	NG'+20%+CAL	84	25229,9	-0,449	0,41	108635,9	-0,728	0,85	113301,1	0,242	-0,952	0,89	108238,5	0,239	-3,122	0,90
20	2A	NG'+20%+CAL	84	14420,0	-0,413	0,53	29476,2	-0,548	0,87	29293,1	0,012	-0,558	0,87	51349,6	-0,108	-1,556	0,87
20	2B	NG'+20%+CAL	84	4308,7	-0,052	0,01	12819,8	-0,289	0,33	8674,5	0,334	-0,519	0,54	53562,9	0,325	-2,020	0,55
40	1A	NG'+40%+CAL	84	25719,6	-0,414	0,57	21257,3	-0,345	0,51	32806,5	-0,273	-0,184	0,65	75439,3	-0,335	-0,408	0,66
40	1B	NG'+40%+CAL	84	5282,2	-0,007	0,00	42266,1	-0,465	0,43	21759,2	0,537	-0,829	0,76	86033,0	0,500	-2,822	0,62
40	2A	NG'+40%+CAL	84	75122,4	-0,675	0,82	111117,3	-0,691	0,55	118243,6	-0,564	-0,198	0,85	107440,8	-0,055	0,851	0,85
40	2B	NG'+40%+CAL	84	33985,2	-0,290	0,48	33985,2	-0,458	0,77	35836,8	-0,102	-0,379	0,81	71496,6	-0,196	-0,858	0,77
60	1B	NG'+60%+CAL	84	78,9	0,721	0,19	3,1	1,324	0,79	3,1	-0,005	1,326	0,79	3144,1	0,009	3,581	0,77
60	1B	NG'+60%+CAL	84	784,8	0,392	0,38	2218,6	0,134	0,05	1181,7	0,716	-0,397	0,55	33807,4	0,821	-1,825	0,52
60	2A	NG'+60%+CAL	84	9535,8	-0,261	0,18	51830,8	-0,600	0,67	49571,1	0,036	-0,624	0,68	68583,4	-0,008	-1,817	0,72
60	2B	NG'+60%+CAL	84	16760,0	-0,405	0,44	73502,9	-0,701	0,87	76420,9	-0,067	-0,648	0,87	72164,7	-0,142	-1,842	0,88
70	1A	NG'+70%+CAL	84	27646,5	-0,573	0,87	41794,4	-0,618	0,67	46756,8	-0,411	-0,267	0,87	54039,3	-0,559	-0,456	0,87
70	1B	NG'+70%+CAL	84	0,0	0,000	0,00	0,0	0,000	0,00	0,0	0,000	0,000	0,00	0,0	0,000	0,000	0,00
70	2A	NG'+70%+CAL	84	10827,1	-0,353	0,64	15631,5	-0,409	0,66	21382,1	-0,227	-0,270	0,85	41598,4	-0,394	-0,310	0,82
70	2B	NG'+70%+CAL	84	841,2	0,390	0,13	16262,1	-0,276	0,07	3121,1	1,182	-1,038	0,66	47172,7	1,451	-4,300	0,76

Tabela C17 – Modelo De Andrei et al. (2004) do Módulo de Resiliência das Misturas
Solo Areia e Solo Areia Cal – 0 Dias de Cura

CP	Teor AFR	CURA (Dias)	LG'+AFR				LG'+AFR+CAL				NG'+AFR				NG'+AFR+CAL			
			k1	k2	k3	R ²	k1	k2	k3	R ²	k1	k2	k3	R ²	k1	k2	k3	R ²
1A	0%	0	12851	1,123	0,738	0,883	45467	0,848	0,755	0,886	7807	0,742	0,635	0,826	25248	0,639	0,672	0,911
1B	0%	0	18179	1,061	0,794	0,813	63616	1,003	0,606	0,797	8734	1,020	0,541	0,854	26637	1,024	0,516	0,741
2A	0%	0	20336	0,690	0,709	0,831	19566	0,999	0,811	0,694	12452	0,641	0,561	0,750	30092	0,495	0,591	0,836
2B	0%	0	17075	1,442	0,481	0,773	29108	1,128	0,694	0,784	8622	0,715	0,653	0,870	55239	0,398	0,522	0,827
1A	20%	0	17444	0,933	0,543	0,912	76059	0,786	0,621	0,853	15879	0,690	0,637	0,822	16521	0,653	0,677	0,861
1B	20%	0	15132	0,874	0,696	0,849	86632	1,331	0,269	0,804	13284	0,867	0,619	0,782	22750	0,442	0,787	0,850
2A	20%	0	23145	0,864	0,686	0,836	102481	0,711	0,435	0,809	17379	0,513	0,534	0,898	15362	0,560	0,648	0,838
2B	20%	0	43207	0,449	0,601	0,781	27790	1,541	0,541	0,759	12443	0,628	0,582	0,860	21754	0,420	0,688	0,814
1A	40%	0	2349	4,011	0,369	0,853	23203	1,020	0,208	0,825	14907	0,771	0,424	0,780	38302	0,813	0,557	0,930
1B	40%	0	3663	1,269	0,509	0,836	18497	0,604	0,650	0,855	7047	0,457	0,829	0,938	36068	0,872	0,600	0,913
2A	40%	0	2922	1,172	0,522	0,877	12479	0,627	0,756	0,768	6438	0,810	0,637	0,871	44184	2,940	0,246	0,790
2B	40%	0	4162	1,334	0,475	0,867	16882	0,538	0,817	0,728	6361	0,880	0,630	0,882	50611	0,992	0,404	0,770
1A	60%	0	1565	3,512	0,605	0,883	30770	0,396	0,546	0,779	3021	1,372	0,526	0,918	8271	1,121	0,585	0,782
1B	60%	0	3348	2,047	0,603	0,829	52032	0,582	0,397	0,863	4308	0,892	0,651	0,807	9630	0,972	0,647	0,727
2A	60%	0	1498	2,676	0,652	0,856	13726	0,368	0,905	0,910	2712	2,038	0,460	0,723	5025	1,691	0,368	0,563
2B	60%	0	1498	2,676	0,652	0,856	17606	0,790	0,567	0,808	3695	1,215	0,510	0,840	5326	1,213	0,554	0,804
1A	70%	0	1282	3,359	0,702	0,827	6314	1,493	0,571	0,734	584	6,586	0,642	0,940	5282	2,867	0,331	0,718
1B	70%	0	1785	2,322	0,778	0,898	9000	1,356	0,495	0,715	909	4,425	0,647	0,889	5373	2,640	0,365	0,718
2A	70%	0	0	1,000	1,000	E	3654	2,005	0,410	0,577	509	6,489	0,686	0,942	1416	3,788	0,434	0,789
2B	70%	0	2721	1,992	0,675	0,800	5732	1,220	0,651	0,573	1211	3,523	0,601	0,850	2639	2,463	0,450	0,847

Tabela C18 – Modelo de Andrei et al. (2004) do Módulo de Resiliência das Misturas Solo Areia e Solo Areia Cal – 7 Dias de Cura

CP	Teor AFR	CURA (Dias)	LG'+AFR				LG'+AFR+CAL				NG'+AFR				NG'+AFR+CAL			
			k1	k2	k3	R ²	k1	k2	k3	R ²	k1	k2	k3	R ²	k1	k2	k3	R ²
1A	0%	7	17099	0,714	1,115	0,858	60698	0,626	0,637	0,783	12231	0,594	0,622	0,882	34784	0,327	0,729	0,799
1B	0%	7	31335	0,650	0,659	0,891	49601	0,586	0,829	0,797	8547	0,689	0,671	0,867	31967	0,518	0,593	0,796
2A	0%	7	29122	0,558	0,810	0,771	73124	0,655	0,775	0,811	9064	0,563	0,733	0,859	20982	0,418	0,809	0,790
2B	0%	7	16352	1,070	0,826	0,809	29463	0,797	0,866	0,689	5672	0,909	0,718	0,799	29831	0,418	0,735	0,669
1A	20%	7	16601	1,207	0,959	0,118	18840	0,955	0,685	0,740	26329	0,247	0,910	0,898	38335	0,771	0,528	0,822
1B	20%	7	41717	0,828	0,460	0,706	29188	0,824	0,598	0,822	41383	0,160	0,946	0,847	41333	0,350	0,868	0,904
2A	20%	7	40679	0,276	0,961	0,834	0	0,000	0,000	0,000	16048	1,952	0,388	0,795	28350	0,730	1,020	0,008
2B	20%	7	27339	0,549	0,945	0,891	36399	0,938	0,462	0,829	21441	0,503	0,690	0,840	97133	0,467	0,542	0,852
1A	40%	7	7356	0,851	0,575	0,739	23670	1,077	0,361	0,770	84574	0,080	0,564	0,870	38476	0,870	0,731	0,834
1B	40%	7	5862	1,039	0,642	0,664	26910	0,584	0,457	0,749	19186	0,317	0,852	0,890	57098	0,493	0,755	0,774
2A	40%	7	17613	0,868	0,445	0,814	13969	1,044	0,469	0,824	674	1,043	2,928	0,323	119214	0,794	0,419	0,898
2B	40%	7	7949	1,787	0,462	0,825	9568	1,437	0,450	0,691	32162	0,163	1,143	0,890	82829	0,619	0,496	0,781
1A	60%	7	1372	3,795	0,532	0,814	26391	0,956	0,493	0,768	775	0,874	0,353	0,660	19977	0,435	0,897	0,818
1B	60%	7	1454	3,549	0,553	0,803	19563	0,708	0,623	0,786	7510	0,745	0,650	0,916	32291	0,474	0,340	0,849
2A	60%	7	2301	5,896	0,265	0,729	13089	0,752	0,608	0,771	3694	1,244	0,414	0,668	39183	0,936	0,320	0,830
2B	60%	7	1179	2,107	0,599	0,741	33277	0,604	0,372	0,762	6882	0,965	0,334	0,689	38622	0,359	0,550	0,710
1A	70%	7	930	3,210	0,738	0,969	7895	0,846	0,519	0,658	1602	5,985	0,163	0,670	23830	0,524	0,512	0,762
1B	70%	7	714	3,625	0,726	0,933	6074	1,526	0,623	0,679	4707	4,602	0,077	0,677	25987	0,833	0,527	0,778
2A	70%	7	419	5,956	0,715	0,941	18840	0,779	0,339	0,873	1175	7,440	0,207	0,806	19276	0,676	0,550	0,868
2B	70%	7	689	3,712	0,752	0,911	8994	1,011	0,554	0,686	1470	4,486	0,411	0,900	16492	0,552	0,630	0,856

**Tabela C19 – Modelo de Andrei et al. (2004) do Módulo de Resiliência das Misturas Solo
Areia e Solo Areia Cal – 28 Dias de Cura**

