

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO DE PROPRIEDADES E COMPORTAMENTOS DE**  
**MISTURAS SOLO-EMULSÃO APLICADO A BARRAGENS**

**ELZA CONRADO JACINTHO**

**ORIENTADOR: JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO**  
**CO-ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS**

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.TD - 063/10**

**BRASÍLIA / DF: ABRIL/2010**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO DE PROPRIEDADES E COMPORTAMENTOS DE**  
**MISTURAS SOLO-EMULSÃO APLICADO A BARRAGENS**

**ELZA CONRADO JACINTHO**

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

**APROVADA POR:**

---

**JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, PhD (UnB)**  
**(ORIENTADOR)**

---

**MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD (UnB)**  
**(CO-ORIENTADOR)**

---

**ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD (UnB)**  
**(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, DSc (UnB)**  
**(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**ALEXANDRE BENETTI PARREIRA, DSc (USP)**  
**(EXAMINADOR EXTERNO)**

---

**SILVRANO ADONIAS DANTAS NETO, DSc (UFC)**  
**(EXAMINADOR EXTERNO)**

**BRASÍLIA/DF, 26 DE ABRIL DE 2010.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

JACINTHO, ELZA CONRADO

Estudo de Propriedades e Comportamentos de Misturas Solo-Emulsão Aplicado a Barragens. [Distrito Federal] 2010.

xxv, 279p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2010)

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília.

Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Barragens

2. Solo-emulsão

3. Compactação

4. Ensaios laboratoriais

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

JACINTHO, E. C. 2010. Estudo de Propriedades e Comportamentos de Misturas Solo-Emulsão Aplicado a Barragens. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-063/10, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 279p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Elza Conrado Jacintho

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Estudo de Propriedades e Comportamentos de Misturas Solo-Emulsão Aplicado a Barragens.

GRAU: Doutor

ANO: 2010

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Elza Conrado Jacintho

Campus Darcy Ribeiro

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental/FT

Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, SG-12, 1º andar

70910-900, Asa Norte, Brasília/DF - Brasil

## DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a Deus  
e aos meus pais Antônio e Bernadete.

*“O desejo de conhecer é tão grande e comporta tal dinamismo que o coração do homem, ao tocar o limite intransponível, suspira pela riqueza infinita que se encontra para além deste, por intuir que nela está contida a resposta cabal para toda questão ainda sem resposta.”*

*Fides et Ratio - João Paulo II*

## AGRADECIMENTOS

À Deus em quem coloquei a minha fé, que me conduziu, me fortaleceu e me fez persistir. Hoje deixo aqui meu testemunho: estou certa de que Ele tem poder!

Ao meu pai Antônio, exemplo de garra e persistência e meu maior incentivador, que me apoiou e ajudou nos momentos mais difíceis, muito obrigada! À minha mãe Bernadete, exemplo de força e doçura, obrigada por estar sempre por perto! Amo vocês!

Aos meus irmãos: Mônica, Adriana, Letícia, Isis, Jacira, Rafael e Ângela, obrigada pelo apoio incondicional! Aos meus cunhados e sobrinhos, em especial à minha sobrinha Débora que além de grande amiga me auxiliou na formatação desta tese.

Ao Professor José Camapum de Carvalho, pela orientação, pelos anos de aprendizado, incentivo, idéias e mais do que uma simples transmissão de conhecimento, por procurar despertar em mim e em seus alunos o gosto pela pesquisa e pelo entendimento! Mais que um aprendizado profissional trago comigo uma lição de vida! Muito obrigada!

Ao Professor Márcio Muniz de Farias, pela co-orientação, pelas valiosas contribuições dadas a este trabalho, pelas idéias, críticas, por todo conhecimento transmitido e pela disponibilidade de ensinar, analisar, tirar dúvidas, se desdobrar buscando o entendimento. Muito obrigada!

À todos os Professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, que foram fundamentais na minha formação em Geotecnia.

Ao Professor Manoel pela amizade, pelas idéias, conselhos, sugestões e por todas as palavras de incentivo.

À FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S.A., nas pessoas dos Engenheiros Rubens Machado Bittencourt e Emídio Neto Sousa Lira por todo apoio dado a este trabalho.

Ao engenheiro Renato Cabral Guimarães de FURNAS, pela amizade, parceria nas pesquisas, e por todo apoio dado a esta tese. Muito obrigada!

Aos engenheiros e geólogos de Furnas: Marlos, Heloísa, Carlos Rogério e Wesley, por todo apoio, momentos de convívio e pela disponibilidade para tirar dúvidas e apoiar a realização dos ensaios.

Aos técnicos de Furnas: Diógenes, Luís, Saulo, Renato Batista e Helmar que estiveram mais diretamente envolvidos na realização dos ensaios, pessoas que trarei sempre comigo como meus amigos! Agradeço ainda aos técnicos: Lucimar, Felix, Adilson, José Roberto, Sílvio, Amauri, Ademar, Valdemar e Valdivino, que durante anos de realização de

ensaios estiveram sempre por perto, deixo aqui meu agradecimento a todos pelo auxílio na realização de ensaios e pela amizade.

Aos então estagiários de Furnas e hoje engenheiros: Larissa, Fernando, Bruno Carrilho, Rodrigo Alves e Andressa - um ensaio feito em parceria, uma leitura, a digitação de uma planilha, a troca de informações, a amizade, enfim, vocês fizeram parte do meu dia a dia! Deixo aqui meu muito obrigada!

Ao Professor Wilson Mozena, aos alunos Daniel e Anderson e ao Laboratório de Análise de Solo e Foliar (LASF) da Escola de Agronomia da Universidade Federal de Goiás (UFG) pela realização das análises químicas dos solos.

Ao Francisco Gil que mesmo com a distância me apoiou, me ouviu, incentivou, enfim, se fez presente e se tornou uma pessoa muito especial em minha vida! Obrigada!

Aos amigos que estiveram sempre na torcida, me apoiando de alguma forma: Clari, James, Marcos Ramos e Dona Nilda.

Aos amigos da pós: Lorena, Joseleide e Luiz, Janaina e Marcus, Eder, Marianna, Rafaela, Andrelisa, João Carlos, Giovane Batalione, Gregório e Janaina Tatto, Alexandre Gil, Adriano, Raul Dario, Márcia Mascarenhas, Luiz Guilherme e Renato Angelim. E a tantos outros que não citei aqui, mas que gostaria de deixar meu muito obrigada!

Aos colegas de trabalho do MPF, pelo último ano de intenso aprendizado.

À DISBRAL pelo fornecimento da emulsão asfáltica necessária para a realização dos ensaios.

Ao CNPq pelo apoio financeiro.

