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

# COMPORTAMENTO MECÂNICO E HÍDRICO DE SOLOS ESTABILIZADOS COM EMULSÃO ASFÁLTICA

**Mirian Guillen Sampaio**

**Campinas**
**2008**

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

# Mirian Guillen Sampaio

## COMPORTAMENTO MECÂNICO E HÍDRICO DE SOLOS ESTABILIZADOS COM EMULSÃO ASFÁLTICA

Dissertação apresentada à Comissão de Pós-Graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Transportes.

**Orientador: Prof. Dr. João Virgílio Merighi**

Campinas, SP
2008

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

Sa47c

Sampaio, Mirian Guillen
Comportamento mecânico e hídrico de solos estabilizados com emulsão asfáltica / Mirian Guillen Sampaio. --Campinas, SP: [s.n.], 2008.

Orientador: João Virgílio Merighi.
Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura.

1. Solos-Compactação. 2. Misturas de emulsão asfaltica. 3. Solos. I. Merighi, João Virgílio. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura. III. Título.

Titulo em Inglês: The mechanical and hydric behavior of soil stabilized with asphaltic emulsion
Palavras-chave em Inglês: Stabilization, Asphaltic emulsion, Soil
Área de concentração: Transportes
Titulação: Mestre em Engenharia Civil
Banca examinadora: Cássio Eduardo Lima de Paiva, Carlos Yukio Suzuki
Data da defesa: 19/08/2008
Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

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

# Mirian Guillen Sampaio

COMPORTAMENTO MECÂNICO E HÍDRICO DE SOLOS ESTABILIZADOS COM EMULSÃO ASFÁLTICA

**Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:**

Prof. Dr. João Virgílio Merighi
Universidade Estadual de Campinas

Prof. Dr. Cássio Eduardo Lima de Paiva
Universidade Estadual de Campinas

Prof. Dr. Carlos Yukio Suzuki
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Campinas, 19 de agosto de 2008.

Dedicatória

*Aos meus pais, pelo incentivo na busca dos objetivos.*

# Agradecimento

Aos meus pais, por estarem sempre presentes, incentivando principalmente nos momentos de fraqueza.

A Marcelo Pincovae, pelo amor, amizade, paciência e dedicação nesses anos de convívio. Sem o seu apoio, as dificuldades seriam bem maiores.

As amigas Branca e Tábata, pelas orientações espirituais e pelo incentivo para seguir sempre a diante.

Aos amigos conquistados durante as aulas, Ana Paula, André, Claudia, Ivo, Luiz e Ricardo. Obrigada pela alegria durante as aulas e pelo apoio moral nos momentos difíceis desta etapa.

Ao amigo Eduardo Caldeira, pela tolerância nos dias em que as obrigações com a empresa ficaram em segundo plano.

A equipe do laboratório da LENC Engenharia e Consultoria, que cedeu os recursos necessários para a realização dos ensaios, nas pessoas de Álvaro Sergio Barbosa Junior - gerente comercial, Benício Bibiano Bento - gerente do laboratório, Marin Orlando Oliveira Silva – chefe de laboratório e a Profa. Dra. Rita Moura Fortes.

A Betunel Tecnologia em Asfaltos, pelo fornecimento da emulsão asfáltica utilizada nos ensaios, em especial aos Engenheiros Osvaldo Tuchumantel, Rômulo Constantino e Leandro Liberatori.

Ao Prof. Dr. Cássio Eduardo Lima de Paiva, pelo apoio e sugestões que contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Sr. Osmar Alves, pelos conhecimentos transmitidos e pela ajuda na realização dos ensaios feitos no laboratório da Universidade Presbiteriana Mackenzie.

Ao Engenheiro Cleiton, Diretor Regional do DER de Campinas, pela disponibilidade de suas equipes nas coletas dos solos utilizados nos ensaios.

E finalmente, ao Prof. Dr. João Virgílio Merighi, pela orientação, compreensão, paciência e conhecimentos transmitidos, que foram fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho.

## RESUMO

SAMPAIO, M. G.; "**Comportamento Mecânico e Hídrico de Solos Estabilizados com Emulsão Asfáltica**". Campinas: Faculdade de Engenhara Civil – UNICAMP, 2008. 139p. Dissertação – Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP, 2008.

Esta pesquisa apresenta uma alternativa para a utilização dos solos existentes na obra, através da estabilização química esta com adição de emulsão asfáltica. Esta prática melhora o seu comportamento permitindo o seu aproveitamento e dessa maneira evitando-se também a necessidade de áreas para descarte de materiais excedentes, uma das grandes preocupações da área ambiental. O objetivo principal é estudar o comportamento mecânico e hídrico de três amostras de solos com emulsão asfáltica através de ensaios laboratoriais de caracterização e comportamento. Para isso, foram coletadas três amostras de solos da área onde está sendo construída a Pista Experimental do Governo do Estado de São Paulo na cidade de Campinas e foram realizados ensaios comparativos entre as amostras de solo sem emulsão asfáltica e de solo-emulsão utilizando uma emulsão asfáltica de ruptura lenta. Nos ensaios de mini-CBR realizados verificou-se que com a estabilização química a mistura de solo-emulsão apresentou uma melhora significativa nos valores de capacidade de suporte quando analisados na condição submersa e em relação ao comportamento hídrico da mistura, observou-se um efeito de impermeabilização dos grãos. Essa melhora no comportamento da mistura solo-emulsão não foi tão significativa nas condições da umidade de moldagem, mas se verificou de forma definida nas condições submersas, que representam as mais desfavoráveis. Assim, essa tecnologia relativamente simples é bastante promissora, uma vez que consegue estabilizar os solos locais, beneficiando-os e tornando-os aptos a serem utilizados em camadas de base.



**Palavras-Chave**: solo; emulsão asfáltica; estabilização.

## ABSTRACT

SAMPAIO, M. G.; "**The Mechanical and Hydric Behavior of Soil Stabilized with Asphaltic Emulsion**". Campinas: Faculdade de Engenhara Civil – UNICAMP, 2008. 139p. Dissertação – Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP, 2008.

This research shows an alternative for existing soils on the works, through chemical stabilization add asphaltic emulsion. This addition increase the performance allowed to use all material, without discard excess material, this one is the main concern for environmental. The main objective is study the mechanical and hydric behavior in three asphaltic emulsion samples through laboratories characterization and performance tests. For these tests have collected three soil samples in the zone where has been building the Governmental Research Road of State in Campinas-SP-Brazil, have done comparative tests between samples without emulsion soil and with emulsion soil using an slow breaking asphaltic emulsion. The mini-CBR tests, showed with chemical stabilization, the soil-emulsion mixture showed a significant improvement, in the support capacity values, when analyzed in submersed conditions, in relation to hydric mixtures behavior, was observed an effect of waterproofing in the grains. This improvement soil-emulsion mixture performance was not so significant in the humidity molding conditions, but was defined in submersed conditions, which was more favorable. Thus, this simple technology is promising, it gets to stabilize local soils, benefiting and becoming them apt to be used in base layers.

**Key Words**: soil; stabilization; asphaltic emulsion.

# LISTA DE FIGURAS


Página

Figura: 2.1 Tipos de estabilização ..... 08

Figura: 2.2 Base de solo laterítico estabilizada mecanicamente. Rodovia SP 425.. 10

Figura: 2.3 Exemplo de uma curva de compactação ..... 13

Figura: 2.4 Estabilização mecânica por compactação com rolo liso ..... 14

Figura: 2.5 Estabilização mecânica por compactação com rolo pé-de-carneiro ..... 15

Figura: 2.6 Exemplo de curva de índice de suporte x teor de umidade ..... 16

Figura: 2.7 Exemplo de curva de massa especifica aparente seca x teor de umidade ..... 16

Figura: 2.8 Base de solo estabilizado mecanicamente em rua na cidade de São Carlos – SP ..... 18

Figura: 2.9 Aplicação de Cal para a execução da sub-base estabilizada com cal na obra do Rodoanel Mário Covas ..... 25

Figura: 2.10 Selagem da mistura solo-cal. Obra Rodoanel Mário Covas – Trecho Sul ..... 25

Figura: 2.11 Verificação da deflexão com a Viga Benkelman. Obra Rodoanel Mario Covas – Trecho Sul ..... 26

Figura: 2.12 Realização de obra de solo melhorado com cimento ..... 28

Figura: 2.13 Base de solo cimento com mais de 40 anos (Matão-Barretos, no Estado de São Paulo) ..... 31

Figura: 2.14 Emulsão asfáltica em seu estado natural ..... 41

Figura: 2.15 Esquema de planta de fabricação de emulsão asfáltica ..... 44

Figura: 2.16 Estágio da ruptura das emulsões asfálticas ..... 47

Figura: 3.1 Estrutura dos ensaios realizados ..... 54

Figura: 3.2 Região em que o solo foi coletado, próximo à cidade de Campinas no Parque Jambeiro ..... 56

Figura: 3.3 Localização das jazidas dos solos coletados..... 57

| | | |
|---|---|---|
| Figura: 3.4 | Localização da coleta da amostra do solo 1 – Pista Experimental ..... | 58 |
| Figura: 3.5 | Coleta da amostra do solo 1 – Pista Experimental ..... | 58 |
| Figura: 3.6 | Propriedade particular em frente ao local de coleta da amostra do solo 1 – Pista Experimental ..... | 59 |
| Figura: 3.7 | Localização do ponto de coleta da amostra do solo 2 – Exército ..... | 60 |
| Figura: 3.8 | Vista da jazida de coleta da amostra do solo 2 – Exército ..... | 60 |
| Figura: 3.9 | Coleta da amostra do solo 2 – Exército ..... | 61 |
| Figura: 3.10 | Localização da jazida do solo 3 - caixa d'água ..... | 62 |
| Figura: 3.11 | Vista de cima da jazida do ponto de coleta da amostra do solo 3 - caixa d'água ..... | 63 |
| Figura: 3.12 | Descarte da camada superficial de solo para a coleta da amostra do solo 3 – Jazida da caixa d´água ..... | 63 |
| Figura: 3.13 | Emulsões asfálticas fornecidas para o Ensaio ..... | 64 |
| Figura: 3.14 | Mistura do solo com água e emulsão asfáltica ..... | 71 |
| Figura: 3.15 | Pesagem da mistura solo-emulsão ..... | 71 |
| Figura: 3.16 | Compactação do corpo-de-prova ..... | 70 |
| Figura: 3.17 | Leitura final da altura do corpo-de-prova compactado ..... | 70 |
| Figura: 3.18 | Amostra sendo submetida ao ensaio de capacidade de suporte mini-CBR ..... | 72 |
| Figura: 3.19 | Mistura do solo, água e emulsão asfáltica ..... | 74 |
| Figura: 3.20 | Peneiramento para garantir a homogeneização da amostra ..... | 74 |
| Figura: 3.21 | Compactação do solo ..... | 75 |
| Figura: 3.22 | Escarificação da superfície compactada ..... | 75 |
| Figura: 3.23 | Retirada do excesso de material na parte superior do corpo-de-prova . | 76 |
| Figura: 3.24 | Pesagem do corpo-de-prova ..... | 76 |
| Figura: 3.25 | Capeamento do corpo-de-prova com enxofre ..... | 78 |
| Figura: 3.26 | Medição do diâmetro do corpo-de-prova ..... | 78 |
| Figura: 3.27 | Corpo-de-prova posicionado na prensa hidráulica ..... | 79 |

Figura: 3.28 Ruptura do corpo-de-prova ..... 79
Figura: 3.29 Tensões de um corpo em equilíbrio ..... 80
Figura: 3.30 Tensões normais e de cisalhamento, componentes da tensão ($\rho$) ..... 80
Figura: 3.31 Medição da altura do corpo-de-prova ..... 82
Figura: 3.32 Ajuste do corpo-de-prova na prensa ..... 82
Figura: 3.33 Ruptura do corpo-de-prova ..... 83
Figura: 3.34 Homogeneidade da amostra após a ruptura ..... 83
Figura: 3.35 Corpo-de-prova posicionado no equipamento ..... 84
Figura: 3.36 Detalhe do nível de bolha incorporado ao equipamento ..... 84
Figura: 3.37 Detalhe do relógio comparador ..... 85
Figura: 3.38 Carregamento no final da alavanca ..... 85
Figura: 3.39 Descarregamento do Ensaio de Creep Estático ..... 86
Figura: 3.40 Dispositivo para o ensaio de permeabilidade desmontado ..... 87
Figura: 3.41 Montagem do ensaio com uma camada de pedregulho e uma camada de areia grossa ..... 87
Figura: 3.42 Posicionamento do anel impermeável ..... 88
Figura: 3.43 Posicionamento do corpo-de-prova no centro do cilindro ..... 88
Figura: 3.44 Preenchimento da lateral do cilindro com lama bentonítica ..... 88
Figura: 3.45 Posicionamento do anel impermeável ..... 88
Figura: 3.46 Montagem do dreno superior com uma camada de areia grossa ..... 89
Figura: 3.47 Camada de pedregulho ..... 89
Figura: 3.48 Finalização da montagem dos componentes internos do Ensaio de Permeabilidade ..... 90
Figura: 3.49 Instalação das mangueiras de água para leitura da permeabilidade ..... 90
Figura: 4.1 Curva granulométrica da amostra do solo 1 – pista ..... 94
Figura: 4.2 Curva granulométrica da amostra do solo 2 – exército ..... 94
Figura: 4.3 Curva granulométrica da amostra do solo 3 – caixa d'água ..... 95

Figura: 4.4 Classificação MCT das três amostras de solo ..... 97
Figura: 4.5 Gráfico das curvas de mini-CBR das amostras de solo-emulsão e solo sem emulsão ..... 102
Figura: 4.6 Curvas de expansibilidade obtidas no Ensaio de mini-CBR ..... 102
Figura: 4.7 Curva do ensaio creep do solo 1 – pista sem emulsão asfáltica ..... 109

# LISTA DE TABELAS


| | | Página |
|---|---|---|
| Tabela: 2.1 | Composições granulométricas conforme a norma de Especificação de Serviço DNER-ES 303/97 do DNIT em relação às faixas de tráfego .... | 11 |
| Tabela: 2.2 | Parâmetros de ISC (Índice de Suporte Califórnia) e expansão conforme normas do DNIT ..... | 38 |
| Tabela: 2.3 | Características dos principais tipos de estabilização química ..... | 38 |
| Tabela: 3.1 | Especificações da emulsão asfáltica ..... | 64 |
| Tabela: 3.2 | Ensaios de caracterização dos solos executados na primeira fase do estudo ..... | 67 |
| Tabela: 3.3 | Ensaios da segunda fase ..... | 69 |
| Tabela: 3.4 | Ensaios da terceira fase ..... | 73 |
| Tabela: 4.1 | Resultados dos ensaios de Limites de Atterberg ..... | 92 |
| Tabela: 4.2 | Análise granulométrica das amostras dos três solos ..... | 93 |
| Tabela: 4.3 | Classificação H.R.B. ..... | 96 |
| Tabela: 4.4 | Resumo do teor de umidade ótimo de cada amostra de solo estudado. | 98 |
| Tabela: 4.5 | Tabela comparativa das três amostras ..... | 98 |
| Tabela: 4.6 | Resultados do ensaio de mini-CBR para os solos estudados ..... | 100 |
| Tabela: 4.7 | Tensões de rupturas obtidas no ensaio de Compressão não imerso .... | 105 |
| Tabela: 4.8 | Tensões de rupturas obtidas no ensaio de Tração por Compressão Diametral não imerso ..... | 107 |
| Tabela: 4.9 | Deformações obtidas no ensaio de Creep Estático ..... | 109 |
| Tabela: 4.10 | Resultados do ensaio de permeabilidade dos solos estudados ..... | 110 |

# LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

| | |
|---|---|
| ABCP | Associação Brasileira de Cimento Portland |
| ABEDA | Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto |
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| CAP | Cimento Asfáltico de Petróleo |
| CBR | Índice de Suporte Califórnia (Califórnia Bearing Ratio) |
| DER | Departamento de Estrada de Rodagem |
| DNIT | Departamento Nacional de Infra Estrutura de Transporte |
| EUA | Estados Unidos da América |
| HRB | Highway Research Board |
| ISC | Índice de Suporte Califórnia |
| LA’ | Solo de comportamento Arenoso Laterítico pela Classificação MCT |
| LG’ | Solo de comportamento Argiloso Laterítico pela Classificação MCT |
| MCT | Miniatura, Compactada, Tropical |
| Mini-MCV | Mini - Moisture Condition Value |
| NBR | Norma Brasileira |
| NG’ | Solo de comportamento Argiloso não Laterítico pela Classificação MCT |
| PCA | Portland Cement Association |
| pH | Potencial Hidrogeniônico |

| | |
|---|---|
| RL | Ruptura Lenta |
| RM | Ruptura Média |
| RR | Ruptura Rápida |
| SABITA | Southern African Bitumen Association |
| SAFL | Solo Arenoso Fino Laterítico |
| SANASA | Sociedade de Abastecimento de Água e Saneamento |
| SRT | Serviço Brasileiro de Respostas Técnicas |
| USCS | Unified Soil Classification System |

## SUMÁRIO


Página

**1 INTRODUÇÃO ..... 01**
**1.1 Metodologia da Pesquisa ..... 04**
**1.2 Estrutura do Trabalho ..... 05**
**1.3 Objetivos ..... 06**
1.3.1 Objetivo geral ..... 06
1.3.2 Objetivo específico ..... 06
**2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA ..... 07**
**2.1 Estabilização de Solos ..... 07**
**2.2 Estabilização Mecânica ..... 08**
**2.3 Estabilização Física ..... 19**
**2.4 Estabilização Química ..... 20**
2.4.1 Estabilização com cal ..... 21
2.4.2 Estabilização com cimento Portland ..... 26
2.4.3 Estabilização com cinzas volantes ..... 32
2.4.4 Estabilização com emulsão asfáltica ..... 33
**2.5 Considerações sobre as Estabilizações..... 37**
**2.6 Emulsões asfálticas ..... 39**
2.6.1 Breve histórico ..... 39
2.6.2 Tipos de emulsões asfálticas ..... 40
2.6.3 Ruptura das emulsões asfálticas ..... 44

2.6.4 Uso das emulsões asfálticas ..... 48
2.6.5 Recomendações para o uso de emulsões asfálticas ..... 48
2.6.6 Vantagens das emulsões asfálticas ..... 50
**3 MATERIAIS E MÉTODOS ..... 53**
**3.1 Materiais Utilizados ..... 54**
3.1.1 Solos ..... 55
3.1.2 Emulsão asfáltica ..... 64
**3.2 Metodologia dos Ensaios e Normas Utilizadas ..... 66**
3.2.1 Matriz de ensaios ..... 66
**4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS ..... 91**
**4.1 Introdução ..... 91**
**4.2 Ensaios da Primeira Fase ..... 91**
4.2.1 Limites de Atterberg ..... 92
4.2.2 Análise granulométrica ..... 92
4.2.3 Classificação H.R.B ..... 95
4.2.4 Classificação M.C.T. ..... 96
**4.3 Ensaios da Segunda Fase ..... 99**
4.3.1 Ensaio de capacidade de suporte mini-CBR ..... 99
**4.4 Ensaios da Terceira Fase ..... 104**
4.4.1 Ensaio de compressão ..... 104
4.4.2 Tração por compressão diametral ..... 106
4.4.3 Ensaio creep estático ..... 107
4.4.4 Ensaio de permeabilidade ..... 110
**5 CONCLUSÕES ..... 113**

**5.1 Sugestões para Novas Pesquisas ..... 115**

**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS ..... 117**

**REFERÊNCIA DE APOIO ..... 121**

**ANEXO A - Planilhas de cálculo do mini-mcv para o solo 1 – pista ..... 123**

**ANEXO B - Planilhas de cálculo do mini-mcv para o solo 2 – exército ..... 126**

**ANEXO C - Planilhas de cálculo do mini-mcv para o solo 3 – caixa d´água ..... 129**

**ANEXO D - Planilhas de cálculo do ensaio de compactação solo 1 – pista ..... 132**

**ANEXO E - Planilhas de cálculo do ensaio de compactação solo 2 – exército ..... 133**

**ANEXO F - Planilhas de cálculo do ensaio de compactação solo 3 – caixa d'água ..... 134**

**ANEXO G - Gráfico do ensaio de creep estático solo 1 – pista ..... 135**

**ANEXO H - Gráfico do ensaio de creep estático solo 2 – exército ..... 137**

**ANEXO I - Gráfico do ensaio de creep estático solo 3 – caixa d'água ..... 139**

# 1. INTRODUÇÃO

As execuções de obras rodoviárias vêm desenvolvendo-se e aprimorando-se muito no Brasil nos últimos anos. Com isso, muitos parâmetros que no passado eram desconsiderados, como os cuidados com o meio ambiente, hoje são premissas básicas para projetos de sucesso.

Para esses projetos, a preocupação e interação com o meio ambiente, tornam-se um dos principais fatores para o seu desenvolvimento. Nos dias atuais, quando as preocupações ambientais não são levadas em consideração, resulta-se em projetos inconsistentes.

Portanto, sabe-se que nesta fase, cabe a todos os envolvidos no projeto a responsabilidade de sugerir alternativas que denigram o mínimo possível o entorno da obra. Sendo portanto, o respeito ao meio ambiente um fator fundamental para as escolhas executivas de um projeto.

A responsabilidade social e o cuidado com o meio ambiente na execução de um projeto passam por diversas áreas. A análise do greide, escolhendo o traçado e visando o menor desmatamento possível, a verificação da fauna e da flora da região, visando manter as espécies em extinção em seu habitat natural, os cuidados com as comunidades que vivem próximas ou sobre a área onde será realizada a obra, a utilização dos materiais existentes no trecho ou nas proximidades da obra e a disposição dos resíduos gerados pela obra são alguns dos fatores que as diversas áreas envolvidas deverão analisar para a realização do projeto.

Sabe-se que, em grande parte das obras rodoviárias, o solo é reconhecido pelo seu baixo custo e pela grande utilização como material de construção. Suas propriedades naturais definem seu comportamento e, em muitos casos, restringe a sua utilização total ou parcial pelo não atendimento aos requisitos descriminados em um projeto.

No caso de um local, em que o solo não é tecnicamente viável para a obra, duas opções são geralmente utilizadas para resolver o problema: a remoção do material em seu estado natural do local e a substituição por outro que atenda às especificações ou, então, a alteração das propriedades mecânicas e hidráulicas do solo natural de forma que depois de manipulado, esse atenda às especificações do projeto.

Segundo Cristelo (2001), os solos podem ter suas propriedades alteradas através de formas químicas, físicas ou biológicas. Essas alterações ou modificações são denominadas de estabilizações.

Alguns solos são excepcionais em termos de comportamento estrutural quando aplicados a obras viárias. Como bem relata Villibor et al. (2000), a experiência do Estado de São Paulo em utilizar bases de solos já é antiga. Um dos primeiros trechos experimentais com base de argila laterítica foi o acesso norte de Campinas à Via Anhanguera (SP-330), executado no início da década de 50. Em 1958, sub-bases e reforços do subleito foram utilizados em grande escala com o uso de argilas lateríticas.

No entanto, a cobertura terrosa do Brasil apresenta uma grande variedade de solos em termos de comportamento mecânico e hídrico e, de forma simplificada, a classificação proposta por Nogami (1995), engloba sete grupos comportamentais.

Como forma de melhoria dos solos, a engenharia vem utilizando-se das diversas formas de estabilização, sendo as mais conhecidas: a estabilização mecânica, a química e a física.

A estabilização mecânica, através da compactação, é utilizada comumente em todos os tipos de obras rodoviárias. Ela pode ser utilizada sozinha ou em conjunto com a estabilização química ou física. As estabilizações químicas mais utilizadas são: com cimento Portland, com cal, com cinzas volantes e com emulsão asfáltica.

Esse estudo trata da estabilização mecânica por compactação e química com a emulsão asfáltica. Por se tratar de um material aglutinante, a emulsão asfáltica pode

melhorar a capacidade de suporte, e devido suas propriedades hidrófugas naturais, pode ser um elemento secundário na preservação do limite superior do teor de umidade de compactação.

Além disso, com o desenvolvimento de uma alternativa para a utilização dos solos existentes na obra, através da estabilização química do solo misturando a ele emulsão asfáltica, evita-se também a necessidade de áreas para descarte de materiais excedentes, uma das grandes preocupações da área ambiental.

Assim, a viabilização da mistura desses solos estabilizados com emulsões asfálticas deverá reduzir os custos com a terraplenagem, melhorando o processo na diminuição da busca de solos em locais fora da área onde será realizada a obra e com melhores comportamentos.

Outro ponto que poderá ser um atrativo para a utilização dessa mistura, será a acessibilidade e facilidade de uso dos materiais independentes da localização das obras, visto que o emprego de pavimentos de baixo custo como as bases de solo arenoso fino laterítico (SAFL), solo cimento, brita graduada, entre outras, vêm sendo utilizados em larga escala em nosso país, porém com suas particulares limitações e restritas localizações de jazidas.

Apesar de não ter sido abordada nesta pesquisa a forma de aplicação deste material, pensar-se-á para estudos futuros, a utilização de máquinas recicladoras como uma das alternativas.

A indústria da construção civil vem incorporando esses equipamentos, como as recicladoras para a estabilização com espuma de asfalto e, segundo a fabricante alemã WIRTGEN (2004), esses equipamentos dispõem de um trator-rebocado que é usado para a estabilização de solo e equipado com um rotor que mói e mistura mecanicamente, o qual assegura uma mistura uniforme.

Segundo WIRTGEN (2004), essas máquinas são recicladoras com alta capacidade de produção e podem ser utilizadas com todos os agentes estabilizadores. Com relação ao tipo de solo, o fabricante afirma que as máquinas possuem pneus pneumáticos com tração nas quatro rodas, que permitem que estas máquinas estabilizem solos moles, solos plásticos e até rochas não tão duras como o calcário castigado pelo clima ou o xisto.

Assim, a idéia é, num estudo futuro, pesquisar a utilização dessas máquinas recicladoras também no processo de estabilização de solos com emulsão asfáltica.

## 1.1 Metodologia da Pesquisa

A metodologia desta pesquisa foi dividida em duas partes. A primeira foi a revisão bibliográfica e a segunda a realização da parte experimental.

Para a realização da segunda parte dessa pesquisa, foram coletadas três amostras de solos na região da cidade de Campinas, no interior do Estado de São Paulo, na SP 332 – Estrada Velha São Paulo / Campinas do quilometro 95,38 ao 101,40, no trecho onde está sendo construída a primeira etapa da pista experimental do Estado de São Paulo.

Primeiramente as amostras dos solos coletadas foram classificadas conforme as metodologias H.R.B. (Highway Research Board) e MCT (Miniatura Compactada Tropical).

Após as amostras de solos terem sido classificadas, foram realizados ensaios de compactação Proctor na energia intermediária para determinação dos teores de umidade ótimos. As misturas de solo-emulsão foram realizadas nesses teores de

umidade ótimos, observando-se os diferentes comportamentos sob o ponto de vista mecânico e hídrico.

Para atender essas premissas, foram realizados os seguintes ensaios com as três amostras de solos estabilizados com emulsão asfáltica: mini-CBR (mini Califórnia Bearing Ratio), compressão simples, tração por compressão diametral, creep estático e permeabilidade.

Todos os ensaios foram realizados com as misturas de solo-emulsão e as de solo sem emulsão asfáltica, para que as comparações entre o comportamento pudessem ser realizadas.

## 1.2 Estrutura do Trabalho

O capitulo 1 dessa pesquisa apresenta uma introdução seguida da metodologia e estrutura do trabalho. Também foram definidos os objetivos gerais e específicos.

No capítulo 2 desta pesquisa foi realizada uma revisão bibliográfica da estabilização de solos. Iniciou-se por uma descrição do seu significado e dos tipos existentes. Pelo fato da estabilização solo-emulsão ser do tipo química, ela foi tratada mais detalhadamente, tendo sido apresentado um breve relato dos demais tipos.

Complementando a revisão bibliográfica, também foi apresentada a definição de emulsão asfáltica e suas principais características.

No capítulo 3 foram caracterizadas as amostras de solos, a emulsão asfáltica utilizadas nesta pesquisa e a metodologia dos ensaios realizados. Neste capítulo estão citadas todas as normas utilizadas para a realização dos ensaios.

No capítulo 4 foram apresentados os resultados obtidos nos ensaios realizados e também sua análise.

As considerações finais obtidas a partir desta pesquisa estão relacionadas no capítulo 5 juntamente com uma análise da contribuição deste trabalho ao meio acadêmico e à sociedade.

## 1.3 Objetivos

### 1.3.1 Objetivo geral

O objetivo geral desta pesquisa é apresentar uma alternativa para a utilização dos solos existentes nas áreas onde ocorrem as obras de pavimentação, melhorando o seu comportamento para que atendam as especificações do projeto e evitando dessa maneira o seu descarte ou substituição.

Almejou-se com esta pesquisa verificar a diminuição da expansibilidade do solo através da estabilização química com emulsão asfáltica.

### 1.3.2 Objetivo específico

O objetivo específico desta pesquisa é verificar a estabilização química de solos e determinar o percentual de emulsão asfáltica que resulte num melhor comportamento mecânico e hídrico para cada amostra de solo através de ensaios laboratoriais.

# 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

## 2.1 Estabilização de Solos

As estabilizações de solos são procedimentos que visam à melhoria das características mecânicas e hidráulicas dos mesmos. Nogami e Villibor (1995) definiram a estabilização de solos e materiais correlatos (areia, pedregulho, etc.) “in situ” ou transportado, compactado artificialmente, como sendo a modificação de qualquer propriedade dos solos que melhore seu comportamento mecânico e hídrico quando sob a ação de cargas e das intempéries.

Segundo Nogami e Villibor (1995), a estabilização de um material consiste no seu tratamento mecânico pela adição de pelo menos outro material natural ou artificial com uma ou mais das seguintes finalidades:

- Melhorar propriedades mecânicas e hidráulicas tais como: aumentar a resistência da ruptura à compressão; diminuir as deformações elásticas e permanentes; aumentar ou reduzir a permeabilidade; diminuir a expansão e reduzir a contração.

- Garantir a permanência das propriedades citadas anteriormente, no decorrer do tempo (durabilidade) mesmo sob a ação de cargas dinâmicas dos veículos.

A figura 2.1 mostra a divisão sugerida para facilitar o entendimento dos mecanismos de estabilização em três áreas, sendo elas: mecânica, física e química. A estabilização química, objetivo principal deste estudo, pode ser subdividida em estabilização química com cal, cimento Portland, cinzas volantes, emulsão asfáltica ou outros produtos freqüentemente estudados. A estabilização química geralmente vem em conjunto com a estabilização mecânica.

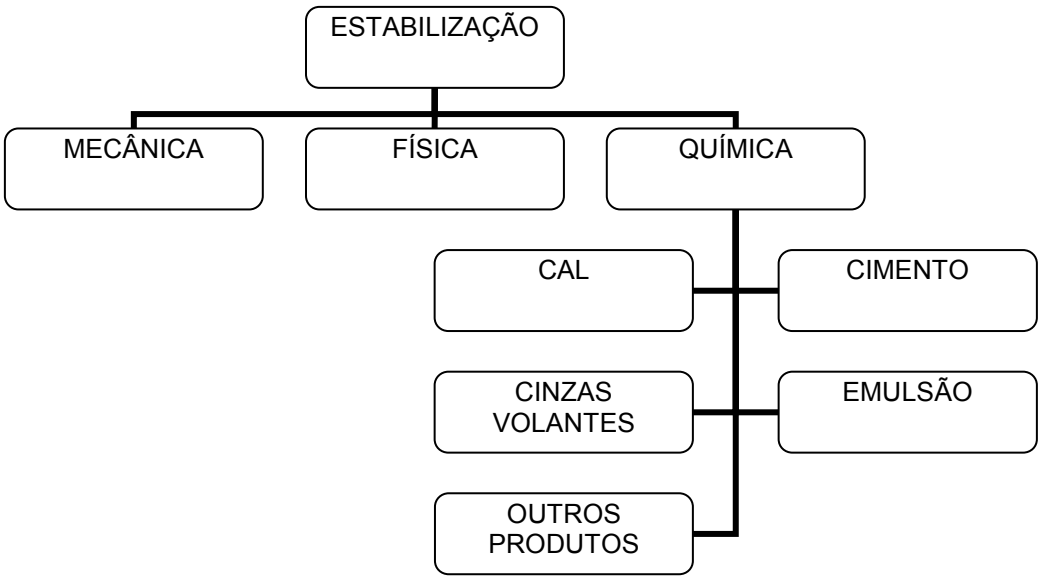



Figura 2.1: Tipos de estabilização dos solos. Adaptado de Bastos e Cristelo.

As principais características dos tipos de estabilização de solos estão descritas a seguir.

## 2.2 Estabilização Mecânica

Para Nascimento (1970), a estabilização mecânica de um solo consiste num conjunto de operações que lhe conferem estabilidade. Entende-se por estabilidade operações mecânicas que apenas modifiquem o arranjo das partículas, ou a sua granulometria, por meio da subtração ou adição de algumas frações de solos.

A estabilização mecânica se restringe a dois métodos para a melhoria das propriedades dos solos. Ela pode ocorrer através do rearranjo das partículas, método conhecido como estabilização por compactação ou através da inclusão ou retirada de partículas do solo, método conhecido como correção ou ajuste granulométrico. O

primeiro é o mais utilizado e, muitas vezes, é realizado associado à estabilização física e/ou química.

Segundo Bastos (2005), a estabilização mecânica ou granulométrica consiste na mistura de dois ou mais solos, visando obter um material com distribuição granulométrica desejada tal que se mantenha volumetricamente estável e que apresente ganho de resistência e diminua a permeabilidade.

Para Nogami e Villibor (1995), a estabilização granulométrica consiste na manipulação de dois solos e/ou materiais granulares naturais ou obtidos artificialmente (brita, por exemplo), em proporções adequadas de forma a obter um produto final de estabilidade maior que os materiais isoladamente, ou seja, um produto final com melhor comportamento mecânico e hídrico do que eles apresentavam anteriormente.

Conforme definição dada pela norma DNER-ES 301/97 do Departamento Nacional de Infra Estrutura de Transporte (DNIT), a base estabilizada granulometricamente é uma camada granular de pavimentação, executada sobre a sub-base, subleito ou reforço do subleito devidamente regularizado e compactado.

Essa técnica de estabilização mecânica, por compactação, é muito empregada no Estado de São Paulo. Observa-se na figura 2.2 a estabilização mecânica obtida a partir da compactação de um solo laterítico para a execução de acostamento na rodovia SP-425.

Os materiais utilizados para a execução da base deverão ser ensaiados e analisados conforme normas específicas locais, tais como normas de prefeituras, departamento de estradas de rodagem ou mesmo do governo Federal - DNIT.

Figura 2.2: Base de solo laterítico estabilizada mecanicamente. Rodovia SP 425. Fonte: Acervo próprio.

Normalmente, os órgãos governamentais estaduais, federais ou até mesmo municipais, preconizam faixas granulométricas para a execução de obras de pavimentação. A composição granulométrica deve satisfazer a uma determinada faixa granulométrica. A tabela 2.1 mostra um exemplo das composições granulométricas conforme faixas de tráfego determinadas na norma de especificação de serviço DNER-ES 301/97 – "Pavimentação – Base Estabilizada Granulometricamente" do Departamento Nacional de Infra Estrutura de Transporte (DNIT). Observa-se que o DNIT permite a utilização de solos finos em bases de pavimentos, no entanto, limita-os ao tráfego leve, podendo ser notada nas faixas E e F do exemplo mostrado na tabela 2.1.