CP	Teor AFR	CURA (Dias)	LG'+AFR				LG'+AFR+CAL				NG'+AFR				NG'+AFR+CAL			
			k1	k2	k3	R ²	k1	k2	k3	R ²	k1	k2	k3	R ²	k1	k2	k3	R ²
1A	0%	28	65805	0,865	0,423	0,810	73740	0,590	0,609	0,853	9590	0,794	0,771	0,913	21241	0,936	0,826	0,803
1B	0%	28	89195	0,514	0,515	0,915	45932	0,771	0,836	0,853	10779	0,879	0,675	0,708	39263	0,648	0,760	0,830
2A	0%	28	21844	1,586	0,559	0,738	72180	0,423	0,702	0,790	14634	0,974	0,677	0,863	55875	1,011	0,462	0,759
2B	0%	28	69995	0,352	0,668	0,787	38255	1,653	0,565	0,765	8851	0,965	0,714	0,748	42528	1,208	0,515	0,696
1A	20%	28	23280	1,696	0,732	0,669	80794	0,447	0,621	0,886	19533	1,026	0,535	0,852	63694	0,841	0,632	0,910
1B	20%	28	33274	0,988	0,836	0,647	46389	1,447	0,611	0,767	14535	1,036	0,615	0,784	149271	0,687	0,460	0,833
2A	20%	28	26901	0,984	0,729	0,843	71831	1,420	0,546	0,855	9184	0,852	0,770	0,848	78356	0,492	0,793	0,828
2B	20%	28	33960	0,933	0,709	0,793	76967	1,237	0,581	0,871	15301	0,857	0,638	0,861	90998	0,551	0,726	0,856
1A	40%	28	6622	1,578	0,473	0,855	36473	0,487	0,469	0,848	9883	0,705	0,608	0,828	57251	0,829	0,730	0,834
1B	40%	28	9675	0,799	0,520	0,712	22993	0,594	0,538	0,818	0	0,000	0,000	0,000	7741	0,638	0,684	0,866
2A	40%	28	11659	0,732	0,522	0,834	30906	0,500	0,588	0,798	10214	0,660	0,666	0,844	66125	0,839	0,555	0,870
2B	40%	28	7329	0,927	0,484	0,904	31922	0,648	0,493	0,796	11574	0,690	0,557	0,797	84765	0,768	0,538	0,935
1A	60%	28	1548	2,138	0,693	0,571	70590	0,475	0,695	0,849	1001	2,285	0,668	0,897	0	0,000	0,000	0,000
1B	60%	28	4323	2,122	0,475	0,817	73460	0,923	0,464	0,751	1808	2,121	0,531	0,858	42563	0,752	0,673	0,848
2A	60%	28	1416	3,164	0,636	0,836	137790	0,619	0,362	0,866	1820	1,602	0,526	0,817	37050	1,041	0,505	0,843
2B	60%	28	2616	2,286	0,607	0,887	65374	1,292	0,328	0,883	3923	1,096	0,518	0,594	71873	0,684	0,437	0,778
1A	70%	28	868	6,184	0,623	0,825	33872	0,759	0,592	0,765	554	3,587	0,767	0,876	48164	0,488	0,743	0,852
1B	70%	28	2630	2,194	0,670	0,846	50699	0,962	0,450	0,797	777	3,093	0,725	0,824	20836	0,821	0,785	0,801
2A	70%	28	1287	6,219	0,481	0,880	20595	1,040	0,570	0,789	240	3,050	2,366	0,544	26495	1,003	0,610	0,887
2B	70%	28	1894	2,718	0,760	0,764	19573	0,891	0,643	0,754	681	3,053	0,660	0,877	22672	0,956	0,688	0,708

Tabela C20 – Modelo de Andrei et al. (2004) do Módulo de Resiliência das Misturas Solo Areia e Solo Areia Cal – 84 Dias de Cura

CP	Teor AFR	CURA (Dias)	LG'+AFR				LG'+AFR+CAL				NG'+AFR				NG'+AFR+CAL			
			k1	k2	k3	R ²	k1	k2	k3	R ²	k1	k2	k3	R ²	k1	k2	k3	R ²
1A	0%	84	18441	1,685	1,058	0,672	12268	1,504	1,169	0,488	64098	0,519	0,429	0,941	61624	0,451	0,589	0,785
1B	0%	84	18234	1,109	1,311	0,701	90998	0,642	0,715	0,759	56229	0,934	0,333	0,780	44233	0,544	0,607	0,845
2A	0%	84	26929	0,434	1,416	0,848	38702	0,756	0,797	0,733	25238	0,789	0,511	0,857	34282	0,754	0,740	0,741
2B	0%	84	33096	0,495	1,534	0,586	119630	1,323	0,381	0,705	8601	1,248	0,672	0,873	18114	0,714	1,149	0,765
1A	20%	84	14507	0,611	2,258	0,672	115304	0,597	0,491	0,656	52563	1,147	0,379	0,880	52264	0,540	0,784	0,678
1B	20%	84	14298	0,929	1,870	0,601	219596	1,634	0,228	0,849	42967	0,755	0,455	0,805	85020	1,188	0,446	0,874
2A	20%	84	18453	0,916	1,596	0,622	160925	0,773	0,461	0,725	49390	0,583	0,540	0,786	47505	0,887	0,603	0,848
2B	20%	84	23452	1,690	1,025	0,681	99906	1,109	0,571	0,578	108006	0,748	0,336	0,837	38094	1,667	0,651	0,092
1A	40%	84	13440	1,277	0,384	0,511	39042	0,714	0,734	0,616	52046	0,458	0,517	0,845	76018	0,664	0,816	0,710
1B	40%	84	33572	0,937	0,429	0,745	80318	1,244	0,321	0,688	14346	1,245	0,547	0,800	66379	1,751	0,497	0,640
2A	40%	84	36209	0,326	0,866	0,950	153119	0,589	0,534	0,828	27366	2,177	0,269	0,889	117101	0,450	0,752	0,834
2B	40%	84	27774	1,204	0,456	0,724	121140	0,855	0,524	0,203	21844	4,898	0,207	0,794	66960	0,836	0,727	0,702
1A	60%	84	11564	0,880	0,609	0,917	61194	0,689	0,779	0,756	3230	1,682	0,442	0,709	4856	0,857	0,858	0,751
1B	60%	84	28551	0,848	0,350	0,811	78089	1,072	0,471	0,862	3719	1,304	0,506	0,758	24979	3,019	0,699	0,517
2A	60%	84	13551	0,969	0,447	0,745	58423	0,842	0,600	0,697	2798	1,529	0,494	0,843	62113	0,914	0,598	0,730
2B	60%	84	5074	0,744	0,794	0,803	63748	0,870	0,802	0,646	2572	1,611	0,495	0,732	63342	0,864	0,554	0,848
1A	70%	84	975	3,671	0,739	0,898	77376	0,323	0,682	0,747	772	16,892	0,335	0,904	59566	0,493	0,745	0,918
1B	70%	84	1524	5,326	0,583	0,907	77023	1,020	0,376	0,797	1426	16,170	0,255	0,755	0	0,000	0,000	0,000
2A	70%	84	1018	4,564	0,717	0,888	68719	0,392	0,725	0,853	0	0,000	0,000	0,000	41974	0,651	0,797	0,765
2B	70%	84	2373	3,746	0,560	0,860	66361	1,303	0,418	0,742	991	4,804	0,497	0,921	34087	4,486	0,413	0,730

APÊNDICE D – TENSÕES NAS ESTRUTURAS DE PAVIMENTO AVALIADAS

Tabela D1 – Estrutura de Pavimento “A”, com Base = 400 mm, Subleito Arenoso e as Tensões Determinadas Sob uma das Rodas

Estrutura de Pavimento A - Subleito Arenoso (Espessura da Base = 400 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-197,74	-12,58	-0,92	-193,68	6,12	6,25	-519,41	-142,02	-62,52
200	-226,93	-7,39	26,99	-225,88	11,22	38,29	-546,89	-138,99	-51,47
400	-266,11	-3,09	61,36	-269,53	15,37	77,26	-554,88	-135,89	-40,29
600	-295,01	-1,41	83,37	-301,76	16,99	101,93	-555,21	-134,73	-34,24
800	-317,94	-0,62	99,39	-327,25	17,75	119,75	-554,90	-134,28	-30,29
1000	-336,75	-0,22	111,85	-348,10	18,14	133,53	-554,64	-134,13	-27,43
1500	-372,07	0,14	134,12	-387,00	18,48	158,01	-554,45	-134,22	-22,75
2000	-397,00	0,18	149,35	-414,28	18,52	174,60	-554,53	-134,48	-19,85
2500	-415,74	0,14	160,71	-434,67	18,48	186,91	-554,70	-134,74	-17,84

Tabela D2 – Estrutura de Pavimento “A”, com Base = 310 mm, Subleito Arenoso e as Tensões Determinadas Sob uma das Rodas

Estrutura de Pavimento A - Subleito Arenoso (Espessura da Base = 310 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-197,53	-17,84	-3,33	-193,46	3,91	8,24	-519,41	-184,26	-86,42
200	-227,29	-9,34	35,10	-226,48	12,09	53,59	-546,44	-181,28	-71,78
400	-270,41	-1,96	83,70	-275,09	19,03	110,11	-554,10	-177,49	-56,80
600	-304,42	1,08	115,83	-313,50	21,79	146,97	-554,34	-175,99	-48,66
800	-332,58	2,54	139,90	-345,23	23,07	174,32	-554,02	-175,43	-43,29
1000	-356,40	3,31	159,11	-371,98	23,68	195,99	-553,78	-175,26	-39,38
1500	-402,75	3,98	194,59	-423,72	24,09	235,67	-553,65	-175,47	-32,85
2000	-436,67	4,03	219,65	-461,32	23,96	263,44	-553,82	-175,89	-28,70
2500	-462,74	3,91	238,70	-490,06	23,70	284,40	-554,05	-176,30	-25,77

Tabela D3 – Estrutura de Pavimento “A”, com Base = 250 mm, Subleito Arenoso e as Tensões Determinadas Sob uma das Rodas

Estrutura de Pavimento A - Subleito Arenoso (Espessura da Base = 250 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYY (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-197,33	-23,35	-6,06	-193,25	-0,36	9,66	-519,40	-223,91	-111,58
200	-226,99	-11,34	43,48	-226,38	11,38	69,00	-545,76	-221,04	-93,53
400	-272,99	-0,48	107,12	-279,03	21,79	144,25	-552,96	-216,33	-74,74
600	-311,47	4,15	149,95	-323,32	26,07	194,23	-553,05	-214,30	-64,52
800	-344,62	6,44	182,64	-361,39	28,06	232,02	-552,68	-213,47	-57,77
1000	-373,51	7,65	209,22	-394,46	29,01	262,50	-552,44	-213,18	-52,84
1500	-431,92	8,71	259,71	-460,88	29,56	319,86	-552,40	-213,32	-44,54
2000	-476,48	8,75	296,66	-511,17	29,21	361,38	-552,67	-213,80	-39,17
2500	-511,80	8,48	325,49	-550,78	28,64	393,52	-553,00	-214,29	-35,31

Tabela D4 – Estrutura de Pavimento “A”, com Base = 210 mm, Subleito Arenoso e as Tensões Determinadas Sob uma das Rodas

Estrutura de Pavimento A - Subleito Arenoso (Espessura da Base = 210 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYY (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-197,14	-28,94	-8,60	-193,04	-5,80	10,29	-519,38	-257,29	-135,68
200	-226,13	-13,66	51,73	-225,61	9,63	82,97	-544,89	-254,11	-114,68
400	-273,82	0,62	129,96	-281,05	23,91	176,30	-551,47	-247,92	-92,35
600	-315,75	6,91	183,03	-330,21	29,98	238,98	-551,34	-244,98	-80,17
800	-353,05	10,10	223,93	-373,89	32,88	286,89	-550,90	-243,62	-72,14
1000	-386,38	11,80	257,53	-412,77	34,28	325,98	-550,66	-243,00	-66,28
1500	-455,91	13,31	322,60	-493,38	35,10	400,94	-550,70	-242,76	-56,40
2000	-510,91	13,32	371,45	-556,59	34,56	456,59	-551,09	-243,10	-49,96
2500	-555,73	12,88	410,43	-607,74	33,67	500,62	-551,53	-243,52	-45,29

Tabela D5 – Estrutura de Pavimento “A”, com Base = 400 mm, Subleito Argiloso e as Tensões Determinadas Sob uma das Rodas