# **ESTUDO DE PROPRIEDADES E COMPORTAMENTOS DE MISTURAS SOLO-EMULSÃO APLICADO A BARRAGENS**

## **RESUMO**

Na presente tese apresenta-se o estudo de propriedades e comportamentos de três solos tropicais em estado natural e estabilizados com emulsão asfáltica, visando avaliar a viabilidade de aplicação da técnica solo-emulsão em barragens. A estabilização betuminosa consiste na adição de material asfáltico ao solo, ou mistura de solos visando a melhoria de suas características. Esta técnica é usualmente utilizada para construção de bases e sub-bases de pavimentos de baixo custo, não tendo sido utilizada na construção de barragens do Brasil e do mundo. A pesquisa teve como principal desafio o entendimento do processo de interação que ocorre entre diferentes tipos de solos e emulsões asfálticas. As amostras de solos estudadas são provenientes do Aproveitamento Hidrelétrico de Peixe Angical, da Usina Hidrelétrica de Corumbá e da Cidade de Goiânia e a emulsão utilizada é a RL-1C, visto que testes realizados com a RM-1C mostraram que esta última, quando misturada ao solo, rompe prematuramente. Realizou-se um programa de ensaios laboratoriais divididos em: caracterização, compactação, estudo de dosagem e determinação das propriedades hidráulicas e mecânicas. Inicialmente foram identificadas as características geotécnicas e mineralógicas dos solos e realizadas análises químicas dos solos e das misturas. Por meio dos ensaios de compactação dos solos com e sem emulsão e estudos da moldagem de corpos de prova em laboratório foram obtidas as condições necessárias para a realização dos demais ensaios. Mediante ensaios de compressão simples e análises em microscópio eletrônico de varredura foi possível avaliar os processos de cura e a interação solo-asfalto. Foram realizados ainda ensaios de sucção, determinação do coeficiente de permeabilidade utilizando diferentes metodologias, ensaios de adensamento e triaxiais. Dentre as principais conclusões verificadas neste trabalho podem ser citadas a importância de avaliar a umidade de ruptura em ensaios que utilizam processos de secagem e imersão, a redução da sucção e a modificação da estrutura do solo com a adição do material asfáltico. Nos três solos foi significativa a melhoria das características dos corpos de prova em termos de estabilidade e erodibilidade, quando em contato com a água. No entanto, não foram verificadas efetivas reduções do coeficiente de permeabilidade com a adição de emulsão, indicando a necessidade de se continuar os estudos antes de uma aplicação prática.

# **STUDY OF THE PROPERTIES AND BEHAVIOR OF SOIL-EMULSION MIXTURES APPLIED TO DAMS**

## **ABSTRACT**

This thesis presents a study about the properties and behaviors of three different tropical soils in their natural states and also when stabilized with asphalt emulsions, aiming to evaluate the feasibility of using the soil-emulsion technique in geotechnical dams. The stabilization technique consists of the addition of asphalt emulsion to the soil, with the objective of improving some of its hydraulic and mechanical characteristics. This technique is more commonly employed for the construction of bases and sub-bases of low cost highway pavements, and it has not yet been applied to dams in Brazil or elsewhere. This research aims to gain some insight about the mechanisms of interaction between different types of soil and asphalt emulsions. The soil samples were collected in the sites of two hydroelectric dams (Peixe Angical and Corumbá) and in the city of Goiania, Brazil. An asphalt emulsion of slow setting, denoted as RL-1C according to the Brazilian nomenclature, was used because other emulsions, such as RM-1C (medium setting), broke prematurely in contact with the soils. The study comprised laboratory tests related to characterization, compaction, dosage and determination of hydraulic and mechanical properties. Preliminary tests were performed to identify the geotechnical and mineralogical characteristics of the soils, including chemical analyses of both soils and soil-emulsion mixtures. An extensive set of tests tried to identify the best way for compacting and curing the soil-emulsion mixture. Unconfined compression tests and scanning electron microscope were used to verify the efficacy of the curing processes and the soil-emulsion interaction. Laboratory tests were also carried out to obtain the soil water retention curve for determination of suction behavior. The hydraulic tests included the determination of permeability coefficient and erodibility using pinhole test. The mechanical properties were assessed by means of oedometer and conventional triaxial tests. The main conclusions of this research point out the importance of evaluating the water content in tests for which the soils are subjected to processes of drying and immersion, and the reduction of matric suction and modification of the soil structure with the addition of asphalt emulsion. For the three soils investigated, it was observed a significant improvement of the stability and erodibility resistance of the stabilized soil when in contact with water. However, effective reductions of the permeability coefficient could not be observed, which prompts for further researches if this material is to be used in practical applications in dams.

# ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	1
1.2 JUSTIFICATIVA .....	2
1.3 OBJETIVOS DA TESE .....	3
1.4 ESCOPO DA TESE .....	4
<b>CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>5</b>
2.1 SOLOS E ROCHAS - ALGUNS ASPECTOS RELEVANTES .....	5
2.1.1 Intemperismo e Mecanismos de Alteração dos Minerais .....	5
2.1.2 Os Solos Tropicais .....	7
2.1.3 Solos Lateríticos .....	7
2.1.3.1 Aspectos Mineralógicos .....	8
2.1.3.2 Aspectos Físicos .....	8
2.1.4 Solos Saprólíticos .....	9
2.1.4.1 Aspectos Mineralógicos .....	10
2.1.4.2 Aspectos Físicos .....	11
2.1.5 Propriedades Químicas dos Solos em Geral .....	11
2.1.5.1 Acidez Ativa dos Solos - pH .....	12
2.1.5.2 Acidez Trocável (Teor de Alumínio) .....	14
2.1.5.3 Acidez Potencial .....	14
2.1.5.4 Matéria Orgânica (MO) .....	15
2.1.5.5 Capacidade de Troca Catiônica (CTC) .....	15
2.1.5.6 Saturação de Bases (V%) .....	16
2.1.6 Distribuição Iônica em Solos e Rochas .....	17
2.1.7 Compactação dos Solos .....	18
2.1.7.1 Teoria da Compactação .....	19
2.1.7.2 Variáveis que Afetam o Processo de Compactação dos Solos .....	20
2.1.7.3 Influência do Método de Compactação no Comportamento dos Solos .....	21
2.1.8 Sucção pela Metodologia do Papel Filtro .....	22
2.2 CONSTITUIÇÃO DOS MATERIAIS ASFÁLTICOS .....	24
2.2.1 Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) .....	24

2.2.2 Asfalto Diluído.....	25
2.2.3 Emulsão Asfáltica .....	26
2.3 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS .....	27
2.4 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM MATERIAL ASFÁLTICO.....	29
2.4.1 Tipos de Solos .....	30
2.4.2 Teor de Água.....	30
2.4.3 Teor e Tipo de Emulsão Asfáltica.....	30
2.4.4 Metodologia de Mistura e Processos de Cura .....	31
2.4.5 Estudos Realizados em Laboratório .....	33
2.5 INTERAÇÃO SOLO-ASFALTO - INFLUÊNCIA DA COMPOSIÇÃO QUÍMICA .....	35
2.5.1 Adesividade Agregado-Asfalto .....	36
2.5.2 Adesividade Solo-Asfalto .....	37
2.6 AÇÃO DA CAL E DO CIMENTO NA ESTABILIZAÇÃO SOLO-EMULSÃO .....	38
2.7 SIMULAÇÃO NUMÉRICA AVALIANDO MISTURAS SOLO-EMULSÃO .....	40
<b>CAPÍTULO 3 – MATERIAIS E MÉTODOS.....</b>	<b>42</b>
3.1 MATERIAIS .....	42
3.1.1 Solo Proveniente do AHE Peixe Angical.....	43
3.1.2 Solo Proveniente da UHE Corumbá I .....	45
3.1.3 Solo da Cidade de Goiânia .....	46
3.1.4 Emulsão Asfáltica .....	47
3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	48
3.2.1 Peso Específico dos Sólidos.....	48
3.2.2 Análise Granulométrica.....	49
3.2.3 Índices de Consistência e Índice de Atividade.....	50
3.2.4 Metodologia MCT.....	50
3.2.4.1 Classificação MCT Tradicional (Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão) .....	50
3.2.4.2 Classificação MCT Expedita (Método das Pastilhas) .....	52
3.3 COMPOSIÇÃO MINERALÓGICA DOS SOLOS .....	53
3.4 CARACTERIZAÇÃO DAS EMULSÕES ASFÁLTICAS .....	55
3.5 COMPOSIÇÃO QUÍMICA DOS SOLOS E DAS MISTURAS.....	56
3.5.1 Determinação do pH.....	57
3.5.2 Matéria Orgânica (MO).....	57
3.5.3 Acidez Trocável (Teor de Alumínio) .....	58