Tabela 2.1: Composições granulométricas conforme a norma de Especificação de Serviço DNER-ES 301/97 do DNIT em relação às faixas de tráfego. Fonte: norma DNER-ES 301/97.

| Tipos de Peneiras | Para N > 5 X $10^6$ | | | Para N < 5 X $10^6$ | | | Tolerâncias da faixa de Projeto |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | A | B | C | D | E | F | |
| | % em peso passando | | | | | | |
| 2" | 100 | 100 | - | - | - | - | +/- 7 |
| 1" | - | 75 - 90 | 100 | 100 | 100 | 100 | +/- 7 |
| 3/8" | 30 - 65 | 40 - 75 | 50 - 85 | 60 - 100 | - | - | +/- 7 |
| Nº 4 | 25 - 55 | 30 - 60 | 35 - 65 | 50 - 85 | 55 -100 | 10 - 100 | +/- 5 |
| Nº 10 | 15 - 40 | 20 - 45 | 25 - 50 | 40 - 70 | 40 - 100 | 55 - 100 | +/- 5 |
| Nº 40 | 8 - 20 | 15 - 30 | 15 - 30 | 25 - 45 | 20 - 50 | 30 - 70 | +/- 2 |
| Nº 200 | 2 - 8 | 5 - 15 | 5 - 15 | 10 - 25 | 6 - 20 | 8 - 25 | +/- 2 |

O Estado de São Paulo tem alguma experiência de bases de solos estabilizada mecanicamente. Segundo Nogami e Villibor (1995), uma das primeiras utilizações experimentais de base com o uso de solo arenoso fino laterítico de que se tem notícia refere-se à construção em maio de 1967 de dois trechos como variantes de tráfego, de aproximadamente 300m cada na via Washington Luis (SP-310). Essas variantes foram revestidas com tratamento superficial simples e teriam que funcionar três meses e meio até a construção do trecho definitivo. Conforme bem relatam os autores, após o término desse prazo, constatou-se que as variantes estavam em perfeitas condições, fato que incentivou a construção de novos trechos experimentais com uso do tipo de base considerada.

A compactação é uma variante que pode afetar diretamente o comportamento final esperado. Conforme Melo (1985), a compactação de um solo é designada pela ação mecânica susceptível de provocar nesse solo uma diminuição do seu índice de

vazios. O teor de água de um solo se mantém praticamente constante durante a compactação, o que constitui a principal diferença entre a compactação e a consolidação. Para Melo, está associada à consolidação a idéia de um processo relativamente lento, provocado por uma solicitação estática ou dinâmica que origina a aproximação progressiva das partículas sólidas à medida que a água se escoa. Já a compactação é associada a um processo rápido e brusco que procura alterar a estrutura das partículas de um solo.

Conforme citado por Fortes (2002), Ralph Proctor em 1933 desenvolveu uma série de estudos e entre eles um ensaio dinâmico para a determinação experimental da curva de compactação (massa específica aparente seca versus teor de umidade ótimo).

A figura 2.3 mostra um exemplo de uma curva de compactação onde $\gamma s$ máx é a densidade específica máxima do material. No ponto de inflexão da curva, determina-se o teor de umidade ótimo. Nesse ponto, o solo apresentará massa específica aparente seca máxima. Segundo Fortes (2002), no ramo de ascendência da curva chamada de ramo seco, a água lubrifica as partículas e facilita o arranjo destas. No ramo de descendência da curva, a água amortiza a compactação e começa a ocupar lugar da fase sólida, decrescendo assim a massa específica aparente seca.

Para as obras de pavimentação são comumente utilizados dois tipos de rolos para a compactação, sendo eles o rolo pé-de-carneiro e o rolo liso. Eles se diferenciam pelo tipo de utilização. O primeiro tem um bom comportamento na compactação de todos os tipos de solos, exceto as areias. Já o rolo liso, é utilizado para a selagem da compactação realizada com o rolo pé-de-carneiro, protegendo o aterro à ação da água de um dia para o outro e na compactação de solos arenosos, pedregulhos e pedra britada.

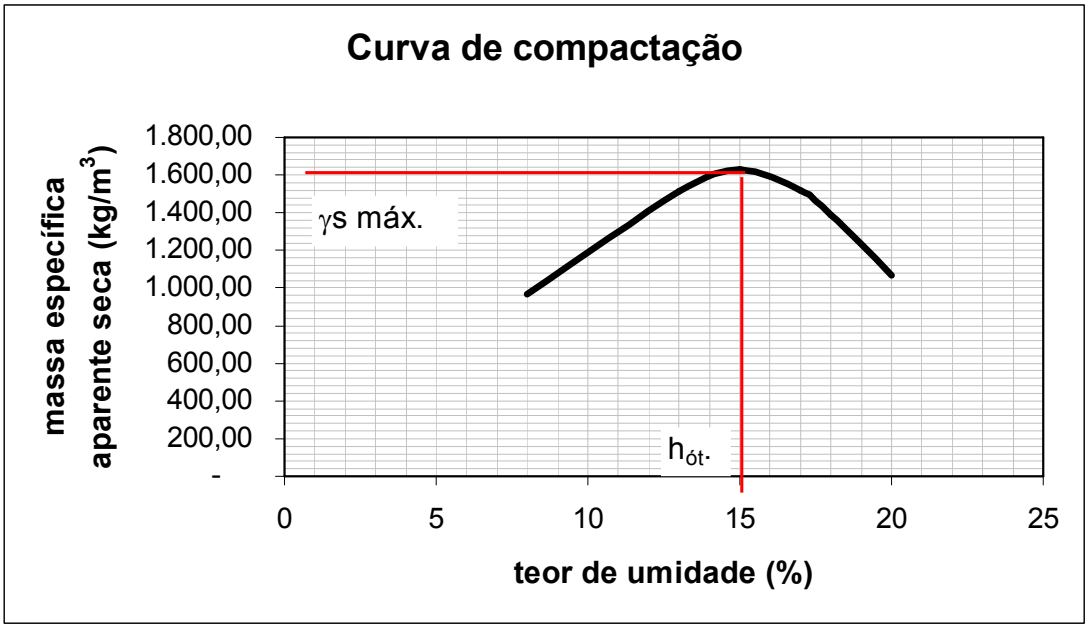



Figura 2.3: Exemplo de uma curva de compactação.

Observa-se na figura 2.4 a compactação de um canal. Primeiramente foi realizada a compactação com o rolo pé-de-carneiro e nota-se a utilização do rolo liso realizando a selagem da compactação da camada de aterro.

Na figura 2.5, tem-se a compactação com o rolo pé-de-carneiro feito no aterro de um trecho onde está sendo construída a pista da obra do Rodoanel Mário Covas – trecho sul em São Paulo. As camadas são feitas com espessura de aproximadamente 20 a 25 cm para garantir o grau de compactação de projeto. Esse é um trecho de aterro e não constitui a camada de pavimento, ou seja, não faz parte do último metro do pavimento. A compactação com vários rolos geralmente é realizada para diminuir o tempo de compactação. Quando a compactação é mais rápida, diminui também as chances da perda de água. Assim, com a utilização de vários rolos sucessivos, atinge-se em um único percurso a compactação determinada no projeto.

Figura 2.4: Estabilização mecânica por compactação com rolo liso. Fonte: acervo próprio.

Com relação à compactação, Melo (1985) diz que essa constitui uma forma de forçar o aumento da densidade de um solo, e embora não apresente uma relação tão óbvia como a que existe entre tensão e consolidação / compacidade do solo, existe alguma relação causa-efeito entre as características de um equipamento de compactação e a compacidade que esse equipamento confere ao solo. Assim, num processo de consolidação existe uma correspondência entre a compacidade máxima e a tensão de consolidação usada, compacidade essa que só poderá ser aumentada com o aumento da referida tensão de consolidação.

Figura 2.5: Estabilização mecânica por compactação com rolo pé-de-carneiro. Fonte: acervo próprio.

Um exemplo dessa relação citada por Melo (1985) pode ser observado nas figuras 2.6 e 2.7. Nota-se que há uma proximidade entre o teor de umidade em que o solo atinge a melhor capacidade de suporte verificado na curva do ensaio de índice de suporte (CBR) e entre o teor de umidade em que o solo atinge a máxima massa específica aparente seca, determinada no ensaio de compactação. Esses dados foram obtidos de uma amostra de um solo tipo silte micácio pouco arenoso, coletado na região de Mauá.

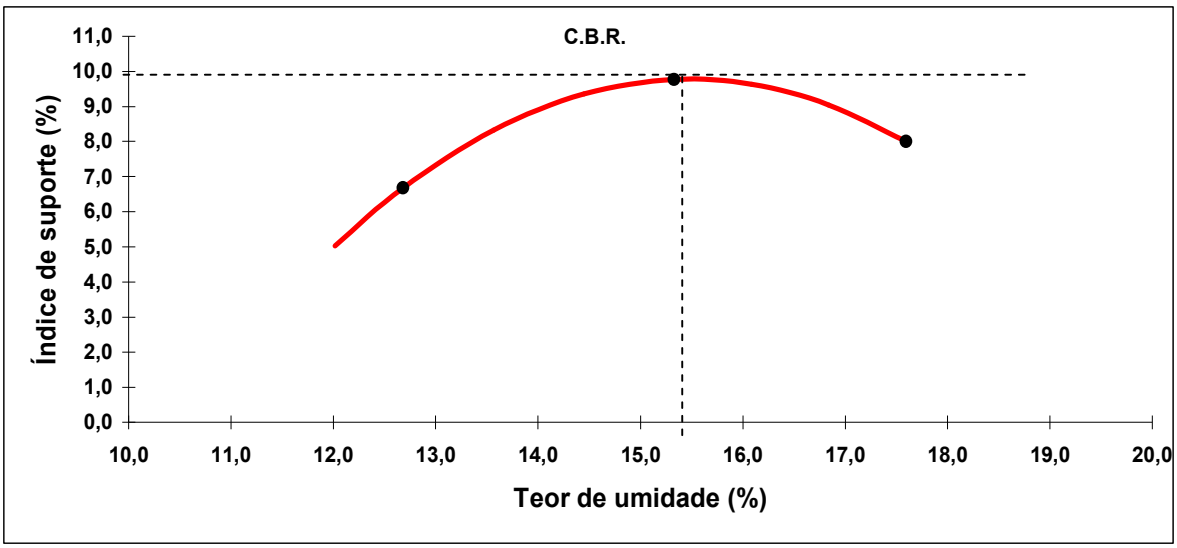



Figura 2.6: Exemplo de curva de índice de suporte x teor de umidade. Fonte: acervo próprio.

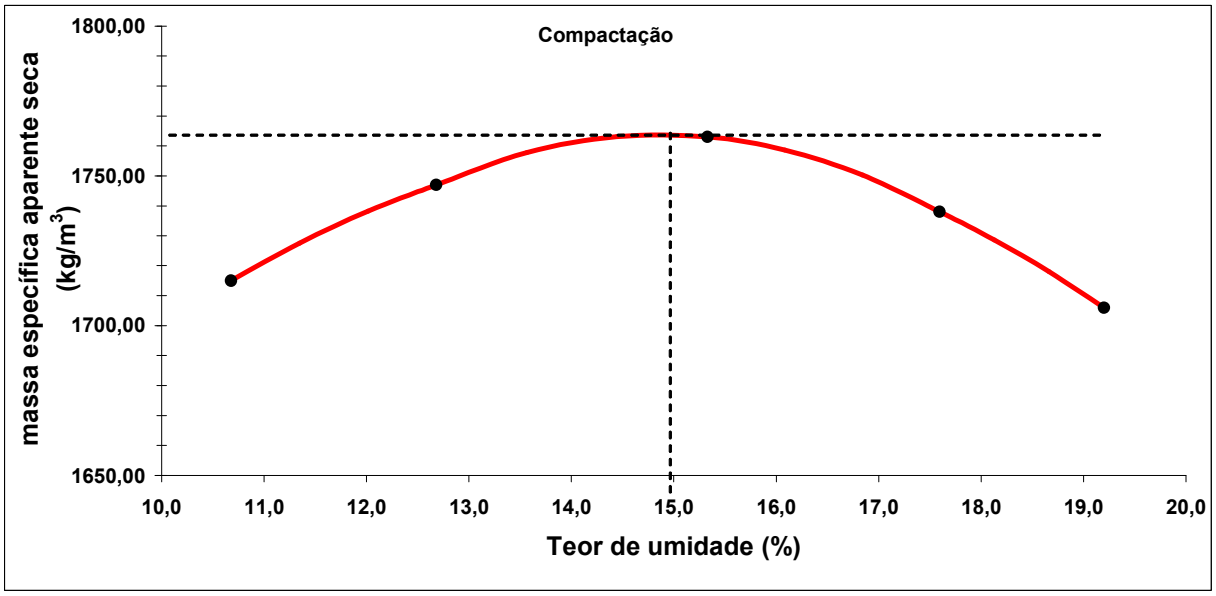



Figura 2.7: Exemplo de curva de massa específica aparente seca x teor de umidade. Fonte: acervo próprio.

Este conjunto de semelhanças entre consolidação e compactação evidencia alguns princípios a considerar na estabilização de solos conforme citado por Nascimento (1970):

- o solo é tanto mais resistente quanto mais compacto estiver, podendo a compactação constituir um método para estabilizar o solo;

- um solo expansivo só conserva uma determinada compacidade, obtida por consolidação ou compactação, se for mantida uma pressão igual ou superior à sua pressão de expansão. Com efeito, se a pressão que atua no solo for inferior à de expansão, ele expandirá até que a pressão de reação iguale a sua pressão de expansão, que, entretanto, irá se reduzir.

Segundo Melo (1985), o aumento da potência do equipamento de compactação, na tentativa de melhorar a compacidade de um solo, encontra um limite na compactação (solos finos) e no esmagamento das partículas (solos grossos). Além disso, a remoção do ar existente em solos mal graduados através da compactação é muito reduzida. Essas limitações podem ser ultrapassadas recorrendo ao ajuste, ou correção, da granulometria do solo.

Conforme Nascimento (1970), um dos princípios orientados do método da correção granulométrica é o aumento da compacidade. Esse pode ser conseguido através do ajuste granulométrico que resulta do esmagamento das partículas do material.

Ainda segundo Nascimento (1970), outro processo bastante utilizado para ajustar a granulometria do material é adicionar-lhe ou retirar-lhe frações antes de iniciar a compactação.

Nascimento (1970) afirma que o ajuste granulométrico de um solo, especialmente de fração silto-argilosa, é uma das formas de redução do índice de plasticidade e do limite de liquidez. Este ajuste é geralmente conseguido misturando um

solo pouco plástico ao solo original de elevado potencial plástico. A dosagem dos solos na mistura pode ser obtida pela determinação experimental das próprias misturas.

Na figura 2.8 verifica-se uma rua da cidade de São Carlos em que houve a correção granulométrica do solo e serviu de base para a camada asfáltica. Observa-se na parte à esquerda da figura uma porção de agregado miúdo para a estabilização granulométrica do solo existente.

Figura 2.8: Base de solo estabilizado mecanicamente em ruas da cidade de São Carlos, SP. Fonte: Eric Freitas (2002).

## 2.3 Estabilização Física

Segundo Cristelo (2001), quando as características de estabilidade resultantes de uma aceleração da consolidação não podem ser obtidas mecanicamente ou quando se tornam necessários elevados valores de resistência e rigidez de um solo, devem-se considerar métodos alternativos de estabilização. Neste caso, os tratamentos que envolvam reações físicas podem ser uma boa solução.

Ainda conforme o mesmo autor, estes tratamentos são a estabilização térmica e a estabilização por eletro-osmose, que têm sido alvo de vários testes ao longo dos últimos anos com resultados variáveis. De uma forma geral, têm-se revelado pouco viáveis economicamente, sendo normalmente utilizados apenas quando algum tipo de dificuldade impede o recurso a métodos menos dispendiosos.

Conforme o Serviço Brasileiro de Respostas Técnicas (SRT), (2005), a estabilização elétrica consiste na passagem de uma corrente elétrica pelo solo a estabilizar. As descargas sucessivas de alta tensão são usadas no adensamento de solos arenosos saturados e as de baixa tensão contínua são usadas em solos argilosos empregando-se os fenômenos de eletro-osmose, eletroforese e consolidação eletroquímica.

As estabilizações físicas de solos, geralmente, não são utilizadas para obras de pavimentação. Portanto, não será aprofundado, neste estudo, este tipo de estabilização.

## 2.4 Estabilização Química

Conforme Cristelo (2001), na estabilização química podem ser utilizados vários tipos de aditivos químicos. O processo de estabilização, ou melhor, do aumento do comportamento mecânico se dá através da aglutinação das partículas, ou em outras palavras, as partículas do solo são aglutinadas através de reações químicas e não físicas.

Segundo Correia (1996) apud Cristelo (2001), o tratamento de solos com estes materiais em obras de terraplenagem têm dois objetivos: corrigir o teor de umidade dos solos quer sejam de solos “in situ” quer de solos a ser reutilizados; realizar camadas de solo suficientemente rígidas e estáveis às variações hídricas, capazes de permitir o tráfego de obra e suportar a construção das camadas superiores; e ter bom comportamento sob a ação do tráfego.

Para Cristelo (2001), no primeiro caso pretende-se uma rápida alteração no comportamento do solo de modo a possibilitar a circulação de equipamentos de obra e a execução das terraplenagens, não visando, contudo uma significativa melhoria das características mecânicas. Esta melhoria constitui sim o segundo objetivo referido, no que pode ser considerada uma transformação do solo original num material nobre através da alteração permanente das suas propriedades.

Conforme Parsons and Milburn (2003), muitos aditivos químicos e industrializados são utilizados para melhorar as propriedades do solo. Esses podem conferir resistência ao solo, por meio de cimentação dos grãos entre si ou por meio de aumento ou preservação das forças coloidais que unem os grãos entre si.

Será feita uma breve descrição dos tipos mais comuns de estabilizações químicas: cimento Portland, cal, cinzas volantes e emulsão asfáltica. A emulsão

asfáltica, utilizada para a estabilização química, será aprofundada posteriormente, por ser o objeto principal deste estudo.

### 2.4.1 Estabilização com cal

Para Bastos (2005), ocorre no solo-cal reações químicas com a fração fina do solo (reações pozolânicas). Ele cita como principais efeitos da cal nas propriedades do solo:

- distribuição granulométrica – agregação ou floculação. O efeito é maior quanto mais fino for o solo;

- plasticidade – geralmente aumenta nas argilas não expansivas e diminui nas expansivas;

- variação volumétrica – redução de expansibilidade e aumento do limite de contração;

- características de compactação – a floculação impõe maior resistência à compactação;

- resistência - aumento imediato e continuamente crescente;

- interação argila-água – diminui a absorção de água pela argila.

Conforme Grogan et al. (1999), a cal é, provavelmente, o agente mais usado na estabilização química de solo. Ela é particularmente útil para a estabilização de argilas altamente plásticas ou solos de graduação fina. A cal reage quimicamente com o material de graduação fina por um processo de troca de cátions.

Segundo Pinto (1985), no emprego da cal, a resistência depende muito do tipo de solo e sugere que para a sua utilização, sejam feitos estudos com os solos a serem utilizados, assim:

- solos do horizonte A, ou seja, solo mineral mais próximo da superfície; tendo como principais características a matéria orgânica em decomposição; a fonte de sólidos carreados pela água para os horizontes inferiores; ser muito poroso e terem alta compressibilidade, não conduzindo a altas resistências;

- a reatividade de solos do horizonte B, ou o receptor dos sólidos carreados de A, como também pode ser chamado; que apresenta um desenvolvimento máximo de cor e estrutura e que pode ser utilizado como fundação de pequenas estruturas e como material de construção é muito variável;

- solos do horizonte C, que são os da zona de transição para a rocha; não afetado pelos agentes de alteração (biológicos, físicos e químicos) dos horizontes superiores; que mantém características próximas da sua origem geológica e são usados tanto como empréstimo ou fundação, geralmente reagem satisfatoriamente;

- solos do grupo das montmorilonitas apresentam as maiores reatividades com a cal;

- solos com pH acima de 7 geralmente apresentam boa reatividade, enquanto que carbono orgânico é indício de retardo nas reações;

- propriedades de classificação, tais como porcentagens de argila, limite de liquidez, índice de plasticidade não são indicativas da reatividade da cal

- não há correlação entre a reatividade da cal com a capacidade de troca de cátions do solo;

- todos os solos calcários estudados apresentaram boa reatividade.

Por outro lado, Parsons and Milburn (2003) afirmaram que para solos estabilizados com cal, as condições e as propriedades mineralógicas têm um bom efeito de ganho de resistência a longo prazo. A introdução de hidróxido de cálcio aumenta o pH, fazendo com que a sílica e o alumínio das partículas de argila se transformem em solúveis e interajam com o cálcio em uma reação pozolânica. A reação pozolânica entre a sílica ou alumínio nas partículas de argila e cálcio, para a cal, pode formar a estrutura cimentada que aumenta a resistência mecânica do solo estabilizado. O cálcio residual deve remanescer no sistema e combinar com a sílica ou o alumínio disponível e manter o pH alto o bastante para manter a reação pozolânica.

Conforme Parsons and Milburn (2003), na estabilização com a cal ocorrem duas reações. A primeira, a troca de cátions e aglomeração/floculação, ocorre muito facilmente. A segunda, em longo prazo, é a reação da pozolana. Nesse caso, a reação depende da mineralogia da argila e da maior quantidade de cálcio avaliado depois da reação inicial de pega. O resultado da reação da pozolana, num longo prazo, é o ganho de resistência, podendo continuar por anos.

Ainda segundo Parsons and Milburn (2003), um processo conhecido como cura autógena ocorre também na reação pozolânica, resultando na retomada da resistência depois que a mesma tenha sido perdida. No processo de cura autógena, não há a incorporação de água durante processo de cura. Ele ocorre na presença de ar ou através da água que fica retida por materiais ultra-absorventes (como polímeros) durante a mistura. Nem toda argila ou materiais de fina granulometria reagem com a cal. Há muitos fatores que afetam a reatividade da cal com um material gelado. Entre esses, encontra-se o pH do solo, conteúdo de carvão orgânico, drenagem natural, quantidades excessivas de sódio, mineralogia da argila, teor de umidade, presença de carbonatos, ferro, taxas de sílica. Portanto, se o solo não é reativo, ele não é apropriado para ser estabilizado com cal.

Para Guimarães (1971), a troca de cátions e aglomeração/floculação ocorre por substituição isomórfica no interior das estruturas cristalinas ou nas quebras dos cristais dos minerais argilosos, onde surgem íons trocáveis por outros, que através de suas

outras valências livres exercem uma ação de ligação entre unidades cristalinas, agregando e floculando as partículas argilosas dispersas no solo.

Conforme Guimarães (1971), a utilização da cal em meios rodoviários, iniciou-se em 1920, nos Estados de Missouri e Iowa nos Estados Unidos da América (EUA). Pela ausência de uma capa protetora, acima da camada tratada com cal, após dois anos, a estrada não mais resistiu à ação de alteração pelo tráfego. Assim, o pavimento com a cal desapareceu e ressurgiu em 1946, no Estado do Texas, através de novas pesquisas que mostraram que a cal era efetiva para a melhoria da maioria dos solos argilosos no aspecto rodoviário.

O registro mais antigo encontrado da utilização da cal em pavimentação rodoviária no Brasil foi o citado por Guimarães (1971). Ele comentou a experiência dos engenheiros do antigo DNER em 1971 em um trecho compreendido entre Cruz Alta e Carazinho na BR-377 no Rio Grande do Sul.

Como exemplo atual, há a aplicação da estabilização do solo com cal em um trecho da obra do Rodoanel Mário Covas – trecho sul, em São Paulo, como mostra a figura 2.9. Para a realização da sub-base, passou-se o trator com grade de disco para que a cal aderisse melhor ao solo. Após gradeado o solo, a cal foi lançada e novamente o trator com grade de disco foi passado para garantir a mistura da cal com o solo.

Na seqüência, a mistura de solo-cal foi compactada com o rolo pé-de-carneiro e depois feito a selagem com o rolo de pneus liso para garantir que a superfície ficasse plana e possibilitasse a medição da deflexão com o auxílio da Viga Benkelman. O objetivo da inclusão da cal nesta obra foi de cortar a expansibilidade do solo, que estava superior a 4%.

Observa-se na figura 2.10 a selagem da mistura solo-cal com o rolo de pneus liso e na figura 2.11 a medição da deflexão na mistura solo-cal com o auxílio da Viga Benkelman.

Figura 2.9: Aplicação de Cal para a execução da sub-base estabilizada com cal na obra do Rodoanel Mário Covas.  Fonte: acervo próprio.

Figura 2.10: Selagem da mistura solo-cal. Obra Rodoanel Mário Covas – Trecho Sul. Fonte: acervo próprio.

Figura 2.11: Verificação da deflexão com a Viga Benkelman. Obra Rodoanel Mário Covas – Trecho Sul. Fonte: acervo próprio.

## 2.4.2 Estabilização com cimento Portland

Segundo a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), (2004) o solo cimento é uma mistura íntima, homogênea, compactada, curada e endurecida de solo, cimento Portland e água em proporções tais que garantam a obtenção de propriedades adequadas de resistência e de durabilidade, quando submetida a esforços devidos à ação de agentes externos mecânicos e ambientais.

Para a Portland Cement Association (PCA), (1995), o solo cimento é uma mistura altamente compactada de cimento Portland, solo e água. O solo cimento difere dos pavimentos de concreto em diversos aspectos. Uma diferença significativa é a maneira em que as partículas do solo são unidas. Nas misturas dos pavimentos concretos de cimento Portland, há a pasta (mistura do cimento Portland e da água), que é suficiente para revestir a área de superfície de todos os agregados e para encher os

vazios entre eles. Nas misturas do solo cimento, a pasta é insuficiente para encher os vazios e revestir todas as partículas, tendo por resultado uma matriz de cimento que liga os nódulos do material não cimentado.

Além do solo cimento, a Portland Cement Association (PCA), (1995) define o solo melhorado com cimento como um material que pode ser tratado com uma proporção relativamente pequena de cimento Portland – pouco cimento é necessário para produzir uma mistura rígida. O objetivo deste tratamento é melhorar problemas das propriedades indesejáveis do solo ou substituir materiais que não sejam adequados para o uso em construções.

Ainda conforme a PCA, com as pequenas quantidades do cimento Portland usadas, o solo melhorado com cimento torna-se endurecido ou ligeiramente endurecido. Entretanto, ele ainda funciona essencialmente como um solo, embora melhorado. O grau de melhoria depende da quantidade do cimento Portland usada e do tipo de solo. Conseqüentemente, pela adição variada das quantidades de cimento Portland, é possível produzir solos modificados com cimento em uma larga escala de propriedades da engenharia.

Verifica-se na figura 2.12 a realização de obra de solo melhorado com cimento retirada do site da Portland Cement Association. A mistura foi realizada previamente e observa-se a compactação com o rolo pé-de-carneiro.

De acordo com Zhang and Tao (2006), os solos tratados ou estabilizados com cimento têm sido amplamente utilizados em bases, sub-bases e reforços de pavimento desde 1915. O cimento Portland tem sido efetivo na estabilização numa ampla variedade de solos, incluindo materiais granulares, siltes e argilas. Projetos de misturas estabilizadas com cimento Portland geralmente são ditadas por ensaios de carga e ensaios de durabilidade por molhagem e secagem e / ou ciclos com gelos e degelos.

Figura 2.12: Realização de obra de solo melhorado com cimento. Fonte: site PCA.

Conforme Cristelo (2001), um dos aditivos mais conhecidos e aplicados na estabilização química de um solo é o cimento Portland. Este tratamento pode ser utilizado em certos tipos de solos pouco plásticos ou não plásticos, com teores em água suficientemente elevados para impedir a sua adequação aos trabalhos de terraplenagem. Contudo, os principais objetivos da utilização do cimento Portland na estabilização de solos são a melhoria das características mecânicas e uma maior estabilidade relativamente à variação do teor em água.

Para Parsons and Milburn (2003), diferente da estabilização com a cal, a reação que ocorre com o cimento Portland não é dependente do tipo do material que está sendo estabilizado. Ela é uma reação química que ocorre com a hidratação do cimento. A reação do cimento Portland independe do material com o qual ele está em contato.

Bastos (2005), disse que quaisquer solos, com exceção daqueles altamente orgânicos, podem ter suas propriedades melhoradas pela adição de cimento Portland e que solos muito argilosos necessitam de elevados teores de cimento Portland, devido à dificuldade de homogeneização da mistura. O mecanismo de estabilização do solo são as ligações mecânicas e químicas entre o cimento e a superfície rugosa dos grãos. O cimento se fixa através dos pontos de contato entre os grãos. A cimentação é mais

efetiva quanto maior for o número de contatos, ou seja, solos com elevada macro textura.

Parsons and Milburn (2003) definiram o cimento Portland como um mineral composto por óxidos de cálcio, sílica, alumínio e ferro. Quando o cimento Portland é misturado com água, componentes de cimentação como o silicato de cálcio hidratado e o aluminato de cálcio hidratado são formados e é liberado o aluminato de cálcio hidratado. Alguns cálcios são disponibilizados antecipadamente para modificar a partícula de argila. Quando a água é adicionada, o cálcio adicional ainda não transformado no processo dá forma na hidratação do cimento Portland. A quantidade total de hidróxido de cálcio produzida pelo cimento Portland é aproximadamente 31% do seu peso.

Ainda conforme Parsons and Milburn (2003), a hidratação ajuda a estabilização floculando partículas de argila do começo ao fim da cimentação. A reação de hidratação e o aumento das forças ocorrem na maior parte entre 24 horas e 28 dias. Após esse período o ganho de resistência é mais lento.

Para Scullion (2001), o maior problema da estabilização do solo com cimento não é a resistência mecânica ou a durabilidade, mas as fissuras por contração. Em um estudo de caso realizado por ele, verificou-se que desde o início da utilização das bases de solo cimento, os ensaios feitos nestas seções reportaram fissuras excessivas com imperfeições na pista e difícil manutenção.

Scullion (2001) afirma que os fatores que influenciam na exatidão e quantidade de fissuras são complexos e numerosos. Ele cita como fatores a quantidade de cimento Portland e de água usados, as propriedades dos agregados, a adequação dos processos de cura, condições climáticas e a localização da camada tratada com cimento Portland em relação à camada superficial.

Segundo Mohammad et al. (2002), as fissuras por contração podem ser aliviadas com as seguintes ações:

- controlando a quantidade máxima das partículas de argila;

- usando cinzas volantes ou componentes orgânicos;

- controlando a qualidade da construção incluindo a densidade máxima, curando apropriadamente e uniformizando a mistura;

- controlando as fissuras de reflexão do começo ao fim na superfície do concreto asfáltico, tal como as pré-fissuras e aumento da espessura das fissuras.

Em seu estudo, Mohammad et al. (2002), sugeriram que a inclusão de fibra aumenta significantemente a força de tensão e reduz o potencial da fissura de contração. Seu uso pode aumentar significantemente o pico da força de compressão, força de tensão e capacidade de absorção de energia.

Conforme a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) (1974), as primeiras aplicações do solo cimento no Brasil, no setor da pavimentação, deram-se em 1941. Nessa época, pequenas áreas foram pavimentadas com esse material, como pátios e pistas de circulação no aeroporto Santos Dumont no Estado do Rio de Janeiro, trechos de ruas na cidade de São Paulo e dois trechos experimentais em estradas de rodagem nos Estados de Minas Gerais e Rio de Janeiro.

Ainda conforme a ABCP (1974), a primeira aplicação em larga escala foi feita no aeroporto de Petrolina, no Estado de Pernambuco, com a pavimentação da primeira pista de pouso, executada em 1942, por um processo inteiramente manual.

Conforme Okawa et al. (1976), no Estado de São Paulo, a aplicação significativa deste material iniciou-se a partir de 1956. Em 1958, o Estado de São Paulo já contava com 800 km de solo cimento e em 1967 atingia a casa dos 4.300 km.

A figura 2.13 mostra uma base de solo cimento construída a mais de 40 anos na rodovia que interliga as cidades de Matão e Barretos no Estado de São Paulo. Vê-se

que o revestimento asfáltico superior à base de solo cimento se encontra deteriorado, mas a base permanece em bom estado de conservação.

Figura 2.13: Base de solo cimento com mais de 40 anos (Matão-Barretos no Estado de São Paulo) – Fonte: ABCP.

Segundo acervos fotográficos da ABCP, entre as décadas de 1960 e 1970, no Estado de São Paulo, foram construídos trechos de solo cimento na cidade de Avaré, na ligação da rodovia Castelo Branco com a rodovia Raposo Tavares, na cidade de Araraquara, em São Bernardo do Campo, na ligação das cidades de Porto Feliz e Itu, na ligação entre Ribeirão Preto e Jardinópolis, em algumas rodovias circundantes de Bauru, entre outros.

### 2.4.3 Estabilização com cinzas volantes

Segundo Grogan et al. (1999), as cinzas volantes são um produto industrial resultado da queima de terra ou de carvão em pó em um material pozolânico. As cinzas volantes necessitam ser misturadas com um ativador para formar um composto cimentado. O ativador requerido dependerá da fonte e da composição química das cinzas volantes e do material com o qual será misturado. Alguns materiais que ativarão as cinzas volantes podem ser a cal ou o cimento Portland e poderão ser usados como ativador que proverão o hidróxido de cálcio requerido. Existem dois tipos de pozolanas, as naturais e as industriais. Um exemplo de pozolana natural é a areia vulcânica procedente das cinzas do Vesúvio que os romanos misturaram com cal, água e agregados para formar um concreto impermeável. Escórias de ferro de alto forno podem ser a base misturada com água e uma fonte de hidróxido de cálcio para formar a cimentação dos materiais.

Parsons and Milburn (2003), classificaram as cinzas volantes como um produto industrial que vem primeiramente da queima de carvão gerada em usinas. Ele é um material pozolânico que contém base mineral de sílica, alumínio e cálcio. Como um material de vários produtos, a composição específica das cinzas volantes pode variar baseada nos processos de combustão e fontes do carvão.

Conforme Guimarães (2002), a cinza volante contém sílica ativa, elemento necessário para o aparecimento de reações entre a cal e o solo na mistura compactada para o pavimento. A reatividade da cinza volante varia de acordo com o carvão que lhe dá origem e embora a mistura possa ser feita no próprio leito da estrada, os melhores resultados são obtidos com materiais previamente preparados em usinas centrais.

Parsons and Milburn (2003), disseram que na presença de água os constituintes naturais de cimentação das cinzas volantes reagirão para produzir um

material cimentado. Desde que contenha sua própria pozolana, as cinzas volantes não dependem de solos providos de pozolana para reagirem.

### 2.4.4 Estabilização com emulsão asfáltica

A mistura de solo-emulsão consiste na junção de solos (argila, silte e areia) com água e material betuminoso. O material utilizado para essa mistura é a emulsão asfáltica e tem como finalidade alterar ou melhorar as propriedades dos solos de modo que apresentem características de um material estabilizado para base ou sub-base.

Segundo a Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfaltos (ABEDA) (2001), a estabilização solo-emulsão é o produto resultante da mistura de solos, geralmente locais, com emulsão asfáltica na presença ou não de filer minerais ativos, em equipamentos apropriados, espalhado e compactado a frio.

Conforme citado por Jacinto et al. (2005) há algumas décadas, desde que se iniciou a utilização de misturas de solo com emulsões asfálticas em pavimentação, pesquisadores da área buscam entender o processo de interação que ocorre entre solo, água e material asfáltico. Em estudos de Kézdi and Rétháti (1988), apud Jacinto et al. (2005), ao misturar água e emulsão asfáltica a um solo, inicia-se uma série de processos físicos e químicos que irão influenciar no seu comportamento mecânico. Segundo eles, o objetivo da estabilização com material asfáltico é cobrir as partículas com um filme betuminoso que deve ser, por um lado, esbelto o bastante para não reduzir radicalmente a resistência por atrito e, por outro lado, espesso o bastante para cimentar os sólidos.