Estrutura de Pavimento A - Subleito Argiloso (Espessura da Base = 400 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-195,91	-18,88	-29,29	-191,66	0,43	-26,32	-520,09	-152,39	-77,71
200	-220,80	-15,95	-14,12	-219,13	3,38	-8,64	-547,63	-152,15	-70,55
400	-252,30	-12,75	9,53	-254,43	6,42	18,78	-555,53	-150,04	-60,97
600	-275,67	-10,92	27,50	-280,72	8,12	39,48	-555,75	-148,44	-54,59
800	-294,70	-9,69	41,93	-302,08	9,26	55,98	-555,35	-147,30	-49,88
1000	-310,73	-8,79	53,93	-320,01	10,09	69,61	-555,02	-146,45	-46,18
1500	-341,94	-7,30	77,00	-354,71	11,47	95,61	-554,71	-144,99	-39,54
2000	-364,87	-6,36	93,90	-380,02	12,34	114,46	-554,72	-144,04	-35,01
2500	-382,57	-5,69	107,00	-399,45	12,96	128,97	-554,84	-143,35	-31,67

Tabela D6 – Estrutura de Pavimento “A”, com Base = 310 mm, Subleito Argiloso e as Tensões Determinadas Sob uma das Rodas

Estrutura de Pavimento A - Subleito Argiloso (Espessura da Base = 310 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-195,95	-27,35	-41,45	-191,66	-4,84	-36,75	-520,70	-198,54	-106,98
200	-220,27	-22,57	-21,25	-218,47	-0,31	-12,50	-547,85	-199,44	-97,61
400	-252,56	-17,38	10,72	-254,91	4,38	25,69	-555,38	-197,11	-84,87
600	-277,87	-14,43	35,36	-283,76	6,97	54,90	-555,43	-195,11	-76,42
800	-299,31	-12,49	55,42	-308,21	8,65	78,51	-554,94	-193,68	-70,20
1000	-317,92	-11,10	72,34	-329,40	9,83	98,28	-554,57	-192,62	-65,32
1500	-355,64	-8,83	105,70	-372,11	11,73	136,86	-554,22	-190,87	-56,52
2000	-384,65	-7,44	130,95	-404,74	12,88	165,71	-554,24	-189,76	-50,44
2500	-407,85	-6,47	151,09	-430,69	13,66	188,52	-554,38	-188,95	-45,90

Tabela D7 – Estrutura de Pavimento “A”, com Base = 250 mm, Subleito Argiloso e as Tensões Determinadas Sob uma das Rodas

Estrutura de Pavimento A - Subleito Argiloso (Espessura da Base = 250 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-196,51	-36,24	-54,22	-192,27	-12,72	-48,02	-521,58	-242,29	-137,62
200	-220,01	-29,64	-28,86	-218,10	-6,52	-17,15	-548,16	-244,55	-126,38
400	-252,54	-22,37	11,93	-255,13	0,13	32,28	-555,16	-241,83	-110,51
600	-279,31	-18,26	43,60	-286,16	3,80	70,44	-554,95	-239,21	-99,95
800	-302,78	-15,58	69,55	-313,49	6,13	101,53	-554,32	-237,30	-92,19
1000	-323,71	-13,68	91,60	-337,86	7,75	127,80	-553,87	-235,90	-86,12
1500	-367,60	-10,68	135,67	-388,79	10,21	179,80	-553,45	-233,62	-75,16
2000	-402,71	-8,89	169,71	-429,29	11,61	219,49	-553,47	-232,21	-67,58
2500	-431,69	-7,69	197,42	-462,50	12,52	251,47	-553,64	-231,20	-61,88

Tabela D8 – Estrutura de Pavimento “A”, com Base = 210 mm, Subleito Argiloso e as Tensões Determinadas Sob uma das Rodas

Estrutura de Pavimento A - Subleito Argiloso (Espessura da Base = 210 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-197,50	-45,03	-66,38	-193,40	-21,99	-59,14	-522,73	-279,77	-166,92
200	-220,01	-36,91	-36,06	-218,04	-14,21	-22,21	-548,57	-283,01	-154,27
400	-252,28	-27,78	13,38	-255,06	-5,49	37,84	-554,87	-279,39	-135,55
600	-280,00	-22,59	51,90	-287,70	-0,60	84,55	-554,31	-275,77	-122,99
800	-305,03	-19,21	83,54	-317,43	2,51	122,81	-553,49	-273,11	-113,76
1000	-327,86	-16,84	110,51	-344,58	4,64	155,30	-552,93	-271,14	-106,56
1500	-377,08	-13,17	164,78	-403,05	7,78	220,22	-552,39	-267,95	-93,59
2000	-417,69	-11,06	207,17	-451,03	9,45	270,42	-552,41	-266,00	-84,62
2500	-452,00	-9,69	242,06	-491,33	10,48	311,38	-552,61	-264,63	-77,86

Tabela D9 – Estrutura de Pavimento “B”, com Base = 380 mm, Subleito Arenoso e as Tensões Determinadas Sob uma das Rodas

Estrutura de Pavimento B - Subleito Arenoso (Espessura da Base = 380 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-72,04	-11,78	-1,20	-60,53	0,17	3,98	-235,78	-100,20	-54,35
200	-83,28	-4,38	24,38	-70,04	9,75	33,46	-298,27	-102,58	-45,73
400	-99,12	4,02	55,98	-86,32	19,70	69,47	-365,33	-103,16	-35,60
600	-112,99	8,37	75,57	-101,67	24,67	91,55	-402,91	-103,57	-30,06
800	-125,95	10,87	89,61	-116,18	27,50	107,26	-427,33	-104,14	-26,53
1000	-138,13	12,38	100,55	-129,83	29,21	119,44	-444,51	-104,80	-24,07
1500	-165,59	14,07	120,65	-160,48	31,20	141,69	-471,18	-106,52	-20,19
2000	-189,31	14,47	135,19	-186,79	31,75	157,68	-486,46	-108,15	-17,86
2500	-209,96	14,35	146,66	-209,60	31,73	170,24	-496,37	-109,63	-16,27

Tabela D10 – Estrutura de Pavimento “B”, com Base = 290 mm, Subleito Arenoso e as Tensões Determinadas Sob uma das Rodas

Estrutura de Pavimento B - Subleito Arenoso (Espessura da Base = 290 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-71,97	-16,92	-3,72	-60,45	-2,77	4,24	-235,75	-119,86	-71,44
200	-81,39	-5,41	30,41	-67,93	11,58	44,87	-296,69	-124,24	-61,61
400	-96,09	8,72	75,29	-82,98	27,76	97,38	-362,62	-126,41	-49,02
600	-110,36	16,59	104,29	-98,88	36,43	130,79	-399,76	-127,66	-41,77
800	-124,45	21,40	125,51	-114,80	41,63	155,02	-423,95	-128,84	-37,04
1000	-138,20	24,50	142,26	-130,33	44,94	174,03	-441,01	-129,99	-33,68
1500	-170,41	28,44	173,47	-166,60	49,09	209,18	-467,59	-132,71	-28,31
2000	-199,29	29,83	196,37	-198,96	50,52	234,81	-482,91	-135,15	-25,05
2500	-225,10	30,12	214,66	-227,75	50,79	255,18	-492,90	-137,32	-22,80

Tabela D11 – Estrutura de Pavimento “B”, com Base = 220 mm, Subleito Arenoso e as Tensões Determinadas Sob uma das Rodas

Estrutura de Pavimento B - Subleito Arenoso (Espessura da Base = 220 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-71,88	-22,59	-7,49	-60,35	-6,95	3,54	-235,71	-139,42	-90,63
200	-78,33	-5,89	36,21	-64,42	13,52	56,92	-294,06	-146,15	-80,46
400	-90,14	16,09	97,67	-76,22	38,55	130,26	-357,93	-150,26	-65,93
600	-103,64	29,22	139,27	-91,40	52,96	178,99	-394,21	-152,49	-57,04
800	-118,13	37,71	170,46	-107,99	62,11	215,12	-417,96	-154,33	-51,05
1000	-132,98	43,50	195,47	-125,03	68,25	243,88	-434,76	-155,99	-46,71
1500	-169,69	51,63	242,80	-167,05	76,69	297,90	-461,07	-159,66	-39,64
2000	-204,35	55,22	278,14	-206,55	80,26	337,97	-476,34	-162,84	-35,27
2500	-236,46	56,68	306,76	-243,00	81,59	370,30	-486,39	-165,64	-32,22

Tabela D12 – Estrutura de Pavimento “B”, com Base = 180 mm, Subleito Arenoso e as Tensões Determinadas Sob uma das Rodas

Estrutura de Pavimento B - Subleito Arenoso (Espessura da Base = 180 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-71,80	-26,85	-10,84	-60,26	-10,59	2,24	-235,67	-152,76	-105,17
200	-75,26	-5,92	40,06	-60,86	15,09	65,22	-291,30	-161,03	-95,41
400	-83,48	22,91	115,16	-68,49	48,35	155,76	-352,77	-166,25	-80,03
600	-95,24	40,97	167,71	-81,79	68,48	217,85	-387,98	-168,91	-70,12
800	-109,07	53,10	207,81	-97,82	81,78	264,67	-411,14	-170,98	-63,28
1000	-123,98	61,67	240,30	-115,18	91,03	302,32	-427,58	-172,79	-58,24
1500	-162,75	74,44	302,43	-160,24	104,55	373,82	-453,45	-176,72	-49,90
2000	-201,06	80,76	349,33	-204,57	111,01	427,46	-468,58	-180,10	-44,67
2500	-237,66	83,90	387,66	-246,79	114,05	471,14	-478,62	-183,08	-41,01

Tabela D13 – Estrutura de Pavimento “B”, com Base = 380 mm, Subleito Argiloso e as Tensões Determinadas Sob uma das Rodas

Estrutura de Pavimento B - Subleito Argiloso (Espessura da Base = 380 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-74,47	-19,30	-26,00	-63,13	-6,98	-23,85	-238,24	-110,94	-68,17
200	-85,30	-15,46	-12,88	-72,21	-0,87	-8,45	-300,89	-116,76	-63,82
400	-98,66	-9,51	9,24	-85,84	6,59	17,20	-367,72	-118,72	-55,41
600	-109,84	-5,54	26,06	-98,29	11,12	36,53	-405,02	-118,66	-49,39
800	-120,34	-2,78	39,38	-110,18	14,16	51,76	-429,19	-118,41	-44,98
1000	-130,37	-0,80	50,36	-121,55	16,31	64,24	-446,16	-118,22	-41,59
1500	-153,51	2,23	71,46	-147,64	19,57	88,07	-472,46	-118,14	-35,71
2000	-174,02	3,81	87,12	-170,61	21,26	105,64	-487,50	-118,40	-31,85
2500	-192,19	4,69	99,56	-190,84	22,21	119,53	-497,23	-118,82	-29,06

Tabela D14 – Estrutura de Pavimento “B”, com Base = 290 mm, Subleito Argiloso e as Tensões Determinadas Sob uma das Rodas

Estrutura de Pavimento B - Subleito Argiloso (Espessura da Base = 290 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-76,50	-28,18	-35,30	-65,38	-13,65	-32,06	-240,37	-134,37	-89,32
200	-86,01	-22,55	-19,06	-73,02	-5,22	-12,14	-301,65	-143,49	-85,23
400	-97,93	-13,19	10,16	-85,03	6,03	22,92	-367,18	-147,84	-75,37
600	-108,61	-6,63	33,21	-96,98	13,26	50,21	-403,82	-148,73	-67,87
800	-119,20	-1,92	51,84	-109,07	18,28	72,09	-427,58	-148,98	-62,23
1000	-129,71	1,56	67,41	-121,09	21,93	90,26	-444,28	-149,13	-57,85
1500	-155,05	7,11	97,90	-149,97	27,64	125,54	-470,20	-149,59	-50,15
2000	-178,54	10,18	121,07	-176,59	30,74	152,12	-485,06	-150,27	-45,04
2500	-200,03	11,99	139,86	-200,83	32,53	173,54	-494,72	-151,06	-41,31