3.5.4 Acidez Potencial - pH SMP .....	59
3.5.5 Teor de Fósforo (P) no Solo.....	60
3.5.6 Teor de Potássio (K) no Solo .....	60
3.5.7 Teor de Magnésio (Mg) e Cálcio (Ca) .....	61
3.5.8 Capacidade de Troca Catiônica (CTC) .....	62
3.5.9 Saturação de Bases (V%) .....	62
3.6 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO DINÂMICA.....	63
3.6.1 Compactação Dinâmica dos Solos Naturais.....	64
3.6.2 Procedimento de Mistura Solo-Emulsão.....	64
3.6.3 Compactação Dinâmica - Solo-Emulsão.....	67
3.7 GRADIENTE DE COMPACTAÇÃO.....	69
3.8 ESTUDO DA METODOLOGIA DE COMPACTAÇÃO SEMI-ESTÁTICA PARA O SOLO PEIXE .....	69
3.8.1 Estudo da Energia de Compactação na Moldagem Convencional – Corpos de Prova em Dez Camadas.....	70
3.8.2 Estudo da Compactação Semi-Estática para Obtenção de Corpos de Prova .....	73
3.9 OBTENÇÃO DA CURVA DE COMPACTAÇÃO SEMI-ESTÁTICA.....	77
3.10 MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA E PROCESSOS DE CURA.....	78
3.10.1 Metodologia Escolhida para a Obtenção dos Corpos de Prova .....	78
3.10.2 Processos de Cura.....	79
3.11 COMPRESSÃO SIMPLES.....	81
3.12 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA OU ANÁLISE DA MICROESTRUTURA .....	83
3.13 SUCCÃO PELO MÉTODO DO PAPEL FILTRO.....	85
3.14 PERMEABILIDADE EM PERMEÂMETRO COM USO DE BENTONITA .....	89
3.15 PERMEABILIDADE NO TRIAXIAL .....	91
3.16 PERMEABILIDADE - PERMEÂMETRO PVC .....	93
3.17 ADENSAMENTO E PERMEABILIDADE NO ADENSAMENTO.....	96
3.18 ENSAIOS TRIAXIAIS - CUSAT.....	96
<b>CAPÍTULO 4 – CARACTERIZAÇÃO, COMPACTAÇÃO E DOSAGEM .....</b>	<b>98</b>
4.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS .....	98
4.1.1 Classificação dos Solos .....	101
4.1.2 Caracterização MCT .....	103

4.2 COMPOSIÇÃO MINERALÓGICA DOS SOLOS .....	106
4.3 CARACTERIZAÇÃO DAS EMULSÕES ASFÁLTICAS .....	109
4.4 COMPOSIÇÃO QUÍMICA DOS SOLOS E DAS MISTURAS SOLO-EMULSÃO.....	111
4.4.1 Solo Peixe.....	112
4.4.2 Solo Corumbá.....	115
4.4.3 Solo Goiânia.....	116
4.5 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO .....	118
4.5.1 Compactação Proctor Normal dos Solos Naturais .....	118
4.5.2 Compactação Solo-Emulsão .....	121
4.5.2.1 Solo Peixe.....	122
4.5.2.2 Solo Corumbá.....	126
4.5.2.3 Solo Goiânia.....	129
4.5.2.4 Análises Complementares - Solo Corumbá .....	132
4.5.2.5 Análise Comparativa dos Três Solos .....	136
4.6 GRADIENTE DE COMPACTAÇÃO .....	137
4.7 ESTUDO DA METODOLOGIA DE COMPACTAÇÃO SEMI-ESTÁTICA PARA O SOLO PEIXE .....	140
4.7.1 Estudo da Energia de Compactação na Moldagem Convencional – Corpos de Prova em Dez Camadas.....	140
4.7.2 Estudo da Compactação Semi-Estática para Obtenção de Corpos de Prova .....	145
4.8 OBTENÇÃO DA CURVA DE COMPACTAÇÃO SEMI-ESTÁTICA .....	149
4.9 COMPRESSÃO SIMPLES.....	151
4.9.1 Solo Peixe.....	152
4.9.2 Solo Corumbá.....	162
4.9.3 Solo Goiânia.....	170
4.9.4 Análises Complementares - Solo Peixe .....	179
4.9.5 Considerações Finais - Resistência à Compressão Simples.....	183
4.10 MICROESTRUTURA DO SOLO COMPACTADO .....	183
4.10.1 Solo Peixe.....	184
4.10.1.1 Efeito da Emulsão na Microestrutura.....	184
4.10.1.2 Análise Química - Espectros .....	185
4.10.1.3 Avaliação dos Efeitos da Secagem e da Imersão .....	186
4.10.1.4 Distribuição do Material Asfáltico nos Ramos Seco e Úmido.....	187
4.10.2 Solo Corumbá.....	188

4.10.2.1 Efeito da Emulsão na Microestrutura.....	188
4.10.2.2 Análise Química - Espectros .....	189
4.10.2.3 Avaliação dos Efeitos da Secagem e da Imersão .....	190
4.10.2.4 Distribuição do Material Asfáltico nos Ramos Seco e Úmido.....	191
4.10.3 Solo Goiânia.....	191
4.10.3.1 Efeito da Emulsão na Microestrutura.....	192
4.10.3.2 Avaliação dos Efeitos da Secagem e da Imersão .....	193
4.10.3.3 Distribuição do Material Asfáltico nos Ramos Seco e Úmido.....	194
<b>CAPÍTULO 5 – COMPORTAMENTO HIDRÁULICO E MECÂNICO .....</b>	<b>196</b>
5.1 SUCCÃO PELA METODOLOGIA DO PAPEL FILTRO .....	196
5.1.1 Solo Peixe.....	197
5.1.2 Solo Corumbá.....	202
5.1.3 Solo Goiânia.....	206
5.2 PERMEABILIDADE EM PERMEÂMETRO COM USO DE BENTONITA - SOLO NATURAL.....	211
5.2.1 Solo Peixe.....	211
5.2.2 Solo Corumbá.....	214
5.2.1 Solo Goiânia.....	216
5.3 PERMEABILIDADE EM PERMEÂMETRO COM BENTONITA - SOLO-EMULSÃO.....	217
5.3.1 Limitações da Metodologia Adotada .....	217
5.3.2 Solo Peixe.....	219
5.3.3 Solo Corumbá.....	225
5.3.4 Solo Goiânia.....	228
5.4 PERMEABILIDADE - PERMEÂMETRO PVC .....	230
5.5 PERMEABILIDADE NO TRIAXIAL .....	232
5.6 PERMEABILIDADE NO ADENSAMENTO.....	234
5.7 ENSAIOS DE ADENSAMENTO .....	236
5.8 ENSAIOS TRIAXIAIS - CUSAT.....	238
5.8.1 Modelo Hiperbólico .....	239
5.8.2 Solo Peixe.....	241
5.8.2.1 Coesão e Ângulo de Atrito - Solo Peixe .....	244
5.8.2.2 Poropressão - Solo Peixe.....	245
5.8.2.3 Modelo Hiperbólico - Solo Peixe.....	247

5.8.3 Solo Corumbá.....	249
5.8.3.1 Coesão e Ângulo de Atrito - Solo Corumbá .....	251
5.8.3.2 Poropressão - Solo Corumbá.....	253
5.8.3.3 Modelo Hiperbólico - Solo Corumbá.....	254
5.8.4 Solo Goiânia.....	256
5.8.4.1 Coesão e Ângulo de Atrito - Solo Goiânia.....	258
5.8.4.2 Poropressão - Solo Goiânia .....	259
5.8.4.3 Modelo Hiperbólico - Solo Goiânia .....	260
<b>CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES .....</b>	<b>263</b>
6.1 CONCLUSÕES.....	263
6.1.1 Caracterização Geotécnica e Mineralógica e Análises Químicas .....	263
6.1.2 Ensaio de Compactação e Estudo de Moldagem.....	264
6.1.3 Estudo de Dosagem.....	266
6.1.4 Caracterização Hidráulica .....	266
6.1.5 Comportamento Mecânico .....	268
6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	269
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>270</b>