Nesse mesmo estudo, Inglês and Metcalf (1972) apud Jacinto et al. (2005), afirmaram que a principal função do material asfáltico é conferir coesão e impermeabilização aos solos, o aumento da coesão é notado, principalmente em solos

arenosos, enquanto o efeito da impermeabilização é fortemente observado em solos argilosos. Para estes, a argila seria o elemento coesivo e o asfalto teria a função de proteger as partículas de argila do efeito do teor de umidade, contribuindo dessa forma para o aumento da resistência dos solos. Ambos os efeitos originam-se, em parte, da formação de filmes ao redor das partículas de solo, que as aderem e previnem a absorção de água e do simples bloqueio dos poros, impedindo a entrada da água na massa de solo.

Para a ABEDA (2001), se o solo é constituído totalmente de areia, a missão principal da emulsão asfáltica é aglutinadora, ou seja, conferir adesão. Quando se tem um solo coesivo puro (solo argiloso), a função da emulsão asfáltica é proteger as partículas do solo da ação da umidade.

Conforme Inglês and Metcalf (1972) apud Jacinto et al. (2005), em geral, a máxima resistência é obtida para um teor ótimo de material asfáltico, sendo a utilização de teores maiores que o ótimo prejudicial para a resistência. No entanto, a máxima impermeabilização é obtida para teores maiores que o ótimo de material asfáltico. Dessa forma é usual adotar um meio termo entre a mínima permeabilidade e a máxima resistência. Há então dois efeitos contrários no processo: filmes de emulsão asfáltica mais esbeltos (até certo ponto) contribuem para materiais mais resistentes; porém, filmes espessos ou preenchimento dos poros são mais efetivos para prevenir o ingresso de água causando, no entanto, perda de resistência, pois contribuem para lubrificar as partículas e impedem o entrosamento dos grãos.

Segundo Hamzah (1983) apud Cristalo (2001), as propriedades dos solos estabilizados com emulsão asfáltica são:

- Aumento da resistência à compressão uniaxial até um determinado valor ótimo do teor em betume. Este valor ótimo e a própria resistência serão tanto maiores quanto maior for o tempo de cura;

- Aumento da resistência à compressão e do módulo de elasticidade até um determinado valor máximo. Quanto mais elevada for a temperatura de compactação, maiores serão os valores máximos obtidos para os referidos parâmetros;

- Redução da densidade máxima com o aumento do teor de betume da mistura;

- Redução da susceptibilidade à água com o aumento do teor de betume.

Para Finberg (2008), as bases estabilizadas com emulsão asfáltica são flexíveis, resistentes à fadiga e diminuem a propensão a fissuras nos pavimentos. A emulsão asfáltica tem melhor comportamento para materiais granulares do que para solos finos e ela os liga melhorando a coesão e a resistência mecânica.

Conforme SABITA – Southern African Bitumen Association (1996), quando o betume age com o cimento Portland misturado junto ao agregado, tem-se somente uma mistura que não ajuda a densificação na mesma proporção que a emulsão asfáltica. Quando as emulsões asfálticas de betume são usadas, a água da emulsão asfáltica age como um agente de densificação devido à evaporação, que parece se ajustar acima das forças dos vazios, trazendo as partículas individuais mais próximas e deixando a mistura mais densa. O betume residual reforça este adensamento agindo como um cimento Portland. Isto porque as misturas tratadas com emulsão asfáltica adquirem somente sua resistência final após algumas horas. Na cura da mistura, a água evapora e a mistura fica densa.

Em outro manual publicado pelo mesmo órgão SABITA (1996), tem-se a informação que a baixa permeabilidade promove durabilidade por longo tempo ao pavimento e protege a estrutura do pavimento ao ingresso da água, principal causa de danos à mistura.

Alguns estudos sobre o solo-emulsão foram feitos no Brasil. Conforme citado por Soliz (2007), há trabalhos nos Estados do Piauí, da Paraíba, de Santa Catarina e do Rio de Janeiro.

No estudo feito por Momm (1983) apud Soliz (2007), ele adicionou porcentagens entre zero e quatro de emulsão asfáltica e avaliou a melhoria em relação à compressão simples moldando os corpos-de-prova com energia equivalente ao ensaio de compactação “Proctor” modificado. O tempo de cura antes do ensaio foi de sete dias ao ar.

As conclusões deste estudo feito por Momm 1983 apud Soliz (2007):

- A resistência à compressão simples aumenta significativamente até um teor ótimo de emulsão asfáltica.

- A adição de emulsão asfáltica não altera significativamente o teor de umidade de compactação e a variação deste teor de umidade está em torno de mais ou menos um por cento sobre o teor de umidade ótimo do solo sem emulsão asfáltica.

- Na resistência à compressão simples, a adição de emulsão asfáltica altera significativamente o teor de umidade ótimo.

- O teor de emulsão asfáltica que resultou na máxima densidade, não foi o mesmo que propiciou a máxima resistência à compressão simples.

- E por último, o teor de emulsão asfáltica com o qual se tinha a maior densidade, foi o mesmo com o qual se obteve a deformação máxima.

Os pontos verificados nos estudos citados por Soliz (2007) que também foram empregados como premissas nos ensaios desse estudo são: tempo de cura dos corpos-de-prova ao ar de sete dias e a utilização de emulsão asfáltica de ruptura lenta.

Sant´Ana et al. (2007) realizaram dois trechos experimentais de solo-emulsão, com camada de cinco centímetros, na cidade de São Luis, para baixos volumes de tráfego e concluíram que:

- É importante o cuidado na operação de escarificação para evitar o aprofundamento além do desejado;

- A aplicação da emulsão asfáltica deve ser em etapas, concentrando as maiores taxas para o final com mais CAP residual na superfície;

- A diluição da emulsão asfáltica se mostrou adequada para melhorar a homogeneização em campo; e

- Deve-se executar uma capa provisória após o término da camada de solo-emulsão.

## 2.5 Considerações sobre as Estabilizações

As estabilizações de solos fazem parte da rotina das obras rodoviárias com o intuito de se obter melhores comportamentos dos mesmos. Em praticamente todas essas obras a estabilização mecânica é executada.

A estabilização química é uma alternativa utilizada quando a mecânica não é suficiente para atender os parâmetros solicitados no projeto. Ela visa também o aumento do comportamento do solo, que, na maioria das vezes, está em sua condição natural. Os parâmetros de Índice de Suporte Califórnia e expansão para as camadas de reforço de subleito, sub-base e base, conforme as normas do Departamento Nacional de Infra-estrutura Terrestre encontram-se na tabela 2.2, onde ISC significa o Índice de Suporte Califórnia.

Diversos materiais podem ser utilizados na estabilização química e a estabilização mecânica é realizada conjuntamente com a química para que melhores resultados sejam atingidos.

Tabela 2.2: Parâmetros de ISC (Índice de Suporte Califórnia) e expansão conforme normas do DNIT.

| Utilização | ISC | Expansão | Norma |
|---|---|---|---|
| Reforço de subleito | > ISC do subleito | ≤ 1,0% | DNER-ES 300/97 |
| Sub-base | ≥ 20% | ≤ 1,0% | DNER-ES 301/97 |
| Base | ≥ 80% | ≤ 0,5% | DNER-ES 303/97 |

A tabela 2.3 resume algumas características levantadas sobre estabilização química com cal, cimento Portland, cinzas volantes e emulsão asfáltica.

Tabela 2.3: Características dos principais tipos de estabilização química.

| | CAL | CIMENTO PORTLAND | CINZAS VOLANTES | EMULSÃO ASFÁLTICA |
|---|---|---|---|---|
| Processo de estabilização | a curto prazo, há a troca de cátions entre solo e a cal que gera a aglomeração / floculação das partículas. A longo prazo, a pozolana reage com o solo. | através da reação de cimentação que ocorre com a hidratação do cimento Portland | necessitam de um ativador para formar um composto cimentado (cal ou cimento Portland) | confere coesão e impermeabiliza-ção ao solo |
| Aplicação com bom comportamento | solos finos e argilas plásticas | todos os tipos de solos, exceto os orgânicos | todos os tipos de solos, exceto os orgânicos | efeito coesivo em solos arenosos e impermeabilizante em solos argilosos |
| Desvantagens na estabilização | solos orgânicos ou solos com alta compressibilida-de não apresentam bom comportamento | se a mistura não for bem controlada, podem ocorrer problemas referentes às fissuras por contração | quando utilizadas sem o ativador não há aumento no comporta-mento | teores de emulsão asfáltica acima do especificado em projeto lubrificam os grãos diminuindo o comportamento |

## 2.6 Emulsões asfálticas

### 2.6.1 Breve histórico

Segundo James (2006), o uso de emulsões asfálticas teve início no começo do século XX e a extensão do uso de emulsões asfálticas varia amplamente entre os países.

Conforme Talavera et al. (2001), em 1905, foi empregada pela primeira vez uma emulsão asfáltica na construção de rodovias na cidade de Nova York, nos Estados Unidos da América (EUA). Essa emulsão asfáltica utilizada foi a do tipo aniônica e foi empregada no lugar das usuais estradas fabricadas com materiais pétreos, como uma alternativa de evitar o pó gerado pelo tráfego de veículos.

Segundo os mesmos autores, em 1914, o Estado de Indiana, EUA, começou a realizar trabalhos de reparo de estradas empregando estas emulsões asfálticas aniônicas. Nesse mesmo ano, em Hamburgo, Alemanha, construiu-se uma capa asfáltica com um tratamento superficial de várias capas, empregando uma emulsão asfáltica estabilizada a qual reagiu com a argila do substrato pétreo.

Talavera et al. (2001) disseram que as emulsões asfálticas aniônicas começaram a ser empregadas na Europa em 1925. Na fabricação delas, aproveitaram-se os ácidos naftênicos contidos no asfalto para que atuassem como o agente emulsificante no momento de agregar água com soda cáustica no sistema e submetê-lo a uma vigorosa agitação.

Conforme Talavera et al. (2001), as emulsões asfálticas catiônicas apareceram na Europa em 1953 e nos Estados Unidos em meados de 1958. Aparentemente, sua aplicação inicial na construção de estradas coincidiu com a aparição de novos produtos

químicos, tenso-ativos no mercado, os quais tiveram outras aplicações como nas áreas de pinturas, indústrias petroquímicas, indústrias têxteis, etc.

Os mesmos autores finalizam o histórico dizendo que em 1973, os países árabes, produtores da maioria do petróleo mundial, aumentaram o valor do barril do petróleo cru, resultando um melhor aproveitamento de seus derivados, o que gerou um aumento no uso mundial das emulsões asfálticas.

### 2.6.2 Tipos de emulsões asfálticas

Conforme a Norma Brasileira ABNT NBR-7208 “Materiais betuminosos para emprego em pavimentação”, a emulsão asfáltica é um material resultante da dispersão de um cimento asfáltico de petróleo em água, obtido com o auxílio de um agente emulsificante, apresentando partículas carregadas eletricamente, sendo classificadas pela ruptura em rápida média e lenta.

Talavera et al. (2001) definiu as emulsões asfálticas como dispersões de uma fase asfáltica em fase aquosa, apresentando partículas eletrizadas e com grau de ruptura variável. Elas são obtidas da combinação de água mais asfalto aquecido em um meio agitado com a presença de um emulsificante. No caso das emulsões asfálticas, os líquidos não miscíveis são a água e o asfalto. Adicionados a aditivos, os quais ficam na interface entre a água e o asfalto, eles estabilizam as emulsões asfálticas, dependendo somente do tipo de emulsão asfáltica desejada.

A figura 2.14 mostra uma emulsão asfáltica em seu estado natural. Ela é caracterizada pela cor marrom e pela consistência mais densa do que a água, originada pela mistura do cimento asfáltico de petróleo (CAP).

Figura 2.14: Emulsão asfáltica em seu estado natural. Fonte: acervo próprio.

Segundo Talavera et al. (2001), os emulsificantes utilizados para compor as emulsões asfálticas, ao entrarem em contato com a água, dissociam-se ficando com cargas negativas ou positivas dependendo do tipo de emulsificante, gerando então as emulsões asfálticas aniônicas ou catiônicas.

Rivas et al. (2002) afirmaram que as emulsões asfálticas são sistemas dispersos, constituídos por dois líquidos que não se misturam, um deles é a fase contínua, o qual tem o outro líquido à fase interna, disperso em forma de pequenas gotículas. Estes sistemas são termodinamicamente instáveis e possuem certa estabilidade cinética, conferida pela presença de um sulfatado absorvido na interface óleo / água, do qual pode ser capaz de diminuir a tensão interfacial, facilitando a dispersão de um líquido a outro.

Conforme Talavera et al. (2001), o tipo de emulsificante define o tipo de emulsão asfáltica. Os emulsificantes aniônicos têm grupos ácidos em sua parte hidrofílica, com carga elétrica negativa, ou seja, o agente emulsificante confere uma

polaridade negativa aos glóbulos, que adquirem uma carga negativa formando as emulsões asfálticas aniônicas.

Segundo Talavera et al. (2001), os emulsificantes catiônicos são geralmente grupos amenos com carga elétrica positiva. O agente emulsificante confere uma polaridade positiva aos glóbulos, que adquirem uma carga positiva formando as emulsões asfálticas catiônicas.

A Norma Brasileira ABNT NBR-7208 “Materiais betuminosos para emprego em pavimentação”, define a emulsão asfáltica aniônica como a emulsão que apresenta as partículas carregadas negativamente e a emulsão asfáltica catiônica como a que apresenta as partículas carregadas positivamente.

Segundo Baumgardner (2006), as emulsões asfálticas são sistemas coloidais em que o asfalto é disperso numa fase aquosa contínua. A fase asfáltica dispersada tem certas propriedades com respeito à carga elétrica. Conhecida esta propriedade elétrica, compreende-se o sistema coloidal com maior facilidade.

Conforme Talavera et al. (2001), a estabilização dos sistemas coloidais ocorre fundamentalmente por dois mecanismos diferentes:

- Estabilização por Carga Elétrica: obtêm-se colocando uma carga elétrica na superfície das partículas e por pura repulsão eletrostática se estabiliza a dispersão.

- Estabilização Esférica: obtêm-se absorvendo moléculas de polímero na superfície das partículas, já que quando duas partículas com polímeros colocados em sua superfície se aproximam uma da outra estas se repelem mutuamente devido a um aumento na concentração de monômero. Este aumento da concentração produz uma pressão osmótica que faz com que as cadeias poliméricas se separem.

Baumgardner (2006) disse que, no caso de emulsões asfálticas catiônicas, cada gota de asfalto tem múltiplas cargas elétricas positivas devido os cátions da emulsão asfáltica.

Em relação à estabilidade das emulsões asfálticas, Talavera et al. (2001) classificaram nos seguintes tipos:

- Ruptura rápida (RR): são utilizadas para irrigação de imprimadura e revestimentos por um sistema de irrigação.

- Ruptura média (RM): normalmente são empregadas para revestimentos de misturas a frio elaboradas em usinas, especialmente quando o conteúdo de finos é menos ou igual a 2%. Também utilizadas em trabalhos como conserto de buracos, renivelações e tratamentos superficiais.

- Ruptura lenta (RL): Empregam-se para revestimentos de mistura a frio e elaboradas em usinas asfálticas para estabilizações asfálticas.

A fabricação de emulsões asfálticas é realizada em plantas de produção. A figura 2.15 mostra o esquema de uma planta de emulsão asfáltica. Observa-se na figura que a partir do tanque de concentrado de agente emulsificante inicia o processo sendo diluído e gerando a emulsão asfáltica. Verifica-se também que existe uma linha de armazenamento de asfalto reciclado, que se agrega no sistema de produção da emulsão asfáltica. No final do processo, encontra-se o tanque com a emulsão asfáltica no processo finalizado seguido pela bomba que fará sua transferência para o transporte.

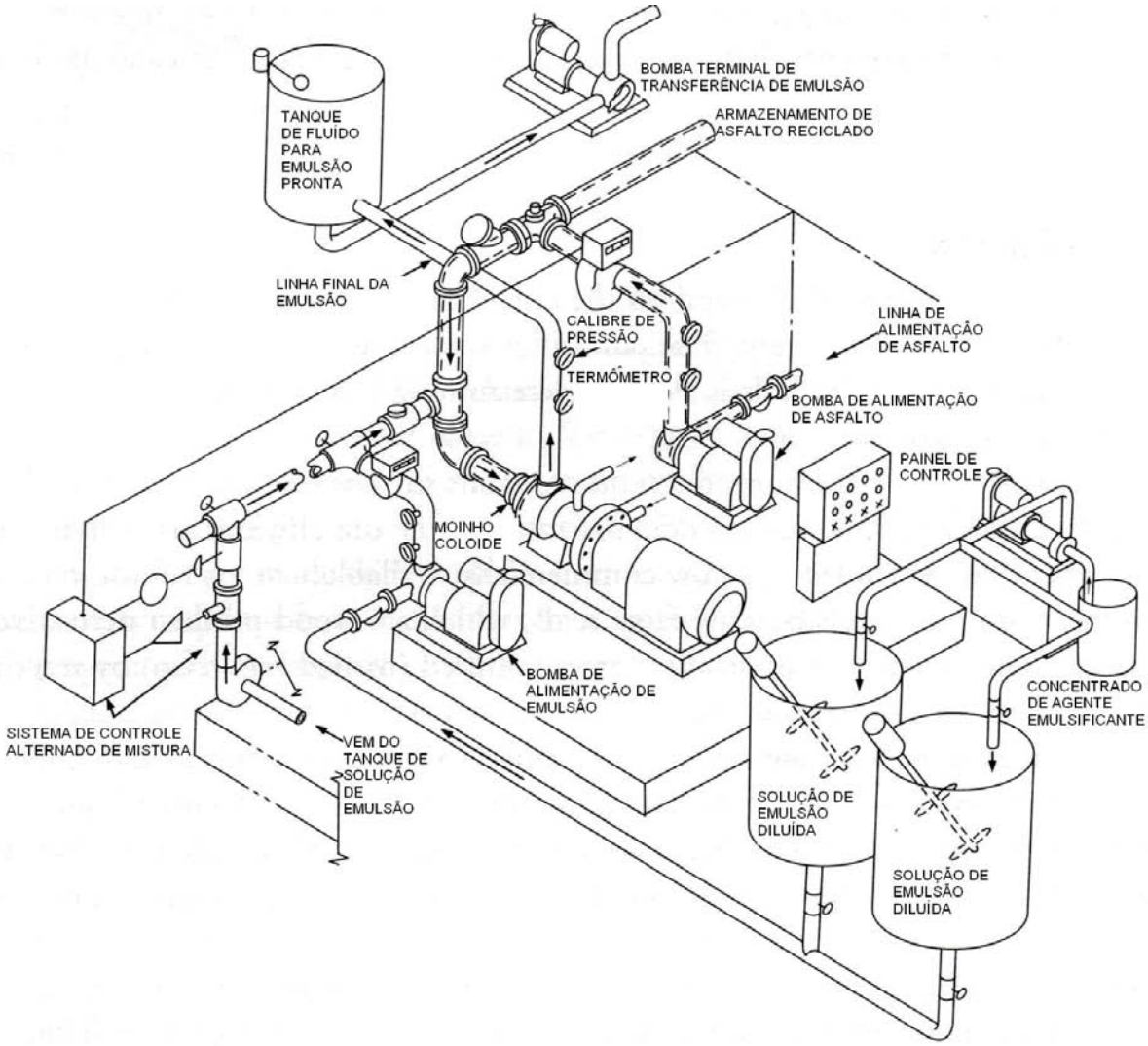



Figura 2.15: Esquema de planta de fabricação de emulsão asfáltica. Fonte: Osvaldo Tuchumantel.

## 2.6.3 Ruptura das emulsões asfálticas

A Norma Brasileira ABNT NBR-7208 “Materiais betuminosos para emprego em pavimentação” define a ruptura das emulsões asfálticas como o processo que pela

reação com materiais pétreos e ou pela evaporação da água e diluentes empregados, resulta em um betume residual.

Para Talavera et al. (2001), na escolha da emulsão asfáltica a ser utilizada, é necessário ter o controle sobre a estabilidade da emulsão asfáltica, ou seja, tem-se que poder controlar a ruptura da mesma. Passado um tempo pré-determinado, dependerá da situação particular que se esteja trabalhando, as emulsões asfálticas têm que se desestabilizar para que o asfalto se deposite como uma capa sobre o material pétreo.

Este fenômeno de ruptura da emulsão asfáltica ocorre devido à carga elétrica que tem o material pétreo. A carga com o material pétreo neutraliza a carga das partículas do asfalto na emulsão asfáltica, permitindo que se aproximem uma das outras para formar agregados de grande tamanho. Esses agregados são os que se depositam sobre o material pétreo formando uma capa asfáltica, conforme Talavera et al. (2001).

Conforme James (2006), sobre um período de tempo, podendo ser de horas ou anos, a fase asfáltica se separará da água. O asfalto é insolúvel em água e há rupturas na fusão que envolve as gotas.

Segundo Talavera et al. (2001), existem dois processos diferentes os quais as partículas se agregam na emulsão asfáltica: a floculação ou a coagulação e a coalescência. A floculação ou coagulação é o processo no qual duas partículas se unem para formar partículas maiores. Neste processo não se perde a identidade original delas e nem há redução da área superficial total, apenas se impossibilita alguns locais ativos.

Para James (2006), as gotas de asfalto têm pequenas cargas elétricas. A fonte da carga elétrica é a emulsão asfáltica, também como um componente ionizável do próprio asfalto. Essas pequenas cargas elétricas das gotas, normalmente provêem de uma barreira eletrostática de aproximação. Entretanto, quando duas gotas conseguem bastante energia para superar a barreira e aproximar-se à próxima gota, elas se

aderem. Essa floculação poderá algumas vezes ser reversível por agitação, diluição ou adição de mais emulsões asfálticas. Sobre um período de tempo, a camada de água entre as gotas nos flocos diluirá e as gotas coalescerão.

Ainda segundo James (2006), a coalescência não pode ser revertida. Fatores como a força das gotas, juntamente com a gravidade, evaporação da água, calor ou frio acelerando a floculação e o processo de coalescência, reduzem a carga elétrica das gotas.

Para Talavera et al. (2001), a coalescência é o processo no qual duas ou mais partículas se fundem para formar uma partícula maior. Neste caso, a área superficial total é reduzida e se perde a identidade das partículas originais. Durante este processo, a água é eliminada do sistema asfalto-pétreo. No processo de desestabilização, enquanto a emulsão asfáltica vai perdendo água, ela passa por uma emulsão asfáltica inversa da que o asfalto forma na fase contínua e a água na fase discreta, ou seja, formam-se pequenas gotas de água no interior do asfalto, as quais posteriormente são eliminadas.

A figura 2.16 mostra os estágios da emulsão asfáltica antes de sua ruptura, passando pela fase da floculação, início da coalescência e coalescência completa. A partir da fase de coalescência, não é possível que a emulsão asfáltica retorne em seu estado natural. O processo de agitação passa a perder a eficiência.

Segundo James (2006), as emulsões asfálticas de betume são classificadas de acordo com o sinal da carga elétrica das gotas e de acordo com a sua reatividade. As gotas das emulsões asfálticas catiônicas têm cargas elétricas positivas. As gotas das emulsões asfálticas aniônicas têm cargas elétricas negativas.

James (2006) disse que emulsões asfálticas de ruptura rápida são reativas e são usadas com agregados não reativos. Emulsões asfálticas de ruptura lenta não são reativas e são usadas com agregados reativos. O tempo de ruptura e cura em campo

dependerá da técnica e dos materiais usados, considerando suas condições ambientais.

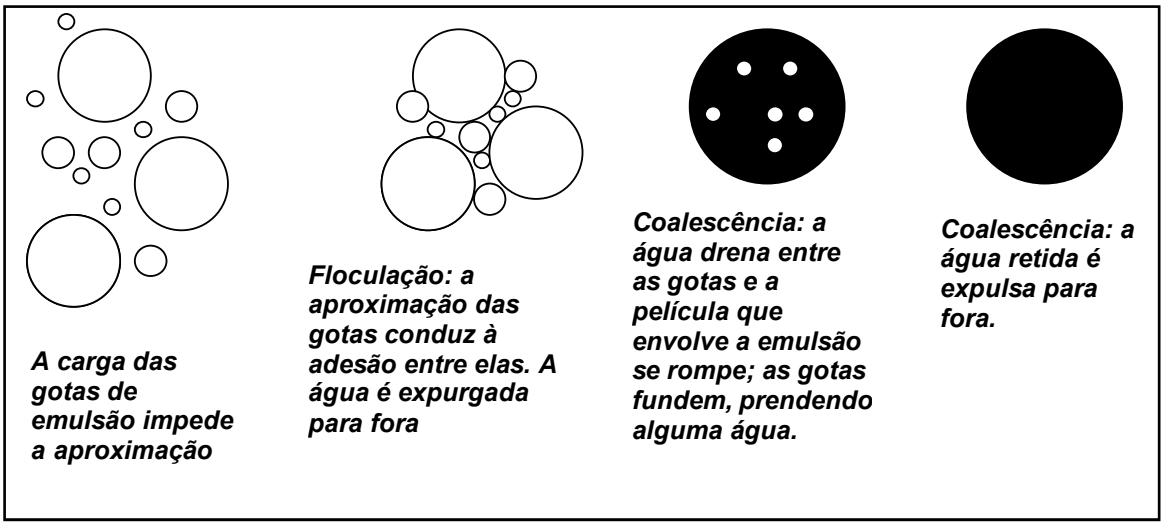



Figura 2.16: Estágio de ruptura das emulsões asfálticas. Adaptado de James (2006).

Conforme Talavera et al. (2001), em geral, os fatores que influem na ruptura da emulsão asfáltica aniônica são a evaporação da fase aquosa, a difusão de água da emulsão asfáltica e a absorção superficial de uma parte do emulsificante no material pétreo. A ruptura da emulsão asfáltica catiônica se produz pela absorção da parte polar do agente emulsificante pelos agregados, provocando a ruptura da emulsão asfáltica e fazendo com que as partículas de asfalto se adiram imediatamente às partículas do material pétreo, ainda em presença de umidade.

Segundo a mesma bibliografia, a forma de ruptura das emulsões asfálticas catiônicas, na maioria dos casos, melhora a aderência e permite uma melhor distribuição da mistura dentro da massa do agregado pétreo. Adicionalmente permite seguir os trabalhos de pavimentação em regiões de clima úmido ou durante uma temporada de chuvas, garantindo a abertura de estradas ao tráfego num curto período de tempo.

### 2.6.4 Uso das emulsões asfálticas

Segundo Talavera et al. (2001), o asfalto é um importante material termoplástico que é amplamente utilizado na construção e seus usos são extensivos na utilização das emulsões asfálticas catiônicas. É importante lembrar que existem várias classes de emulsões asfálticas catiônicas, que dependem principalmente da ruptura. Para cada aplicação, uma dessas emulsões asfálticas é recomendada, e deverá ser analisada junto com o fabricante.

Para Talavera et al. (2001), nos processos de estabilização de solos, as emulsões asfálticas recomendadas são as de ruptura lenta, podendo ser aniônicas ou catiônicas. No Brasil, somente as emulsões asfálticas catiônicas são comercializadas.

### 2.6.5 Recomendações para o uso de emulsões asfálticas

Cuidados a serem observados com o intuito de evitar a prematura ruptura e/ou contaminação da emulsão asfáltica segundo Talavera et al. (2001):

- Se o depósito utilizado para armazenar emulsões asfalticas aniônicas for utilizado para armazenar emulsões asfálticas catiônicas, é necessário neutralizar a ação lavando o tanque primeiro com água e depois com ácido clorídrico diluído em proporções de 1%;

- Caso o depósito seja de utilização catiônica e houver a necessidade de estocagem de emulsão asfáltica aniônica, o mesmo deverá ser lavado com água e neutralizado com soda cáustica na proporção de 0,3%;

- Nunca armazenar e/ou carregar caminhões transportadores que contenham produtos remanescentes incompatíveis;

- O tubo de descarga dentro do tanque de armazenamento de emulsões asfálticas deverá ser no fundo do mesmo, para evitar o rompimento da nata da superfície, ocasionando a obstrução das bombas.

- Ao receber uma emulsão asfáltica na obra, deve-se comprovar sua qualidade e tipo de emulsão asfáltica que se trata, fazendo ensaios de identificação e classificação;

- Os tanques de armazenamento devem ter um sistema de recirculação, com o objetivo de evitar o assentamento do asfalto contido na emulsão asfáltica. Desse modo, seu armazenamento poderá ser feito por até um ano.

- A temperatura mínima ambiente para a aplicação de emulsões asfálticas deverá ser de 10ºC.

- O armazenamento deverá ser feito em temperaturas indicadas para cada tipo: RR’s e RM’s - 25 a 70°C e RL’s - 10 a 40°C

- Seu aquecimento não deve ultrapassar o limite de 70°C;

- A emulsão asfáltica, uma vez desestabilizada, não deve ser reemulsificada, mesmo na presença de água. Portanto, é muito importante que o emulsificante seja adequado.

- Os tanques de armazenamento devem ter um sistema de aquecimento que seja acionado em temperaturas ambiente abaixo de 10°C;

- Não se deve utilizar sistemas de ar comprimido para agitar a emulsão asfáltica. O aquecimento da emulsão asfáltica deverá ser realizado de forma homogênea acompanhado de circulação e/ou agitação no tanque;

- Checar válvulas, bombas e linhas de operação no início e fim dos trabalhos;

- Nas operações de diluição, adicionar primeiramente emulsão asfáltica e depois a água, nunca o inverso;

- Não se deve estocar emulsões asfálticas diluídas;

- As cargas dos caminhões transportadores deverão ser completas, a fim de evitar que a agitação altere as características da emulsão asfáltica (viscosidade, peneira ou ruptura).

### 2.6.6 Vantagens das emulsões asfálticas

Algumas vantagens da utilização das emulsões asfálticas segundo Talavera et al. (2001):

- Economia de energia (não se utilizam solventes, não há consumo de combustíveis em sua manipulação, estocagem e emprego na obra);

- Manuseio fácil e seguro devido à baixa viscosidade na temperatura ambiente. Não há o risco de incêndios e explosões;

- Possibilidade de produzir grandes volumes em equipamentos de baixo custo e de fácil operação;

- Têm um limite de armazenamento muito grande. Podem ser armazenados por meses, devido, entre outros fatores, à igualdade das densidades de seus componentes;

- Permite dosagens baixas e acuradas de ligante, facilitando sua distribuição durante a aplicação.

- Versatilidade frente a climas, materiais (agregados úmidos), transporte, armazenamento e aplicação;

- Elevada adesividade aos agregados, apesar de condições de umidade adversas devido à enorme dispersão das partículas de asfalto de tamanhos muito pequenos e ao uso de agentes emulsificantes do tipo catiônico.

Após a revisão bibliográfica sobre as emulsões asfálticas, definiu-se a utilização de uma emulsão asfáltica tipo catiônica, de ruptura lenta para a realização dos ensaios laboratoriais.

No próximo capítulo são apresentados os materiais e a metodologia dos ensaios empregados para a realização dos estudos da mistura solo-emulsão.

# 3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, são apresentados os materiais e a metodologia utilizados para a execução dos ensaios, incluindo os procedimentos normativos e as adaptações que foram necessárias para a realização dos mesmos.

A figura 3.1 resume a estrutura dos ensaios que foram realizados. Eles foram divididos em três fases, sendo a primeira os ensaios de classificação onde foi determinado o teor de umidade ótimo de cada amostra de solo.

Na segunda fase, foi realizado o ensaio de capacidade de suporte mini-CBR somente para os teores de umidade ótimos de cada amostra de solo. Esse ensaio foi realizado para diversos teores de emulsão asfáltica, com a finalidade de determinar o teor de emulsão asfáltica ótimo para cada uma das amostras de solo estudada. Com este ensaio, fez-se também a determinação e análise da expansibilidade de cada amostra de solo estudada.

Na última fase realizaram-se os ensaios somente com o teor ótimo de emulsão asfáltica encontrado para cada uma das amostras de solo estudadas. Foram realizados ensaios para a verificação do comportamento mecânico e hídrico das amostras de solo-emulsão e de solo sem emulsão asfáltica.

Os resultados obtidos em todas as etapas de ensaios foram apresentados e analisados no capítulo 4 desta pesquisa.

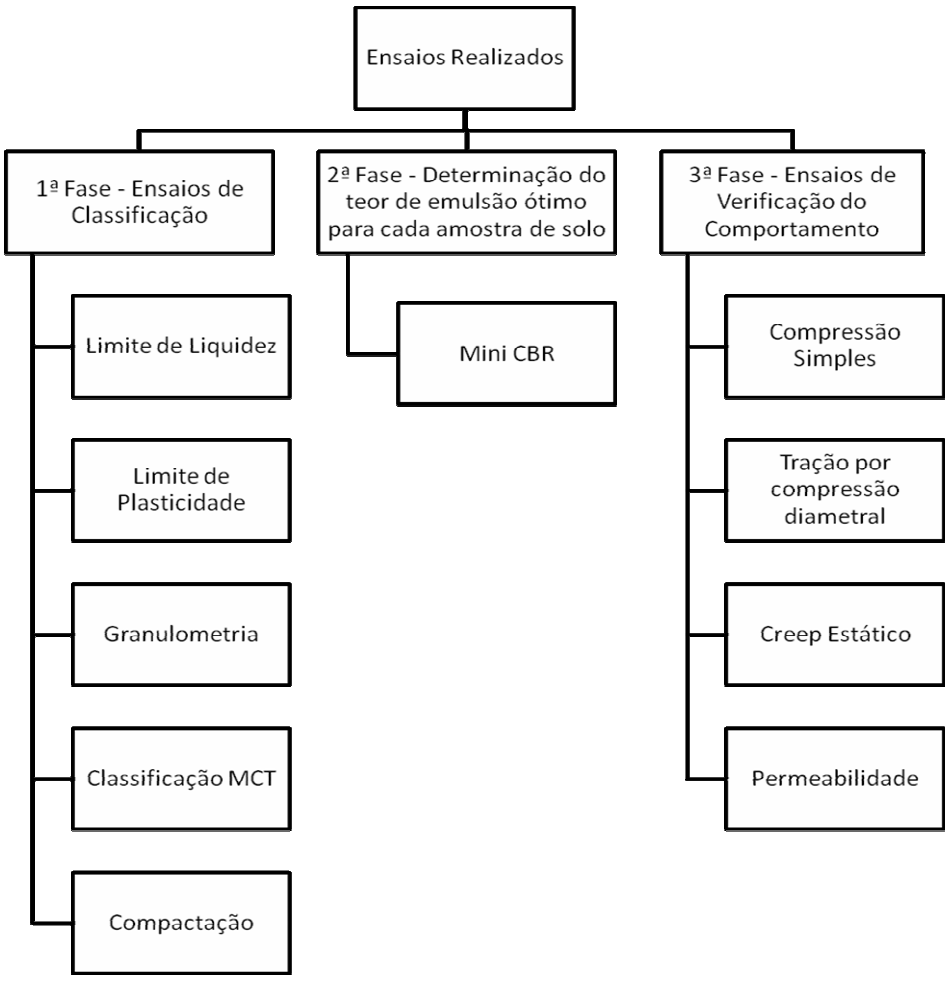



Figura 3.1: Estrutura dos ensaios realizados. Acervo próprio.

## 3.1 Materiais Utilizados

Para essa pesquisa, dois materiais foram utilizados, sendo eles o solo e a emulsão asfáltica. Esse último, um produto industrializado, foi fornecido por uma empresa colaboradora da pesquisa.

Para a escolha do solo, optou-se por utilizar o material encontrado na região de Campinas, no acesso entre as cidades de Campinas e Valinhos cidade de Campinas, no interior do Estado de São Paulo, na SP 332 – Estrada Velha São Paulo / Campinas do quilometro 95,38 ao 101,40, no trecho onde está sendo construída a primeira etapa da pista experimental do Estado de São Paulo.

Nesta localização, existe uma grande variedade de tipos de solos. No local, definiu-se estudar três diferentes tipos de solos, que com uma análise táctil - visual verificou-se a diversidade entre eles. Além disso, eles foram disponibilizados para serem utilizados em futuras pesquisas de trechos experimentais na pista sem grandes movimentações de volumes de solos.