Tabela D15 – Estrutura de Pavimento “B”, com Base = 220 mm, Subleito Argiloso e as Tensões Determinadas Sob uma das Rodas

Estrutura de Pavimento B - Subleito Argiloso (Espessura da Base = 220 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-79,55	-38,52	-46,15	-68,82	-22,84	-41,76	-243,78	-158,43	-113,03
200	-87,22	-30,78	-26,87	-74,41	-11,83	-17,24	-302,92	-171,42	-110,19
400	-96,67	-17,09	10,52	-83,59	4,32	28,76	-366,24	-178,81	-99,67
600	-106,00	-7,08	41,22	-94,06	15,33	65,89	-401,69	-180,90	-90,92
800	-115,98	0,31	66,56	-105,58	23,27	96,22	-424,71	-181,77	-84,11
1000	-126,40	5,92	88,01	-117,69	29,20	121,74	-440,90	-182,28	-78,72
1500	-153,02	15,20	130,66	-148,60	38,83	172,02	-466,08	-183,27	-69,07
2000	-179,08	20,61	163,64	-178,75	44,32	210,57	-480,58	-184,29	-62,58
2500	-203,87	23,97	190,81	-207,34	47,64	242,11	-490,06	-185,36	-57,82

Tabela D16 – Estrutura de Pavimento “B”, com Base = 180 mm, Subleito Argiloso e as Tensões Determinadas Sob uma das Rodas

Estrutura de Pavimento B - Subleito Argiloso (Espessura da Base = 180 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-82,44	-46,57	-54,63	-72,09	-30,88	-49,54	-247,19	-175,50	-131,10
200	-88,46	-37,27	-33,28	-75,86	-17,96	-21,88	-304,26	-191,31	-129,84
400	-95,34	-20,05	10,54	-82,04	2,41	32,57	-365,20	-200,83	-119,55
600	-102,96	-7,08	47,61	-90,55	16,96	77,77	-399,28	-203,61	-110,17
800	-111,87	2,72	78,65	-100,92	27,73	115,23	-421,42	-204,72	-102,63
1000	-121,67	10,28	105,17	-112,46	35,96	147,03	-436,99	-205,29	-96,53
1500	-148,13	23,11	158,33	-143,69	49,69	210,30	-461,24	-206,20	-85,47
2000	-175,31	30,87	199,80	-175,73	57,84	259,28	-475,25	-207,09	-77,94
2500	-202,00	35,84	234,18	-207,11	62,95	299,70	-484,47	-208,07	-72,39

Tabela D17 – Estrutura de Pavimento “A”, com Base = 400 mm, Subleito Arenoso e as Tensões Determinadas no Meio das Rodas

Estrutura de Pavimento A - Subleito Arenoso (Espessura da Base = 400 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-152,00	-25,74	0,23	-56,35	7,01	6,83	-127,90	-137,67	-69,28
200	-163,04	-22,29	31,79	-58,68	12,44	42,15	-90,56	-130,29	-56,79
400	-178,42	-19,35	70,78	-77,48	16,85	85,23	-59,72	-123,69	-44,24
600	-189,25	-18,40	96,07	-96,87	18,60	112,84	-46,01	-120,76	-37,45
800	-197,29	-18,13	114,74	-113,76	19,44	133,04	-38,22	-119,12	-32,98
1000	-203,47	-18,13	129,42	-128,14	19,89	148,85	-33,18	-118,06	-29,73
1500	-214,05	-18,51	155,98	-155,74	20,34	177,26	-25,90	-116,53	-24,32
2000	-220,70	-18,97	174,20	-175,29	20,45	196,64	-21,92	-115,66	-20,89
2500	-225,24	-19,40	187,67	-189,86	20,45	210,91	-19,36	-115,08	-18,48

Tabela D18 – Estrutura de Pavimento “A”, com Base = 310 mm, Subleito Arenoso e as Tensões Determinadas no Meio das Rodas

Estrutura de Pavimento A - Subleito Arenoso (Espessura da Base = 310 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-151,74	-43,57	-4,20	-56,07	5,71	8,98	-127,89	-159,00	-94,17
200	-163,37	-37,85	37,01	-59,19	14,72	58,03	-90,03	-147,15	-77,81
400	-183,11	-32,52	89,26	-83,11	22,30	118,87	-58,83	-136,34	-61,43
600	-199,53	-30,59	124,18	-108,93	25,35	158,69	-45,02	-131,35	-52,62
800	-213,32	-29,92	150,67	-132,33	26,80	188,49	-37,22	-128,46	-46,83
1000	-225,09	-29,77	172,06	-152,99	27,54	212,33	-32,19	-126,56	-42,60
1500	-248,35	-30,22	212,37	-194,63	28,18	256,74	-25,01	-123,70	-35,50
2000	-265,83	-30,94	241,55	-226,05	28,21	288,53	-21,11	-122,03	-30,92
2500	-279,66	-31,65	264,13	-250,68	28,07	312,93	-18,63	-120,87	-27,63

Tabela D19 – Estrutura de Pavimento “A”, com Base = 250 mm, Subleito Arenoso e as Tensões Determinadas no Meio das Rodas

Estrutura de Pavimento A - Subleito Arenoso (Espessura da Base = 250 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYY (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-151,48	-61,15	-11,37	-55,81	3,34	10,50	-127,88	-172,03	-116,63
200	-163,12	-52,50	36,98	-59,08	16,63	72,40	-89,37	-155,81	-97,36
400	-186,19	-43,80	100,24	-87,41	28,32	150,70	-57,69	-140,82	-78,04
600	-207,56	-40,28	143,77	-119,45	33,18	202,92	-43,72	-133,71	-67,62
800	-226,72	-38,81	177,52	-149,47	35,53	242,62	-35,88	-129,51	-60,74
1000	-243,88	-38,26	205,30	-176,65	36,73	274,84	-30,87	-126,69	-55,71
1500	-279,87	-38,44	259,09	-233,39	37,70	336,18	-23,76	-122,41	-47,20
2000	-308,71	-39,28	299,44	-277,99	37,64	381,42	-19,98	-119,88	-41,66
2500	-332,65	-40,21	331,65	-314,16	37,29	417,11	-17,60	-118,14	-37,63

Tabela D20 – Estrutura de Pavimento “A”, com Base = 210 mm, Subleito Arenoso e as Tensões Determinadas no Meio das Rodas

Estrutura de Pavimento A - Subleito Arenoso (Espessura da Base = 210 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYY (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-151,26	-76,03	-19,99	-55,57	0,61	11,21	-127,88	-178,90	-134,34
200	-162,45	-64,32	32,38	-58,45	18,28	83,63	-88,74	-159,29	-113,41
400	-187,55	-51,82	103,35	-90,00	34,51	177,17	-56,57	-141,04	-92,36
600	-212,65	-46,33	153,68	-127,37	41,54	240,74	-42,42	-132,19	-80,92
800	-236,20	-43,75	193,51	-163,36	45,04	289,72	-34,51	-126,87	-73,32
1000	-257,94	-42,57	226,81	-196,62	46,86	329,91	-29,48	-123,26	-67,72
1500	-305,19	-42,10	292,60	-267,89	48,38	407,63	-22,42	-117,71	-58,18
2000	-344,43	-42,87	343,15	-325,49	48,30	466,05	-18,73	-114,40	-51,89
2500	-377,80	-43,91	384,30	-373,20	47,74	512,88	-16,44	-112,12	-47,28

Tabela D21 – Estrutura de Pavimento “A”, com Base = 400 mm, Subleito Argiloso e as Tensões Determinadas no Meio das Rodas

Estrutura de Pavimento A - Subleito Argiloso (Espessura da Base = 400 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-149,84	-32,53	-32,12	-54,07	0,84	-29,33	-128,68	-149,64	-86,49
200	-155,84	-31,49	-14,86	-51,11	3,99	-9,70	-91,41	-145,39	-78,27
400	-162,10	-29,77	11,84	-60,36	7,18	20,50	-60,46	-139,80	-67,40
600	-166,14	-28,73	32,08	-72,71	8,95	43,21	-46,62	-136,33	-60,21
800	-169,20	-28,06	48,32	-84,48	10,14	61,30	-38,73	-133,89	-54,93
1000	-171,70	-27,58	61,85	-95,10	11,01	76,29	-33,61	-132,05	-50,80
1500	-176,62	-26,85	88,07	-116,96	12,46	105,06	-26,20	-128,84	-43,40
2000	-180,52	-26,41	107,51	-133,80	13,40	126,19	-22,14	-126,70	-38,33
2500	-183,87	-26,10	122,80	-147,21	14,07	142,69	-19,53	-125,11	-34,58

Tabela D22 – Estrutura de Pavimento “A”, com Base = 310 mm, Subleito Argiloso e as Tensões Determinadas no Meio das Rodas

Estrutura de Pavimento A - Subleito Argiloso (Espessura da Base = 310 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-149,84	-54,44	-45,65	-54,07	-3,97	-40,12	-129,39	-175,40	-116,77
200	-155,14	-52,85	-23,95	-50,32	1,17	-13,58	-91,67	-167,87	-105,93
400	-162,35	-49,81	10,12	-60,80	6,45	27,70	-60,29	-158,52	-91,79
600	-168,68	-47,89	36,40	-75,93	9,36	59,12	-46,25	-152,83	-82,55
800	-174,53	-46,64	57,84	-91,02	11,26	84,45	-38,26	-148,87	-75,79
1000	-179,96	-45,79	75,98	-105,11	12,60	105,65	-33,09	-145,91	-70,50
1500	-192,08	-44,51	111,89	-135,38	14,75	147,03	-25,64	-140,81	-61,00
2000	-202,59	-43,82	139,28	-159,80	16,06	178,10	-21,59	-137,44	-54,47
2500	-211,90	-43,37	161,36	-179,97	16,97	202,84	-19,01	-134,98	-49,59

Tabela D23 – Estrutura de Pavimento “A”, com Base = 250 mm, Subleito Argiloso e as Tensões Determinadas no Meio das Rodas

Estrutura de Pavimento A - Subleito Argiloso (Espessura da Base = 250 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-150,32	-76,64	-58,93	-54,65	-10,32	-49,85	-130,26	-191,89	-143,13
200	-154,72	-74,26	-34,68	-49,82	-2,93	-17,39	-91,98	-180,95	-130,30
400	-162,36	-69,35	4,11	-61,03	4,90	33,74	-60,08	-168,00	-113,87
600	-170,49	-66,14	34,70	-78,68	9,25	73,21	-45,79	-160,24	-103,26
800	-178,76	-64,01	60,18	-97,02	12,05	105,46	-37,66	-154,88	-95,50
1000	-186,90	-62,54	82,08	-114,66	14,02	132,75	-32,41	-150,87	-89,42
1500	-206,01	-60,33	126,50	-153,91	17,07	186,93	-24,89	-143,97	-78,40
2000	-223,21	-59,14	161,31	-186,69	18,85	228,39	-20,85	-139,42	-70,73
2500	-238,69	-58,40	189,95	-214,44	20,02	261,91	-18,29	-136,10	-64,93

Tabela D24 – Estrutura de Pavimento “A”, com Base = 210 mm, Subleito Argiloso e as Tensões Determinadas no Meio das Rodas