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores de CTC (Grim, 1953).....	16
Tabela 3.1 Peso específico dos minerais (Lambe & Whitman, 1979, modificado).....	49
Tabela 3.2 Critérios de Parada dos Ensaios de Compactação Mini-MCV das Amostras Ensaçadas.....	51
Tabela 3.3 Cálculo a deformação específica para o cálculo da energia.....	72
Tabela 3.4. Condições de Ensaio de Compressão Simples dos Solos Peixe, Corumbá e Goiânia.....	82
Tabela 3.5. Condições de Ensaio de Compressão Simples dos Solos Peixe, Corumbá e Goiânia.....	82
Tabela 3.6 - Condições avaliadas para os três solos em Microscópio Eletrônico de Varredura.....	84
Tabela 3.7 - Condições avaliadas para os três solos nos ensaios de sucção.....	86
Tabela 3.8 - Ensaios de permeabilidade realizados para a mistura solo-emulsão.....	90
Tabela 4.1 - Resultados dos Ensaios de Caracterização.....	99
Tabela 4.2 - Classificação das Amostras - Sistemas Tradicionais.....	102
Tabela 4.3 - Ensaios da Metodologia MCT: Classificação Tradicional e Expedita.....	103
Tabela 4.4 - Minerais Identificados nos Difractogramas.....	106
Tabela 4.5 - Caracterização das emulsões asfálticas RL-1C e RC.....	110
Tabela 4.6 - Variação da viscosidade com a temperatura.....	111
Tabela 4.7 - Caracterização da emulsão asfáltica RM-1C (resultados fornecidos pela distribuidora).....	111
Tabela 4.8 - Análises Químicas – Solo Peixe (Leite & Brandão, 2008 - modificado).....	112
Tabela 4.9 - Análises Químicas – Solo Corumbá (Leite & Brandão, 2008 - modificado).....	115
Tabela 4.10 - Análises Químicas – Solo Goiânia (Leite & Brandão, 2008 - modificado).....	116
Tabela 4.11 - Resumo dos Resultados dos Ensaios de Compactação - Proctor Normal.....	118
Tabela 4.12 - Resultados dos Ensaios de Compactação - Solo de Peixe com Emulsão.....	122
Tabela 4.13 - Resultados dos Ensaios de Compactação - Solo de Corumbá com Emulsão.....	127
Tabela 4.14 - Resultados dos Ensaios de Compactação - Solo Goiânia com Emulsão.....	129
Tabela 4.15 - Resultados dos Ensaios de Compactação- material passado na peneira no 4 - Solo Corumbá com Emulsão.....	133
Tabela 4.16 - Gradiente nos Ensaios de Compactação do solo de Peixe.....	137

Tabela 4.17 - Gradiente nos Ensaio de Compactação do solo de Corumbá. ....	138
Tabela 4.18 - Gradiente nos Ensaio de Compactação do solo de Goiânia. ....	139
Tabela 4.19 - Força utilizada para compactar as camadas - valores médios e desvio padrão. ....	142
Tabela 4.20 - Energia média utilizada para a compactação de cada camada. ....	142
Tabela 4.21 - Valores de Tensão necessárias para se chegar à densidade desejada. ....	145
Tabela 4.22 Energias determinadas para camada de 2,0 cm. ....	149
Tabela 4.23 Resultados dos Ensaio de Compactação Semi-Estática. ....	149
Tabela 5.1 - Resultados dos ensaios de permeabilidade para o Solo Peixe em estado natural. ....	212
Tabela 5.2 Resultados dos ensaios de permeabilidade para o Solo Corumbá em estado natural. ....	215
Tabela 5.3 Resultados dos ensaios de permeabilidade para o Solo Goiânia em estado natural. ....	216
Tabela 5.4 Resultados dos ensaios de permeabilidade para o solo Peixe com emulsão. ....	223
Tabela 5.5 - Resultados dos ensaios de permeabilidade para o solo Corumbá com emulsão. ....	226
Tabela 5.6 - Resultados dos ensaios de permeabilidade para o solo Goiânia com emulsão. ....	228
Tabela 5.7 - Resultados dos ensaios de permeabilidade em permeômetro de PVC. ....	231
Tabela 5.8 Resultados dos ensaios de permeabilidade no triaxial. ....	232
Tabela 5.9 - Permeabilidade no adensamento - Solo Peixe. ....	234
Tabela 5.10 - Permeabilidade no adensamento - Solo Corumbá. ....	235
Tabela 5.11 - Permeabilidade no adensamento - Solo Goiânia. ....	236
Tabela 5.12 - Ensaio de adensamento. ....	236
Tabela 5.13 - Características de moldagem, tensão desvio máxima - CUSat - Solo Peixe. ....	241
Tabela 5.14 - Coesão e ângulo de atrito - Solo Peixe. ....	244
Tabela 5.15 - Parâmetros do modelo hiperbólico - Solo Peixe. ....	249
Tabela 5.16 - Características de moldagem, tensão desvio máxima - CUSat - Solo Corumbá. ....	250
Tabela 5.17 - Coesão e ângulo de atrito - Solo Corumbá. ....	252
Tabela 5.18 - Parâmetros do modelo hiperbólico - Solo Corumbá. ....	255
Tabela 5.19 - Características de moldagem, tensão desvio máxima - CUSat - Solo Goiânia. ....	256
Tabela 5.20 - Coesão e ângulo de atrito - Solo Goiânia. ....	258
Tabela 5.21 - Parâmetros do modelo hiperbólico - Solo Goiânia. ....	262

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Tipos fundamentais de alteração das rochas (modificado - Buckman & Brady, 1960, citado por Cardoso, 2002). .....	6
Figura 2.2 - Produtos da alteração dos minerais primários com o aumento do intemperismo (Brady, 1989). .....	7
Figura 2.3 - Faixa de Variação de pH (Brady, 1989, modificado).....	12
Figura 2.4 - Influência da compactação na estrutura dos solos - (Lambe, 1958, citado por Das, 2006).....	20
Figura 2.5 - Tipos de curvas características (Camapum de Carvalho & Leroueil, 2000).....	24
Figura 2.6 - Variação da resistência à compressão simples com o tempo de aeração (Jacintho, 2005).....	32
Figura 2.7 - a) Areia AHE Peixe natural - ampliação de 200 vezes b) Areia AHE Peixe com 8% de emulsão asfáltica - ampliação de 200 vezes.....	36
Figura 2.8 - a) Seção Inicial (B=55 m) – Solo Natural; b) Seção Otimizada (B=13m) – Solo-emulsão (Jacintho et al., 2007).....	41
Figura 3.1 - AHE Peixe Angical – local de retirada da amostra. ....	43
Figura 3.2 - Solo Peixe: a) Coleta da amostra; b) Amostras armazenadas antes do envio. ....	44
Figura 3.3 - Solo Goiânia: a) Local de retirada da amostra. b) Aspecto do solo in situ. ....	46
Figura 3.4 - Corpos de Prova Imersos no Tanque.....	51
Figura 3.5 - Determinação da Consistência Utilizando o Penetrômetro. ....	52
Figura 3.6 - Determinação da Plasticidade.....	52
Figura 3.7 - Preparação de solos para análise por DRX: a) Lâminas dentro de dessecador com etileglicol; b) Mufla para calcinação. (Oliveira, 2008) .....	54
Figura 3.8 - Medição do pH utilizando o potenciômetro (Leite & Brandão, 2008).....	57
Figura 3.9 - Colorímetro (Leite & Brandão, 2008). .....	58
Figura 3.10 - Materiais utilizados na Estabilização solo-emulsão: a) Emulsão asfáltica; b) Água; c) Solo.....	66
Figura 3.11 - Processo de Mistura: a) Adição da Emulsão diluída em água; b) Mistura da emulsão ao solo. ....	66
Figura 3.12 - Compactação em cilindro de 4”: a) Solo sendo colocado no cilindro; b) Compactação; c) Cilindro sendo rasado com auxílio de régua metálica.....	68