### 3.1.1 Solos

Os solos utilizados para o estudo foram coletados na região de Campinas, interior do estado de São Paulo, onde está sendo construída a Pista Experimental do Governo de São Paulo, projeto aprovado pelo Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo (DER/SP).

Desta região, foram coletados três diferentes tipos de solos, que representam a carta de solos Nogami / Villibor. Para a coleta dos solos, foi descartada uma camada superficial de aproximadamente cinqüenta centímetros. Considera-se que esta primeira camada possa estar contaminada por resíduos que não representam a estrutura do solo. A figura 3.2 mostra a localização das amostras dos três solos que foram coletados na região do Parque Jambeiro.

Figura 3.2: Região em que as amostras de solos foram coletadas. Fonte: Mapa via satélite.

Assim, a amostra do solo 1 foi coletada diretamente da pista experimental, a 2 dentro da área do Exército, denominada como jazida do exército e a 3 foi coletada dentro da área onde se localiza a caixa d´água da Sociedade de Abastecimento de Água e Saneamento S.A (SANASA) de Campinas, denominado como jazida da caixa d´água. A figura 3.3 mostra a localização das jazidas das 3 amostras de solos coletadas na região da pista experimental.

A figura 3.4 destaca a localização exata da coleta da amostra do solo 1 - pista. Esse foi retirado de um ponto na extensão do trecho da pista experimental. Observa-se a escolha do ponto, após o trecho da trilha de roda.

Na figura 3.5 tem-se a coleta do solo na profundidade de cinqüenta centímetros evitando assim a utilização de solos contaminados na realização dos ensaios.

No trecho da pista experimental, o solo foi coletado em frente à entrada de uma propriedade particular, observa-se na figura 3.6 esse ponto de referência.

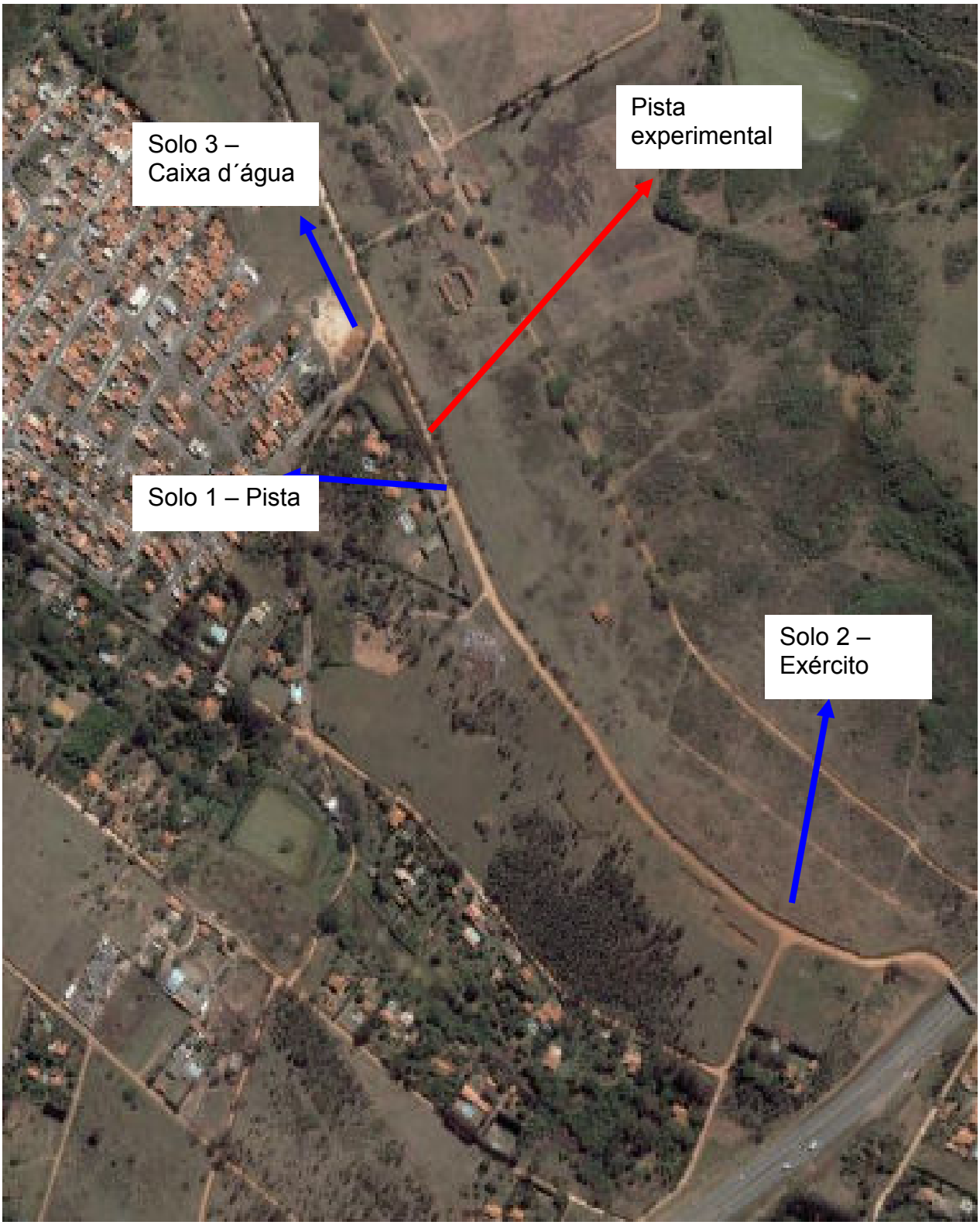


Figura 3.3: Localização das jazidas dos solos coletados. Fonte: foto via satélite.

Figura 3.4: Localização da coleta da amostra do solo 1 – Pista Experimental. Fonte: acervo próprio.

Figura 3.5: Coleta da amostra do solo 1 – Pista Experimental. Fonte: acervo próprio.

Figuras 3.6: Propriedade particular em frente ao local da coleta da amostra do solo 1 – Pista Experimental. Fonte: acervo próprio.

O solo tipo 2, como já citado anteriormente, foi coletado na jazida que se encontra na propriedade do Exército e denominado “solo 2 – Exército”. A figura 3.7 mostra essa região. Ao lado direito da foto tem-se o acesso para algumas propriedades privadas. Ao lado esquerdo, a jazida onde a amostra foi coletada.

A figura 3.8 mostra a jazida. Nota-se que ela se encontra a uma distância de aproximadamente trinta metros do eixo da pista experimental e, portanto, representa as características do solo nesta região.

Figura 3.7: Localização do ponto de coleta da amostra do solo 2 – Exército. Fonte: acervo próprio.

Figura 3.8: Vista da jazida de coleta da amostra do solo 2 – Exército. Fonte: acervo próprio.

O solo foi coletado na parte mediana da jazida, para evitar as contaminações superficiais, Observa-se na figura 3.9 o local exato da retirada da amostra do solo, onde com a colaboração dos funcionários do Departamento de Estradas de Rodagem (DER), uma camada superficial foi retirada. Neste, a profundidade está acima dos cinqüenta centímetros pela facilidade encontrada de acordo com o perfil do terreno.

A terceira amostra foi coletada numa elevação do terreno, no início do trecho onde a Pista Experimental será construída. Esta jazida encontra-se numa área da Sociedade de Abastecimento de Água e Saneamento (SANASA) da cidade de Campinas. A figura 3.10 mostra a localização da coleta da amostra do solo 3 da jazida da caixa d´água. Observa-se que a cota da jazida fica acima da cota da pista experimental a aproximadamente três metros.

Figura 3.9: Coleta da amostra do solo 2 – Exército. Fonte: acervo próprio.

Figura 3.10: Localização da jazida do solo 3 - caixa d'água. Fonte: acervo próprio.

A figura 3.11 mostra a localização do ponto de coleta da amostra vista de cima da jazida. Observa-se também na foto o trecho onde está sendo construída a pista experimental numa cota menor que a cota onde o solo foi coletado..

Neste ponto, a amostra foi coletada a uma profundidade de aproximadamente cinquenta centímetros abaixo da camada superficial. A figura 3.12 mostra a retirada da camada superficial com o auxílio de uma cavadeira articulada. Nos primeiros cinquenta centímetros de solo notou-se um grande volume de interferências supra-vegetais, como verifica-se na figura.

Após a coleta das três amostras de solo a serem estudadas, iniciou-se os estudos laboratoriais, como descritos no sub item 3.2 - metodologia dos ensaios e normas utilizadas.

Figura 3.11: Vista de cima da jazida do ponto de coleta da amostra do solo 3 - caixa d’água. Fonte: acervo próprio.

Figura 3.12: Descarte da camada superficial de solo para a coleta da amostra do solo 3 – Jazida da caixa d´água. Fonte: acervo próprio.

### 3.1.2 Emulsão asfáltica

Foi utilizada uma emulsão asfáltica catiônica de ruptura lenta (RL), fornecida pela empresa colaboradora desta pesquisa.

A emulsão asfáltica foi fornecida em diversos lotes, seguindo o andamento dos ensaios e garantindo assim a utilização de emulsões asfálticas dentro dos prazos de validade especificados pelo fabricante.

A figura 3.13 mostra a emulsão asfáltica fornecida. A utilização de embalagens de dois litros visou facilitar o transporte e o manuseio do material.

Figura 3.13: Emulsões asfálticas fornecidas para o ensaio. Fonte: acervo próprio.

Na tabela 3.1 verificam-se as especificações de produção da emulsão asfáltica fornecida para a realização dos ensaios. Observa-se que a porcentagem de resíduo por evaporação é de no mínimo cinqüenta por cento do peso da emulsão asfáltica e a viscosidade saybolt furol a 25°C tem um valor típico de 18 segundos, podendo variar até o máximo de 30 segundos.

Tabela 3.1: Especificações da emulsão asfáltica. Fonte: Osvaldo Tuchumantel.

| Ensaio | Método | Especificação | Valor Típico |
|---|---|---|---|
| Viscosidade saybolt furol a 25°C (s) | NBR- | 30 - máx. | 18 |
| Peneiração, #0,84 mm (%) | NBR-14393 | 0,1 - máx | 0,01 |
| Sedimentação (%) | NBR-6570 | 5 - máx | 2 |
| Resíduo por evaporação (%) | NBR-14376 | 50 mín. | 51 |
| Solvente Destilado (%l) | NBR-6568 | 0-1 | 0 |
| Mistura com Cimento (%) | NBR-6297 | 1 - máx. | 0 |
| Ensaios sobre o resíduo da emulsão asfáltica | | | |
| Viscosidade Brookfield a 60ºC, SP29, 20 RPM (cP) | NBR-15184 | 800 - 2000 | 1100 |
| Ductilidade a 25 ºC (cm) | NBR-6293 | 100 - mín. | > 100 |
| Betume (%) | NBR-14855 | 99 - mín. | 100 |

## 3.2 Metodologia dos Ensaios e Normas Utilizadas

A metodologia dos ensaios adotados nesta pesquisa foi dividida em três grupos. Os ensaios executados foram determinados a partir do conceito de primeiramente conhecer o solo a ser estudado, depois verificar o comportamento da emulsão asfáltica nesses solos e, finalmente, verificar os comportamentos mecânicos e hídricos das misturas de solo-emulsão.

Seguindo este conceito, dividiram-se as três fases da pesquisa. Na primeira realizaram-se ensaios para a caracterização das amostras dos solos coletados, na segunda tem-se a determinação dos melhores teores de fluídos de cada amostra de solo e, por último, fizeram-se os ensaios de compressão simples, tração por compressão diametral, creep estático e permeabilidade para analisar o comportamento mecânico e hídrico das amostras dos solos.

### 3.2.1 Matriz de ensaios

Primeiramente, definiu-se a matriz de ensaios, a qual balizou todo o estudo. Nessa matriz, foram definidos os ensaios que seriam executados com as amostras de solo sem emulsão asfáltica e os ensaios que seriam executados com as amostras de solo misturados com emulsão asfáltica.

Para todos os ensaios executados, as amostras de solo foram preparadas conforme a norma do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem DNER 041/94 “Solos – Preparação de amostras para ensaio de caracterização”, ou seja, o solo foi seco ao ar, depois destorroado e peneirado em uma peneira de abertura 2,0 mm.

Os ensaios foram divididos em 3 fases. Adotou-se como primeira fase, os ensaios de caracterização dos solos. Esses foram classificados pela HRB (Highway Research Board), seguindo as especificações da norma do Departamento Estradas de Rodagem DER 76/71 “Classificação de Solos Segundo HRB e USCS” e pela classificação MCT (Miniatura Compactada Tropical), utilizando-se a norma do DER/SP M196/89 – “Classificação de solos tropicais segundo a metodologia MCT”, conforme a tabela 3.2.

Tabela 3.2: Ensaios de caracterização dos solos executados na primeira fase do estudo.

| | Solo 1 - Pista | Solo 2 - Exército | Solo 3 – Caixa d’água |
|---|---|---|---|
| Limite de Liquidez | X | X | X |
| Limite de Plasticidade | X | X | X |
| Granulometria | X | X | X |
| Classificação MCT | X | X | X |
| Compactação | X | X | X |

Os ensaios para a determinação do Limite de Liquidez foram executados conforme os procedimentos descritos na Norma Brasileira NBR 6459/84 – “Solo – Determinação do limite de liquidez”.

Já para os ensaios de determinação do Limite de Plasticidade utilizaram-se os procedimentos descritos na ABNT NBR 7180/84 – “Solo – Determinação do limite de plasticidade”.

Para a execução do ensaio de análise granulométrica empregaram-se os parâmetros da ABNT NBR 7181/84 - “Solo – Análise granulométrica”. Neste ensaio, determinou-se a curva granulométrica através do processo de peneiramento para a fração grossa (partículas com diâmetro $\geq$ 0,074mm) e sedimentação para a fração fina (partículas < 0,074mm).

Para a classificação das amostras de solos pela metodologia MCT, utilizou-se o método de ensaio da norma DER/SP M196/89 – “Classificação de solos tropicais segundo a metodologia MCT”.

E finalmente, para completar os ensaios da primeira fase, realizaram-se ensaios de compactação dos solos (PROCTOR), seguindo as especificações da norma ABNT NBR 7182/86 - “Solo – Ensaio de compactação”, na energia intermediária, para a determinação do teor de umidade ótimo.

Após a determinação dos teores de umidades ótimos, iniciaram-se os ensaios da segunda fase. A determinação do Índice de Suporte Califórnia dos três solos com as diferentes porcentagens de emulsão asfáltica foram executadas seguindo o método de ensaio do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT) DNER-ME 254/97 – “Solos compactados em equipamento miniatura mini-CBR e expansão”. Nesse, para a moldagem dos corpos-de-prova, foi utilizada a energia intermediária.

Neste ensaio, em cada amostra de solo, moldaram-se corpos-de-prova para seis diferentes teores de fluído, ou seja, para a amostra do solo 1 – pista, realizou-se o ensaio de capacidade de suporte mini - CBR para o solo sem emulsão asfáltica e para a mistura solo-emulsão com percentuais de quatro, cinco, seis, sete e oito de emulsão asfáltica, conforme mostra a tabela 3.3.

Os percentuais de emulsão asfáltica foram definidos visando determinar um percentual ótimo de emulsão asfáltica para cada amostra de solo estudada. Como será visto no capítulo 5, os melhores resultados de comportamento da mistura solo-emulsão ficaram acima de quatro por cento e abaixo de oito por cento de emulsão asfáltica.

Considerou-se teor de fluído o teor da mistura emulsão asfáltica e água, pois o percentual de água que seria necessário para que se atingisse o teor de umidade ótimo é substituído pelo cimento asfáltico de petróleo contido na emulsão asfáltica.

Para as amostras do solo 2 – Exército e do solo 3 – caixa d'água, utilizou-se o mesmo critério. Realizaram-se os ensaios no teor de umidade ótimo encontrado nos ensaios da primeira fase e as amostras de solos foram submetidas ao ensaio de mini-CBR sem emulsão asfáltica e com percentuais de quatro, cinco, seis, sete e oito de emulsão asfáltica. (tabela 3.3).

Tabela 3.3: Ensaios da segunda fase.

| | Mini-CBR | | |
|---|---|---|---|
| | Solo 1 - Pista | Solo 2 - Exército | Solo 3 – Caixa d'água |
| % DE EMULSÃO ASFÁLTICA | 0 | 0 | 0 |
| | 4 | 4 | 4 |
| | 5 | 5 | 5 |
| | 6 | 6 | 6 |
| | 7 | 7 | 7 |
| | 8 | 8 | 8 |

Optou-se pela realização do ensaio mini-CBR para a determinação da capacidade de suporte das amostras de solos estudados, pois, além de ser uma metodologia já consagrada no meio acadêmico, proporciona algumas facilidades na realização dos ensaios, conforme descritos:

- diferença na quantidade de amostra necessária para a realização dos dois ensaios. Para cada corpo-de-prova moldado para a realização do ensaio de Índice de Suporte  Califórnia (CBR), seis quilogramas de solo são necessários. Já para a realização do ensaio mini-CBR são utilizados apenas meio quilograma de material. Considerando que foram realizados 3 corpos-de-prova para cada um dos ensaios para garantir a repetibilidade, isso significou uma diferença de 324 quilogramas de amostra que seriam necessários para o ensaio CBR para 27 quilogramas de amostra que foram utilizados para os ensaios de mini-CBR.

- diferença entre o peso do soquete e a quantidade de golpes necessários para atingir a energia de compactação entre os dois ensaios. Considerou-se que para a realização dos ensaios de índice capacidade de suporte CBR, seria necessário o auxílio de dois ou mais técnicos de laboratório e para os ensaios de capacidade de suporte mini-CBR não houve a necessidade deste recurso.

Para os ensaios de capacidade de suporte, os corpos-de-prova de solo sem emulsão asfáltica e solo-emulsão, moldados para as três amostras de solo, após serem compactados, ficaram armazenados em uma caixa de isopor, a fim de evitar a perda do teor de umidade por sete dias. Após esse período, a metade dos corpos-de-prova foram submetidas ao ensaio de capacidade de suporte mini-CBR e a outra metade permaneceram imersas em água, para serem submetidas ao mesmo ensaio (mini-CBR) após 24 horas, conforme descrito na Norma. As figuras 3.14 a 3.18 resumem as fases do ensaio de mini-CBR.

A figura 3.14 mostra a mistura do solo com água e emulsão asfáltica no teor ótimo de fluído. As misturas foram peneiradas e armazenadas individualmente, para cada percentual de emulsão asfáltica, em sacos plásticos por 24h, evitando a perda do teor de umidade de cada mistura. A figura 3.15 mostra a pesagem da mistura solo-emulsão para a moldagem dos corpos-de-prova utilizando uma balança eletrônica com precisão de 0,1g;

Figuras 3.14 e 3.15: Mistura do solo com água e emulsão asfáltica e pesagem da mistura solo-emulsão. Fonte: acervo próprio.

Após a pesagem, a mistura solo-emulsão foi colocada no corpo-de-prova com o auxílio de um funil, para evitar a perda do material.

Inicia-se a compactação do corpo-de-prova. Vê-se na figura 3.16 a utilização do soquete para atingir a energia intermediária de compactação. Conforme descrito na norma, aplicaram-se seis golpes de cada lado do corpo-de-prova. Após a compactação, fez-se a leitura final da altura do corpo-de-prova compactado como mostra a figura 3.17. Após compactados, os corpos-de-prova foram armazenados por 7 dias, dentro de uma caixa de isopor para evitar a perda do teor de umidade.

No sétimo dia metade dos corpos-de-prova foram submetidos ao ensaio de capacidade de suporte e a outra metade dos corpos-de-prova, foram imersos em água. Após 24 horas, retirou-se o corpo-de-prova do tanque e fez-se a leitura final, através da qual verificou-se a expansibilidade da amostra do solo.

Na figura 3.18, observa-se a amostra sendo submetida ao ensaio de capacidade de suporte mini-CBR. Neste ensaio, girou-se a manivela na velocidade padronizada na norma e fez-se as leituras de quanto o pistão penetrou no corpo-de-prova nos tempos também estabelecidos na norma.

Figuras 3.16 e 3.17: Compactação do corpo-de-prova e leitura final da altura do corpo-de-prova compactado. Fonte: acervo próprio.

Figura 3.18: Amostra sendo submetida ao ensaio de capacidade de suporte mini-CBR. Fonte: acervo próprio.

Após a determinação da capacidade de suporte mini–CBR para os solos estudados iniciaram-se os ensaios da terceira fase descritos na tabela 3.4. Nesta etapa, realizaram-se quatro ensaios, sendo eles, compactação, tração por compressão diametral, permeabilidade e creep estático. Eles foram realizados somente para os maiores valores de capacidade de suporte encontrados nos ensaios da segunda fase.

Tabela 3.4: Ensaios da terceira fase.

| | Solo 1 - Pista | | Solo 2 - Exército | | Solo 3 – Caixa d'água | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | com emulsão asfáltica | sem emulsão asfáltica | com emulsão asfáltica | sem emulsão asfáltica | com emulsão asfáltica | sem emulsão asfáltica |
| Compressão | X | X | X | X | X | X |
| Tração por compressão diametral | X | X | X | X | X | X |
| Creep Estático | X | X | X | X | X | X |
| Permeabilidade | X | X | X | X | X | X |

Para a realização dos ensaios da terceira fase, utilizaram-se os corpos-de-prova extraídos do cilindro do ensaio de compactação com aproximadamente 10 cm de diâmetro e 12 cm de altura.

Em sua preparação, misturaram-se materiais suficientes para compactar quatro corpos-de-prova. A cada mistura de solo com emulsão asfáltica ou sem emulsão asfáltica, os 4 corpos-de-prova foram compactados, sendo que se separou cada um deles para um dos 4 ensaios da terceira fase.

Observa-se nas figuras 3.19 a 3.24 um resumo da sequência da compactação dos corpos-de-prova utilizando-se o cilindro do ensaio de compactação. Primeiro fez-se a pesagem do solo com a utilização de balança digital com precisão de 0,1g e adicionou-se a água misturada à emulsão asfáltica no solo.

Vê-se na figura 3.19 que a mistura do solo, água e emulsão asfáltica é feita igualmente ao ensaio de compactação. Na figura 3.20 a amostra é peneirada após ser misturada. Com o peneiramento, tem-se a homogeneização da mesma. Ao final do peneiramento, encontraram-se aglomerações de solos com água e emulsões asfálticas no entorno. Peneiraram-se esses torrões com o intuito de homogeneizar o solo, pois a água e a emulsão asfáltica estavam somente no entorno e o solo interno permanecia seco.

Figuras 3.19 e 3.20: Mistura do solo, água e emulsão asfáltica e peneiramento para garantir a homogeneização da amostra. Fonte: acervo próprio.

Após a homogeneização da amostra, iniciou-se a compactação do corpo-de-prova. A figura 3.21 mostra a compactação realizada em 3 camadas de 21 golpes utilizando o soquete para a energia intermediária. Na figura 3.22 observa-se que entre

as camadas, realizou-se a escarificação da superfície compactada para garantir a aderência entre uma camada e outra.

Figuras 3.21 e 3.22: Compactação do solo e escarificação da superfície compactada. Fonte: acervo próprio.

Ao término da compactação de todas as camadas, retirou-se o excesso de material na parte superior do corpo-de-prova com o auxílio de uma régua metálica, como mostra a figura 3.23. Observa-se na figura 3.24 a pesagem do corpo-de-prova, realizada após o procedimento de compactação para a determinação da massa específica do mesmo.

Com a pesagem do material compactado dentro do cilindro de compactação, fez-se a extração do corpo-de-prova do cilindro, finalizando o processo do ensaio de compactação. Para a armazenagem dos corpos-de-prova, envolveram-se todos eles individualmente em filme plástico para evitar a perda do teor de umidade. Os corpos-de-prova foram armazenados por 7 dias, período esse determinado como ideal para a cura do material.

Figuras 3.23 e 3.24: retirada do excesso de material na parte superior do corpo-de-prova e pesagem do corpo-de-prova. Fonte: acervo próprio.

Como já citado anteriormente, realizaram-se quatro ensaios com esses corpos-de-prova. A escolha dos ensaios da terceira fase foi realizada para se ter um parâmetro do comportamento da mistura estudada.

Os ensaios de compressão e tração por compressão diametral foram determinados para verificar os limites de resistência, ou seja, conhecer as máximas cargas que o material resistirá aos esforços de compressão e de tração e analisar assim o tráfego que o material suportará.

Já o ensaio de creep estático foi determinado para analisar as deformações da mistura ao serem submetidas a uma carga constante. Verifica-se também o comportamento elástico do material, através dos carregamentos e descarregamentos estáticos.

Sabe-se que o material tende retornar ao seu estado original após ser submetido a uma determinada carga. Porém, sua recuperação não é completa e após a aplicação sucessiva da carga e as diferenças de deformações tendem a diminuir.

A escolha de analisar a mistura através do ensaio de permeabilidade foi determinada para verificar o comportamento hídrico do solo, analisando a infiltrabilidade de água. Nesta pesquisa, analisou-se também o efeito de impermeabilização dos grãos gerados pela emulsão asfáltica através da estabilização química do material.

Sabe-se que a susceptibilidade à água é um fator que interfere diretamente na resistência e durabilidade de uma base de pavimento. Portanto, a diminuição do coeficiente de permeabilidade altera significativamente o comportamento da mistura.

O primeiro ensaio realizado com os corpos de prova moldados para a terceira fase foi o ensaio de compressão, realizado conforme a Norma Brasileira ABNT NBR – 5739/07 – “Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos”. O ensaio de compressão teve três adaptações necessárias para este trabalho, como segue.

A primeira adaptação foi a utilização de uma mistura de solo e emulsão asfáltica em um ensaio utilizado para a determinação da resistência à compressão de corpos-de-prova de concreto. Considerou-se a norma para o ensaio de concreto, pois não há uma norma específica para o ensaio de solo-emulsão. No entanto, na essência, o ensaio é de compressão e entende-se que o mesmo pode ser realizado para qualquer material.

A segunda foi o critério de moldagem do corpo-de-prova. Esses foram moldados seguindo o ensaio de compactação para a energia intermediária. Como a compactação feita aproximou-se às densidades especificas para os teores de umidade ótimo das amostras de solos, considerou-se que a utilização do ensaio de compactação não interfere no resultado obtido.

A terceira adaptação realizada foi a idade de rompimento dos corpos-de-prova. Romperam-se os corpos-de-prova de solo sem emulsão asfáltica após 1 dia da moldagem. Entende-se que na mistura de solo sem emulsão asfáltica não exista componentes que dependam da cura para a estabilização. Portanto, não houve a necessidade de deixá-los por um período maior armazenados.

Já os corpos-de-prova da mistura solo-emulsão foram rompidos sete dias após a sua moldagem, período considerado para a cura. Eles foram embalados com filme plástico, armazenados em uma caixa de isopor ou em uma câmera úmida, com o intuito de preservar o teor de umidade de moldagem.

Observa-se nas figuras 3.25 a 3.28 o resumo do ensaio de compressão. Primeiramente fez-se o capeamento do corpo-de-prova com enxofre, com a finalidade de que a carga aplicada fosse distribuída uniformemente na superfície do corpo-de-prova, como mostra a figura 3.25. Antes dele ser posicionado na prensa, fez-se a medição do diâmetro e altura do corpo-de-prova, com o auxílio de um paquímetro com sensibilidade de 0,01mm, como mostra a figura 3.26.

Figuras 3.25 e 3.26: Capeamento do corpo-de-prova com enxofre e medição do diâmetro do corpo-de-prova. Fonte: acervo próprio.

Após as medições, o corpo-de-prova foi posicionado na prensa hidráulica para a realização do ensaio. Observa-se na figura 3.27 ele já posicionado na prensa hidráulica pronto para a aplicação da carga que determinou a carga máxima de compressão. Na figura 3.28 tem-se o momento em que a amostra atingiu a resistência máxima e houve a ruptura do corpo-de-prova.

Figuras 3.27 e 3.28: Corpo-de-prova posicionado na prensa hidráulica e Ruptura do corpo-de-prova. Fonte: acervo próprio.

O segundo ensaio realizado foi o de tração por compressão diametral. A finalidade da escolha desse ensaio foi para verificar as tensões de tração e cisalhamento geradas pelo estado triplo de tensões quando ocorre a compressão superficial.

Conforme Timoshenko and Goodier (1980), um corpo em equilíbrio, pode-se sempre encontrar três planos perpendiculares para as quais a soma das tensões se anulam, isto é, as tensões resultantes são perpendiculares aos planos nos quais atuam. A figura 3.29 representa as tensões principais de um corpo em equilíbrio.

Conforme Timoshenko and Goodier (1980), a tensão que atua no plano inclinado ($\rho$) pode ser representada pelas suas componentes: normal ($\sigma$) e cisalhamento ($\tau$), como mostra a figura 3.30. Estas tensões são denominadas tensões principais no ponto considerado e suas direções são os eixos principais, ou direções principais.

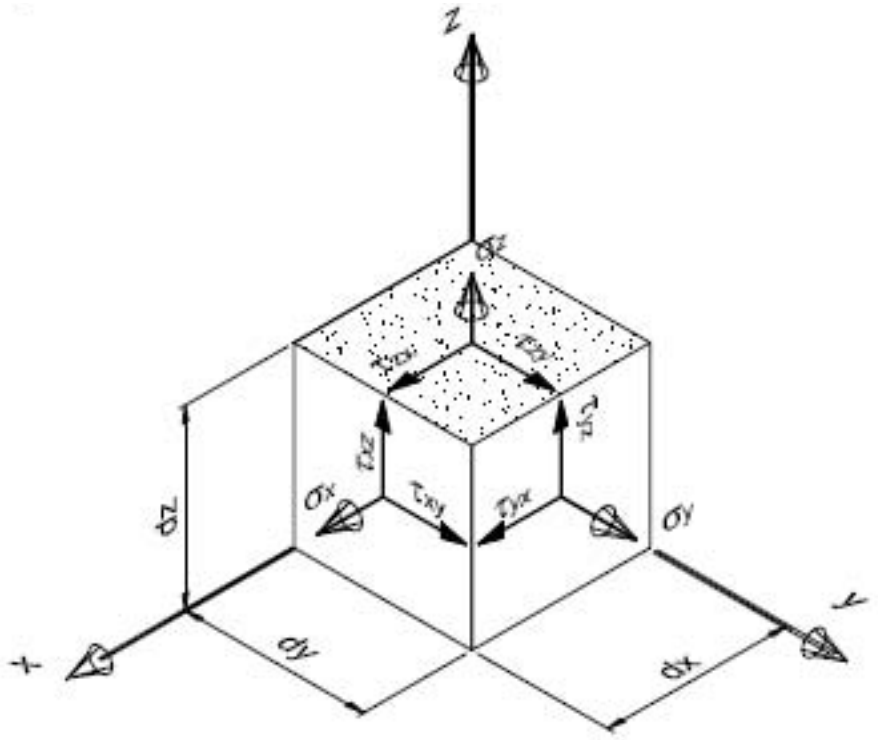



Figura 3.29: Tensões de um corpo em equilíbrio. Adaptado de Timoshenko and Goodier.

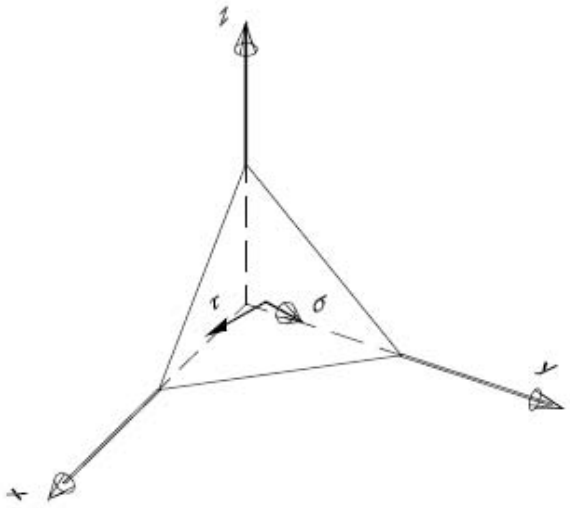



Figura 3.30: Tensões normais e de cisalhamento, componentes da tensão (ρ). Adaptado de Timoshenko and Goodier.

Ainda conforme Timoshenko and Goodier (1980), a máxima tensão num ponto qualquer é a maior das três tensões principais neste ponto. Quando duas dessas tensões principais são nulas, tem-se o caso de tração ou compressão simples e desde que seja conhecida uma das tensões principais, as demais podem ser determinadas por um estudo semelhante ao estado duplo de tensão. Portanto, entende-se que aplicando uma carga na seção longitudinal do corpo-de-prova é possíve analisar a resistência aos esforços de tração.

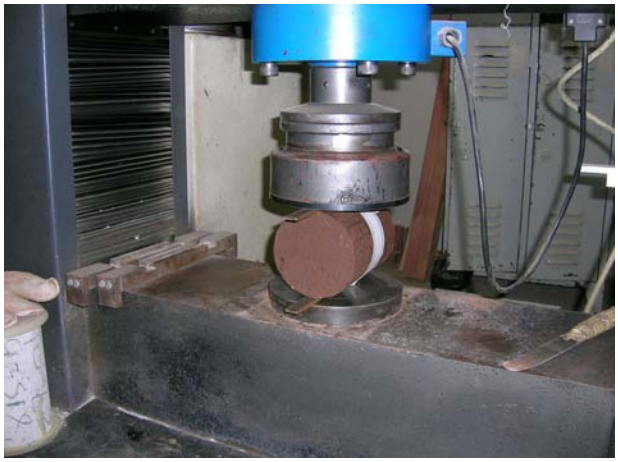
O ensaio de tração por compressão diametral seguiu a norma rodoviária DNER-ME 138/94 – Misturas Betuminosas – determinação da resistência à tração. No entanto, como no ensaio de compressão, houve a necessidade de três alterações por não existir normas específicas para as misturas de solo-emulsão.

A primeira alteração foi o tamanho do corpo-de-prova. Utilizou-se o cilindro de moldagem do ensaio de compactação para este ensaio. Assim, obteve-se corpos-de-prova com altura de 120mm a 130mm e o diâmetro aproximado de 100mm. A norma ME 138/94 - DNER, descreve que a amostra deve ter uma altura entre 35 a 65 mm e diâmetro de 100 +/- 2 mm. Como o cálculo da resistência à tração é realizado através da área do corpo-de-prova, considerou-se que essa alteração não influenciaria os resultados obtidos.

A segunda adaptação foi a moldagem do corpo-de-prova. Estes foram moldados conforme o ensaio de compactação para a energia intermediária. Na norma de misturas betuminosas, os corpos-de-prova são moldados da mesma maneira que os corpos-de-prova executados para o ensaio Marshall.

A terceira alteração foi referente à temperatura do corpo-de-prova no rompimento. A Norma DNER-ME 138/94 diz que o ensaio deve ser realizado com uma temperatura previamente especificada de 25ºC ou 30ºC ou 45ºC ou 60ºC. Considerou-se que por tratar-se de uma mistura de solo-emulsão, as variações da temperatura ambiente não alterariam os resultados. Portanto, todos os corpos-de-prova foram rompidos na temperatura ambiente.

Nas figuras 3.31 a 3.34 tem-se o resumo do ensaio de tração por compressão diametral. Na figura 3.31 observa-se a medição da altura do corpo-de-prova, com o auxílio de um paquímetro com sensibilidade de 0,01mm e a figura 3.32 mostra o ajuste do corpo-de-prova na prensa. Vê-se que dois apoios de madeira foram utilizados, um na parte superior e um na parte inferior do corpo-de-prova, com a finalidade de garantir a distribuição da força em toda a altura do corpo-de-prova.



Figuras 3.31 e 3.32: Medição da altura do corpo-de-prova e ajuste do corpo-de-prova na prensa. Fonte: acervo próprio.