Estrutura de Pavimento A - Subleito Argiloso (Espessura da Base = 210 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-151,01	-95,83	-70,31	-55,59	-16,89	-57,48	-131,10	-200,69	-162,86
200	-154,53	-92,58	-45,44	-49,60	-7,32	-20,69	-92,27	-186,93	-148,80
400	-162,11	-85,71	-4,91	-61,02	3,10	37,93	-59,89	-171,28	-131,29
600	-171,36	-81,07	27,88	-80,57	8,99	83,86	-45,36	-162,06	-120,10
800	-181,34	-77,94	55,77	-101,65	12,79	121,86	-37,09	-155,71	-111,93
1000	-191,52	-75,73	80,19	-122,41	15,45	154,39	-31,75	-150,95	-105,51
1500	-216,34	-72,37	130,95	-169,98	19,52	220,03	-24,14	-142,75	-93,75
2000	-239,38	-70,52	171,85	-210,90	21,81	271,24	-20,08	-137,31	-85,43
2500	-260,46	-69,38	206,16	-246,22	23,28	313,24	-17,53	-133,32	-79,06

Tabela D25 – Estrutura de Pavimento “B”, com Base = 380 mm, Subleito Arenoso e as Tensões Determinadas no Meio das Rodas

Estrutura de Pavimento B - Subleito Arenoso (Espessura da Base = 380 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-94,59	-13,81	0,34	-51,57	0,09	4,43	-180,20	-109,29	-60,20
200	-115,48	-7,63	29,81	-49,30	10,72	37,27	-187,68	-108,93	-50,50
400	-141,86	-0,82	66,25	-49,00	21,91	77,65	-179,04	-105,23	-38,98
600	-160,76	2,49	88,94	-52,92	27,56	102,62	-167,31	-102,81	-32,64
800	-175,90	4,18	105,28	-58,77	30,79	120,49	-156,91	-101,36	-28,58
1000	-188,64	5,03	118,06	-65,44	32,76	134,39	-148,11	-100,49	-25,71
1500	-213,68	5,43	141,53	-82,82	35,02	159,80	-131,46	-99,56	-21,17
2000	-232,50	4,81	158,39	-99,24	35,62	177,97	-119,83	-99,43	-18,41
2500	-247,32	3,85	171,56	-114,05	35,56	192,10	-111,22	-99,61	-16,51

Tabela D26 – Estrutura de Pavimento “B”, com Base = 290 mm, Subleito Arenoso e as Tensões Determinadas no Meio das Rodas

Estrutura de Pavimento B - Subleito Arenoso (Espessura da Base = 290 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-94,50	-23,59	-2,59	-51,48	-3,66	4,66	-180,17	-128,96	-79,55
200	-113,19	-15,24	35,77	-46,83	11,94	49,61	-185,79	-127,52	-68,12
400	-138,15	-5,25	85,24	-45,03	29,33	107,27	-175,85	-121,16	-53,72
600	-157,44	-0,12	117,06	-49,46	38,52	143,97	-163,64	-116,83	-45,55
800	-173,89	2,64	140,48	-56,80	43,95	170,73	-153,02	-114,02	-40,24
1000	-188,44	4,10	159,11	-65,52	47,33	191,86	-144,10	-112,13	-36,48
1500	-219,20	4,90	194,22	-89,27	51,32	231,29	-127,37	-109,55	-30,44
2000	-244,41	3,92	220,32	-112,74	52,35	260,32	-115,79	-108,43	-26,74
2500	-265,74	2,26	241,33	-134,70	52,13	283,53	-107,28	-107,95	-24,16

Tabela D27 – Estrutura de Pavimento “B”, com Base = 220 mm, Subleito Arenoso e as Tensões Determinadas no Meio das Rodas

Estrutura de Pavimento B - Subleito Arenoso (Espessura da Base = 220 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-94,39	-32,13	-7,92	-51,36	-7,41	3,80	-180,12	-141,86	-100,04
200	-109,59	-18,70	38,51	-42,85	15,81	61,91	-182,86	-137,40	-87,52
400	-131,31	-1,03	101,16	-37,44	43,84	139,95	-170,87	-126,48	-70,71
600	-149,74	9,25	142,83	-41,03	59,87	191,18	-157,88	-119,12	-60,83
800	-166,56	15,68	174,11	-48,98	70,08	229,13	-146,87	-114,16	-54,33
1000	-182,26	19,87	199,38	-59,21	76,99	259,45	-137,73	-110,65	-49,66
1500	-217,80	25,20	248,00	-88,88	86,72	316,94	-120,80	-105,32	-42,13
2000	-249,29	26,87	285,16	-119,89	91,11	360,19	-109,21	-102,47	-37,50
2500	-277,60	26,88	315,83	-150,08	93,01	395,50	-100,78	-100,80	-34,25

Tabela D28 – Estrutura de Pavimento “B”, com Base = 180 mm, Subleito Arenoso e as Tensões Determinadas no Meio das Rodas

Estrutura de Pavimento B - Subleito Arenoso (Espessura da Base = 180 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-94,31	-39,42	-13,29	-51,26	-10,99	2,31	-180,09	-150,63	-114,28
200	-106,30	-22,27	37,54	-39,08	18,32	69,63	-180,25	-144,36	-101,53
400	-124,42	1,63	108,69	-29,45	55,52	163,40	-166,39	-130,59	-83,63
600	-141,15	16,34	157,33	-31,17	77,75	226,54	-152,69	-121,20	-72,81
800	-157,32	26,03	194,41	-38,59	92,38	273,92	-141,31	-114,70	-65,56
1000	-173,03	32,71	224,66	-49,12	102,59	312,05	-131,95	-110,00	-60,33
1500	-210,42	42,19	283,57	-81,76	117,72	384,93	-114,76	-102,58	-51,81
2000	-245,30	46,36	329,24	-117,52	125,26	440,32	-103,09	-98,35	-46,53
2500	-277,88	47,93	367,44	-153,42	129,10	485,98	-94,65	-95,69	-42,84

Tabela D29 – Estrutura de Pavimento “B”, com Base = 380 mm, Subleito Argiloso e as Tensões Determinadas no Meio das Rodas

Estrutura de Pavimento B - Subleito Argiloso (Espessura da Base = 380 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-97,36	-22,01	-28,30	-54,46	-7,74	-26,57	-183,07	-121,60	-75,92
200	-117,73	-19,85	-13,17	-51,66	-1,00	-9,46	-190,71	-125,16	-71,04
400	-141,11	-16,03	12,12	-48,25	7,21	19,00	-181,79	-122,99	-61,45
600	-156,71	-13,38	31,24	-48,75	12,17	40,40	-169,73	-120,05	-54,60
800	-168,83	-11,55	46,37	-51,47	15,49	57,25	-159,05	-117,70	-49,60
1000	-178,89	-10,27	58,85	-55,39	17,83	71,10	-150,01	-115,91	-45,77
1500	-198,64	-8,49	82,95	-67,32	21,40	97,66	-132,95	-113,03	-39,13
2000	-213,65	-7,77	101,01	-79,85	23,29	117,42	-121,04	-111,41	-34,76
2500	-225,72	-7,56	115,48	-91,84	24,36	133,17	-112,23	-110,44	-31,59

Tabela D30 – Estrutura de Pavimento “B”, com Base = 290 mm, Subleito Argiloso e as Tensões Determinadas no Meio das Rodas

Estrutura de Pavimento B - Subleito Argiloso (Espessura da Base = 290 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-99,85	-35,88	-38,97	-57,11	-15,34	-35,94	-185,66	-145,59	-100,08
200	-118,61	-33,90	-20,44	-52,60	-5,92	-13,60	-191,63	-149,35	-94,90
400	-140,21	-29,06	11,97	-47,28	6,37	25,14	-181,15	-145,11	-83,11
600	-155,17	-25,38	37,02	-47,14	14,04	54,91	-168,31	-140,16	-74,42
800	-167,34	-22,77	57,12	-49,98	19,23	78,63	-157,16	-136,21	-68,00
1000	-177,89	-20,94	73,87	-54,52	22,92	98,26	-147,82	-133,15	-63,07
1500	-200,01	-18,43	106,70	-69,28	28,48	136,36	-130,33	-128,04	-54,51
2000	-218,28	-17,55	131,81	-85,58	31,29	165,15	-118,24	-125,01	-48,88
2500	-234,00	-17,47	152,34	-101,77	32,76	188,49	-109,36	-123,05	-44,80

Tabela D31 – Estrutura de Pavimento “B”, com Base = 220 mm, Subleito Argiloso e as Tensões Determinadas no Meio das Rodas

Estrutura de Pavimento B - Subleito Argiloso (Espessura da Base = 220 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-103,52	-50,81	-51,25	-61,09	-25,34	-46,40	-189,63	-163,84	-125,39
200	-120,02	-47,79	-30,32	-54,18	-12,37	-18,87	-193,05	-165,99	-120,23
400	-138,75	-39,43	7,95	-45,66	6,26	30,93	-180,17	-157,98	-106,72
600	-152,22	-32,54	38,36	-43,89	18,75	70,18	-166,13	-150,05	-96,46
800	-163,75	-27,28	63,16	-46,13	27,66	101,89	-154,26	-143,79	-88,80
1000	-174,24	-23,26	84,10	-50,76	34,29	128,42	-144,42	-138,90	-82,88
1500	-197,77	-16,75	125,83	-67,66	45,03	180,50	-126,23	-130,52	-72,55
2000	-218,79	-13,20	158,42	-87,66	51,21	220,43	-113,80	-125,31	-65,74
2500	-237,99	-11,25	185,55	-108,35	55,00	253,20	-104,75	-121,79	-60,79

Tabela D31 – Estrutura de Pavimento “B”, com Base = 180 mm, Subleito Argiloso e as Tensões Determinadas no Meio das Rodas

Estrutura de Pavimento B - Subleito Argiloso (Espessura da Base = 180 mm)									
MR (MPa)	SXX (kPa)			SYX (kPa)			SZZ (kPa)		
	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior	Fibra Superior	Centro da Camada	Fibra Inferior
100	-106,74	-62,95	-60,52	-64,68	-33,83	-54,09	-193,20	-176,05	-142,78
200	-121,31	-59,43	-38,83	-55,69	-18,25	-23,24	-194,32	-176,82	-137,66
400	-137,41	-48,60	2,02	-44,07	5,48	34,14	-179,32	-166,30	-123,39
600	-149,24	-39,26	35,16	-40,39	22,02	80,29	-164,26	-156,48	-112,42
800	-159,76	-31,89	62,61	-41,55	34,14	118,06	-151,76	-148,76	-104,17
1000	-169,68	-26,09	86,07	-45,70	43,35	149,93	-141,50	-142,67	-97,76
1500	-193,10	-16,23	133,55	-63,12	58,70	213,18	-122,65	-132,11	-86,52
2000	-215,20	-10,39	171,26	-85,17	67,87	262,24	-109,86	-125,39	-79,06
2500	-236,21	-6,83	203,08	-108,80	73,69	302,87	-100,60	-120,75	-73,63

APÊNDICE E – MISTURAS DE AREIA ASFALTO USINADA A QUENTE

Tabela E1 – Resultados da Compactação Marshall nas misturas de AAUQ com 5% de CAP 30/45