Figura 3.13 - Compactação em cilindro de 4": a) Limpeza dos grãos soltos; b) Determinação da massa de solo mais cilindro.....	69
Figura 3.14 - a) Equipamentos utilizados na compactação; b) Detalhe do cilindro utilizado; c) Corpo de prova.....	70
Figura 3.15 - Hipótese utilizada para a diminuição da altura das camadas com a compactação para o cálculo da energia.....	71
Figura 3.16 - Detalhes da compactação: a) Cilindro com a base fixa; b) Cilindro com pistão na base.....	73
Figura 3.17 - Corpo de prova obtido com a metodologia 4.....	74
Figura 3.18 - Detalhes da compactação pela metodologia 5.....	74
Figura 3.19 - Compactação de uma camada para determinação da força necessária: a) Prensa utilizada na compactação; b) Camada sendo retirada do cilindro; c) Camada de 2 cm após compactação.....	75
Figura 3.20 - CP após compactação estática: a) CP com 5 camadas de 2 cm separadas com papel alumínio; b) Determinação da altura com auxílio de um paquímetro.....	76
Figura 3.21 - CP após compactação estática: a) Camadas sendo separadas; b) Determinação da altura da camada; c) Coleta de parte da camada para determinação da umidade.....	76
Figura 3.22 - Determinação do peso específico pelo método da balança hidrostática: a) Pesagem da amostra envolvida em parafina; b) Determinação do peso submerso.....	77
Figura 3.23 - Metodologia de obtenção dos CPs: a) Mistura solo-emulsão sendo colocada no cilindro de compactação; b) Prensa utilizada para a compactação; c) Escarificação das camadas.....	78
Figura 3.24 - Metodologia de obtenção dos CPs: a) Molde sendo aberto; b) CP após moldagem; c) Determinação da massa do CP.....	79
Figura 3.25 - Corpos de Prova após imersão: a) Solo Peixe sem emulsão (totalmente desagregado); b) Solo Peixe com 2% de emulsão.....	80
Figura 3.26 – Corpos de Prova após imersão: a) Solo Corumbá sem emulsão; b) Solo Goiânia sem emulsão.....	81
Figura 3.27 - Lupa Binocular Estereoscópica.....	81
Figura 3.28 - Ensaio de compressão simples: a) Colocação do CP na célula acrílica; b) Colocação da célula na prensa; c) Equipamentos utilizados na ruptura.....	82
Figura 3.29 - Moldagem dos CPs: a) Material sendo colocado no cilindro; b) Determinação da massa do CP; c) Determinação das dimensões do CP.....	86
Figura 3.30 - CPs após moldagem: a) Secagem ao ar, b) Umedecimento por imersão.....	87

Figura 3.31 - CPs após moldagem: a) Umedecimento por gotejamento b) Detalhe do espaçador de PVC c) Fechamento do CP com dois plásticos-filme e papel alumínio.....	88
Figura 3.32 - CPs após fechamento: a) Dois conjuntos de 10 CPs; b) Vedação dos CPs em sacos plásticos antes do acondicionamento em caixa de isopor.....	88
Figura 3.33 - a) Papel-filtro sendo retirado após ensaio; b) Pesagem do papel-filtro; c) Colocação do papel-filtro em cápsula de alumínio para ser levado para estufa. ....	89
Figura 3.34 - Equipamento utilizado nos ensaios de compressão diametral.....	89
Figura 3.35 - Montagem do ensaio de permeabilidade: a) Corpo de prova colocado no permeômetro sobre papel filtro; b) Base do corpo de prova revestido com areia grossa e “saia” de plástico; c) Permeômetro preparado para receber a camada de bentonita.....	90
Figura 3.36 - Montagem do ensaio de permeabilidade: a) Colocação da bentonita entre o corpo de prova e o permeômetro; b) Após a colocação da bentonita; c) Saia plástica sendo colocada sobre a bentonita. ....	91
Figura 3.37 - Finalizando a montagem dos corpos de prova: a) Corpo de prova com papel filtro; b) Colocação do seixo rolado após a pedra porosa. c) Fechamento do Permeômetro. ..	91
Figura 3.38 - Arranjo geral do ensaio de permeabilidade no triaxial.....	92
Figura 3.39 - Permeômetro de PVC: a) Compactação do solo no permeômetro; b) Solo Peixe compactado nos teores de 0, 4 e 8% de emulsão. ....	93
Figura 3.40 - Permeômetro de PVC: a) Componentes antes da montagem; b) Fechamento do permeômetro após a colocação do cascalho.....	94
Figura 3.41 - Permeômetro de PVC: a) Permeômetros montados e conectados ao quadro de leitura; b) Detalhe dos permeômetros conectados às buretas.....	94
Figura 3.42 - a) Coleta da água percolada; b) Valores de pH da água percolada. ....	95
Figura 3.43 - Teste do corante: a) Passagem de água mais corante pelas amostras; b) Abertura do permeômetro após o teste com corante. ....	95
Figura 3.44 - Teste do corante: a) Cor azul no topo da amostra; b) Cor azul indicando fluxo na lateral da amostra. ....	96
Figura 4.1 - Curvas granulométricas com e sem defloculante dos três solos.....	100
Figura 4.2 - Carta de plasticidade.....	102
Figura 4.3 - Carta de Classificação Utilizada pelo Método Tradicional da Metodologia MCT105	
Figura 4.4 - Carta de Classificação Utilizada pelo Método das Pastilhas.....	105
Figura 4.5 - Difratograma do Solo Peixe A – Material retido na peneira Nº 200 (material grosseiro).....	107

Figura 4.6 - Difratoograma do Solo Peixe B – Material passado na peneira Nº 200 (material fino). .....	107
Figura 4.7 - Difratoograma do Solo Corumbá. ....	108
Figura 4.8 - Difratoograma do Solo Goiânia.....	109
Figura 4.9 - Curvas de Compactação do Solo Natural. ....	119
Figura 4.10 - Índice de vazios versus umidade de compactação. ....	121
Figura 4.11 - Curvas de Compactação - Solo de Peixe - Asfalto = Sólido. ....	123
Figura 4.12 - Umidade versus Índice de Vazios - Solo de Peixe - Asfalto = Sólido. ....	124
Figura 4.13 - Curvas de Compactação - Solo de Peixe - Asfalto = Líquido.....	125
Figura 4.14 - Curvas de Compactação - Solo de Corumbá - Asfalto = Sólido. ....	127
Figura 4.15 - Umidade versus Índice de Vazios - Solo de Corumbá - Asfalto = Sólido. ....	128
Figura 4.16 - Curvas de Compactação - Solo de Corumbá - Asfalto = Líquido.....	128
Figura 4.17 - Teor de emulsão versus inclinação do ramo úmido da curva de compactação. ....	129
Figura 4.18 - Curvas de Compactação - Solo de Goiânia - Asfalto = Sólido. ....	130
Figura 4.19 - Umidade versus Índice de Vazios - Solo de Corumbá - Asfalto = Sólido. ....	131
Figura 4.20 - Curvas de Compactação - Solo de Goiânia - Asfalto = Líquido. ....	132
Figura 4.21 - Curvas de Compactação - material passado nas peneiras no 4 e no 10 - Solo Corumbá - Asfalto = Sólido. ....	133
Figura 4.22 - Curvas de Compactação - material passado nas peneiras no 4 e no 10 - Solo Corumbá - Asfalto = Sólido: a) Solo Natural; b) 2%; c) 4%; d) 6%; e)8%. ....	134
Figura 4.23 - Curvas de Compactação - material passado nas peneiras no 4 e no 10 - Solo Corumbá - Asfalto = Líquido.....	135
Figura 4.24 - Umidade versus índice de vazios. ....	136
Figura 4.25 - Teor de líquido versus índice de vazios. ....	137
Figura 4.26 - Gradiente nos Ensaios de Compactação - solo de Peixe: a) $\square$ d; b) w. ....	138
Figura 4.27 - Gradiente nos Ensaios de Compactação - solo de Corumbá: a) $\square$ d; b) w. ....	139
Figura 4.28 - Gradiente nos Ensaios de Compactação - solo de Goiânia: a) $\square$ d; b) w.....	139
Figura 4.29 - Força utilizada para compactar cada camada. ....	141
Figura 4.30 - Energia média utilizada para a compactação de cada camada. ....	143
Figura 4.31 - Variação do índice de vazio com a energia aplicada na moldagem - asfalto=sólido. ....	144
Figura 4.32 - Variação do índice de vazio com a energia aplicada na moldagem - asfalto=líquido.....	144
Figura 4.33 - Variação da tensão aplicada versus $\square$ d obtido para a camada. ....	146