Já a figura 3.33 destaca o momento da ruptura do mesmo, submetido à força através da prensa eletrônica, ocorrendo assim a ruptura em seu eixo. Após a retirada do corpo-de-prova da prensa, verificou-se que a fissura o dividiu pela metade, como mostra a figura 3.34. Observa-se a homogeneidade da amostra, verificando-se a integridade da mistura solo-emulsão

Figuras 3.33 e 3.34: Ruptura do corpo-de-prova e homogeneidade da amostra após a ruptura. Fonte: acervo próprio.

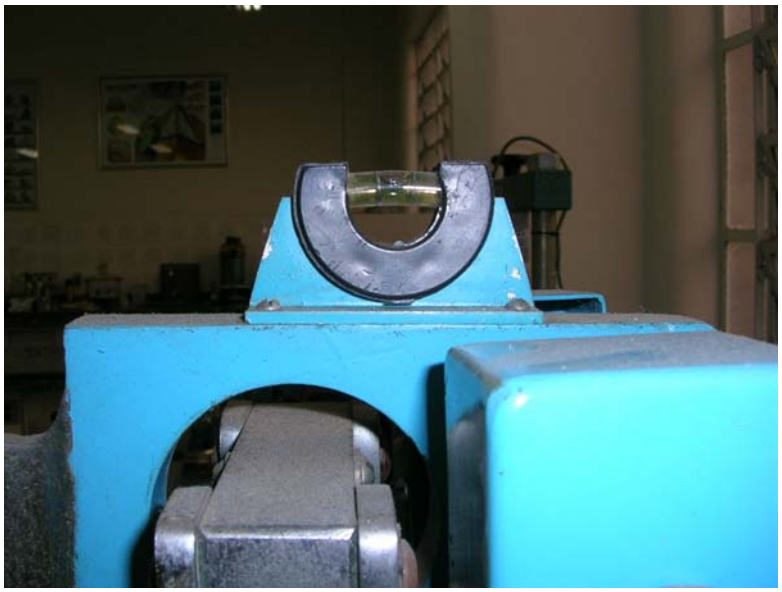
O terceiro ensaio realizado com os corpos-de-prova moldados pelo ensaio de compactação foi o creep estático, executado para avaliar o comportamento de misturas asfálticas quanto à deformação permanente e realizado conforme estudo de Merighi e Fortes (2003).

Após moldados e protegidos com o filme plástico, os corpos-de-prova para esse ensaio ficaram armazenados em uma câmara úmida por sete dias para evitar a perda do teor de umidade de moldagem.

No estudo realizado por Merighi e Fortes (2003), sugere-se o uso de corpos-de-prova moldados conforme o Ensaio Marshall. Porém, como o objetivo é verificar as deformações permanentes, utilizaram-se os corpos de prova do ensaio de compactação por entender-se que o comparativo entre as misturas de solo sem emulsão asfáltica e as misturas de solo-emulsão seria possível.

Assim, o ensaio de Creep Estático foi realizado com os corpos-de-prova do ensaio de compactação e aplicou-se uma carga de 78,45 N na alavanca, o que corresponde a uma tensão de compressão de 0,10 MPa na superfície do corpo-de-prova.

Nas figuras 3.35 a 3.39, há o resumo do ensaio de creep estático. Primeiramente, o corpo-de-prova é posicionado no equipamento como na figura 3.35. Um disco metálico é posicionado na parte superior do corpo-de-prova, com a finalidade de garantir que a carga seja distribuída uniformemente sobre a superfície do mesmo. Observa-se na figura 3.36 que a alavanca é nivelada com o auxílio do nível de bolha incorporado ao equipamento.



Figuras 3.35 e 3.36: Corpo-de-prova posicionado no equipamento e detalhe do nível de bolha incorporado ao equipamento. Fonte: acervo próprio.

Na figura 3.37 aparece o relógio comparador. Afere-se sua leitura em 5,000 antes de inciar o primeiro carregamento do ensaio. Iniciou-se o ensaio e fez-se o primeiro carregamento registrando com o auxílio do relógio comparador, as deformações nos tempos de 0, 10, 20, 30,.... 90, 100, 200, 500 e 1000s. Observa-se na figura 3.38 que no final da alavanca há um peso de 78,45 N, que gera uma tesão de compressão de 0,10 MPa no corpo-de-prova.

Figuras 3.37 e 3.38: Detalhe do relógio comparador e carregamento no final da alavanca. Fonte: acervo próprio.

Após as leituras registraram-se as deformações nos tempos previstos para o carregamento, fez-se o descarregamento e registraram-se novamente as deformações nos tempos de 1010, 1020, 1030,.... 1090, 1100, 1200, 1500 e 2000s. Nota-se na figura 3.39 a ausência do peso no final da alavanca.

No ensaio de creep estático, a aplicação da carga no final da alavanca e o seu descarregamento foi realizado por quatro vezes. A cada carga e descarga, denomina-se um estágio. A realização de quatro estágios é recomendado por Merighi e Fortes (2003) para a análise preliminar quanto ao comportamento à deformação permanente. Porém, os autores compreendem que outros estudos como a simulação na escala real são importantes.

Figura 3.39: Descarregamento do ensaio de creep estático. Fonte: acervo próprio.

O último ensaio realizado com os corpos-de-prova do ensaio de compactação foi o ensaio de permeabilidade. Esse foi realizado conforme a Norma Brasileira ABNT NBR 14545/00 – “Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável”.

Este ensaio, seguiu na íntegra a norma e as figuras 3.40 a 3.49 mostram a montagem do ensaio. Observa-se na figura 3.40 o dispositivo para o ensaio de permeabilidade desmontado. Consistem em uma base, com um anel de vedação de borracha, um cilindro transparente e a tampa superior. Na base e na tampa existem mangueiras por aonde a água irá percolar. Essas mangueiras foram centralizadas no dispositivo. Ao fundo, colocou-se uma tela, que funciona como um filtro com a finalidade de evitar o entupimento do dispositivo.

Na figura 3.41 há a montagem do ensaio, em que colocou-se primeiramente uma camada de pedregulho e uma camada de areia grossa, que funcionam como um dreno no escoamento da água.

Figuras 3.40 e 3.41: Dispositivo para o ensaio de permeabilidade desmontado e montagem do ensaio com uma camada de pedregulho e uma camada de areia grossa. Fonte: acervo próprio.

Logo após a montagem do dreno formado pelo pedregulho e areia grossa, colocou-se o anel impermeável que contém uma abertura central, como mostra a figura 3.42. Observa-se na figura 3.43 o posicionamento do corpo-de-prova no centro do cilindro. Ele é encaixado na abertura central do anel impermeável, de modo que a água percole por toda a sua superfície.

Após o posicionamento do corpo-de-prova no cilindro, a lateral dele foi preenchida com material impermeável. Neste ensaio, utilizou-se a lama bentonítica para a impermeabilização. Colocou-se o material em camadas e com o auxílio de um soquete metálico, acomodou-se este material, como mostra a figura 3.44. Após o total preenchimento da área entre o corpo-de-prova e o cilindro, outro anel impermeável com abertura central foi instalado como observa-se na figura 3.45, para garantir o caminho da água percolada no corpo-de-prova.

Figuras 3.42 e 3.43: Posicionamento do anel impermeável e posicionamento do corpo-de-prova no centro do cilindro. Fonte: acervo próprio.

Figuras 3.44 e 3.45: Preenchimento da lateral do cilindro com lama bentonítica e posicionamento do anel impermeável. Fonte: acervo próprio.

Assim como no início da montagem, uma camada de areia grossa foi colocada sobre o corpo-de-prova e o anel impermeável, como mostra a figura 3.46. Observa-se na figura 3.47 que uma camada de pedregulho foi colocada sobre a camada da areia grossa para finalizar o dreno.

Figuras 3.46 e 3.47: Montagem do dreno superior com uma camada de areia grossa e uma camada de pedregulho. Fonte: acervo próprio.

Após a finalização da montagem dos componentes internos do ensaio de permeabilidade, fez-se o fechamento do cilindro com a tampa superior. Observa-se na figura 3.48 a saída central para a instalação da mangueira de água. A figura 3.49 mostra a instalação das mangueiras de água para a leitura da permeabiidade da amostra.

A princípio, instalou-se somente a mangueira inferior, para que o corpo-de-prova fosse saturado em contra-pressão, ou seja, a água satura ou o corpo-de-prova de baixo para cima e o ar foi expulso pela abertura superior. Após a saturação do corpo-de-prova, instalou-se a mangueira superior e mediu-se o tempo de percolação da água pelo corpo-de-prova.

Figuras 3.48 e 3.49: Finalização da montagem dos componentes internos do Ensaio de Permeabilidade e instalação das mangueiras de água para a leitura da permeabiidade. Fonte: acervo próprio.

Com a realização dos ensaios da terceira fase, fez-se uma comparação entre o comportamento das misturas de solo sem emulsão asfáltica e das misturas de solo-emulsão. O resultado de todos os ensaios citados neste capítulo encontram-se no capítulo 4, assim como a análise dos mesmos.

# 4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

## 4.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios das amostras de solos estudadas, divididos nas seguintes fases:

- Primeira fase: ensaios de caracterização das amostras dos solos coletados;

- Segunda fase: ensaios para determinação dos melhores teores de fluídos de cada amostra de solo;

- Terceira fase: ensaios para análise do comportamento mecânico e hídrico das amostras das misturas dos solos sem emulsão asfáltica e das misturas do solo-emulsão.

## 4.2 Ensaios da Primeira Fase

Os ensaios necessários para a classificação das amostras dos solos coletados foram os executados na primeira fase dos estudos. Neste capítulo, os resultados dos ensaios de Limite de Atterberg, Granulometria e mini-MCV (mini Moisture Condition Value) são apresentados e analisados.

Após a apresentação dos resultados desses ensaios, é feita a classificação das amostras de solos estudos pela metodologia H.R.B. (Highway Research Board) e pela metodologia MCT (Miniatura Compactada Tropical).

### 4.2.1 Limites de Atterberg

Nos ensaios de Limites de Atterberg, obteve-se o limite de liquidez, o limite de plasticidade e calculou-se o índice de plasticidade das três amostras dos solos estudados.

A Tabela 4.1 mostra os resultados encontrados nesses ensaios. Conforme descrito na tabela, a amostra do solo 1 – pista teve o maior índice de plasticidade (13%) e a amostra do solo 3 – caixa d´água o menor índice de plasticidade (8%).

Tabela 4.1: Resultados dos ensaios de Limites de Atterberg.

| | Solo 1 - Pista | Solo 2 - Exército | Solo 3 - Caixa d´água |
|---|---|---|---|
| Limite de Liquidez % | 40 | 40 | 25 |
| Limite de Plasticidade % | 27 | 29 | 17 |
| Índice de Plasticidade % | 13 | 11 | 8 |

### 4.2.2 Análise Granulométrica

A análise granulométrica, conforme descrito no capítulo 3, foi realizada através do processo de peneiramento para a fração grossa (partículas com diâmetro $\geq$ 0,074mm) e sedimentação para a fração fina (partículas < 0,074mm).

Verifica-se, na tabela 4.2, o resumo dos resultados obtidos no Ensaio da Análise Granulométrica das três amostras dos solos estudados. Observa-se que os três

solos passaram 100% nas peneiras acima de 0,59mm de diâmetro e que a porcentagem retida na peneira de diâmetro 0,42 mm foi de 4,2% na amostra do solo 1 – pista, 11,64% na amostra do solo 2 – exército e 13,01% na amostra do solo 3 – caixa d´água.

Verifica-se também na tabela 4.2, a porcentagem retida na peneira de diâmetro 0,074 mm, que foi de 40,1% na amostra de solo 1 – pista, 58,43% na amostra do solo 2 – exército e 37,63% na amostra do solo 3 – caixa d´água.

Tabela 4.2: Análise granulométrica das amostras dos três solos.

| | Granulometria % < diâmetro (mm) | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 2 | 0.59 | 0.42 | 0.074 |
| Solo 1 - Pista | 100,00 | 100,00 | 95,80 | 59,90 |
| Solo 2 - Exército | 100,00 | 100,00 | 88,36 | 41,57 |
| Solo 3 - Caixa d´água | 100,00 | 100,00 | 86,99 | 62,37 |

As figuras 4.1, 4.2 e 4.3 mostram as curvas obtidas nos ensaios de granulometria. Na figura 5.1 observa-se a curva granulométrica da amostra do solo 1 – pista. Já na figura 4.2 tem-se a curva granulométrica da amostra do solo 2 – exército e na figura 4.3 vê-se a curva granulométrica da amostra do solo 3 – caixa d'água.

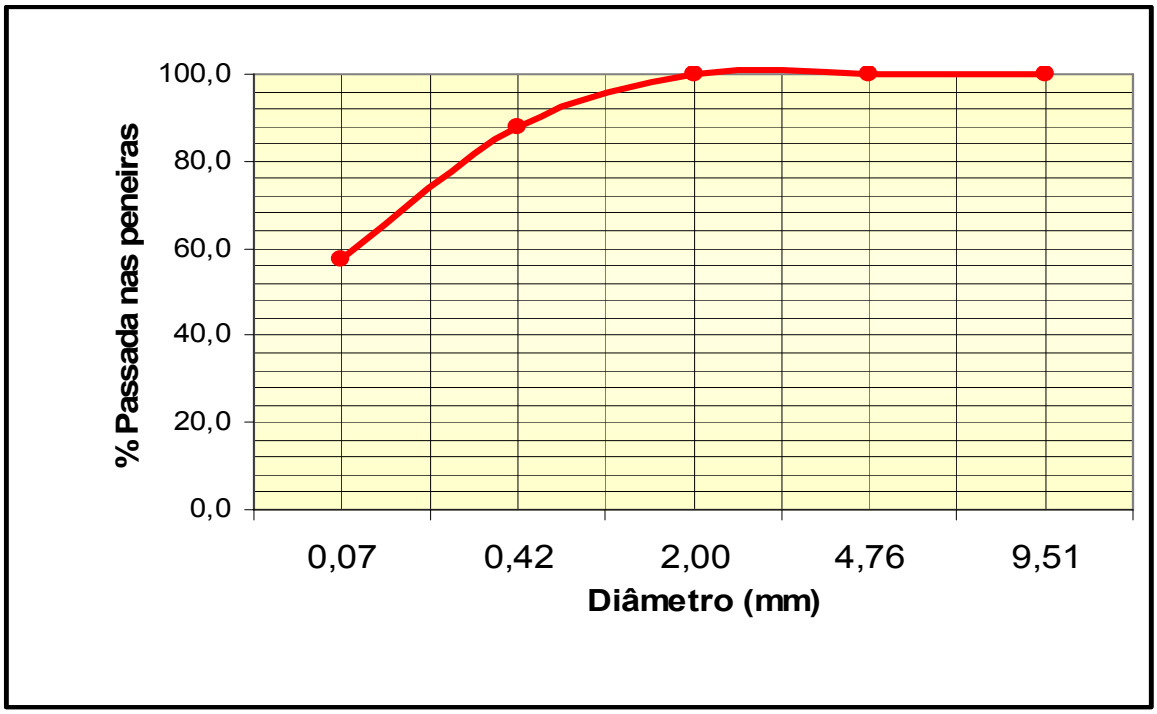



Figura 4.1: Curva granulométrica da amostra do solo 1 – pista.

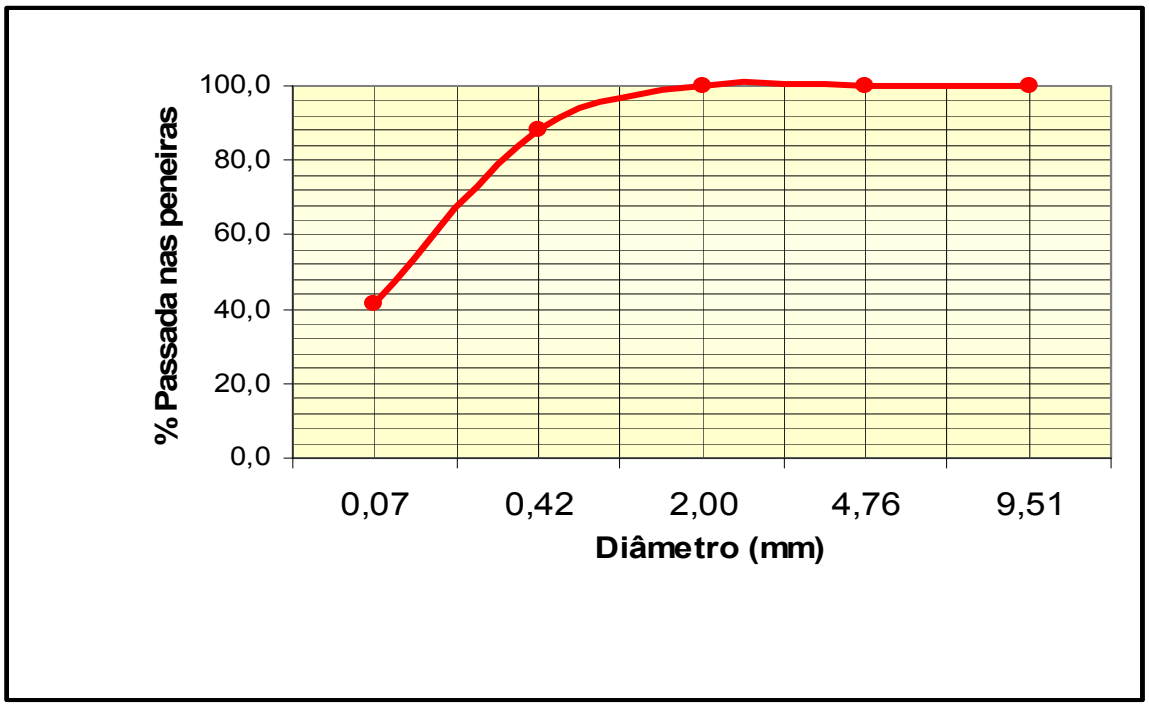



Figura 4.2: Curva granulométrica da amostra do solo 2 – exército.

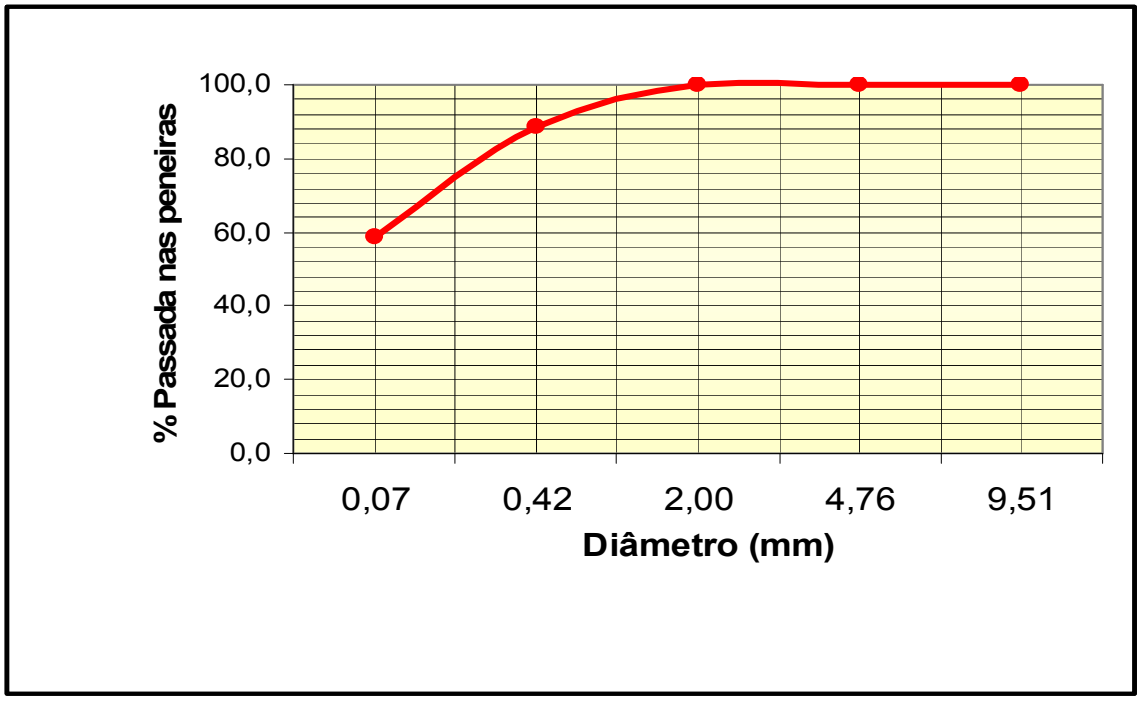



Figura 4.3: Curva granulométrica da amostra do solo 3 – caixa d'água.

### 4.2.3 Classificação H.R.B.

Com os resultados obtidos através dos ensaios de Limite de Atterberg e da análise granulométrica, classificaram-se as três amostras dos solos estudados pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos – USCS (Unified Soil Classification System) através da metodologia HRB (Highway Research Board).

Nota-se na tabela 4.3 o resumo dessa classificação com os valores obtidos nos ensaios de Limite de Atterberg e da análise granulométrica. Verifica-se que a amostra do solo 1 – pista e a amostra do solo 2 – exército, foram classificadas como solos com comportamento argiloso. Já a amostra do solo 3 – caixa d´água, foi classificado como um solo com comportamento siltoso moderadamente plástico.

Tabela 4.3: Classificação H.R.B.

| | Granulometria % < Ø (mm) | | | Limites de Atterberg | | | Classificação |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 2 | 0.42 | 0.074 | LL | LP | IP | H.R.B. |
| Solo 1 - Pista | 100,00 | 95,80 | 59,90 | 40 | 27 | 13 | A 6 |
| Solo 2 - Exército | 100,00 | 88,36 | 41,57 | 40 | 29 | 11 | A 6 |
| Solo 3 - Caixa d´água | 100,00 | 86,99 | 62,37 | 25 | 17 | 8 | A 4 |

## 4.2.4 Classificação MCT

Para a classificação MCT (Miniatura Compactada Tropical), foram realizados os ensaios de mini-MCV (Moisture Condition Value), que conforme Fortes (2002) consiste na aplicação de energias crescentes, até se conseguir um aumento sensível de densidade para diversos teores de umidade, obtendo-se uma família de curvas de compactação. Essas curvas são denominadas de deformabilidade ou de mini-MCV, pois a partir delas determina-se o mini-MCV.

A família de curvas de compactação e as planilhas de cálculo com os resultados obtidos nos ensaios de mini-MCV, das amostras dos três solos estudados, encontram-se nos anexos desta pesquisa.

Já a figura 4.4 mostra o resumo da classificação MCT das três amostras de solos através dos ensaios de mini-MCV. Nota-se nesta figura que através do ensaio de mini- MCV com o coeficiente c’ = 1,85 e o coeficiente e’= 0,72 para o solo 1 - pista,

resultam a classificação da amostra desse solo como LG´, ou seja, um solo de comportamento argiloso laterítico.

Na mesma figura, observa-se o resultado do ensaio de mini- MCV da amostra do solo 2 – exército, onde o coeficiente c' = 1,57 e o coeficiente e' = 1,39, resultando na classificação conforme a metodologia MCT de um solo NG´, ou seja, um solo de comportamento argiloso não laterítico.

Finalmente, para o terceiro solo estudado, a amostra do solo 3 – caixa d´água, através do ensaio de mini-MCV, tem-se o coeficiente c' = 1,43 e o coeficiente e' = 0,87, resultando na classificação MCT de um solo de comportamento LA', ou seja, um solo de comportamento arenoso laterítico LA´.

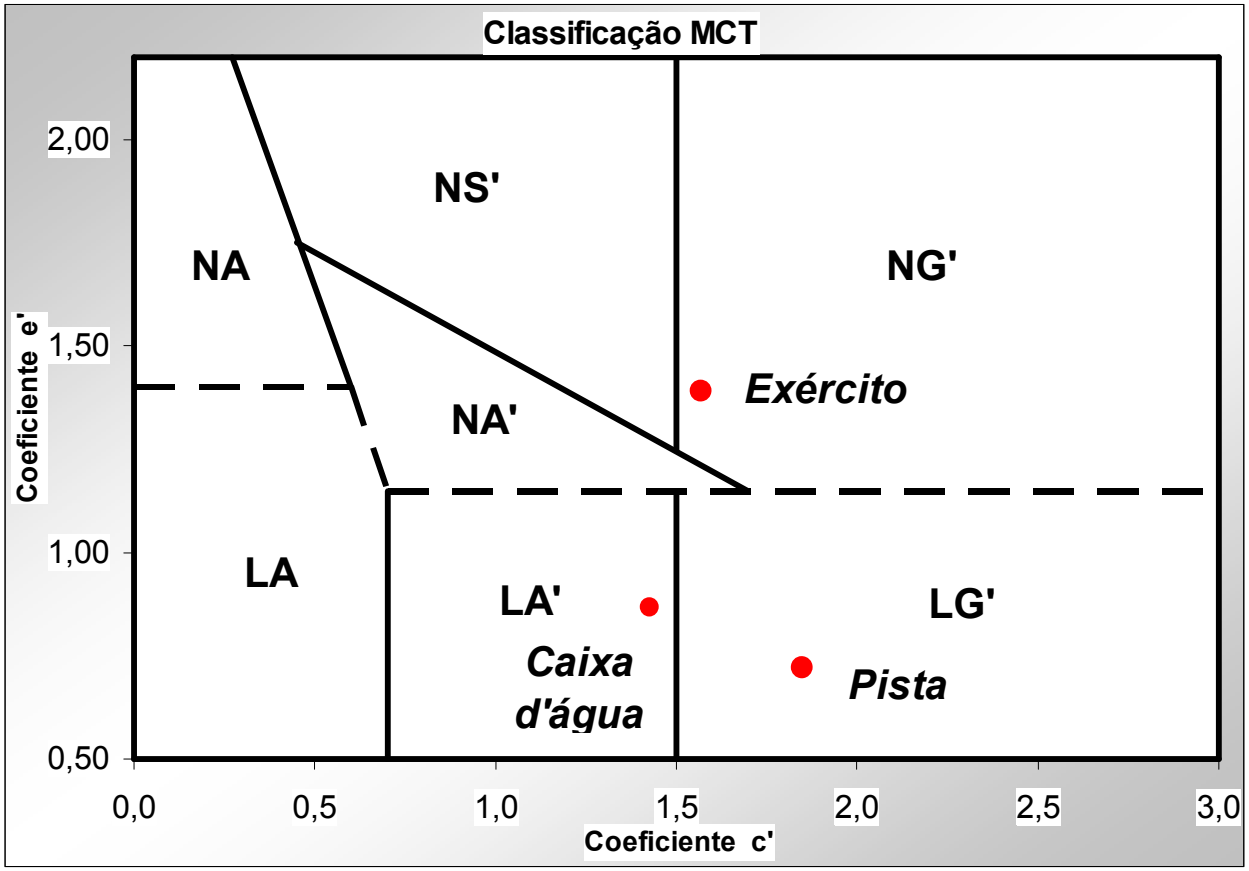



Figura 4.4: Classificação MCT das três amostras de solo.

Após as amostras de solos serem classificadas pelas metodologias HRB e MCT, determinaram-se os teores de umidades ótimos para cada uma das três amostras dos solos estudados.

As planilhas de cálculo do ensaio de compactação Proctor na energia intermediária se encontram nos anexos e a tabela 4.4 resume os teores de umidade ótimos calculados para cada uma das amostras de solos.

Tabela 4.4: Resumo do teor de umidade ótimo de cada amostra de solo estudado.

| Amostra | Teor ótimo de umidade (%) |
|---|---|
| Solo 1 - Pista | 19,4 |
| Solo 2 - Exército | 24,1 |
| Solo 3 - Caixa d´água | 13,3 |

Como se pode observar, na tabela 4.5 tem-se um resumo das principais características de classificação das três amostras de solo estudadas.

Tabela 4.5: Tabela comparativa das três amostras de solos.

| Solo | Classificação | | $\gamma s_{máx}$ (kg/m$^3$) | Teor ótimo de umidade (%) |
|---|---|---|---|---|
| | H.R.B | MCT | | |
| 1 - Pista | A - 6 | LG' | 1.654 | 19,4 |
| 2 - Exército | A - 6 | NG' | 1.498 | 24,1 |
| 3 - Caixa d'água | A - 4 | LA' | 1.812 | 13,3 |

## 4.3 Ensaios da Segunda Fase

A segunda fase do estudo, como já citado anteriormente, consiste na análise do Índice de Suporte Califórnia, através do ensaio de capacidade de suporte mini-CBR, da mistura do solo com diferentes teores de emulsão asfáltica e preservando o teor de umidade ótimo em cada uma das amostras dos solos estudados.

A utilização dos percentuais de 4, 5, 6, 7 e 8 de emulsão asfáltica foi definida a fim de encontrar uma curva com um ponto de teor de emulsão ótimo. Caso esse ponto não tivesse sido determinado com os percentuais escolhidos, novos percentuais seriam estudados. A determinação dos percentuais estudados foi feita analisando os dados de bibliografias anteriores, onde se verificou que percentuais abaixo de quatro não alteraram o comportamento das misturas.

### 4.3.1 Ensaio de capacidade de suporte mini-CBR

Como já foi dito no capítulo 3, foi realizado o ensaio mini-CBR para a determinação da capacidade de suporte das amostras de solos estudados por se tratar de uma metodologia consagrada e pela facilidade na realização dos ensaios.

Verificam-se na tabela 4.6 os resultados obtidos no ensaio de capacidade de suporte mini-CBR para as três amostras dos solos estudados. Em todas houve um pequeno ganho de resistência quando comparadas as misturas de solo sem emulsão asfáltica e as misturas de solo-emulsão sendo analisados os resultados ao ar.

Já para os ensaios imersos, pode-se observar também na tabela 4.6 que na amostra do solo 1 – pista, com 7 % de emulsão asfáltica, obteve-se o mesmo valor de CBR para a amostra do solo ao ar e a amostra de solo imerso.

Na mesma tabela, ao observar a amostra do solo 2 – exército verifica-se que o resultado para o CBR com a adição de emulsão asfáltica variou de CBR = 47% no corpo-de-prova ao ar com o solo sem emulsão asfáltica para CBR = 58% no corpo-de-prova ao ar para a amostra de solo-emulsão, com um percentual de 6% de emulsão asfáltica.

Vê-se também que com esta mesma porcentagem de emulsão asfáltica, o CBR do corpo-de-prova imerso chegou a 51%, ou seja, obteve um resultado próximo ao verificado com as amostras não imersas.

E finalmente, para a amostra do solo 3 – caixa d´água, observa-se, ainda na tabela 4.6, que o resultado do CBR variou, para a amostra ao ar, de 2% no solo sem emulsão asfáltica para 10% no solo-emulsão, quando se utilizou 5% de emulsão asfáltica. Ao observar as amostras imersas, verifica-se uma alteração de 3% na amostra de solo sem emulsão asfáltica para 9% na amostra de solo-emulsão.

Tabela 4.6: Resultados do ensaio de mini-CBR para os solos estudados.

| % de Emulsão | Solo 1 - Pista | | | Solo 2 - Exército | | | Solo 3 - Caixa d'água | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | MINI-CBR (%) | | Expansão (%) | MINI-CBR (%) | | Expansão (%) | MINI-CBR (%) | | Expansão (%) |
| | Ao ar | Imerso | | Ao ar | Imerso | | Ao ar | Imerso | |
| 0 | 35 | 28 | 0,82 | 47 | 28 | 1,14 | 2 | 3 | 1,43 |
| 4 | 32 | 29 | 0,67 | 55 | 40 | 0,53 | 6 | 5 | 1,45 |
| 5 | 37 | 28 | 0,24 | 44 | 40 | 0,32 | 10 | 9 | 0,52 |
| 6 | 32 | 26 | 0,09 | 58 | 51 | 0,12 | 9 | 6 | 0,77 |
| 7 | 37 | 37 | 0,80 | 44 | 48 | 0,26 | 7 | 6 | 1,90 |
| 8 | 38 | 25 | 0,35 | 45 | 42 | 0,29 | 11 | 8 | 2,59 |

Pelos resultados obtidos na tabela 4.6, verifica-se que as misturas solo-emulsão do solo 1 – pista e do solo 2 – exército podem ser utilizados para camadas de sub-base, pois atingem os valores mínimos de CBR = 20% e expansibilidade menor que 1%, parâmetros solicitados na especificação de serviço do DNIT DNER-ES 301/97 “Pavimentação – sub-base estabilizada granulometricamente” para esse serviço.

Nota-se na figura 4.5 um resumo da tabela comparativa entre os diversos teores de emulsão asfáltica para as três amostras de solos estudadas sendo submetidas ao ensaio de capacidade de suporte sem serem imersas (ao ar) e após vinte e quatro horas imersas (imerso).

Observa-se na figura 4.5 que em todas as amostras, os melhores resultados do mini-CBR para as misturas de solo-emulsão não ocorreram com o maior percentual de emulsão asfáltica. A partir de uma determinada porcentagem de emulsão asfáltica, a resistência à capacidade de suporte começa a diminuir. Essa porcentagem de emulsão asfáltica varia com as características do solo, portanto, o conhecimento das características do solo a ser estabilizado com emulsão asfáltica é fundamental.

Além dos resultados de capacidade de suporte, obteve-se também nos ensaios de mini-CBR a expansibilidade das amostras de solos ensaiadas. Notam-se na figura 4.6 as curvas de expansibilidade do material em relação à porcentagem de emulsão asfáltica da mistura. Em todas as misturas, houve a diminuição da expansibilidade da amostra quando a emulsão asfáltica foi incluída.

Percebe-se também que, da mesma maneira que ocorreu com a capacidade de suporte mini-CBR, a menor expansibilidade não ocorreu com o maior percentual de emulsão asfáltica na mistura. A expansão vai caindo até um ponto de mínimo e depois aumenta.

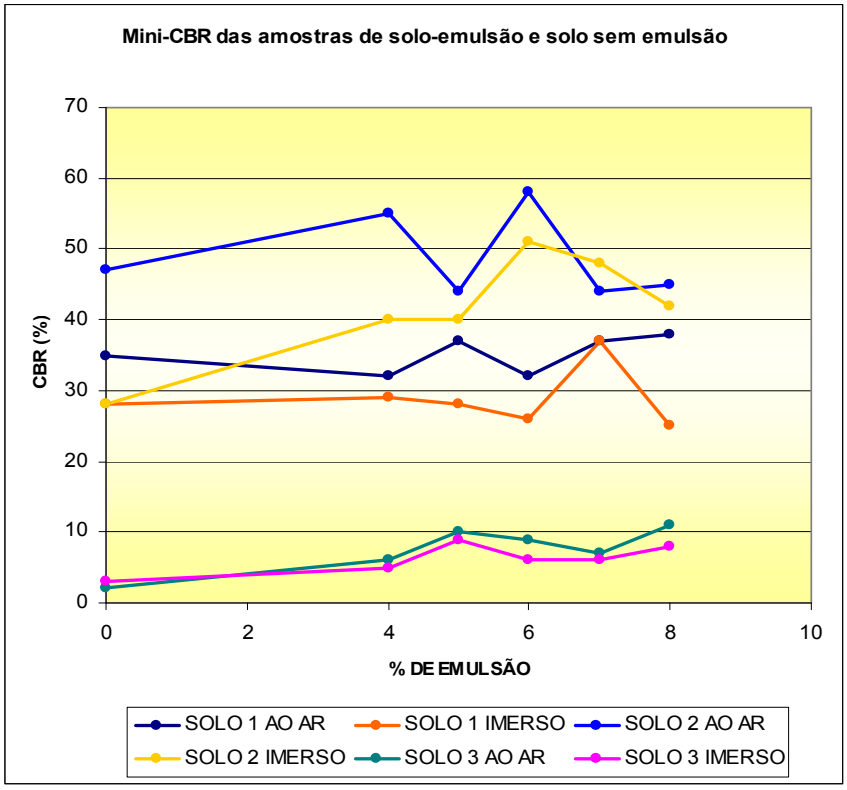



Figura 4.5: Gráfico das curvas de mini-CBR das amostras de solo-emulsão e solo sem emulsão asfáltica.