CP	Tipo de asfalto	Teor de asfalto (%)	Cal (%)	Pó de pedra (%)	Altura Média (mm)	Diâmetro Médio (mm)	Massa ao ar (g)	Massa ao ar + Vaselina (g)	Massa ao ar + Vas. + Parafina (g)	Massa Imersa (g)	Densidade aparente	Densidade Máxima Real	Volume de Vazios (DMT)	V _v Médio (DMT)	VAM (%)
1	30/45	5	0	0	70,05	102,01	1091,9	1093,3	1109,1	522,0	1,911	2,267	15,7	15,6	25,0
2	30/45	5	0	0	69,86	101,58	1083,4	1085,0	1101,6	519,9	1,917	2,267	15,4		
3	30/45	5	0	0	69,68	102,11	1087,0	1088,2	1105,9	520,4	1,916	2,267	15,5		
4	30/45	5	0	0	70,17	101,52	1083,4	1084,8	1103,6	517,4	1,911	2,267	15,7		
5	30/45	5	0	0	70,63	101,49	1088,8	1091,1	1107,1	520,7	1,905	2,267	15,9		
6	30/45	5	0	0	69,77	101,56	1081,9	1083,2	1101,9	518,9	1,919	2,267	15,3	13,8	23,4
7	30/45	5	0	10	68,67	102,12	1096,1	1097,3	1114,9	537,9	1,961	2,279	13,9		
8	30/45	5	0	10	67,98	102,13	1090,5	1091,6	1110,3	537,5	1,971	2,279	13,5		
9	30/45	5	0	10	68,30	101,63	1088,6	1089,8	1108,5	536,5	1,970	2,279	13,6		
10	30/45	5	0	10	68,83	101,66	1094,1	1095,5	1115,9	538,4	1,966	2,279	13,7		
11	30/45	5	0	10	69,00	101,59	1094,9	1096,0	1115,8	536,9	1,961	2,279	13,9	14,5	24,0
12	30/45	5	0	10	69,29	101,64	1094,4	1095,5	1116,1	534,3	1,953	2,279	14,3		
13	30/45	5	3	0	69,57	101,59	1094,6	1095,7	1114,1	532,3	1,945	2,259	13,9		
14	30/45	5	3	0	69,66	101,59	1096,5	1098,1	1117,8	533,0	1,941	2,259	14,1		
15	30/45	5	3	0	70,22	101,50	1100,5	1102,1	1121,4	534,5	1,939	2,259	14,1		
16	30/45	5	3	0	69,78	101,57	1098,5	1110,0	1118,8	535,5	1,869	2,259	17,3	11,9	21,7
17	30/45	5	3	0	69,32	102,06	1093,9	1095,1	1115,0	532,8	1,948	2,259	13,8		
18	30/45	5	3	0	69,96	101,60	1099,1	1100,1	1121,4	534,6	1,947	2,259	13,8		
19	30/45	5	3	10	67,42	101,75	1097,8	1098,8	1119,7	550,6	2,006	2,271	11,6		
20	30/45	5	3	10	67,21	102,22	1098,7	1099,7	1121,9	549,7	2,002	2,271	11,8		
21	30/45	5	3	10	67,28	102,05	1098,0	1098,9	1123,5	548,7	2,001	2,271	11,9	12,1	
22	30/45	5	3	10	67,48	101,96	1101,5	1102,6	1126,9	550,4	2,000	2,271	11,9		
23	30/45	5	3	10	68,34	101,72	1104,6	1105,7	1131,0	551,0	1,997	2,271	12,1		
24	30/45	5	3	10	67,65	102,11	1105,4	1106,6	1131,4	552,0	1,998	2,271	12,0		

Tabela E2 – Resultados da Compactação Marshall nas misturas de AAUQ com 7% de CAP 30/45

CP	Tipo de asfalto	Teor de asfalto (%)	Cal (%)	Pó de pedra (%)	Altura Média (mm)	Diâmetro Médio (mm)	Massa ao ar (g)	Massa ao ar + Vaselina (g)	Massa ao ar + Vas. + Parafina	Massa Imersa (g)	Densidade Aparente	Densidade e Média	Densidade de Máxima Real	Volume de Vazios (DMT)	V _v Médio (DMT)	VAM (%)
25	30/45	7	0	0	68,94	102,19	1095	1096,1	1105,8	534,4	1,947	1,948	2,398	18,8	18,8	32,1
26	30/45	7	0	0	68,63	102,32	1093	1094,2	1103,2	533,3	1,944		2,398	19,0		
27	30/45	7	0	0	69,92	101,64	1095	1096,7	1105	534,9	1,945		2,398	18,9		
28	30/45	7	0	0	68,75	102,34	1091	1092,5	1102,3	534,1	1,950		2,398	18,7		
29	30/45	7	0	0	69,18	101,88	1087	1088,2	1098	531,9	1,951	1,982	2,398	18,6	17,8	31,4
30	30/45	7	0	0	69,32	101,79	1091	1092,7	1102,9	534,9	1,953		2,398	18,6		
31	30/45	7	0	10	68,98	101,43	1098	1099,7	1109,4	547,8	1,983		2,412	17,8		
32	30/45	7	0	10	67,57	102,14	1086	1088,3	1097,9	540,9	1,980		2,412	17,9		
33	30/45	7	0	10	68,69	101,75	1100	1102,4	1113	548,1	1,980	1,987	2,412	17,9	16,9	30,5
34	30/45	7	0	10	68,55	101,70	1097	1099,1	1109,5	546,4	1,980		2,412	17,9		
35	30/45	7	0	10	68,99	101,65	1105	1107,4	1107,4	553,1	1,983		2,412	17,8		
36	30/45	7	0	10	67,96	101,83	1097	1099,6	1110,9	549,1	1,988		2,412	17,6		
37	30/45	7	3	0	68,70	101,65	1105,1	1106,1	1130,4	543,8	1,970	2,038	2,390	17,5	15,2	29,2
38	30/45	7	3	0	69,13	3451,64	1105,4	1105,0	1134,7	543,6	1,982		2,390	17,0		
39	30/45	7	3	0	68,43	101,94	1109,4	1109,9	1133,3	550,0	1,988		2,390	16,8		
40	30/45	7	3	0	67,56	101,90	1093,9	1094,5	1116,7	541,5	1,984		2,390	17,0		
41	30/45	7	3	0	67,46	102,20	1103,4	1104,0	1123,0	549,7	1,996	2,038	2,390	16,5	15,3	29,2
42	30/45	7	3	0	66,67	101,75	1097,1	1097,6	1116,7	547,4	1,999		2,390	16,3		
43	30/45	7	3	10	66,42	102,06	1102,9	1103,6	1123,1	560,4	2,035		2,403	15,3		
44	30/45	7	3	10	66,42	101,95	1098,8	1099,4	1120,7	560,3	2,044		2,403	14,9		
45	30/45	7	3	10	66,70	101,87	1100,9	1101,5	1121,2	560,0	2,038	2,064	2,403	15,2	14,1	
46	30/45	7	3	10	66,88	101,64	1102,8	1103,5	1123,7	562,4	2,043		2,403	15,0		
47	30/45	7	3	10	66,38	101,67	1092,2	1098,9	1112,7	561,1	2,005		2,403	16,5		
48	30/45	7	3	10	66,42	101,61	1102,0	1102,4	1121,6	566,8	2,064		2,403	14,1		

Tabela E3 – Resultados da Compactação Marshall nas misturas de AAUQ com 9% de CAP 30/45

CP	Tipo de asfalto	Teor de asfalto (%)	Cal (%)	Pó de pedra (%)	Altura Média (mm)	Diâmetro Médio (mm)	Massa ao ar (g)	Massa ao ar + Vaseli na (g)	Massa ao ar + Vas. + Parafina	Massa Imersa (g)	Densidade aparente	Densidade aparente Média	Densidade de Máxima Real	Volume de Vazios (DMT)	V _v Médio (DMT)	VAM (%)
49	30/45	9	0	0	68,47	10,22	1083,7	1084,9	1113,1	533,6	1,972	1,970	2,331	15,4	15,5	32,8
50	30/45	9	0	0	67,81	10,17	1084,7	1086,9	1102,6	538,6	1,975		2,331	15,3		
51	30/45	9	0	0	68,01	10,17	1087,3	1088,2	1105,8	533,6	1,963		2,331	15,8		
52	30/45	9	0	0	67,35	10,22	1084,9	1086,0	1104,1	536,9	1,978		2,331	15,1		
53	30/45	9	0	0	67,57	10,22	1084,1	1085,2	1102,7	534,7	1,971		2,331	15,4		
54	30/45	9	0	0	68,51	10,22	1092,6	1093,6	1110,5	536,5	1,963	2,022	2,331	15,8	13,7	31,6
55	30/45	9	0	10	67,43	10,23	1100,8	1101,7	1119,1	553,8	2,012		2,343	14,1		
56	30/45	9	0	10	66,64	10,23	1099,4	1100,4	1118,2	555,5	2,020		2,343	13,8		
57	30/45	9	0	10	66,86	10,18	1094,1	1094,9	1114,7	553,1	2,024		2,343	13,6		
58	30/45	9	0	10	67,09	10,18	1099,5	1100,2	1119,7	557,1	2,029		2,343	13,4		
59	30/45	9	0	10	67,34	10,18	1100,8	1101,7	1120,8	556,7	2,024	2,023	2,343	13,6	12,9	30,8
60	30/45	9	0	10	66,79	10,19	1095,6	1096,5	1116,4	553,5	2,022		2,343	13,7		
61	30/45	9	3	0	60,65	10,22	994,8	995,5	1012,2	502,6	2,022		2,322	12,9		
62	30/45	9	3	0	67,50	10,18	1104,5	1105,4	1122,8	559,6	2,027		2,322	12,7		
63	30/45	9	3	0	66,72	10,22	1099,7	1100,5	1116,7	556,8	2,026		2,322	12,8		
64	30/45	9	3	0	67,34	10,18	1098,7	1099,4	1119,3	554,4	2,021	2,087	2,322	13,0	10,6	29,0
65	30/45	9	3	0	67,52	10,20	1098,3	1098,9	1116,9	554,7	2,023		2,322	12,9		
66	30/45	9	3	0	68,15	10,17	1102,5	1103,3	1122,2	555,9	2,018		2,322	13,1		
67	30/45	9	3	10	64,98	102,15	1099,5	1100,7	1110,0	572,9	2,081		2,335	10,9		
68	30/45	9	3	10	64,78	101,98	1091,5	1092,8	1101,5	570,5	2,087		2,335	10,6		
69	30/45	9	3	10	64,41	101,96	1097,6	1098,8	1108,0	573,6	2,088	2,087	2,335	10,6	10,6	29,0
70	30/45	9	3	10	65,36	101,91	1099,3	1100,6	1109,4	575,1	2,089		2,335	10,5		
71	30/45	9	3	10	63,95	102,00	1091,4	1092,8	1101,1	570,6	2,087		2,335	10,6		
72	30/45	9	3	10	64,02	102,35	1093,0	1094,2	1102,7	572,0	2,091		2,335	10,4		

Tabela E4 – Resultados da Compactação Marshall nas misturas de AAUQ com 5% de TLA