Figura 4.34 - Variação da tensão aplicada versus w obtido para a camada. ....	146
Figura 4.35 - Valores de $\square d$ nas camadas.....	147
Figura 4.36 - Localização em relação à curva de compactação. ....	148
Figura 4.37 - Curvas de Compactação Semi-Estáticas - Solo Peixe.....	150
Figura 4.38 - Curvas de Compactação Semi-Estáticas - Peixe, Corumbá e Goiânia.....	150
Figura 4.39 - Curvas de Compressão Simples - Solo Peixe: a) Sem Cura; b) Estufa e Imersão.	152
Figura 4.40 – Corpos de prova na ruptura - Solo Peixe: a) Umidade; b) Índice de vazios....	153
Figura 4.41 - Curvas de Compressão Simples - Solo Peixe - Avaliação do Efeito da Cura: a) 2%; b) 4%; c).6%; d) 8%. ....	154
Figura 4.42 - Variação da umidade durante a secagem e imersão - Solo Peixe.....	155
Figura 4.43 - Compressão Simples - Solo Peixe: a) Curvas - Cura Úmida; b) Umidade de ruptura. ....	155
Figura 4.44 - Curvas de Compressão Simples - Solo Peixe - Cura em Estufa.....	156
Figura 4.45 - Compressão Simples - Solo Peixe: a) Curvas - Cura ao Ar; b) Umidade de ruptura. ....	157
Figura 4.46 - Variação da Resistência à Compressão Simples com o teor de emulsão asfáltica - Solo Peixe. ....	157
Figura 4.47 - Variação do Módulo Secante à 50% com o teor de emulsão asfáltica - Solo Peixe.....	158
Figura 4.48 - Variação da RCS com o Grau de Saturação - Solo Peixe. ....	159
Figura 4.49 - Variação da RCS com o Grau de Saturação - Teores 0 e 8% - Solo Peixe.....	159
Figura 4.50 - Variação da RCS - Solo Peixe: a) Com o teor de líquido; b) com o índice de vazios.....	160
Figura 4.51 - Variação da RCS - Solo Peixe: a) Com o teor de líquido; b) Com a umidade de ruptura. ....	160
Figura 4.52 - Aspecto dos corpos de prova após a ruptura. ....	161
Figura 4.53 - Curvas de Compressão Simples - Solo Corumbá: a) Sem Cura; b) Cura em Estufa e Imersão. ....	162
Figura 4.54 – Corpos de prova na ruptura - Solo Corumbá: a) Umidade; b) Índice de vazios.	162
Figura 4.55 - Curvas de Compressão Simples - Solo Corumbá - Avaliação do Efeito da Cura: a) 2%; b) 4%; c).6%; d) 8%. ....	163
Figura 4.56 - Variação da umidade durante a secagem e imersão - Solo Corumbá.....	163
Figura 4.57 - Curvas de Compressão Simples - Solo Corumbá - Cura Úmida.....	164
Figura 4.58 Curvas de Compressão Simples - Solo Corumbá - Cura em Estufa. ....	165

Figura 4.59 - Compressão Simples - Solo Corumbá: a) Curvas - Cura ao Ar; b) Umidade de ruptura. ....	165
Figura 4.60 - Variação da Resistência à Compressão Simples com o teor de emulsão asfáltica - Solo Corumbá. ....	166
Figura 4.61 - Variação do Módulo Secante à 50% com o teor de emulsão asfáltica - Solo Corumbá. ....	166
Figura 4.62 - Variação da RCS com o Grau de Saturação - Solo Corumbá. ....	167
Figura 4.63 - Variação da RCS com o Grau de Saturação - Teores 0 e 8% - Solo Corumbá. ....	167
Figura 4.64 - Variação da RCS - Solo Corumbá: a) Com o teor de líquido; b) com o índice de vazios. ....	168
Figura 4.65 - Aspecto dos corpos de prova após a ruptura. ....	169
Figura 4.66 - Curvas de Compressão Simples - Solo Goiânia: a) Sem Cura; b) Cura em Estufa e Imersão. ....	170
Figura 4.67 – Corpos de prova na ruptura - Solo Goiânia: a) Umidade; b) Índice de vazios. ....	170
Figura 4.68 - Curvas de Compressão Simples - Solo Goiânia - Avaliação do Efeito da Cura: a) 2%; b) 4%; c).6%; d) 8%. ....	171
Figura 4.69 - Variação da umidade durante a secagem e imersão - Solo Goiânia. ....	172
Figura 4.70 - Compressão Simples - Solo Goiânia: a) Curvas - Cura Úmida; b) Umidade de ruptura. ....	172
Figura 4.71 - Curvas de Compressão Simples - Solo Goiânia - Cura em Estufa. ....	173
Figura 4.72 - Compressão Simples - Solo Goiânia: a) Curvas - Cura ao Ar; b) Umidade de ruptura. ....	173
Figura 4.73 - Variação da Resistência à Compressão Simples com o teor de emulsão asfáltica - Solo Goiânia. ....	174
Figura 4.74 - Variação do Módulo Secante à 50% com o teor de emulsão asfáltica - Solo Goiânia. ....	174
Figura 4.75 - Variação da RCS com o Grau de Saturação - Solo Goiânia. ....	175
Figura 4.76 - Variação da RCS com o Grau de Saturação - Teores 0 e 8% - Solo Goiânia. .	175
Figura 4.77 - Variação da RCS - Solo Goiânia: a) Com o teor de líquido; b) com o índice de vazios. ....	176
Figura 4.78 - Imagens em Lupa - 16 X - Solo Goiânia 4% de emulsão: a) Antes da Cura; b) Após a Cura. ....	176
Figura 4.79 - Imagens em Lupa - 40 X - Solo Goiânia 4% de emulsão: a) Antes da Cura; b) Após a Cura. ....	177