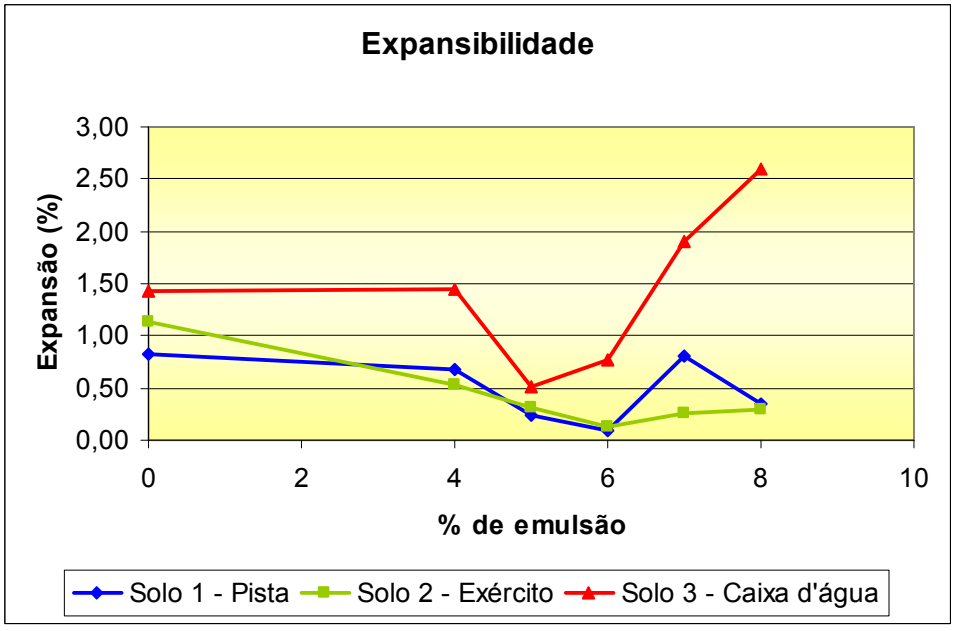



Figura 4.6: Curvas de expansibilidade obtidas no ensaio de mini-CBR.

Analisando-se os resultados de CBR e expansão obtidos, pode-se afirmar que a inclusão da emulsão asfáltica tem uma faixa ótima de trabalho em que ocorre a redução.

Essa redução na expansão pode ser a solução para camadas de base de pavimentos delgados onde, conforme citado por Merighi e Souza (2008), a pressão de expansão levanta as camadas sobrejacentes induzindo a quebra do revestimento asfáltico.

Com os resultados dos ensaios de capacidade de suporte mini-CBR, obteve-se os melhores comportamentos da emulsão asfáltica para cada solo. Conforme observado na tabela 4.6, a amostra do solo 1 – pista, teve seu melhor comportamento com 7% de emulsão asfáltica, a amostra do solo 2 – exército com 6% de emulsão asfáltica e a amostra do solo 3 – caixa d´água com 5% de emulsão asfáltica. Os ensaios da terceira fase foram executados com o solo sem emulsão asfáltica e com o solo-emulsão, com os melhores resultados obtidos, ou seja, as porcentagens de emulsão asfáltica consideradas acima.

O ensaio de capacidade de suporte foi realizado para analisar o quanto o material resiste quando comparado com a resistência de uma brita padrão.

Sabe-se que para a viabilização de um material em obras de pavimentação, o CBR desejável para camadas de base ou sub-bases é de aproximadamente 20%. Portanto, pode-se dizer que os resultados obtidos nos ensaios de mini-CBR para os solos estudados atingiram esse índice de capacidade de suporte. Porém, para a utilização, outros ensaios devem ser analisados.

## 4.4 Ensaios da Terceira Fase

Conforme já citado, os ensaios da terceira fase foram realizados somente com a porcentagem de emulsão asfáltica com o melhor comportamento no ensaio de capacidade de suporte mini-CBR para cada amostra de solo-emulsão e com o solo natural, sendo possível assim uma comparação entre as misturas de solo sem emulsão asfáltica e as misturas de solo-emulsão.

Em todos os ensaios da terceira fase, foram moldados três corpos-de-prova para cada um dos pontos a serem estudados, ou seja, três para a amostra do solo 1 - pista com a mistura solo-emulsão e três para a mistura sem emulsão asfáltica; três corpos-de-prova para a amostra do solo 2 - exército com a mistura solo-emulsão e três corpos-de-prova para a mistura sem emulsão asfáltica e, finalmente, três corpos-de-prova para a amostra do solo 3 – caixa d´água com a mistura solo-emulsão e três corpos-de-prova para a mistura sem emulsão asfáltica.

### 4.4.1 Ensaio de compressão

O ensaio de compressão foi realizado com os corpos-de-prova moldados através do ensaio de compactação. As amostras dos corpos-de-prova da mistura sem emulsão asfáltica foram submetidas à prensa hidráulica com um dia após a moldagem. Já os corpos-de-prova das misturas de solo-emulsão, foram rompidos na prensa hidráulica após sete dias, período esse considerado na bibliografia como ideal para a estabilização do material. Foram moldados três corpos-de-prova para cada mistura e os melhores resultados encontrados estão na tabela 4.7.

Para este ensaio, não foram realizados corpos-de-prova submersos e a tabela 4.7 mostra todos os resultados obtidos. Observa-se que nas três amostras de solos,

não houve uma diferença expressiva entre os resultados de resistência à compressão obtida nas misturas de solo-emulsão e nas misturas de solo sem emulsão asfáltica.

Portando, analisando os resultados da tabela 4.7, verifica-se que a inclusão da emulsão asfáltica não alterou a resistência à compressão da mistura. Na amostra de solo 1 – pista, houve um aumento na resistência à compressão de 0,53 MPa na mistura de solo sem emulsão asfáltica para 0,99 MPa na mistura de solo-emulsão. Já nas amostras do solo 2 – exército e solo 3 – caixa d'água, observa-se que houve decréscimos nas resistências à compressão.

Tabela 4.7: Tensões de rupturas obtidas no ensaio de compressão não imerso.

| | Solo 1 - Pista | Solo 2 - Exército | Solo 3 - Caixa d´água |
|---|---|---|---|
| | Solo sem emulsão asfáltica | | |
| % emulsão asfáltica | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Carga (kN) | 4,14 | 9,13 | 11,92 |
| Tensão de ruptura (MPa) | 0,53 | 1,19 | 1,54 |
| | Solo-emulsão | | |
| % emulsão asfáltica | 7,00 | 6,00 | 5,00 |
| Carga (kN) | 7,61 | 5,30 | 9,73 |
| Tensão de ruptura (MPa) | 0,99 | 0,69 | 1,26 |

### 4.4.2 Tração por compressão diametral

Como já citado no capítulo 3, o ensaio de tração por compressão diametral foi realizado para verificar as tensões de tração e cisalhamento geradas pelo estado triplo de tensões quando ocorre a compressão superficial. Nesta etapa, esse ensaio foi considerado meramente comparativo.

O ensaio de tração por compressão diametral foi realizado com o corpo-de-prova da amostra do solo compactada conforme o ensaio de compactação. Após o período considerado para a cura de 7 dias para os corpos-de-prova da mistura de solo-emulsão e de 1 dia para os corpos-de-prova das misturas de solo sem emulsão asfáltica, os corpos-de-prova foram submetidos à prensa hidráulica.

A tabela 4.8 mostra os melhores resultados, dentre os três corpos-de-prova submetidos ao ensaio de tração por compressão diametral, obtidos para as misturas de solo-emulsão e para as misturas de solo sem emulsão asfáltica para cada uma das três amostras de solos. Somente foram analisados os corpos-de-prova em condições não imersas.

Assim como os resultados encontrados no ensaio de compressão, os ensaios de tração por compressão diametral não tiveram diferenças significativas. A mistura solo-emulsão que obteve aumento na tensão de ruptura à tração em relação à mistura de solo sem emulsão foi a do solo 1 – pista. Já as amostras dos solos 2 e 3 com emulsão asfáltica tiveram pequenos decréscimos nas resistências à tração quando comparadas às amostras de solo sem emulsão asfáltica.

Tabela 4.8: Tensões de rupturas obtidas no ensaio de tração por compressão diametral não submerso.

| | Solo 1 - Pista | Solo 2 - Exército | Solo 3 - Caixa d´água |
|---|---|---|---|
| | Solo sem emulsão asfáltica | | |
| % emulsão asfáltica | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Carga (kN) | 1,22 | 2,99 | 3,46 |
| Tensão de ruptura (MPa) | 0,06 | 0,16 | 0,18 |
| | Solo-emulsão | | |
| % emulsão asfáltica | 7,00 | 6,00 | 5,00 |
| Carga (kN) | 1,82 | 1,58 | 1,72 |
| Tensão de ruptura (MPa) | 0,09 | 0,08 | 0,09 |

### 4.4.3 Ensaio creep estático

A deformação permanente de um pavimento é a soma das parcelas referentes a cada camada. Assim, é importante visualizar a susceptibilidade à deformação dos materiais. Porém, é importante lembrar que nesta fase esse ensaio é meramente comparativo.

Para a realização do ensaio de creep estático, os corpos-de-prova moldados através do ensaio de compactação foram submetidos a um carregamento estático por um período de 1000 segundos conforme sugerido no estudo feito por Merighi e Fortes (2003) através de uma tensão de 0,10 MPa, onde leituras da deformação foram realizadas durante este período.

Após esse período, foi realizado o descarregamento e leituras do efeito elástico das deformações foram realizadas, durante o mesmo tempo de 1000 segundos. Para cada amostra, este procedimento foi realizado quatro vezes, ou seja, foram realizados quatro estágios para cada corpo-de-prova.

A figura 4.7 demonstra uma curva típica do ensaio de creep estático. Essa foi a curva obtida num corpo-de-prova da amostra do solo 1 – pista com o solo sem emulsão asfáltica. As curvas dos melhores resultados obtidos nessa pesquisa encontram-se nos anexos.

A tabela 4.9 resume as deformações obtidas no ensaio de Creep Estático. As deformações d1, d2, d3 e d4 demonstram respectivamente as deformações obtidas nos estágio 1, 2, 3 e 4 de carregamento.

Observa-se que em todos os solos a mistura solo-emulsão teve maior deformação que o solo sem emulsão asfáltica. A maior deformação da mistura solo-emulsão e do solo sem emulsão asfáltica foi encontrada no solo 2 - exército.

Com a análise dos resultados obtidos no ensaio de Creep Estático, verificou-se que a estabilização química sem emulsão asfáltica fez com que os corpos de prova tornassem menos susceptíveis à deformação permanente quando comparados aos corpos de prova da mistura solo-emulsão.

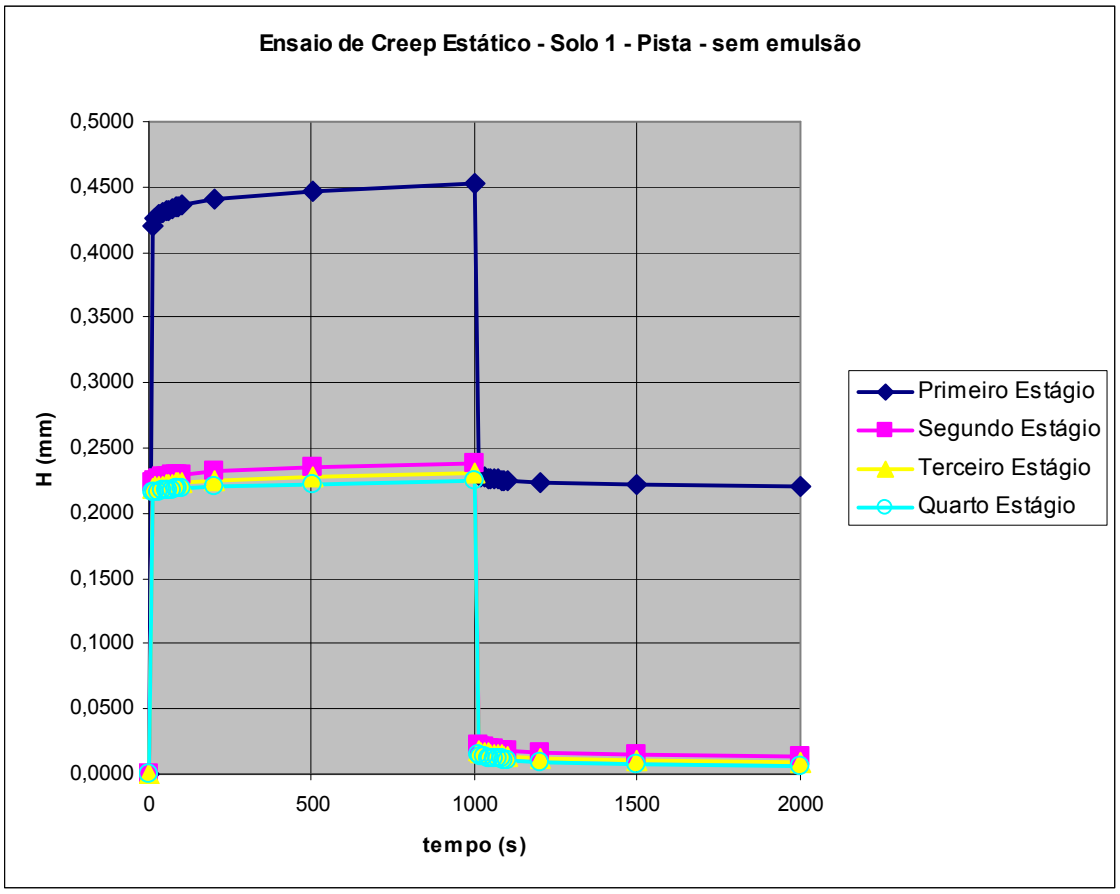



Figura 4.7: Curva do ensaio creep do solo 1 – pista sem emulsão asfáltica.

Tabela 4.9: Deformações obtidas no ensaio de Creep Estático.

| | Solo 1 - Pista | | Solo 2 - Exército | | Solo 3 - caixa d´água | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Deformações (m) | 7% de emulsão asfáltica | 0% de emulsão asfáltica | 6% de emulsão asfáltica | 0% de emulsão asfáltica | 5% de emulsão asfáltica | 0% de emulsão asfáltica |
| d1 | $2,56 \times 10^{-3}$ | $2,20 \times 10^{-3}$ | $8,58 \times 10^{-3}$ | $2,26 \times 10^{-3}$ | $2,22 \times 10^{-3}$ | $3,19 \times 10^{-3}$ |
| d2 | $6,40 \times 10^{-4}$ | $1,30 \times 10^{-4}$ | $1,75 \times 10^{-3}$ | $6,00 \times 10^{-5}$ | $5,65 \times 10^{-4}$ | $2,95 \times 10^{-4}$ |
| d3 | $4,75 \times 10^{-4}$ | $9,50 \times 10^{-5}$ | $1,00 \times 10^{-5}$ | $5,00 \times 10^{-6}$ | $9,75 \times 10^{-4}$ | $-1,15 \times 10^{-4}$ |
| d4 | $4,75 \times 10^{-4}$ | $6,50 \times 10^{-5}$ | $4,20 \times 10^{-4}$ | 0 | $8,50 \times 10^{-4}$ | $1,50 \times 10^{-5}$ |
| D | $4,15 \times 10^{-3}$ | $2,49 \times 10^{-3}$ | $1,08 \times 10^{-2}$ | $2,69 \times 10^{-3}$ | $4,62 \times 10^{-3}$ | $3,39 \times 10^{-3}$ |

Assim, analisando esses resultados, fica uma questão importante para estudos futuros. Será que a utilização da emulsão asfáltica gerou a perda do embricamento, ou seja, a perda do ângulo de atrito dos grãos?

### 4.4.4 Ensaio de permeabilidade

Como já citado no capítulo 3, o ensaio de permeabilidade é importante para verificar o comportamento hídrico da mistura estudada. Foram moldados três corpos-de-prova para cada mistura através do ensaio de compactação.

A Tabela 4.10 resume a permeabilidade determinada nos ensaios para os solos estudados. Em todos os solos a mistura solo-emulsão obteve um menor coeficiente de permeabilidade se comparado com o solo sem emulsão asfáltica.

Tabela 4.10: Resultados do ensaio de permeabilidade dos solos estudados.

| Permeabilidade | Solo 1 - Pista | Solo 2 - Exército | Solo 3 - Caixa d´água |
|---|---|---|---|
| % emulsão asfáltica | 7 | 6 | 5 |
| Coeficiente de Permeabilidade (cm/s) | $1{,}00 \times 10^{-7}$ | $8{,}4 \times 10^{-8}$ | $1{,}06 \times 10^{-6}$ |
| | Solo sem emulsão asfáltica | | |
| Coeficiente de Permeabilidade (cm/s) | $6{,}1 \times 10^{-5}$ | $1{,}6 \times 10^{-6}$ | $1{,}5 \times 10^{-5}$ |

Observa-se que para o solo 1 – pista o coeficiente de permeabilidade variou de da ordem de $10^{-5}$ cm/s na mistura de solo sem emulsão asfáltica para $10^{-7}$ cm/s na mistura de solo-emulsão. Para o solo 2 – exército, houve uma diminuição no coficiente

de permeabilidade de $10^{-6}$ cm/s na mistura de solo sem emulsão asfáltica para $10^{-8}$ cm/s na mistura de solo-emulsão. Finalmente, para o solo 3 – caixa d'água, a diminiução do coeficiente de permeabilidade variou de $10^{-5}$ cm/s na mistura de solo sem emulsão asfáltica para $10^{-6}$ cm/s na mistura de solo-emulsão.

O solo 2 – exército foi o que se tornou mais resistente à permeabilidade quando estabilizado com a emulsão asfáltica.

Observa-se através dos resultados obtidos nos ensaios de permeabilidade que houve uma grande melhora no comportamento hídrico das misturas de solo-emulsão se comparadas com as misturas de solo sem emulsão asfáltica. Entende-se que ao misturar a emulsão asfáltica no solo, ocorreu um efeito impermeabilizante nas partículas do solo evitando assim a infiltração da água.

# 5. CONCLUSÕES

Nos últimos anos a mistura solo-emulsão vem sendo estudada com mais freqüência, porém, poucas pesquisas sobre o assunto foram concluídas até o momento.

A proposição inicial foi atingida, pois se verificou que houve a diminuição da expansibilidade do solo através da estabilização química com emulsão asfáltica e foi determinado o percentual de emulsão asfáltica que resultou no melhor comportamento mecânico e hídrico para cada amostra de solo analisada.

Os estudos desta pesquisa foram realizados para três diferentes amostras de solos, coletadas na cidade de Campinas, na localização onde está sendo construída a Pista Experimental do Governo de São Paulo.

Com os resultados obtidos chegou-se às seguintes conclusões:

- Para cada uma das amostras de solo estudada obteve-se um percentual diferente de emulsão asfáltica que resultou na melhor capacidade de suporte. Assim, devem-se estudar diversos percentuais de emulsão asfáltica para a amostra de solo que será trabalhada, no intuito de observar o melhor teor de fluído para o solo estudado.

- Nos resultados dos ensaios de índice de suporte mini CBR realizados, observou-se um pequeno aumento do valor obtido para as misturas de solo-emulsão quando analisados os resultados dos corpos-de-prova após serem submetidos à imersão. Pode-se dizer que nos solos naturais houve uma perda da capacidade e nas misturas solo-emulsão a capacidade praticamente manteve-se constante com relação aos resultados encontrados quando analisadas nas condições não imersas.

- Com relação à expansibilidade das amostras de solos estudadas, verificou-se que nas misturas de solo-emulsão houve diminuição no percentual de expansão se comparadas às misturas de solo sem nenhum aditivo.

- Na moldagem dos corpos-de-prova para a realização dos ensaios de compressão e tração por compressão diametral, algumas misturas foram preparadas no mesmo dia da compactação dos corpos-de-prova e outras foram preparadas 24 horas antes. Não foram observadas alterações significativas de resistência para essas alterações, o que significa que esse solo pode ser preparado previamente em uma usina, o que resulta em um melhor controle tecnológico e de qualidade da mistura.

- Nos ensaios de compressão e de tração por compressão diametral realizados somente na condição não imersa observaram-se poucas alterações nos valores de tensão à ruptura das misturas de solo-emulsão e de solo sem emulsão asfáltica. Assim, pode-se afirmar que nas condições em que foram realizados os ensaios a emulsão asfáltica não alterou a resistência dos corpos-de-prova.

- As deformações obtidas nos ensaios de creep estático foram maiores para as misturas de solo-emulsão do que para as misturas de solo sem emulsão asfáltica, que pode ser explicado pelo fato da relação emulsão/vazios aumentar e tornar mais susceptível a amostra à deformação, ou ainda, a presença de emulsão na amostra leva a uma lubrificação entre as partículas, propiciando um maior deslizamento entre elas, diminuindo o efeito de embricamento entre os grãos.

- Nos ensaios de permeabilidade observou-se que houve uma variação significativa entre as misturas de solos sem emulsão asfáltica e as misturas de solo-emulsão, onde as amostras de solo-emulsão tiveram um comportamento com menor permeabilidade, o que era esperado uma vez que a emulsão diminui o número de vazios da amostra.

A presente pesquisa ressalta a importância da realização de uma dosagem analisando o comportamento mecânico e hídrico da mistura para definir o correto teor de emulsão, de maneira a obter o melhor comportamento da mistura.

Cabe salientar que a adição de emulsão ao solo apresentou resultados benéficos principalmente na situação mais desfavorável, que é a do material saturado (resultados dos corpos de prova após a imersão), o que torna essa tecnologia recomendável, uma vez que se apresenta como uma solução para esse problema tão critico.

Esta pesquisa teve como uma alavanca motivadora, a questão ambiental e da própria sustentabilidade do planeta. Na medida em que se reaproveita um material dentro do próprio sítio da obra, além da redução de custos, tem-se um decréscimo da emissão de gases gerados pelos equipamentos propulsores da obra.

Na preservação ambiental há de se considerar aspectos como a disponibilização de áreas para descartes de materiais excedentes, o transporte para essas áreas e a disponibilização de exploração de novas jazidas.

Assim, este estudo e seus resultados ainda que em fase preliminares, é uma forma de se contribuir para a busca de alternativas tecnológicas e, também de incentivar a prática de se buscar soluções não convencionais.

## 5.1 Sugestões para Novas Pesquisas

Na realização desta pesquisa alguns pontos foram observados como oportunidades para a realização de novas pesquisas e aprofundamento do tema. Alguns deles estão descritos a seguir:

- Todos os ensaios com o solo-emulsão foram realizados com sete dias de cura dos corpos-de-prova, seguindo a sugestão de bibliografias existentes. Sugere-se estudar outros tempos de cura, como o efeito a 28 dias e verificar alterações no comportamento das amostras.

- Realizar nova caracterização da amostra após o rompimento do corpo-de-prova para verificar possíveis mudanças na estrutura do solo ocasionado pela inclusão da emulsão asfáltica.

- Realização de um ensaio de CBR para cada amostra para a confirmação dos resultados obtidos nos ensaios de mini-CBR.

- Realização de outros ensaios para determinar o comportamento como a resiliência e a fadiga da mistura de solo-emulsão.

- Um estudo mais aprofundado para verificar se o efeito da deformabilidade encontrada no ensaio de creep estático ocorreu pelo efeito da perda do ângulo de atrito entre os grãos.

- Realização de um trecho experimental utilizando uma recicladora asfáltica para verificar o comportamento da mistura solo-emulsão

- Realizar um estudo do custo para a execução da mistura, verificando assim a viabilidade econômica da mesma.

- Estudar possíveis efeitos de contaminação do solo pela utilização da emulsão asfáltica.

# REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS


- ABCP; Associação Brasileira de Cimento Portland.;. “Curso de Solo cimento para Pavimentação”. São Paulo. 2004.

- ABCP; Associação Brasileira de Cimento Portland.;. “Aplicações de Solo cimento. Experiência Brasileira”.; Primera Reunión de la Subregión Norte. Caracas. 1974.

- ABEDA; Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto.;. “Manual Básico de Emulsões Asfálticas. Soluções para pavimentar sua cidade”. Rio de Janeiro. 2001.

- BASTOS, C.;. “Apostila de Estabilização”. Disponível em: <http://civmec.dmc.furg.br/~disp04084/apostila/estabilizacao.pdf>. Acesso em 31 jan. 2005, 20:25:00.

- BAUMGARDNER, G. L.;. “Asphalt Emulsion Manufacturing Today and Tomorrow”. Asphalt Emulsion Technology. Transportation Research Board. Washington, D.C., 2006

- CRISTELO, N.;. “Estabilização de Solos Residuais Graníticos Através da Adição de Cal”. Dissertação de M. Sc; Escola de Engenharia da Universidade do Minho. Lisboa, 2001.

- DER/SP 76; “Classificação de Solos Segundo HRB e USC”. Departamento Estradas de Rodagem – Método de Ensaio. 1971.

- DER/SP M196; “Classificação de Solos Tropicais Segundo a Metodologia MCT”. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – Método de Ensaio. São Paulo, 1989.

- DNER-ES 300; “Pavimentação – reforço de subleto estabilizado granulometricamente”. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, 1997.

- DNER-ES 301; “Pavimentação – sub-base estabilizada granulometricamente”. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, 1997.

- DNER-ES 303; “Pavimentação – base estabilizada granulometricamente”. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, 1997.

- DNER-ME 041; “Solos – Preparação de amostras para ensaio de caracterização”. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1994.

- DNER-ME 138; “Misturas betuminosas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral”. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1994.

- DNER-ME 254; “Solos compactados em equipamento miniatura Mini-CBR e expansão”. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1997.

- FINBERG, C., QUIRE, D., THOMAS, T.;. “Granular Base Stabilization with Emulsion en Las Vegas, Nevada”; Transportation Research Board 2008 Annual Meeting; Washington, D.C. 2008.

- FORTES, R.M., “Anotações de aulas - Compactação”; Postado em 2002. Disponível em: http://meusite.mackenzie.com.br/rmfortesemestradas2/3_Compactação.pdf. Vários acessos.

- FORTES, R. M., “Anotações de aulas – Classificação de Solos”; Postado em 2002. Disponível em: http://meusite.mackenzie.com.br/rmfortesemestradas2/3_Classificação_de_solos.pdf. Vários acessos.

- GROGAN, W. P.; WEISS, C. A., Jr; ROLLINGS, R. S.;. “Stabilized Base Courses For Advanced Pavement Design”. Report 1: Literature review and field performance date. U.S. Department of Transportation. Federal Aviation Administration. Washington, DC, 1999.

- GUIMARÃES, J. E. P.;. “A Cal – Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil”. 2º edição. PINI, SP,2002.

- GUIMARÃES, J. E. P.;. “Estabilização de Solos – Nova e Importante Aplicação da Cal seus Conceitos e suas Vantagens”. Boletim nº 1. Associação Brasileira dos Produtores de Cal. 1971.

- GUIMARÃES, J. E. P.;. “Estabilização de Solos – Nova e Importante Aplicação da Cal seus Conceitos e suas Vantagens”. Boletim nº 5. Associação Brasileira dos Produtores de Cal. 1971.

- JACINTO, E. C., CARVALHO, J. C., FARIAS, M. M. de, GUIMARÃES, R. C.;. “Influência das Propriedades Físicas, Químicas e Mineralógicas do Solo no Comportamento de Misturas Solo-Emulsão”. 36º Reunião Anual de Pavimentação. 36º RAPv. Curitiba, 2005.

- JAMES, A..;. “Overview of Asphalt Emulsion”. Asphalt Emulsion Technology. Transportation Research Board. Washington, D.C., 2006.

- MELO, F. G.;. “Compactação de Aterros de Barragens de Terra” ICT Especialização e Aperfeiçoamentos. Lisboa, 1985.

- MERIGHI, J. V., SOUZA, C. L. de;. “Uma Contribuição ao Estudo dos Pavimentos de Revestimento Delgado Sobre Bases Contendo Material Expansivo”. CONINFRA – Congresso de Infra-Estrutura de Transportes. São Paulo, 2008.

- MERIGHI, J. V., FORTES, R. M.;. “O Ensaio de Creep Estático – Uma Ferramenta para Avaliação do Desempenho de Misturas Asfálticas quanto a Deformação Permanente”. 12° Reunião de Pavimentação Urbana. Aracajú, 2003.

- MOHAMMAD, L. N., RAGHAVANDRA, A., HUANG, B.;. “Laboratory Performance Evaluation of Cement Stabilized Soil Base Mixtures”. In the 2002 Annual Meeting of Transportation Research Board. Washington, D.C., 2002.

- NASCIMENTO, U.;. “Princípios e Âmbito de Aplicação da Estabilização de Solos”. Curso de Estabilização de Solo 108: Estabilização de Solos. Lisboa, 1970.

- NBR 5739/ABNT; Norma Brasileira.; “Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos”. 2007.

- NBR 6459/ABNT; Norma Brasileira.; “Solo – Determinação do limite de liquidez”. 1984.

- NBR 7180/ABNT; Norma Brasileira.; “Solo – Determinação do limite de plasticidade”. 1984.

- NBR 7181/ABNT; Norma Brasileira.; “Solo – Análise granulométrica”. 1984.

- NBR 7182/ABNT; Norma Brasileira.; “Solo – Ensaio de compactação”. 1986.

- NBR 14545/ABNT; Norma Brasileira.; “Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável”. 2000.

- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F.;. “Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos”. Editora Vilibor. São Paulo, 1995.

- OKAWA, M., SANTOS, A. L.;. “Curso de Pós Graduação Tecnologia da Pavimentação”.; EPUSP. 1976.

- PARSONS. R.L., MILBURN, J. P.;. “Engineering Behavior os Stabilized Soils”. TRB 2003 Annual Meeting. Leawood KS, 2003.

- PINTO, C. S.;. “Estabilização de Pavimentos com Cal”. V Reunião aberta da Indústria da Cal. Associação Brasileira dos Produtores da Cal. 1985.

- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA). Disponível em: http://www.cement.org. vários acessos.

- RIVAS, H.; GUTIERREZ, X.; SILVA, F.; CHIRINOS, M.;. “Sobre Emulsiones de Betumen en Água”. Acta Científica Venezuelana, 54. Caracas, 2002.

- SABITA; “GEMS - The design and use of granular emulsion mixes”. Manual 14. South África, 1996. Disponível em: http://www.sabita.co.za/pub-manuals.asp. Acesso em: 24 mar. 2008, 19:40:00.

- SABITA; “Appropriate Standards For The Use Of Sand Asphalt”. Manual 18. South África, 1996. Disponível em: http://www.sabita.co.za/pub-manuals.asp. Acesso em: 24 mar. 2008, 19:40:00.

- SANT´ANA, W. C.; BERNUCCI, L. L. B.; NASCIMENTO, L. A.;. “Trecho Experimental com Mistura Cascalho Laterítico-Emulsão para Baixos Volumes de Tráfego”. 14º Reunião de Pavimentação Urbana. Ribeirão Preto, 2007.

- SCULLION, T. P.E.;. “Field Investigation: Pre-Cracking of Soil-Cement Bases to Reduce Reflection Cracking”. In the 2002 Annual Meeting of Transportation Research Board. Washington, D.C., 2002.

- SOLIZ, V. V. P.;. “Estudo de 3 Solos Estabilizados com Emulsão Asfáltica”. Dissertação de M.Sc. COPPE / UFRJ.; Universidade Federal do Rio de Janeiro.; 2007.

- SRT; Serviço Brasileiro de Respostas Técnicas; Disponível em <http://sbrtv1.ibict.br/upload/sbrt1361.pdf?PHPSESSID=6aa56910df57f5c60f1bee9de0deeaf0>. Acesso em 13 jan. 2008, 11:45:00.

- TALAVERA, R. R.; MENESES, V. M. C.; MADRID, M.;. “Emulsiones Asfálticas”. Secretaria de Comunicaciones y Transportes, Instituto Mexicano del Transporte. Documento Técnico nº 23. Sanfandilla, 2001. Disponível em: http://www.imt.mx/Espanol/Publicacionesemdoctec/dt23.pdf. Acesso em 05 jun. 2006, 22:33:00.

- TIMOSHENKO, S. P.; GOODIER, J.N.;. “Teoria da Elasticidade”. 3ª edição. Editora Guanabara 2, 1980.

- VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S.; BELIGNI, M.; CINCERRE, J. R.;. “Pavimentos com Solos Lateríticos e Gestão de Manutenção de Vias Urbanas”. São Paulo, 2000.

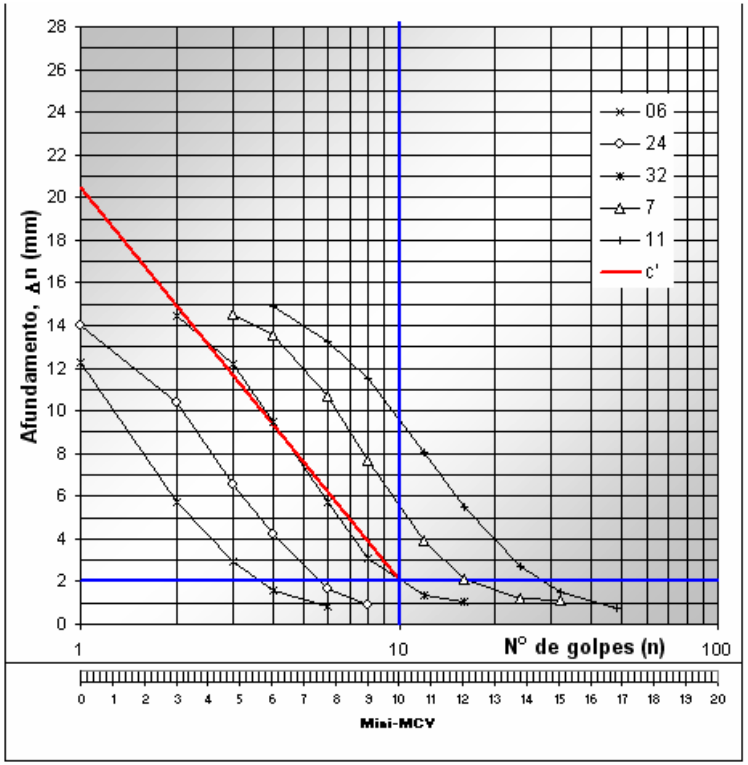
- WIRTGEN; “Manual de Reciclagem a Frio”. Wirtgen Group. 2ª edição, 2004.

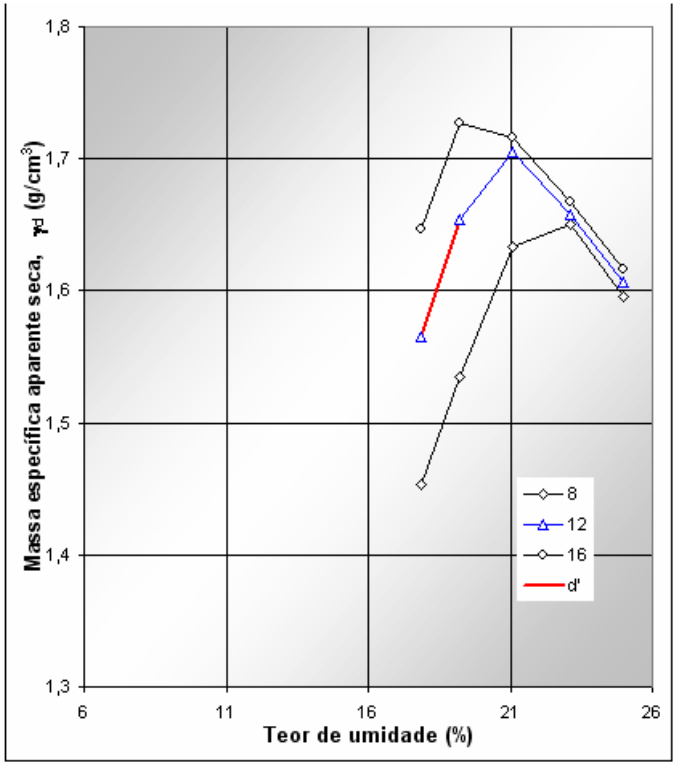
- ZHANG, Z.; TAO M.;. “Durability of Cement Stabilized Low Plastic Soils”. 85th Annual Meeting of Transportation Research Board of the National Academies. Washington, D.C., 2006.