CP	Tipo de asfalto	Teor de asfalto (%)	Cal (%)	Pó de pedra (%)	Altura Média (mm)	Diâmetro Médio (mm)	Massa ao ar (g)	Massa ao ar + Vaselina (g)	Massa ao ar + Vas. + Parafina (g)	Massa Imersa (g)	Densidade Aparente	Densidade e Média	Densidade de Máxima Real	Volume de Vazios (DMT)	V _v Médio (DMT)	VAM (%)
73	TLA	5	0	0	70,21	102,06	1093,7	1094,7	1116,5	522,1	1,9140	1,902	2,267	15,6	16,1	25,4
74	TLA	5	0	0	70,63	102,06	1096,5	1098,0	1118,5	523,1	1,9086		2,267	15,8		
75	TLA	5	0	0	71,76	101,75	1101,0	1102,3	1146,7	521,3	1,9059		2,267	15,9		
76	TLA	5	0	0	71,04	101,43	1095,2	1096,4	1121,1	522,2	1,9115		2,267	15,7		
77	TLA	5	0	0	71,69	101,57	1089,7	1091,0	1115,8	510,8	1,8818		2,267	17,0		
78	TLA	5	0	0	71,37	101,56	1092,1	1093,6	1119,8	515,5	1,8925	1,938	2,267	16,5		
79	TLA	5	0	10	70,18	101,67	1100,1	1101,1	1121,5	533,9	1,9430		2,279	14,7		
80	TLA	5	0	10	70,54	101,61	1096,5	1097,9	1125,8	528,0	1,9286		2,279	15,4		
81	TLA	5	0	10	69,96	102,06	1099,1	1100,3	1131,8	530,3	1,9350		2,279	15,1		
82	TLA	5	0	10	69,48	101,89	1094,2	1095,3	1127,5	530,8	1,9459		2,279	14,6		
83	TLA	5	0	10	69,40	102,11	1098,7	1099,7	1133,2	530,4	1,9383	1,960	2,279	14,9	13,2	22,8
84	TLA	5	0	10	70,17	102,07	1102,6	1104,0	1140,1	532,9	1,9383		2,279	14,9		
85	TLA	5	3	0	70,18	101,53	1100,3	1101,3	1123,3	537,0	1,9540		2,259	13,5		
86	TLA	5	3	0	69,64	101,72	1098,8	1099,7	1123,6	537,1	1,9584		2,259	13,3		
87	TLA	5	3	0	69,41	101,97	1102,2	1103,0	1127,6	539,2	1,9610		2,259	13,2		
88	TLA	5	3	0	69,61	101,63	1095,7	1096,5	1119,5	536,3	1,9614	1,981	2,259	13,2	12,8	22,5
89	TLA	5	3	0	68,97	102,00	1097,8	1098,9	1121,4	538,0	1,9611		2,259	13,2		
90	TLA	5	3	0	69,27	101,55	1089,6	1090,5	1113,7	534,0	1,9631		2,259	13,1		
91	TLA	5	3	10	69,28	101,66	1102,8	1103,9	1126,2	544,9	1,9767		2,271	12,9		
92	TLA	5	3	10	69,21	102,04	1102,0	1103,4	1127,0	541,6	1,9646		2,271	13,5		
93	TLA	5	3	10	69,92	101,59	1099,5	1100,6	1127,7	537,3	1,9576	1,981	2,271	13,8		
94	TLA	5	3	10	68,04	102,03	1098,4	1099,5	1125,8	545,9	1,9897		2,271	12,4		
95	TLA	5	3	10	67,94	101,62	1094,2	1095,2	1122,0	547,0	2,0023		2,271	11,8		
96	TLA	5	3	10	67,56	102,06	1096,3	1097,5	1123,5	546,0	1,9929		2,271	12,2		

Tabela E5 – Resultados da Compactação Marshall nas misturas de AAUQ com 7% de TLA

CP	Tipo de asfalto	Teor de asfalto (%)	Cal (%)	Pó de pedra (%)	Altura Média (mm)	Diâmetro Médio (mm)	Massa ao ar (g)	Massa ao ar + Vaselina (g)	Massa ao ar + Vas. + Parafina	Massa Imersa (g)	Densidade Aparente	Densidade Média	Densidade de Máxima Real	Volume de Vazios (DMT)	V _v Médio (DMT)	VAM (%)
97	TLA	7	0	0	68,52	102,10	1091,3	1093,4	1113,6	535,4	1,954	1,943	2,398	18,5	19,0	32,3
98	TLA	7	0	0	67,37	102,23	1089,2	1091,5	1113,1	538,9	1,969		2,398	17,9		
99	TLA	7	0	0	69,40	101,66	1098,7	1101,0	1122,3	540,6	1,959		2,398	18,3		
100	TLA	7	0	0	68,52	102,22	1092,8	1095,2	1116,6	534,1	1,945		2,398	18,9		
101	TLA	7	0	0	69,35	101,76	1099,4	1101,8	1123,7	539,6	1,954		2,398	18,5		
102	TLA	7	0	0	68,23	101,66	1081,7	1094,2	1107,7	531,0	1,874	1,939	2,398	21,9	19,6	32,9
103	TLA	7	0	10	69,34	101,88	1094,1	1097,1	1120,6	532,2	1,933		2,412	19,9		
104	TLA	7	0	10	68,82	101,70	1096,4	1099,3	1122,6	541,4	1,962		2,412	18,7		
105	TLA	7	0	10	70,17	101,70	1095,2	1097,8	1123,4	530,1	1,928		2,412	20,1		
106	TLA	7	0	10	70,89	101,57	1091,2	1094,3	1121,0	522,3	1,905		2,412	21,0		
107	TLA	7	0	10	67,90	102,08	1090,4	1093,0	1122,0	535,0	1,954	1,997	2,412	19,0	16,4	30,1
108	TLA	7	0	10	68,57	101,97	1094,2	1096,9	1124,6	537,7	1,956		2,412	18,9		
109	TLA	7	3	0	67,77	101,67	1097,3	1098,7	1115,5	550,0	2,000		2,390	16,3		
110	TLA	7	3	0	67,37	101,97	1101,3	1102,6	1119,0	552,2	2,002		2,390	16,2		
111	TLA	7	3	0	67,53	102,20	1100,7	1101,9	1119,5	550,4	1,997		2,390	16,4		
112	TLA	7	3	0	67,59	102,09	1101,7	1102,8	1120,7	551,0	1,999	2,044	2,390	16,4	14,9	29,0
113	TLA	7	3	0	66,22	101,98	1078,2	1079,4	1097,3	538,3	1,994		2,390	16,5		
114	TLA	7	3	0	67,98	101,82	1102,7	1104,1	1123,9	550,2	1,992		2,390	16,6		
115	TLA	7	3	10	66,21	101,68	1091,9	1093,1	1111,0	555,9	2,034		2,403	15,3		
116	TLA	7	3	10	66,51	101,65	1099,3	1100,4	1120,6	561,9	2,045		2,403	14,9		
117	TLA	7	3	10	66,67	102,11	1106,8	1107,9	1126,4	564,9	2,041	2,044	2,403	15,1	14,9	29,0
118	TLA	7	3	10	65,48	102,11	1098,9	1100,1	1119,7	565,3	2,057		2,403	14,4		
119	TLA	7	3	10	66,51	101,61	1097,0	1098,1	1117,3	559,9	2,041		2,403	15,1		
120	TLA	7	3	10	66,12	101,63	1096,2	1097,3	1116,1	560,8	2,046		2,403	14,9		

Tabela E6 – Resultados da Compactação Marshall nas misturas de AAUQ com 9% de TLA

CP	Tipo de asfalto	Teor de asfalto (%)	Cal (%)	Pó de pedra (%)	Altura Média (mm)	Diâmetro Médio (mm)	Massa ao ar (g)	Massa ao ar + Vaselina (g)	Massa ao ar + Vas. + Parafina (g)	Massa Imersa (g)	Densidade Aparente	Densidade e Média	Densidade de Máxima Real	Volume de Vazios (DMT)	V _v Médio (DMT)	VAM (%)
121	TLA	9	0	0	67,80	102,16	1102,2	1103,0	1113,8	550,4	1,995	2,000	2,331	14,4	14,2	31,8
122	TLA	9	0	0	68,21	101,62	1096,6	1097,4	1107,4	548,5	1,998		2,331	14,3		
123	TLA	9	0	0	68,61	101,68	1103,8	1104,6	1115,0	551,4	1,996		2,331	14,4		
124	TLA	9	0	0	67,52	101,68	1092,8	1093,6	1104,2	548,5	2,005		2,331	14,0		
125	TLA	9	0	0	68,32	101,74	1101,9	1102,6	1113,3	552,0	2,002	2,038	2,331	14,1	13,0	31,0
126	TLA	9	0	0	68,33	101,76	1101,4	1102,0	1113,2	551,1	2,001		2,331	14,1		
127	TLA	9	0	10	66,40	101,73	1097,1	1097,8	1109,2	561,6	2,048		2,343	12,6		
128	TLA	9	0	10	66,67	101,90	1098,2	1098,8	1110,1	558,9	2,036		2,343	13,1		
129	TLA	9	0	10	66,69	102,29	1107,0	1107,7	1119,0	564,9	2,041	2,042	2,343	12,9	12,1	30,1
130	TLA	9	0	10	66,50	102,17	1102,9	1103,5	1115,6	562,0	2,039		2,343	13,0		
131	TLA	9	0	10	66,69	102,21	1101,5	1102,1	1114,4	560,2	2,035		2,343	13,2		
132	TLA	9	0	10	67,32	101,67	1097,3	1097,8	1110,3	556,3	2,029		2,343	13,4		
133	TLA	9	3	0	67,48	102,20	1111,2	1111,6	1123,8	564,0	2,032	2,070	2,322	12,5	11,3	29,6
134	TLA	9	3	0	66,69	101,73	1100,1	1100,4	1113,3	564,6	2,057		2,322	11,4		
135	TLA	9	3	0	68,35	101,56	1114,2	1114,8	1127,9	566,3	2,034		2,322	12,4		
136	TLA	9	3	0	66,74	102,08	1101,9	1102,5	1115,5	564,1	2,049		2,322	11,8		
137	TLA	9	3	0	66,40	102,01	1102,3	1103,1	1115,6	560,3	2,032	2,042	2,322	12,5	11,3	29,6
138	TLA	9	3	0	66,66	102,02	1107,9	1108,6	1121,9	567,4	2,049		2,322	11,8		
139	TLA	9	3	10	65,59	102,12	1102,4	1105,0	1133,2	569,2	2,057		2,335	11,9		
140	TLA	9	3	10	59,20	101,69	993,7	995,7	1019,1	515,9	2,072		2,335	11,3		
141	TLA	9	3	10	65,94	101,60	1099,2	1101,5	1128,7	568,0	2,061	2,070	2,335	11,7	11,3	29,6
142	TLA	9	3	10	65,02	102,10	1103,3	1105,5	1122,8	574,8	2,076		2,335	11,1		
143	TLA	9	3	10	65,13	101,54	1095,9	1098,0	1115,3	572,5	2,083		2,335	10,8		
144	TLA	9	3	10	65,17	102,39	1100,9	1103,2	1123,2	572,4	2,071		2,335	11,3		