Figura 4.80 - Imagens em Lupa - 40 X - Solo Goiânia Após a Cura: a) 4% de emulsão; b) 8% de Emulsão.....	177
Figura 4.81 - Aspecto dos corpos de prova após a ruptura.....	178
Figura 4.82 Curvas de Compressão Simples - Solo Peixe - 10 camadas - Sem Cura.....	179
Figura 4.83 - Curvas de Compressão Simples - Solo Peixe - 10 camadas: a) Estufa e Imersão; b) Estufa.....	180
Figura 4.84 - Compressão Simples - solo Peixe - 10 camadas: a) RCS ; b) Módulo secante a 50% da RCS.....	180
Figura 4.85 - Curvas de Compressão Simples - Solo Peixe - 10 camadas - ramo seco: a) Sem cura; b) Estufa e Imersão.....	181
Figura 4.86 - Umidade de ruptura versus RCS - solo Peixe - 10 camadas.....	182
Figura 4.87 - Umidade de ruptura versus RCS - solo Peixe – corpos de prova moldados em cinco e dez camadas.....	182
Figura 4.88 - Umidade de ruptura versus RCS para os solos Peixe, Corumbá e Goiânia.....	183
Figura 4.89 - Solo Peixe - ampliação 200 vezes: a) 0%; b) 8%.....	184
Figura 4.90 - Solo Peixe - ampliação 2000 vezes: a) 0%; b) 8%.....	185
Figura 4.91 - Solo Peixe: a) Local de detecção da composição química; b) Análise química - quartzo.....	186
Figura 4.92 - Solo Peixe: a) Local de detecção da composição química; b) Análise química.....	186
Figura 4.93 - Solo Peixe - 8% de emulsão - ampliação 500 vezes: a) Sem Cura; b) Estufa.....	187
Figura 4.94 - Solo Peixe - 8% de emulsão - ampliação 500 vezes - Estufa e Imersão.....	187
Figura 4.95 - Solo Peixe - 8% de emulsão - ampliação 200 vezes: a) Ramo seco; b) Ramo úmido.....	188
Figura 4.96 - Solo Corumbá - ampliação 200 vezes: a) 0%; b) 8%.....	188
Figura 4.97 - Solo Corumbá - ampliação 2000 vezes: a) 0%; b) 8%.....	189
Figura 4.98 - Solo Corumbá: a) Imagem de detecção da composição química; b) Análise química - Ilita.....	190
Figura 4.99 - Solo Corumbá - 8% de emulsão - ampliação 500 vezes: a) Sem Cura; b) Estufa.....	190
Figura 4.100 - Solo Corumbá - 8% de emulsão - ampliação 500 vezes - Estufa e Imersão.....	191
Figura 4.101 - Solo Corumbá - 8% de emulsão - ampliação 200 vezes: a) Ramo seco; b) Ramo úmido.....	191
Figura 4.102 - Solo Goiânia - ampliação 200 vezes: a) 0%; b) 8%.....	192
Figura 4.103 - Solo Goiânia - ampliação 2000 vezes: a) 0%; b) 8%.....	193
Figura 4.104 - Solo Goiânia - 8% de emulsão - ampliação 500 vezes: a) Sem Cura; b) Estufa.....	193

Figura 4.105 - Solo Goiânia - 8% de emulsão - ampliação 500 vezes - Estufa e Imersão. ...	194
Figura 4.106 - Solo Goiânia - 8% de emulsão - ampliação 200 vezes: a) Ramo seco; b) Ramo úmido.....	194
Figura 4.107 - Solo Goiânia - 8% de emulsão - ampliação 500 vezes: a) Ramo seco; b) Ramo úmido.....	195
Figura 5.1 - Curvas características - Solo Peixe - 0%: a) Matricial; b) Matricial e total. ....	197
Figura 5.2 - Curvas características - Solo Peixe - 4%: a) Matricial; b) Matricial e total. ....	198
Figura 5.3 - Curvas características - Solo Peixe - 8%: a) Matricial; b) Matricial e total. ....	198
Figura 5.4 - Curvas características - matricial - Solo Peixe.....	199
Figura 5.5 - Curvas características - matricial e total - Solo Peixe.....	199
Figura 5.6 - Curva característica transformada - matricial - Solo Peixe.....	200
Figura 5.7 - Curva característica transformada - matricial e total - Solo Peixe.....	200
Figura 5.8 - Tensão de ruptura a tração versus sucção - Solo Peixe.....	201
Figura 5.9 - Umidade versus índice de vazios - Solo Peixe.....	201
Figura 5.10 - Curvas características - Solo Corumbá - 0%: a) Matricial; b) Matricial e total.	202
Figura 5.11 - Curvas características - Solo Corumbá - 4%: a) Matricial; b) Matricial e total.	202
Figura 5.12 - Curvas características - Solo Corumbá - 8%: a) Matricial; b) Matricial e total.	203
Figura 5.13 - Curvas características - matricial - Solo Corumbá.....	203
Figura 5.14 - Curvas características - matricial e total - Solo Corumbá.....	204
Figura 5.15 - Curva característica transformada - matricial - Solo Corumbá.....	204
Figura 5.16 - Curva característica transformada - matricial e total - Solo Corumbá.....	205
Figura 5.17 - Tensão de ruptura a tração versus sucção - Solo Corumbá.....	205
Figura 5.18 - Ruptura diametral: a) na diagonal; b) apenas de uma lateral.....	206
Figura 5.19 - Umidade versus índice de vazios - Solo Corumbá.....	206
Figura 5.20 - Curvas características - Solo Goiânia - 0%: a) Matricial; b) Matricial e total.	207
Figura 5.21 - Curvas características - Solo Goiânia - 4%: a) Matricial; b) Matricial e total.	207
Figura 5.22 - Curvas características - Solo Goiânia - 8%: a) Matricial; b) Matricial e total.	208
Figura 5.23 - Curvas características - matricial - Solo Goiânia.....	208
Figura 5.24 - Curvas características - matricial e total - Solo Goiânia.....	209
Figura 5.25 - Curva característica transformada - matricial - Solo Goiânia.....	209
Figura 5.26 - Curva característica transformada - matricial e total - Solo Goiânia.....	210
Figura 5.27 - Tensão de ruptura a tração versus sucção - Solo Goiânia.....	210
Figura 5.28 - Umidade versus índice de vazios - Solo Goiânia.....	211

Figura 5.29 - Relação da umidade versus peso específico aparente seco - solo Peixe. ....	212
Figura 5.30 - Permeabilidade versus umidade de compactação - solo Peixe.....	212
Figura 5.31 - Variação da permeabilidade com o grau de saturação de compactação - solo Peixe.....	213
Figura 5.32 - Aspecto do corpo de prova: a) Antes do ensaio; b) Após ensaio. ....	214
Figura 5.33 - Relação da umidade versus peso específico aparente seco - solo Corumbá. ...	215
Figura 5.34 - Permeabilidade versus umidade de compactação - solo Corumbá.....	215
Figura 5.35 - Relação da umidade versus peso específico aparente seco - solo Goiânia.....	216
Figura 5.36 - Permeabilidade versus a umidade de compactação - solo Goiânia. ....	217
Figura 5.37 - Aspecto do ensaio de permeabilidade: a) Antes do ensaio; b) Expansão da bentonita até a altura do permeâmetro; c) Expansão da bentonita acima do permeâmetro. ..	218
Figura 5.38 - Aspecto do ensaio de permeabilidade: a) A expansão da bentonita causou a quebra da pedra porosa; b) Bentonita encobrendo o corpo de prova;.....	218
Figura 5.39 - Solo Goiânia – corpo de prova com bentonita entre as camadas: a) 0% de emulsão; b) 2% de emulsão.....	219
Figura 5.40 - Final de ensaio: a) Carreamento do material betuminoso - Solo Peixe - sem cura - 8%; b) Solo Corumbá - Estufa - 8%. ....	219
Figura 5.41 - Variação da permeabilidade com o tempo de ensaio - Solo Peixe - 0% de emulsão.....	220
Figura 5.42 - Variação da permeabilidade com o tempo de ensaio - Solo Peixe - sem cura - cinco camadas. ....	221
Figura 5.43 - Variação da permeabilidade com o tempo de ensaio - Solo Peixe - estufa - dez camadas. ....	221
Figura 5.44 - Variação da permeabilidade com o tempo de ensaio - Solo Peixe - estufa e imersão - dez camadas.....	222
Figura 5.45 - Variação da permeabilidade com o tempo de ensaio - Solo Peixe.....	222
Figura 5.46 - Variação da permeabilidade com o teor de emulsão - Solo Peixe. ....	223
Figura 5.47 - Variação da permeabilidade com o índice de vazios - Solo Peixe: a) em escala log; b) em escala decimal.....	224
Figura 5.48 - Variação da permeabilidade com o volume de vazios - Solo Peixe.....	224
Figura 5.49 - Variação da permeabilidade - Solo Peixe, com: a) a umidade após a cura; b) a umidade após o ensaio.....	225
Figura 5.50 - Variação da permeabilidade com o tempo de ensaio - Solo Corumbá - estufa.	225