## REFERÊNCIA DE APOIO

- GENOVEZ, A. I. B.; TEIXEIRA, E. N.;. “Instruções para Apresentação de Dissertações/Teses na FEC”. Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2007.

| IDENTIFICAÇÃO: | Solo 1 - pista experimental | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Massa de Ensaio | (g) | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Cilindro | Nº, | 06 | | | 24 | | | 32 | | | 7 | | | 11 | | |
| | Tara do Cilindro | (g) | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Tara + Solo Úmido | (g) | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Peso Solo Úmido | (g) | 200,00 | | | 200,00 | | | 200,00 | | | 200,00 | | | 200,00 | | |
| Acilindro (cm2): 19,56 | | n | An | Δn | γd | An | Δn | γd | An | Δn | γd | An | Δn | γd | An | Δn | γd |
| Número de Golpes | **Observação:** | 1 | 64,42 | 12,26 | 1,270 | 68,02 | 14,00 | 1,221 | | | | | | | | | |
| | | 2 | 56,97 | 5,72 | 1,436 | 60,66 | 10,36 | 1,369 | 66,14 | 14,44 | 1,277 | | | | | | |
| | | 3 | 53,85 | 2,92 | 1,519 | 56,65 | 6,55 | 1,466 | 61,76 | 12,21 | 1,368 | 66,40 | 14,54 | 1,292 | | | |
| | | 4 | 52,16 | 1,55 | 1,568 | 54,02 | 4,22 | 1,537 | 58,72 | 9,50 | 1,438 | 63,23 | 13,57 | 1,357 | 67,57 | 14,88 | 1,284 |
| | | 6 | 51,47 | 0,86 | 1,589 | 51,04 | 1,62 | 1,627 | 54,51 | 5,70 | 1,549 | 58,97 | 10,69 | 1,455 | 62,84 | 13,27 | 1,381 |
| | | 8 | 51,25 | | 1,596 | 50,30 | 0,88 | 1,651 | 51,70 | 3,11 | 1,634 | 55,90 | 7,67 | 1,534 | 59,68 | 11,54 | 1,454 |
| | | 12 | 50,93 | | 1,606 | 50,10 | | 1,657 | 49,55 | 1,38 | 1,705 | 51,86 | 3,94 | 1,654 | 55,45 | 8,05 | 1,565 |
| | | 16 | 50,61 | | 1,616 | 49,80 | | 1,667 | 49,22 | 1,05 | 1,716 | 49,66 | 2,07 | 1,727 | 52,69 | 5,50 | 1,647 |
| | | 24 | | | | 49,42 | | 1,680 | 48,81 | | 1,730 | 48,28 | 1,17 | 1,777 | 49,57 | 2,71 | 1,750 |
| | | 32 | | | | | | | 48,59 | | 1,738 | 48,23 | 1,12 | 1,778 | 48,14 | 1,48 | 1,802 |
| | | 48 | | | | | | | 48,17 | | 1,753 | 47,92 | | 1,790 | 47,40 | 0,74 | 1,830 |
| | | 64 | | | | | | | | | | 47,59 | | | 47,19 | | 1,839 |
| | | 96 | | | | | | | | | | 47,11 | | | 46,86 | | 1,851 |
| | | 128 | | | | | | | | | | | | | 46,66 | | |
| | | 192 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 256 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Umidade | Cápsula | Nº.: | 89 | | | 94 | | | 3 | | | 61 | | | 69 | | |
| | Solo Úmido + Tara | (g) | 104,11 | | | 110,55 | | | 162,70 | | | 128,32 | | | 148,78 | | |
| | Solo Seco + Tara | (g) | 88,96 | | | 95,04 | | | 143,98 | | | 111,97 | | | 130,44 | | |
| | Tara | (g) | 28,38 | | | 28,00 | | | 55,10 | | | 26,85 | | | 27,72 | | |
| | Solo Seco | (g) | 60,58 | | | 67,04 | | | 88,88 | | | 85,12 | | | 102,72 | | |
| | Água | (g) | 15,15 | | | 15,51 | | | 18,72 | | | 16,35 | | | 18,34 | | |
| | Umidade | (%) | 25,01 | | | 23,14 | | | 21,06 | | | 19,21 | | | 17,85 | | |
| Perda | Massa Extrudada | (g) | 31,61 | | | 32,87 | | | 34,30 | | | 35,01 | | | 36,21 | | |
| | Massa Desprendida | (g) | 36,66 | | | 25,13 | | | 2,5 | | | 0,5 | | | 0,5 | | |
| | Fator de Correção | | 1,0 | | | 1,0 | | | 1,0 | | | 1,0 | | | 1,0 | | |
| | Perda - Pi = 100.Md/Me | (%) | 115,97 | | | 76,46 | | | 7,29 | | | 1,43 | | | 1,38 | | |

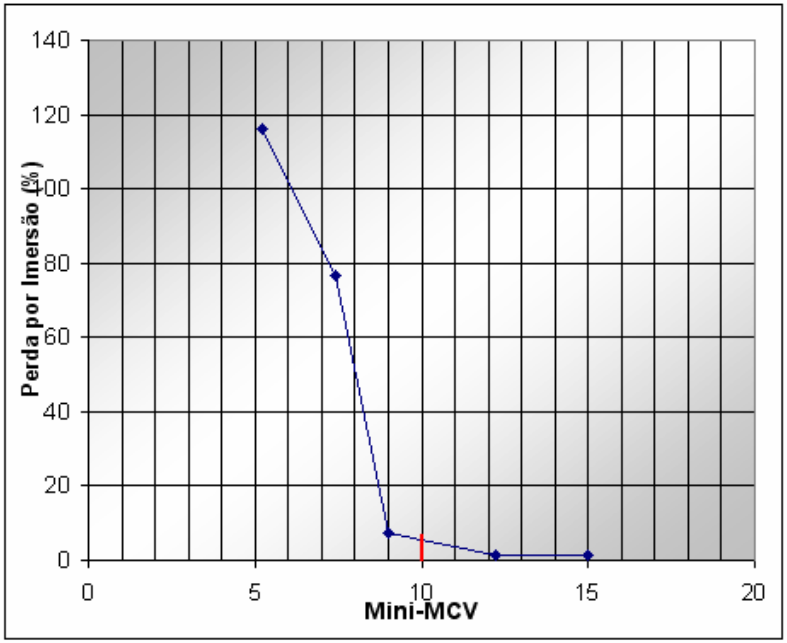


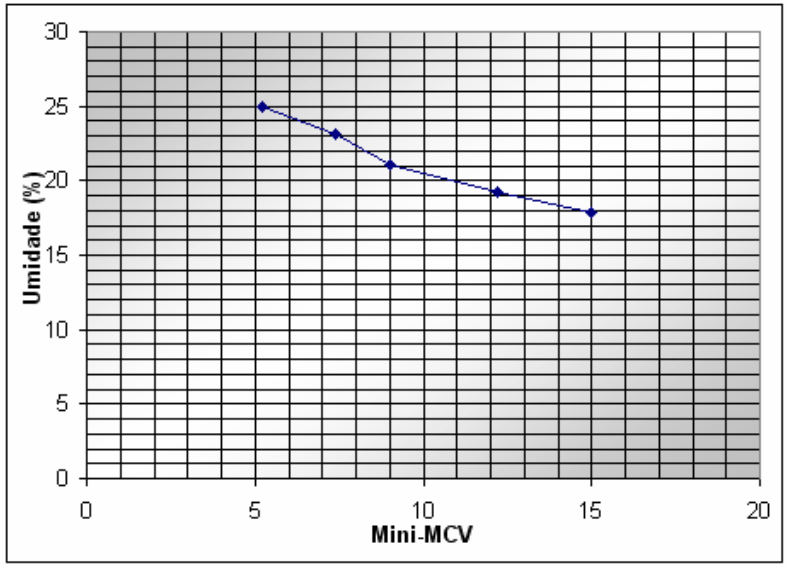




| Mini-MCV | | 5,2 | 7,4 | 9,0 | 12,2 | 15,0 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Umidade (%) | | 25,0 | 23,1 | 21,1 | 19,2 | 17,9 |
| Pi (%) | | 116,0 | 76,5 | 7,3 | 1,4 | 1,4 |
| N°. Golpes | 6 | 1,589 | 1,627 | 1,549 | 1,455 | 1,381 |
| | 8 | 1,596 | 1,651 | 1,634 | 1,534 | 1,454 |
| | **12** | **1,606** | **1,657** | **1,705** | **1,654** | **1,565** |
| | 16 | 1,616 | 1,667 | 1,716 | 1,727 | 1,647 |
| | 24 | 0,000 | 1,680 | 1,730 | 1,777 | 1,750 |
| | | Massa Específica Aparente Seca (kg/cm3) | | | | |

| **Retas Médias p/ Determinação dos índices** | X | Y |
|---|---|---|
| Reta do Gráfico: N°. de Golpes x Afundamento | 1 | 20,49 |
| **c' =** **1,85** | 10 | 2 |
| Reta do Gráfico: Umidade x Massa Esp. Apar. Seca | 19,2 | 1,654 |
| **d' =** **65,97** | 17,9 | 1,565 |

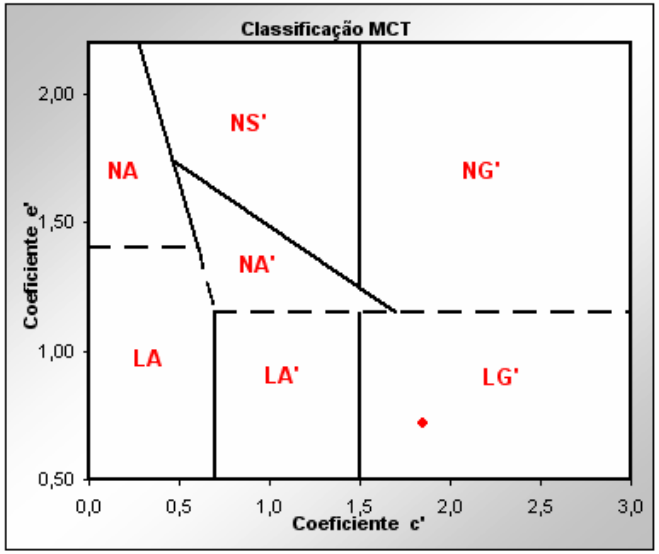
Observações:




| Para Mini-MCV = 10, Tem-se: | 1C |
|---|---|
| Pi = 7 % | |
| **Cálculo de e' :** | |
| e' = 0,72 | |

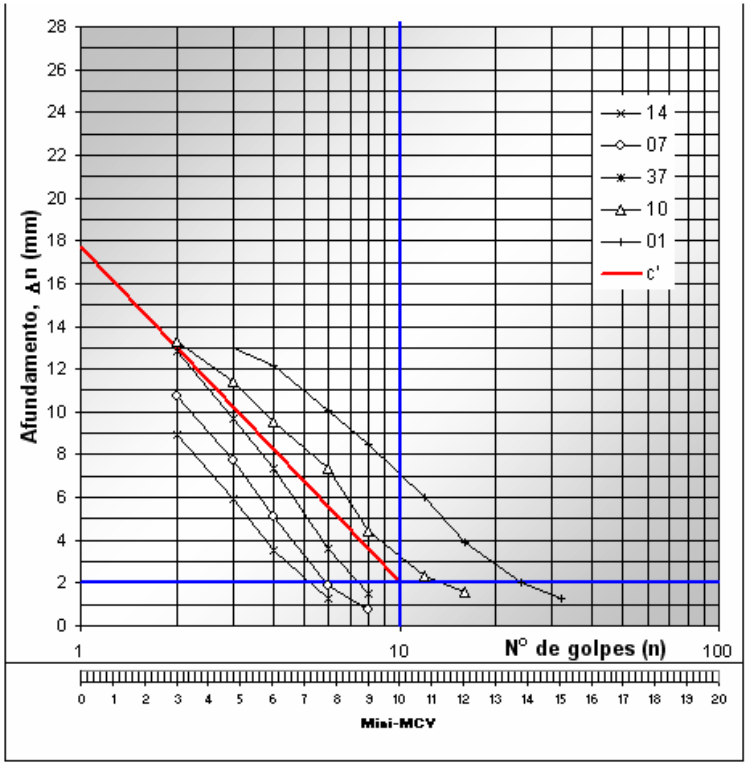
| COEFICIENTES: | |
|---|---|
| c' = | 1,85 |
| e' = | 0,72 |

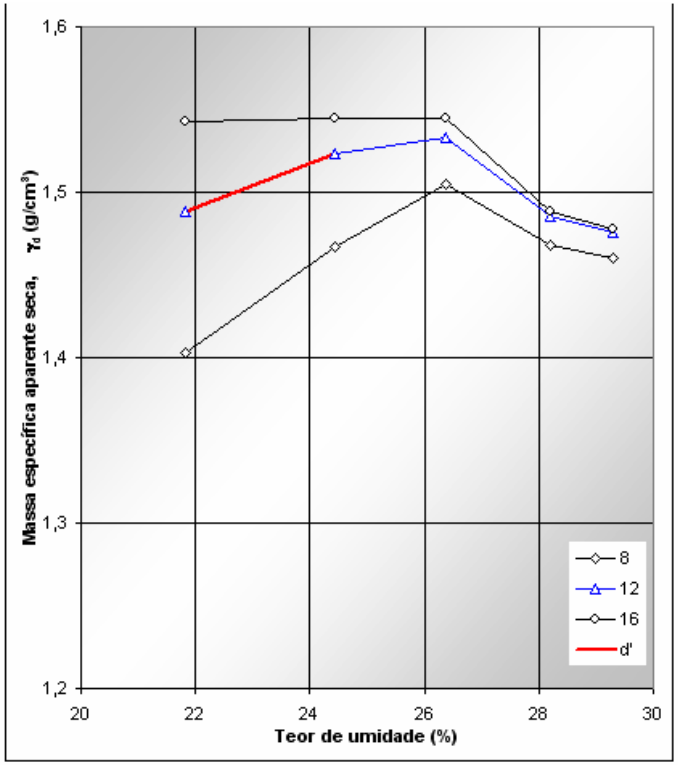



| CLASSIFICAÇÃO DO SOLO NA METODOLOGIA MCT |
|---|
| **SOLO TIPO : LG´** |

ANEXO B – Planilhas de cálculo do mini-mcv para o solo 2 – exército.

| | IDENTIFICAÇÃO: | Solo 2 - Exército | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Massa de Ensaio | (g) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Cilindro | Nº. | 14 | | | 07 | | | 37 | | | 10 | | | 01 | | | | |
| | Tara do Cilindro | (g) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Tara + Solo Úmido | (g) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Peso Solo Úmido | (g) | 200,00 | | | 200,00 | | | 200,00 | | | 200,00 | | | 200,00 | | | | |
| Acilindro (cm2): | 19,56 | n | An | Δn | γd | An | Δn | γd | An | Δn | γd | An | Δn | γd | An | Δn | γd | | |
| Número de Golpes | **Observação:** | 1 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 2 | 63,12 | 8,96 | 1,253 | 65,08 | 10,76 | 1,226 | 66,62 | 12,86 | 1,215 | 69,27 | 13,27 | 1,186 | | | | | |
| | | 3 | 59,48 | 5,91 | 1,329 | 61,43 | 7,74 | 1,298 | 62,48 | 9,70 | 1,295 | 65,37 | 11,42 | 1,257 | 69,39 | 12,98 | 1,210 | | |
| | | 4 | 57,00 | 3,50 | 1,387 | 58,72 | 5,12 | 1,358 | 59,70 | 7,32 | 1,355 | 62,70 | 9,50 | 1,310 | 66,54 | 12,14 | 1,261 | | |
| | | 6 | 54,80 | 1,30 | 1,443 | 55,49 | 1,89 | 1,437 | 55,90 | 3,63 | 1,447 | 59,05 | 7,33 | 1,391 | 62,52 | 10,06 | 1,343 | | |
| | | 8 | 54,16 | 0,66 | 1,460 | 54,32 | 0,72 | 1,468 | 53,76 | 1,49 | 1,505 | 56,00 | 4,40 | 1,467 | 59,81 | 8,51 | 1,403 | | |
| | | 12 | 53,57 | | 1,476 | 53,69 | | 1,486 | 52,78 | | 1,533 | 53,95 | 2,29 | 1,523 | 56,41 | 5,98 | 1,488 | | |
| | | 16 | 53,50 | | 1,478 | 53,60 | | 1,488 | 52,38 | | 1,545 | 53,20 | 1,54 | 1,544 | 54,40 | 3,93 | 1,543 | | |
| | | 24 | | | | 53,60 | | 1,488 | 52,27 | | 1,548 | 51,72 | | 1,589 | 52,46 | 2,04 | 1,600 | | |
| | | 32 | | | | | | | | | | 51,60 | | 1,592 | 51,30 | 1,30 | 1,636 | | |
| | | 48 | | | | | | | | | | 51,66 | | 1,591 | 50,43 | | 1,664 | | |
| | | 64 | | | | | | | | | | | | | 50,47 | | 1,663 | | |
| | | 96 | | | | | | | | | | | | | 50,42 | | 1,665 | | |
| | | 128 | | | | | | | | | | | | | 50,00 | | 1,679 | | |
| | | 192 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 256 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Umidade | Cápsula | Nº.: | 24 | | | 21 | | | 57 | | | 66 | | | 22 | | | | |
| | Solo Úmido + Tara | (g) | 92,43 | | | 93,12 | | | 108,93 | | | 131,67 | | | 97,44 | | | | |
| | Solo Seco + Tara | (g) | 77,66 | | | 78,49 | | | 91,88 | | | 111,02 | | | 84,94 | | | | |
| | Tara | (g) | 27,27 | | | 26,60 | | | 27,22 | | | 26,54 | | | 27,65 | | | | |
| | Solo Seco | (g) | 50,39 | | | 51,89 | | | 64,66 | | | 84,48 | | | 57,29 | | | | |
| | Água | (g) | 14,77 | | | 14,63 | | | 17,05 | | | 20,65 | | | 12,50 | | | | |
| | Umidade | (%) | 29,31 | | | 28,19 | | | 26,37 | | | 24,44 | | | 21,82 | | | | |
| Perda | Massa Extrudada | (g) | 28,91 | | | 29,11 | | | 30,28 | | | 31,15 | | | 32,84 | | | | |
| | Massa Desprendida | (g) | 46,64 | | | 38,99 | | | 37,91 | | | 34,67 | | | 25,01 | | | | |
| | Fator de Correção | | 1,0 | | | 1,0 | | | 1,0 | | | 1,0 | | | 1,0 | | | | |
| | Perda - Pi = 100.Md/Me | (%) | 161,33 | | | 133,95 | | | 125,20 | | | 111,31 | | | 76,17 | | | | |



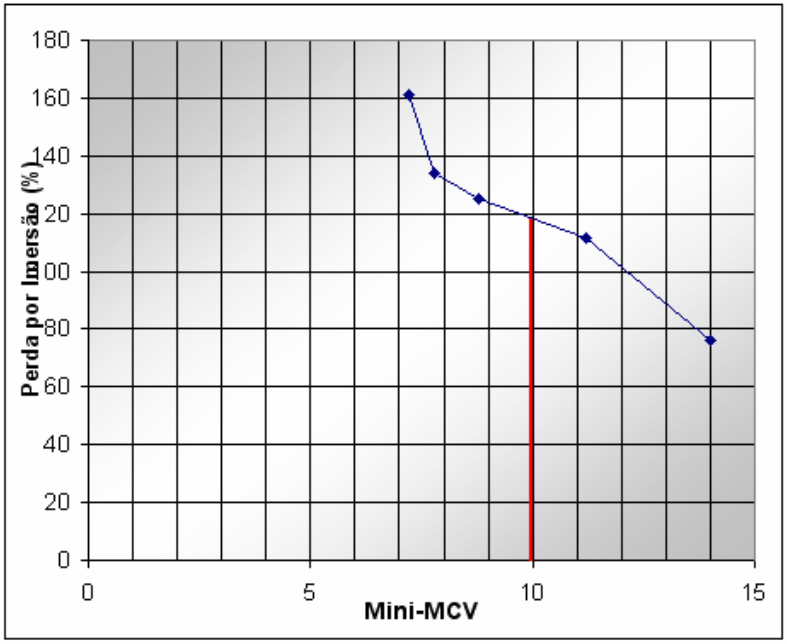




| Mini-MCV | | 7,2 | 7,8 | 8,8 | 11,2 | 14,0 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Umidade (%) | | 29,3 | 28,2 | 26,4 | 24,4 | 21,8 |
| Pi (%) | | 161,3 | 134,0 | 125,2 | 111,3 | 76,2 |
| Nº. Golpes | 6 | 1,443 | 1,437 | 1,447 | 1,391 | 1,343 |
| | 8 | 1,460 | 1,468 | 1,505 | 1,467 | 1,403 |
| | **12** | **1,476** | **1,486** | **1,533** | **1,523** | **1,488** |
| | 16 | 1,478 | 1,488 | 1,545 | 1,544 | 1,543 |
| | 24 | 0,000 | 1,488 | 1,548 | 1,589 | 1,600 |
| | | Massa Específica Aparente Seca (kg/cm3) | | | | |

| **Retas Médias p/ Determinação dos índices** | X | Y |
|---|---|---|
| Reta do Gráfico: Nº. de Golpes x Afundamento | 1 | 17,72 |
| **c' =** **1,57** | 10 | 2 |
| Reta do Gráfico: Umidade x Massa Esp. Apar. Seca | 24,4 | 1,523 |
| **d' =** **13,35** | 21,8 | 1,488 |

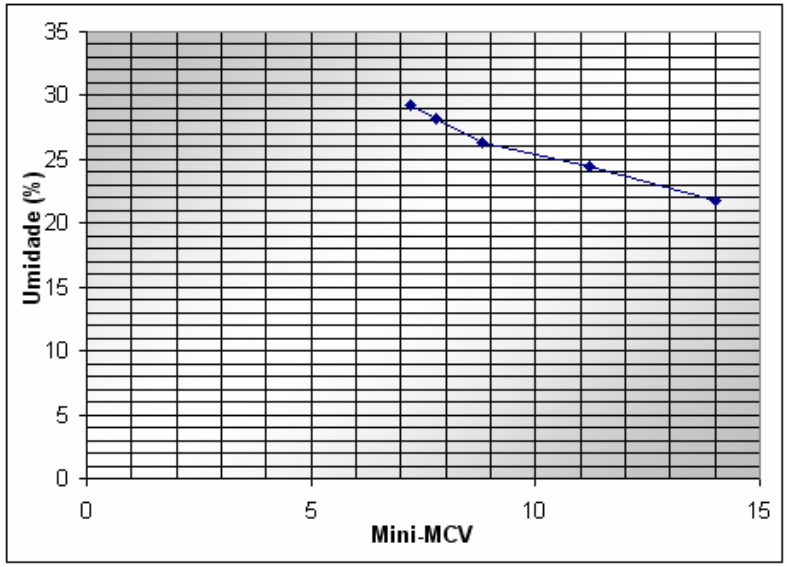
1b

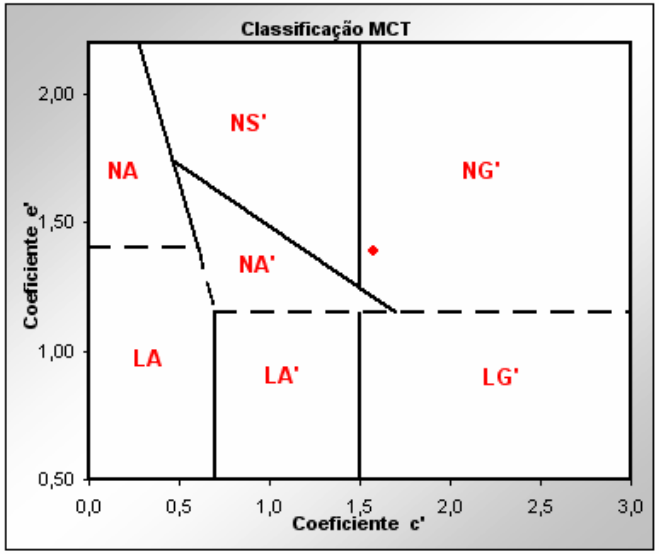
Observações:




| Para Mini-MCV = 10, Tem-se: | 1C |
|---|---|
| Pi = 118 % | |
| Cálculo de e' : | |
| e' = 1,39 | |

| COEFICIENTES: | |
|---|---|
| c' = | 1,57 |
| e' = | 1,39 |

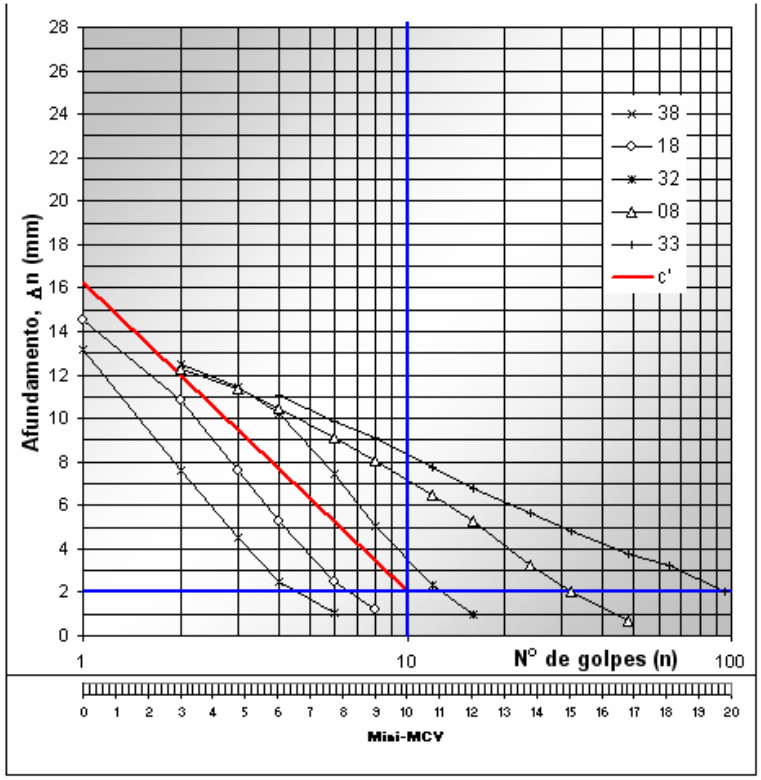


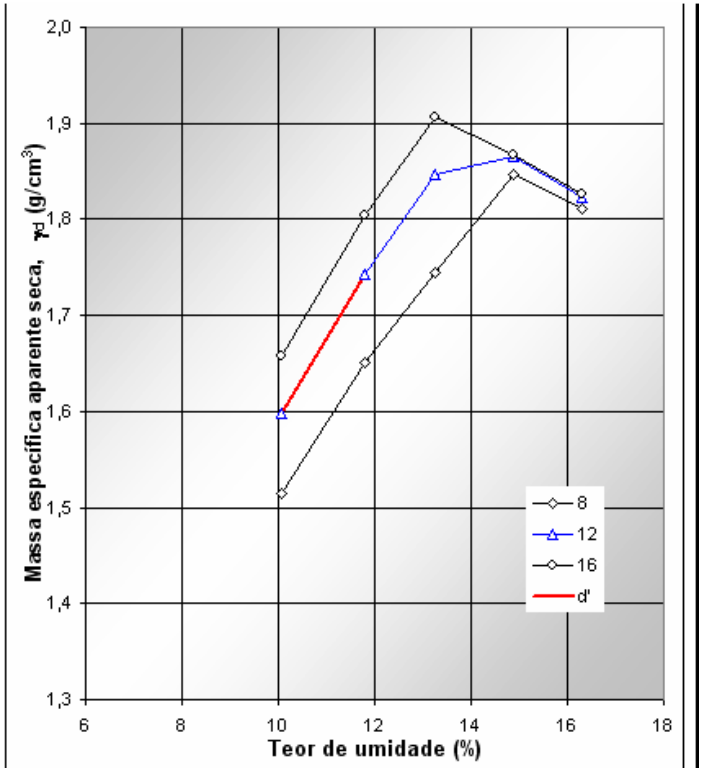




| CLASSIFICAÇÃO DO SOLO NA METODOLOGIA MCT |
|---|
| **SOLO TIPO : NG`** |

ANEXO C – Planilhas de cálculo do mini-mcv para o solo 3 – caixa d´água.

| IDENTIFICAÇÃO: | | Solo 3 - Caixa D'agua | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Massa de Ensaio | (g) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Cilindro | Nº, | 38 | | | 18 | | | 32 | | | 08 | | | 33 | | | | | | |
| | Tara do Cilindro | (g) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Tara + Solo Úmido | (g) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Peso Solo Úmido | (g) | 200,00 | | | 200,00 | | | 200,00 | | | 200,00 | | | 200,00 | | | | | | |
| Acilindro (cm2): | 19,56 | n | An | Δn | γd | An | Δn | γd | An | Δn | γd | An | Δn | γd | An | Δn | γd | | | | |
| Número de Golpes | **Observação:** | 1 | 63,72 | 13,14 | 1,380 | 67,48 | 14,55 | 1,319 | | | | | | | | | | | | | |
| | | 2 | 56,19 | 7,63 | 1,565 | 59,03 | 10,83 | 1,508 | 64,24 | 12,49 | 1,405 | 67,68 | 12,30 | 1,351 | | | | | | | |
| | | 3 | 52,75 | 4,52 | 1,667 | 55,34 | 7,63 | 1,608 | 60,31 | 11,42 | 1,497 | 63,88 | 11,39 | 1,432 | | | | | | | |
| | | 4 | 50,58 | 2,46 | 1,738 | 52,93 | 5,26 | 1,681 | 57,60 | 10,25 | 1,567 | 61,18 | 10,48 | 1,495 | 67,17 | 11,10 | 1,383 | | | | |
| | | 6 | 48,93 | 1,08 | 1,797 | 49,85 | 2,47 | 1,785 | 54,00 | 7,43 | 1,672 | 57,71 | 9,12 | 1,585 | 63,64 | 9,89 | 1,460 | | | | |
| | | 8 | 48,56 | | 1,810 | 48,20 | 1,20 | 1,846 | 51,75 | 5,07 | 1,745 | 55,38 | 8,08 | 1,652 | 61,32 | 9,12 | 1,515 | | | | |
| | | 12 | 48,23 | | 1,823 | 47,71 | | 1,865 | 48,89 | 2,34 | 1,847 | 52,49 | 6,49 | 1,742 | 58,13 | 7,74 | 1,598 | | | | |
| | | 16 | 48,12 | | 1,827 | 47,67 | | 1,867 | 47,35 | 0,97 | 1,907 | 50,70 | 5,26 | 1,804 | 56,07 | 6,79 | 1,657 | | | | |
| | | 24 | 47,85 | | 1,837 | 47,38 | | 1,878 | 46,57 | | 1,939 | 48,59 | 3,24 | 1,882 | 53,75 | 5,67 | 1,728 | | | | |
| | | 32 | | | | 47,00 | | 1,894 | 46,68 | | 1,934 | 47,30 | 2,01 | 1,934 | 52,20 | 4,79 | 1,780 | | | | |
| | | 48 | | | | | | | 46,55 | | 1,939 | 46,00 | 0,71 | 1,988 | 50,39 | 3,79 | 1,844 | | | | |
| | | 64 | | | | | | | 46,38 | | 1,947 | 45,44 | | | 49,28 | 3,26 | 1,885 | | | | |
| | | 96 | | | | | | | | | | 45,35 | | | 48,08 | 2,06 | 1,932 | | | | |
| | | 128 | | | | | | | | | | 45,29 | | | 47,41 | 1,39 | | | | | |
| | | 192 | | | | | | | | | | | | | 46,60 | | | | | | |
| | | 256 | | | | | | | | | | | | | 46,02 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Umidade | Cápsula | Nº.: | 32 | | | 36 | | | 39 | | | 37 | | | 30 | | | | | | |
| | Solo Úmido + Tara | (g) | 95,11 | | | 68,94 | | | 66,74 | | | 69,83 | | | 131,09 | | | | | | |
| | Solo Seco + Tara | (g) | 86,06 | | | 62,67 | | | 61,50 | | | 64,71 | | | 122,13 | | | | | | |
| | Tara | (g) | 30,56 | | | 20,56 | | | 21,98 | | | 21,30 | | | 33,06 | | | | | | |
| | Solo Seco | (g) | 55,50 | | | 42,11 | | | 39,52 | | | 43,41 | | | 89,07 | | | | | | |
| | Água | (g) | 9,05 | | | 6,27 | | | 5,24 | | | 5,12 | | | 8,96 | | | | | | |
| | Umidade | (%) | 16,31 | | | 14,89 | | | 13,26 | | | 11,79 | | | 10,06 | | | | | | |
| Perda | Massa Extrudada | (g) | 35,94 | | | 37,04 | | | 38,07 | | | 38,89 | | | 37,80 | | | | | | |
| | Massa Desprendida | (g) | 46,33 | | | 44,16 | | | 31,48 | | | 14,88 | | | 1 | | | | | | |
| | Fator de Correção | | 1,0 | | | 1,0 | | | 1,0 | | | 1,0 | | | 1,0 | | | | | | |
| | Perda - Pi = 100.Md/Me | (%) | 128,92 | | | 119,23 | | | 82,68 | | | 38,26 | | | 2,65 | | | | | | |

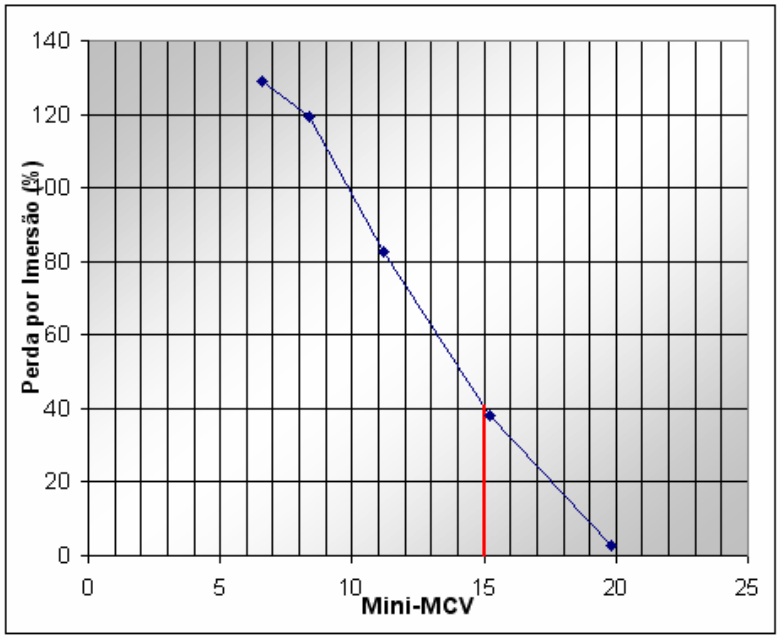


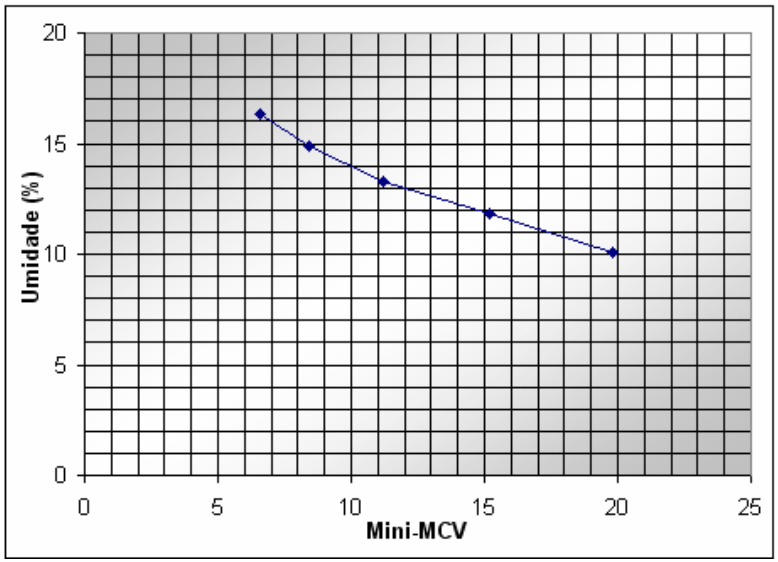




| Mini-MCV | | 6,6 | 8,4 | 11,2 | 15,2 | 19,8 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Umidade (%) | | 16,3 | 14,9 | 13,3 | 11,8 | 10,1 |
| PI (%) | | 128,9 | 119,2 | 82,7 | 38,3 | 2,6 |
| N°. Golpes | 6 | 1,797 | 1,785 | 1,672 | 1,585 | 1,460 |
| | 8 | 1,810 | 1,846 | 1,745 | 1,652 | 1,515 |
| | **12** | **1,823** | **1,865** | **1,847** | **1,742** | **1,598** |
| | 16 | 1,827 | 1,867 | 1,907 | 1,804 | 1,657 |
| | 24 | 1,837 | 1,878 | 1,939 | 1,882 | 1,728 |
| | | Massa Específica Aparente Seca (kg/cm3) | | | | |

| **Retas Médias p/ Determinação dos índices** | X | Y |
|---|---|---|
| Reta do Gráfico: N°. de Golpes x Afundamento | 1 | 16,26 |
| **c' =** **1,43** | 10 | 2 |
| Reta do Gráfico: Umidade x Massa Esp. Apar. Seca | 11,8 | 1,742 |
| **d' =** **83,14** | 10,1 | 1,598 |