Tabela E7 – Módulo de Resiliência das misturas AAUQ com CAP 30/45

Tipo de asfalto	Teor de asfalto (%)	Cal (%)	Pó de pedra (%)	MR (MPa) 10°C	Média MR (MPa) 10°C	Desvio Padrão 10°C	MR (MPa) 25°C	Média MR (MPa) 25°C	Desvio Padrão 25°C	MR (MPa) 40°C	Média MR (MPa) 40°C	Desvio Padrão 40°C
30/45	5	0	0	3545,0	3619,3	132,2	1355,0	1385,0	58,1	464,0	643,0	155,2
30/45	5	0	0	3772,0			1452,0			725,0		
30/45	5	0	0	3541,0			1348,0			740,0		
30/45	5	0	10	5263,0	4661,0	522,3	2013,0	2022,7	72,0	653,0	635,7	17,5
30/45	5	0	10	4391,0			1956,0			636,0		
30/45	5	0	10	4329,0			2099,0			618,0		
30/45	5	3	0	5525,0	4914,7	540,6	2094,0	2086,7	193,1	668,0	691,0	79,1
30/45	5	3	0	4723,0			2276,0			779,0		
30/45	5	3	0	4496,0			1890,0			626,0		
30/45	5	3	10	5806,0	5520,7	375,7	2376,0	2558,7	166,8	794,0	806,3	63,4
30/45	5	3	10	5095,0			2597,0			750,0		
30/45	5	3	10	5661,0			2703,0			875,0		
30/45	7	0	0	4551,9	4944,7	358,8	1430,0	1521,3	90,5	342,0	364,5	31,8
30/45	7	0	0	5026,8			1611,0					
30/45	7	0	0	5255,2			1523,0			387,0		
30/45	7	0	10	5212,5	5541,0	688,3	1652,0	1854,0	245,3	483,0	530,3	43,0
30/45	7	0	10	5078,5			1783,0			541,0		
30/45	7	0	10	6332,0			2127,0			567,0		
30/45	7	3	0	5926,0	5904,3	142,7	2153,0	2094,3	366,5	598,0	596,0	45,0
30/45	7	3	0	5752,0			1702,0			550,0		
30/45	7	3	0	6035,0			2428,0			640,0		
30/45	7	3	10	6439,0	5660,3	782,0	2530,0	2393,0	170,5	814,0	680,0	119,4
30/45	7	3	10	4875,0			2202,0			585,0		
30/45	7	3	10	5667,0			2447,0			641,0		
30/45	9	0	0	3857,3	3752,0	224,1	1329,4	1372,1	161,7	595,0	666,7	101,4
30/45	9	0	0	3494,6			1236,0					
30/45	9	0	0	3904,0			1550,8			738,4		
30/45	9	0	10	3775,6	4298,0	658,8	1512,2	1949,8	525,9	433,0	534,7	98,2
30/45	9	0	10	5038,1			2533,2			542,0		
30/45	9	0	10	4080,4			1804,1			629,0		
30/45	9	3	0	4337,5	5131,4	721,7	1986,1	1901,0	127,6	578,0	557,7	59,2
30/45	9	3	0	5308,7			1754,4			491,0		
30/45	9	3	0	5747,9			1962,7			604,0		
30/45	9	3	10	6475,0	6108,7	510,9	1804,0	1857,7	170,0	424,0	471,3	45,2
30/45	9	3	10	6326,0			2048,0			476,0		
30/45	9	3	10	5525,0			1721,0			514,0		

Tabela E8 – Módulo de Resiliência das misturas AAUQ com TLA

Tipo de asfalto	Teor de asfalto (%)	Cal (%)	Pó de pedra (%)	MR (MPa) 10°C	Média MR (MPa) 10°C	Desvio Padrão 10°C	MR (MPa) 25°C	Média MR (MPa) 25°C	Desvio Padrão 25°C	MR (MPa) 40°C	Média MR (MPa) 40°C	Desvio Padrão 40°C
TLA	5	0	0	8157,0	7914,7	242,0	4289,0	4396,3	295,0	1767,0	1955,0	254,0
TLA	5	0	0	7914,0			4170,0			1854,0		
TLA	5	0	0	7673,0			4730,0			2244,0		
TLA	5	0	10	5695,0	5721,3	217,7	3709,0	3368,7	329,6	1459,0	1297,7	143,6
TLA	5	0	10	5951,0			3051,0			1184,0		
TLA	5	0	10	5518,0			3346,0			1250,0		
TLA	5	3	0	6211,0	6140,7	398,2	3309,0	3462,7	435,3	1435,0	1539,7	93,5
TLA	5	3	0	6499,0			3954,0			1615,0		
TLA	5	3	0	5712,0			3125,0			1569,0		
TLA	5	3	10	6119,0	8322,3	2254,6	4505,0	4572,7	280,7	2167,0	2967,0	772,6
TLA	5	3	10	10625,0			4881,0			3025,0		
TLA	5	3	10	8223,0			4332,0			3709,0		
TLA	7	0	0	7105,0	7077,0	319,9	3762,0	3712,7	145,4	1408,0	1313,0	177,7
TLA	7	0	0	6744,0			3827,0			1108,0		
TLA	7	0	0	7382,0			3549,0			1423,0		
TLA	7	0	10	10299,0	9909,0	339,7	5294,0	5278,0	65,5	2696,0	2479,0	252,4
TLA	7	0	10	9678,0			5334,0			2202,0		
TLA	7	0	10	9750,0			5206,0			2539,0		
TLA	7	3	0	9421,0	9544,0	552,9	5318,0	5172,3	198,7	2317,0	1880,3	385,9
TLA	7	3	0	10148,0			5253,0			1739,0		
TLA	7	3	0	9063,0			4946,0			1585,0		
TLA	7	3	10	9823,0	9784,3	393,4	5209,0	5667,7	449,8	1804,0	1931,7	116,4
TLA	7	3	10	10157,0			6108,0			1959,0		
TLA	7	3	10	9373,0			5686,0			2032,0		
TLA	9	0	0	8004,0	7711,3	351,1	4184,0	3919,0	261,6	1360,0	1196,3	150,5
TLA	9	0	0	7808,0			3661,0			1064,0		
TLA	9	0	0	7322,0			3912,0			1165,0		
TLA	9	0	10	8851,0	9222,7	322,4	4402,0	4309,7	214,9	1336,0	1450,7	105,3
TLA	9	0	10	9390,0			4064,0			1473,0		
TLA	9	0	10	9427,0			4463,0			1543,0		
TLA	9	3	0	11364,0	11364,7	227,0	6006,0	6191,7	196,2	2469,0	2508,7	149,5
TLA	9	3	0	11592,0			6172,0			2383,0		
TLA	9	3	0	11138,0			6397,0			2674,0		
TLA	9	3	10	9756,0	9975,3	195,0	5004,0	5198,0	277,6	1872,0	1856,7	191,5
TLA	9	3	10	10041,0			5516,0			2040,0		
TLA	9	3	10	10129,0			5074,0			1658,0		

Tabela E9 – Resultados do ensaio de *creep* estático das misturas AAUQ

Ligante	Teor Ligante (%)	Teor Pó de Pedra (%)	Teor Cal (%)	Deformação Total	Recuperação (%)	Inclinação	Módulo de Fluência (MPa)	Módulo de Fluência Após Recuperação (MPa)
CAP 30/45	5	0	0	0,028	6,58	0,606	1,40	2,43
CAP 30/45	7	0	0	0,028	4,65	0,809	3,95	4,15
CAP 30/45	9	0	0	0,022	9,40	0,786	9,51	11,22
CAP 30/45	5	10	0	0,012	9,68	0,570	8,33	9,37
CAP 30/45	7	10	0	0,009	16,18	0,405	10,76	12,81
CAP 30/45	9	10	0	0,008	18,37	0,369	12,96	16,26
CAP 30/45	5	0	3	0,019	6,26	0,737	5,18	5,53
CAP 30/45	7	0	3	0,013	10,76	0,598	7,76	8,76
CAP 30/45	9	0	3	0,048	8,05	0,971	2,10	2,11
CAP 30/45	5	10	3	0,006	22,98	0,376	17,49	22,96
CAP 30/45	7	10	3	0,007	19,24	0,376	14,33	17,92
CAP 30/45	9	10	3	0,009	16,60	0,393	10,95	13,30
TLA	5	0	0	0,002	42,17	0,223	60,85	111,51
TLA	7	0	0	0,005	21,41	0,279	20,62	26,54
TLA	9	0	0	0,003	31,61	0,320	33,47	50,49
TLA	5	10	0	0,004	26,20	0,277	25,25	34,02
TLA	7	10	0	0,002	39,68	0,252	57,53	97,88
TLA	9	10	0	0,003	33,89	0,310	35,57	54,79
TLA	5	0	3	0,003	29,12	0,288	31,08	43,87
TLA	7	0	3	0,004	28,13	0,284	29,19	40,68
TLA	9	0	3	0,003	29,11	0,251	31,18	45,39
TLA	5	10	3	0,003	31,73	0,275	35,14	52,49
TLA	7	10	3	0,003	30,15	0,262	32,00	46,29
TLA	9	10	3	0,004	23,88	0,241	24,20	32,58

Tabela E10 – Resultados do ensaio de RT estático das misturas AAUQ com CAP 30/45

Tipo de asfalto	Teor de asfalto (%)	Cal (%)	Pó de pedra (%)	RT (MPa) 25°C	Média RT (MPa) 25°C	Desvio Padrão RT
30/45	5	0	0	0,42	0,44	0,03
30/45	5	0	0	0,47		
30/45	5	0	0	0,42		
30/45	5	0	10	0,50	0,56	0,06
30/45	5	0	10	0,62		
30/45	5	0	10	0,56		
30/45	5	3	0	0,51	0,49	0,03
30/45	5	3	0	0,50		
30/45	5	3	0	0,45		
30/45	5	3	10	0,66	0,66	0,01
30/45	5	3	10	0,65		
30/45	5	3	10	0,66		
30/45	7	0	0	0,68	0,67	0,02
30/45	7	0	0	0,68		
30/45	7	0	0	0,65		
30/45	7	0	10	0,77	0,79	0,03
30/45	7	0	10	0,78		
30/45	7	0	10	0,83		
30/45	7	3	0	0,65	0,64	0,04
30/45	7	3	0	0,60		
30/45	7	3	0	0,67		
30/45	7	3	10	0,72	0,73	0,01
30/45	7	3	10	0,73		
30/45	7	3	10	0,74		
30/45	9	0	0	0,71	0,73	0,06
30/45	9	0	0	0,79		
30/45	9	0	0	0,68		
30/45	9	0	10	0,75	0,77	0,02
30/45	9	0	10	0,78		
30/45	9	0	10	0,77		
30/45	9	3	0	0,67	0,68	0,01
30/45	9	3	0	0,68		
30/45	9	3	0	0,68		
30/45	9	3	10	0,66	0,69	0,03
30/45	9	3	10	0,70		
30/45	9	3	10	0,71		

Tabela E11 – Resultados do ensaio de RT estático das misturas AAUQ com TLA

Tipo de asfalto	Teor de asfalto (%)	Cal (%)	Pó de pedra (%)	MR (MPa) 10°C	Média MR (MPa) 10°C	Desvio Padrão 10°C
TLA	5	0	0	0,77	0,82	0,05
TLA	5	0	0	0,87		
TLA	5	0	0	0,81		
TLA	5	0	10	0,88	0,90	0,03
TLA	5	0	10	0,93		
TLA	5	0	10	0,90		
TLA	5	3	0	0,82	0,84	0,04
TLA	5	3	0	0,81		
TLA	5	3	0	0,89		
TLA	5	3	10	0,79	0,72	0,07
TLA	5	3	10	0,65		
TLA	5	3	10	0,73		
TLA	7	0	0	1,17	1,20	0,04
TLA	7	0	0	1,25		
TLA	7	0	0	1,19		
TLA	7	0	10	0,96	1,02	0,07
TLA	7	0	10	1,10		
TLA	7	0	10	1,01		
TLA	7	3	0	1,29	1,26	0,03
TLA	7	3	0	1,24		
TLA	7	3	0	1,25		
TLA	7	3	10	1,60	1,60	0,01
TLA	7	3	10	1,59		
TLA	7	3	10	1,61		
TLA	9	0	0	1,33	1,35	0,07
TLA	9	0	0	1,29		
TLA	9	0	0	1,42		
TLA	9	0	10	1,44	1,47	0,04
TLA	9	0	10	1,46		
TLA	9	0	10	1,51		
TLA	9	3	0	1,52	1,59	0,07
TLA	9	3	0	1,60		
TLA	9	3	0	1,66		
TLA	9	3	10	1,46	1,46	0,00
TLA	9	3	10	1,46		
TLA	9	3	10	1,46		