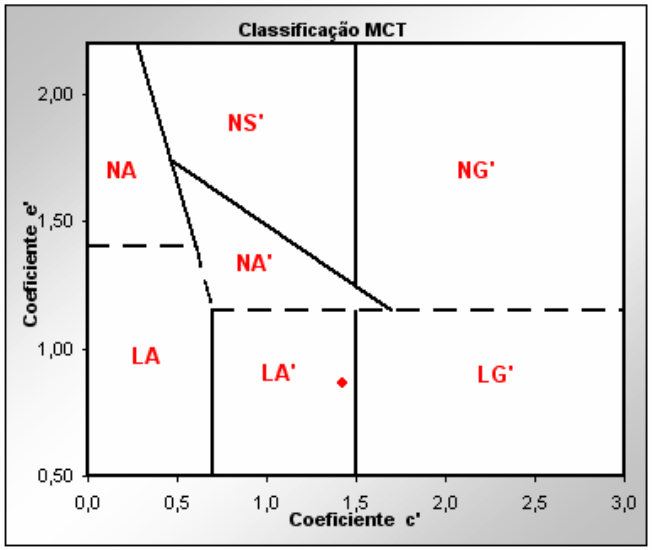
Observações:




| Para Mini-MCV = 15, Tem-se: | 1C |
|---|---|
| Pi = 41 % | |
| Cálculo de e' : | |
| e' = 0,87 | |

| COEFICIENTES: | |
|---|---|
| c' = | 1,43 |
| e' = | 0,87 |



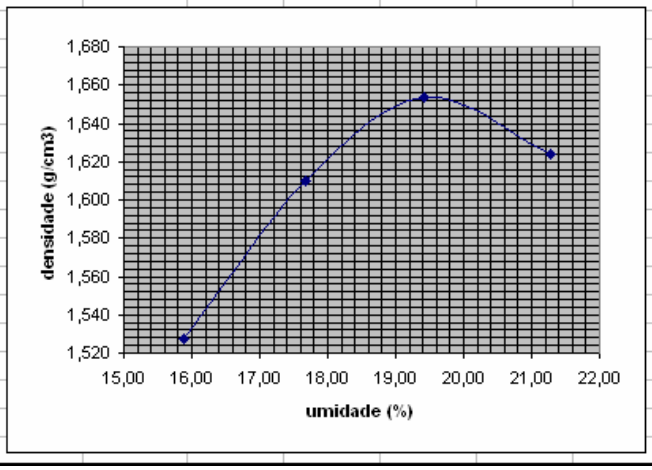

| CLASSIFICAÇÃO DO SOLO NA METODOLOGIA MCT |
|---|
| **SOLO TIPO : LA´** |

ANEXO D – Planilhas de cálculo do ensaio de compactação solo 1 – pista.

| NORMA | OS | ST | INÍCIO | AMOSTRA | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| NBR 7182 | | | | 1 - PISTA | | | | |
| **ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - NORMAL** | | | | | | | | |
| Preparação e Umidecimento | | | | | | | | |
| Ensaio Tipo : | | | | | Peneir. Inicial | | Pedregulho | |
| Observações : | | Amostra Total | | | | | | |
| | | Fração > 4,76mm | | | | | | |
| | | Fração < 4,76mm | | | | | | |
| Porção ou Determinação : | n= | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | |
| Va = | (1) n`Va | | | | | | | |
| n`= | (2) (n-1) Va = | | | | | | | |
| Agua a adicionar | = Và = (1) + (2) = | | | | | | | |
| Recipiente : | | | | | | | | |
| **COMPACTAÇÃO** | | | | | | | | |
| (3) V = | Espessura Saliente (mm) | 1000 | 1000 | 1000 | 1000 | | | |
| (4) Cilindro com solo úmido | | 4245 | 4370 | 4450 | 4445 | | | |
| (5) Cilindro (tara) | | 2475 | 2475 | 2475 | 2475 | | | |
| (6) Solo Úmido = (4) - (5) | | 1770 | 1895 | 1975 | 1970 | | | |
| (7) Dens. Úmida = (6) / (3) = Du | | 1,770 | 1,895 | 1,975 | 1,970 | | | |
| Dens. Seca = (7) . (14) = Ds | | 1,527 | 1,610 | 1,654 | 1,624 | | | |
| **TEOR DE UMIDADE** | | | | | | | | |
| Capsula n° | | 05 | 07 | 38 | 42 | | | |
| (8) Capsula c/ solo úmido | | 167,32 | 149,22 | 144,09 | 150,5 | | | |
| (9) Capsula c/ solo seco | | 150,97 | 134,1 | 128,7 | 132,26 | | | |
| (10) Agua = (8) - (9) | | 16,35 | 15,12 | 15,39 | 18,24 | | | |
| (11) Capsula ( tara) | | 48,05 | 48,59 | 49,49 | 46,57 | | | |
| (12) Solo seco : (9) - (11) | | 102,92 | 85,51 | 79,21 | 85,69 | | | |
| (13) Umidade = 100 . (10) / (12) = H | | 15,89 | 17,68 | 19,43 | 21,29 | | | |
| (14) Fator de Converção : Fc | | | | | | | | |

| | |
|---|---|
| **Ho** | **19,4** |
| **Dsm** | **1,654** |

**Observações :**

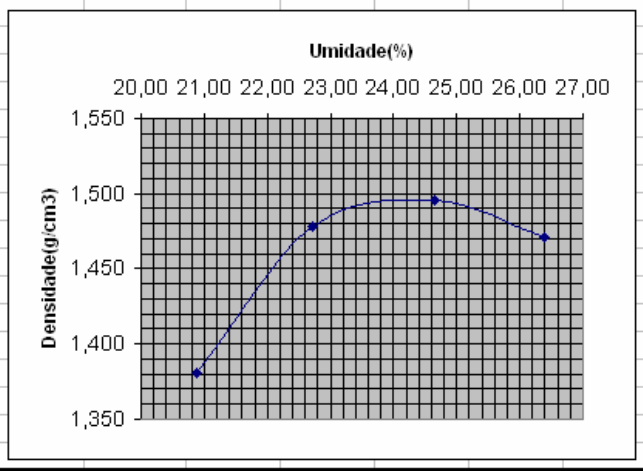


ANEXO E – Planilhas de cálculo do ensaio de compactação solo 2 – exército.

| NORMA | | | | | AMOSTRA | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| NBR 7182 | | | | | 2 - Exército | | | | | |
| **ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - NORMAL** | | | | | | | | | | |
| Preparação e Umidecimento | | | | | | | | | | |
| Ensaio Tipo : | | | | | | Peneir. Inicial | | Pedregulho | | |
| Observações : | | | Amostra Total | | | | | | | |
| | | | Fração > 4,76mm | | | | | | | |
| | | | Fração < 4,76mm | | | | | | | |
| Porção ou Determinação : | | n= | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | | |
| Va = | (1) | n`Va | | | | | | | | |
| n`= | (2) | (n-1) Va = | | | | | | | | |
| Agua a adicionar | = Và = (1) + (2) = | | | | | | | | | |
| Recipiente : | | | | | | | | | | |
| **COMPACTAÇÃO** | | | | | | | | | | |
| (3) V = | Espessura Saliente (mm) | | 1000 | 1000 | 1000 | 1000 | | | | |
| (4) Cilindro com solo úmido | | | 4155 | 4300 | 4350 | 4345 | | | | |
| (5) Cilindro (tara) | | | 2486 | 2486 | 2486 | 2486 | | | | |
| (6) Solo Úmido = (4) - (5) | | | 1669 | 1814 | 1864 | 1859 | | | | |
| (7) Dens. Úmida = (6) / (3) = Du | | | 1,669 | 1,814 | 1,864 | 1,859 | | | | |
| Dens. Seca = (7) . (14) = Ds | | | 1,381 | 1,478 | 1,495 | 1,471 | | | | |
| **TEOR DE UMIDADE** | | | | | | | | | | |
| Capsula nº | | | 216 | 52 | 28 | 25 | | | | |
| (8) Capsula c/ solo úmido | | | 148,99 | 152,94 | 157,88 | 143,42 | | | | |
| (9) Capsula c/ solo seco | | | 131,24 | 133,44 | 136,49 | 123,30 | | | | |
| (10) Agua = (8) - (9) | | | 17,75 | 19,5 | 21,39 | 20,12 | | | | |
| (11) Capsula ( tara) | | | 46,27 | 47,60 | 49,72 | 47,02 | | | | |
| (12) Solo seco : (9) - (11) | | | 84,97 | 85,84 | 86,77 | 76,28 | | | | |
| (13) Umidade = 100 . (10) / (12) = H | | | 20,89 | 22,72 | 24,65 | 26,38 | | | | |
| (14) Fator de Converção : Fc | | | | | | | | | | |

| | |
|---|---|
| **Ho** | **24,1** |
| **Dsm** | **1,498** |

**Observações :**

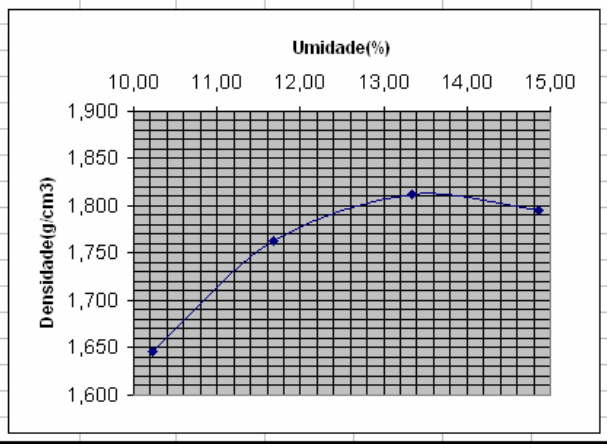


ANEXO F – Planilhas de cálculo do ensaio de compactação solo 3 – caixa d'água.

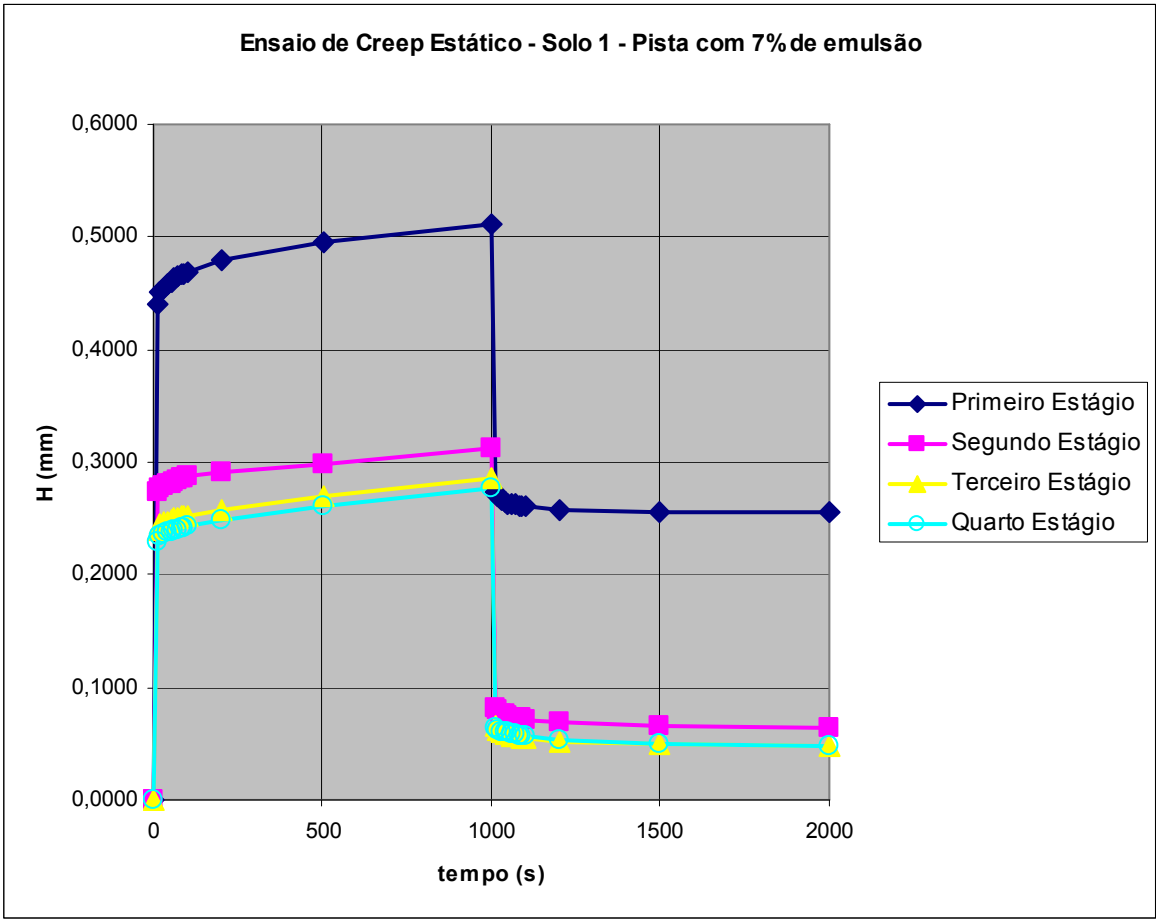
| NORMA | | | | | | AMOSTRA | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| NBR 7182 | | | | | | 3 - Caixa d'Água | | | | | | |
| **ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - NORMAL** | | | | | | | | | | | | |
| Preparação e Umidecimento | | | | | | | | | | | | |
| Ensaio Tipo : | | | | | | | | Peneir. Inicial | | Pedregulho | | |
| Observações : | | | | Amostra Total | | | | | | | | |
| | | | | Fração > 4,76mm | | | | | | | | |
| | | | | Fração < 4,76mm | | | | | | | | |
| Porção ou Determinação : | | | n= | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | | | |
| Va = | | (1) | n`Va | | | | | | | | | |
| n`= | | (2) | (n-1) Va = | | | | | | | | | |
| Agua a adicionar | | = Và = (1) + (2) = | | | | | | | | | | |
| | | Recipiente : | | | | | | | | | | |
| **COMPACTAÇÃO** | | | | | | | | | | | | |
| (3) V = | | Espessura Saliente (mm) | | 1000 | 1000 | 1000 | 1000 | | | | | |
| (4) Cilindro com solo úmido | | | | 4300 | 4455 | 4540 | 4549 | | | | | |
| (5) Cilindro (tara) | | | | 2486 | 2486 | 2486 | 2486 | | | | | |
| (6) Solo Úmido = (4) - (5) | | | | 1814 | 1969 | 2054 | 2063 | | | | | |
| (7) Dens. Úmida = (6) / (3) = Du | | | | 1,814 | 1,969 | 2,054 | 2,063 | | | | | |
| Dens. Seca = (7) . (14) = Ds | | | | 1,646 | 1,763 | 1,812 | 1,796 | | | | | |
| **TEOR DE UMIDADE** | | | | | | | | | | | | |
| Capsula nº | | | | 50 | 36 | 40 | 510 | | | | | |
| (8) Capsula c/ solo úmido | | | | 154,83 | 164,89 | 168,34 | 156,69 | | | | | |
| (9) Capsula c/ solo seco | | | | 144,89 | 152,87 | 154,34 | 142,60 | | | | | |
| (10) Agua = (8) - (9) | | | | 9,94 | 12,02 | 14,00 | 14,09 | | | | | |
| (11) Capsula ( tara) | | | | 47,66 | 49,91 | 49,45 | 47,83 | | | | | |
| (12) Solo seco : (9) - (11) | | | | 97,23 | 102,96 | 104,89 | 94,77 | | | | | |
| (13) Umidade = 100 . (10) / (12) = H | | | | 10,22 | 11,67 | 13,35 | 14,87 | | | | | |
| (14) Fator de Converção : Fc | | | | | | | | | | | | |

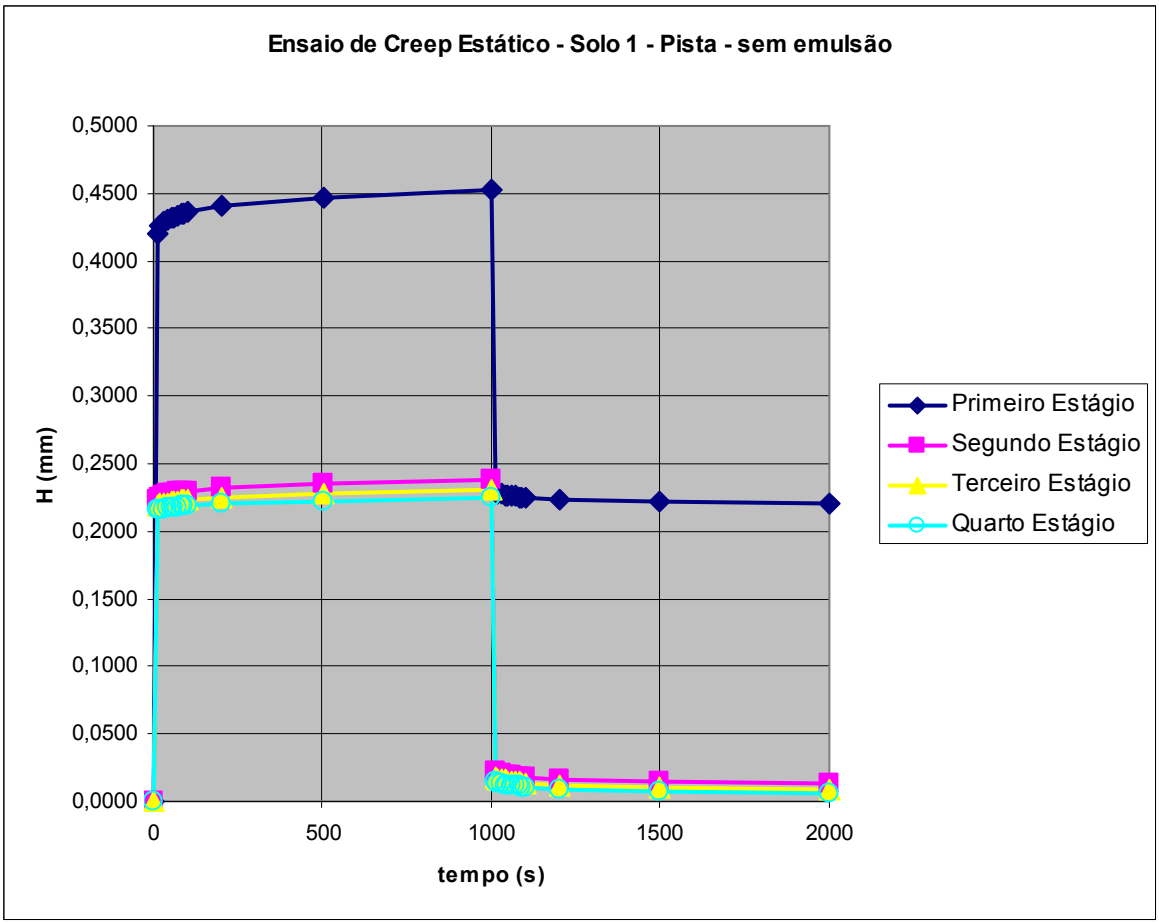
| | |
|---|---|
| **Ho** | **13,35** |
| **Dsm** | **1,812** |

**Observações :**

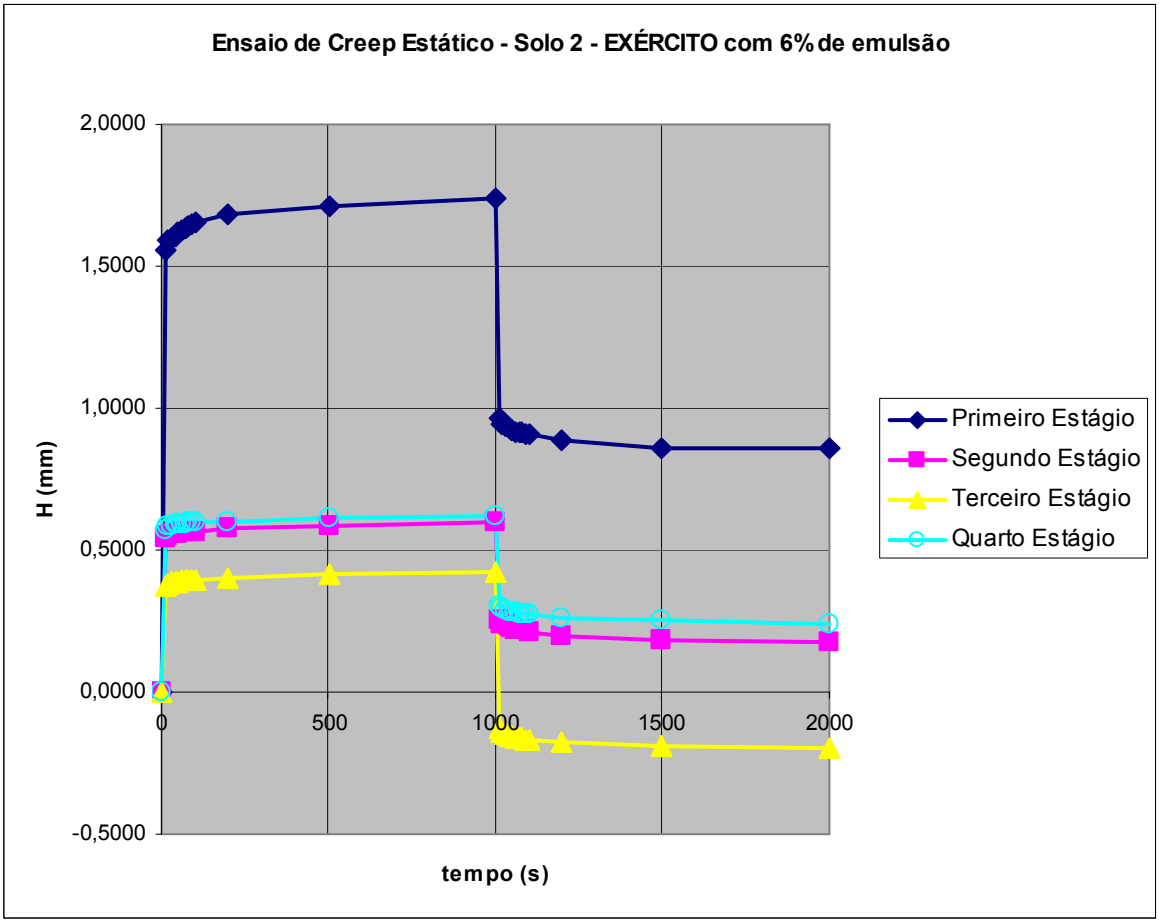


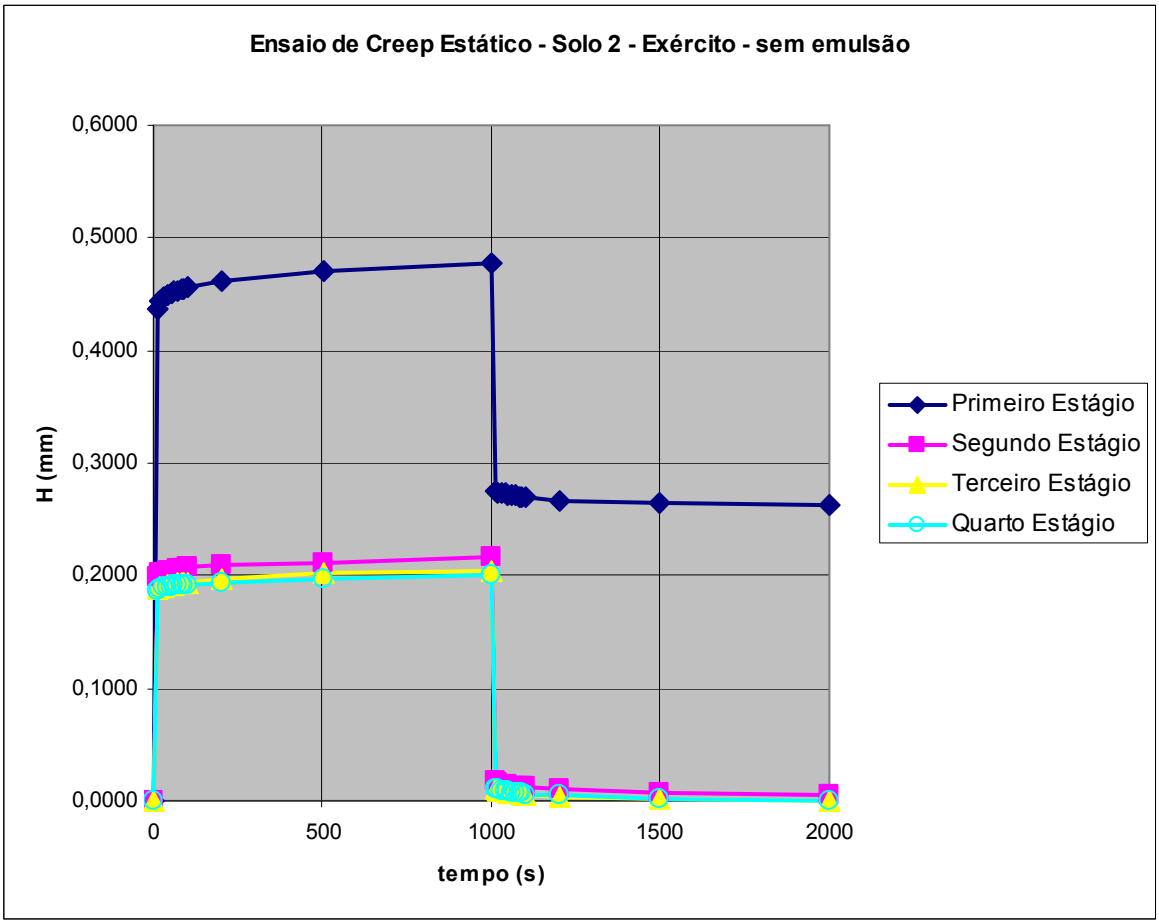
ANEXO G – Gráfico do ensaio de creep estático solo 1 – pista.



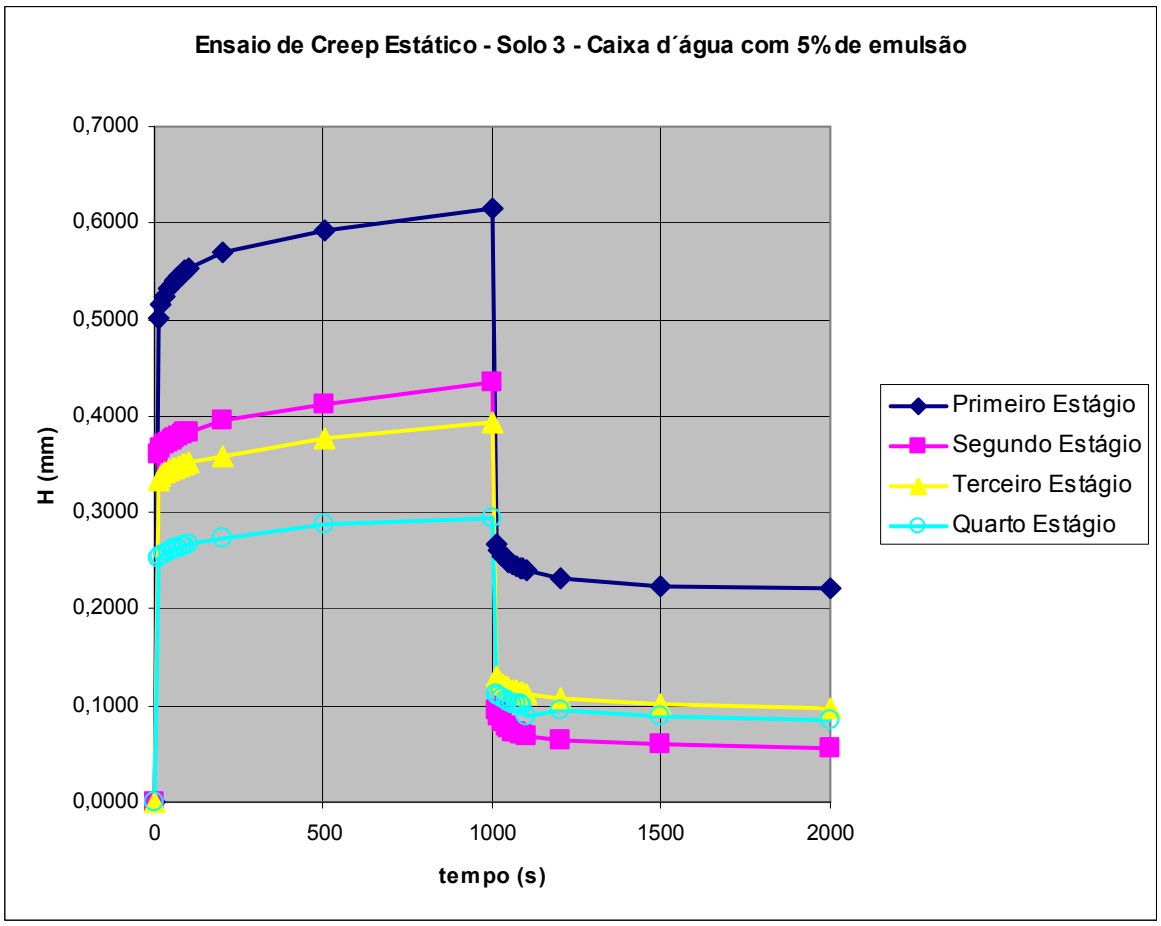

Ensaio de Creep Estático - Solo 1 - Pista - sem emulsão
0,5000
0,4500
0,4000
0,3500
0,3000
0,2500
0,2000
0,1500
0,1000
0,0500
0,0000
H (mm)
0
500
1000
1500
2000
tempo (s)
Primeiro Estágio
Segundo Estágio
Terceiro Estágio
Quarto Estágio

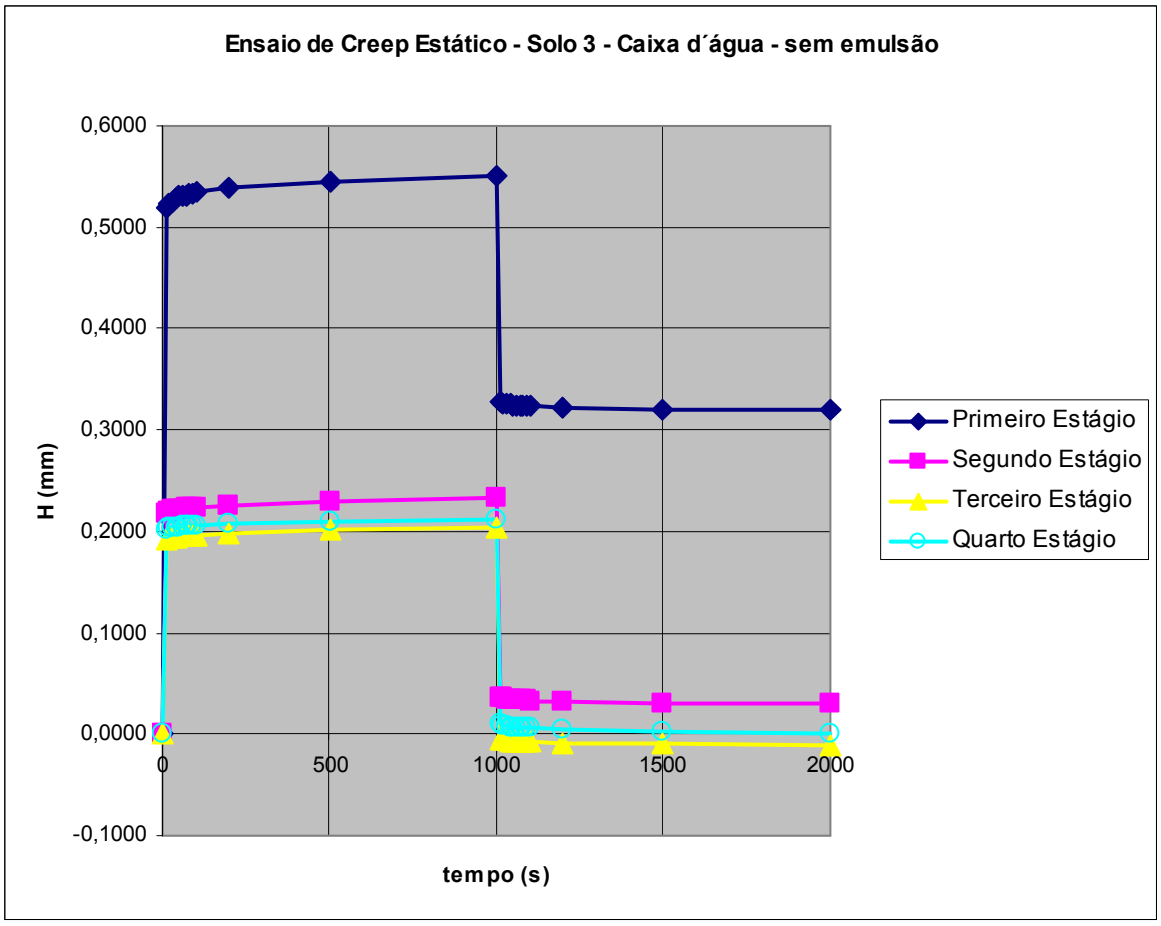
ANEXO H – Gráfico do ensaio de creep estático solo 2 – exército.




Ensaio de Creep Estático - Solo 2 - Exército - sem emulsão
0,6000
0,5000
0,4000
0,3000
0,2000
0,1000
0,0000
H (mm)
0
500
1000
1500
2000
tempo (s)
Primeiro Estágio
Segundo Estágio
Terceiro Estágio
Quarto Estágio

ANEXO I – Gráfico do ensaio de creep estático solo 3 – caixa d'água.




Ensaio de Creep Estático - Solo 3 - Caixa d´água - sem emulsão
0,6000
0,5000
0,4000
0,3000
0,2000
0,1000
0,0000
-0,1000
H (mm)
0
500
1000
1500
2000
tempo (s)
Primeiro Estágio
Segundo Estágio
Terceiro Estágio
Quarto Estágio