Figura 5.51 - Variação da permeabilidade - Solo Corumbá, com: a) o teor de emulsão; b) o volume de vazios.....	226
Figura 5.52 - Variação da permeabilidade com o índice de vazios - Solo Corumbá.....	227
Figura 5.53 - Variação da permeabilidade do solo Corumbá com: a) a umidade após a cura; b) a umidade após o ensaio.....	227
Figura 5.54 - Variação da permeabilidade com o tempo de ensaio - Solo Goiânia - estufa. .	228
Figura 5.55 - Variação da permeabilidade do solo Goiânia: a) com o teor de emulsão; b) com o volume de vazios.....	229
Figura 5.56 - Variação da permeabilidade com o índice de vazios - solo Goiânia.....	229
Figura 5.57 - Variação da permeabilidade do solo Goiânia com: a) a umidade após a cura; b) a umidade após o ensaio.....	230
Figura 5.58 - Variação da permeabilidade com o tempo de ensaio - solos Peixe e Corumbá.	231
Figura 5.59 - Variação da permeabilidade: a) com a umidade após a cura; b) com o índice de vazios.....	231
Figura 5.60 - Variação da permeabilidade com a contrapressão aplicada. ....	233
Figura 5.61 - Variação da permeabilidade com o volume de vazios. ....	233
Figura 5.62 - Variação da permeabilidade com o índice de vazios.....	233
Figura 5.63 - Permeabilidade no Adensamento - Solo Peixe.....	234
Figura 5.64 - Permeabilidade no Adensamento - Solo Corumbá.....	235
Figura 5.65 - Permeabilidade no Adensamento - Solo Goiânia. ....	236
Figura 5.66 - Ensaios de Adensamento - Solo Peixe - 0% e 8%.....	237
Figura 5.67 - Ensaios de Adensamento - Solo Corumbá - 0% e 8%.....	237
Figura 5.68 - Ensaios de Adensamento - Solo Goiânia - 0% e 8%.....	237
Figura 5.69 - Curva tensão-deformação hiperbólica. ....	239
Figura 5.70 - Curvas tensão-deformação - Solo Peixe: a) 0%; b) 8%. ....	242
Figura 5.71 - Razão de tensões versus deformação axial - Solo Peixe: a) 0%; b) 8%.....	243
Figura 5.72 - Trajetórias de tensões efetivas - Solo Peixe: a) 0%; b) 8%.....	243
Figura 5.73 - Trajetórias de tensões efetivas - Solo Peixe - 0% e 8%. ....	243
Figura 5.74 - Envoltória - parâmetros efetivos - Solo Peixe - 0%. ....	244
Figura 5.75 - Envoltória - parâmetros efetivos - Solo Peixe - 8%. ....	245
Figura 5.76 - Solo Peixe: a) Variação da poropressão para a tensão desvio máxima b) Variação da poropressão em relação à tensão confinante aplicada.....	246
Figura 5.77 - Variação da poropressão - Solo Peixe: a) 0%; b) 8%.....	246
Figura 5.78 - Ajuste ao modelo hiperbólico - Solo Peixe - 0%. ....	247

Figura 5.79 - Ajuste ao modelo hiperbólico - Solo Peixe - 8% . . . . .	248
Figura 5.80 - Variação do módulo tangente inicial com a tensão confinante aplicada - Solo Peixe. . . . .	248
Figura 5.81 - Curvas tensão-deformação - Solo Corumbá: a) 0%; b) 8% . . . . .	250
Figura 5.82 - Razão de tensões versus deformação axial - Solo Corumbá: a) 0%; b) 8% . . . . .	250
Figura 5.83 - Trajetórias de tensões efetivas - Solo Corumbá: a) 0%; b) 8% . . . . .	251
Figura 5.84 - Trajetórias de tensões efetivas - Solo Corumbá - 0% e 8% . . . . .	251
Figura 5.85 - Envoltória - parâmetros efetivos - Solo Corumbá - 0% . . . . .	252
Figura 5.86 - Envoltória - parâmetros efetivos - Solo Corumbá - 8% . . . . .	252
Figura 5.87 - Solo Corumbá: a) Variação da poropressão para a tensão desvio máxima b) Variação da poropressão em relação à tensão confinante aplicada. . . . .	253
Figura 5.88 - Variação da poropressão - Solo Corumbá: a) 0%; b) 8% . . . . .	253
Figura 5.89 - Ajuste ao modelo hiperbólico - Solo Corumbá - 0% . . . . .	254
Figura 5.90 - Ajuste ao modelo hiperbólico - Solo Corumbá - 8% . . . . .	255
Figura 5.91 - Variação do módulo tangente inicial com a tensão confinante aplicada - Solo Corumbá. . . . .	256
Figura 5.92 - Curvas tensão-deformação - Solo Goiânia: a) 0%; b) 8% . . . . .	257
Figura 5.93 - Razão de tensões versus deformação axial - Solo Goiânia: a) 0%; b) 8% . . . . .	257
Figura 5.94 - Trajetórias de tensões efetivas - Solo Goiânia: a) 0%; b) 8% . . . . .	258
Figura 5.95 - Trajetórias de tensões efetivas - Solo Goiânia - 0% e 8% . . . . .	258
Figura 5.96 - Envoltória - parâmetros efetivos - Solo Goiânia - 0% . . . . .	259
Figura 5.97 - Envoltória - parâmetros efetivos - Solo Goiânia - 8% . . . . .	259
Figura 5.98 - Solo Goiânia: a) Variação da poropressão para a tensão desvio máxima b) Variação da poropressão em relação à tensão confinante aplicada. . . . .	260
Figura 5.99 - Variação da poropressão - Solo Goiânia: a) 0%; b) 8% . . . . .	260
Figura 5.100 - Ajuste ao modelo hiperbólico - Solo Goiânia - 0% . . . . .	261
Figura 5.101 - Ajuste ao modelo hiperbólico - Solo Goiânia - 8% . . . . .	261
Figura 5.102 - Variação do módulo tangente inicial com a tensão confinante aplicada - Solo Goiânia. . . . .	262

## LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

Å.....	Angstrom
ABCP .....	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABEDA.....	Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto
ABNT .....	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACC.....	Asphalt Concrete Core
AHE.....	Aproveitamento Hidrelétrico
Al.....	Alumínio
APM .....	Aproveitamento Múltiplo
Au .....	Ouro
b.....	Teor de Betume
B .....	Boro
c.....	Coesão
C .....	Carbono
c' .....	Coesão Efetiva
c' .....	Coefficiente angular da reta assimilável à curva de deformabilidade com Mini-MCV=10
Ca .....	Cálcio
CAP.....	Cimento Asfático de Petróleo
CBR.....	California Bearing Ratio
CBUQ.....	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
Cc .....	Índice de Compressão
CD .....	Ensaio de Compressão Triaxial Adensado Drenado
CEASA.....	Central de Abastecimento do Estado de Goiás
CH .....	Argila de Alta Compressibilidade
Cl.....	Cloro
CL.....	Argila de Baixa Compressibilidade
cm .....	Centímetro
cmol <sub>c</sub> .....	Centimol de carga
CP .....	Corpo de Prova
Cr.....	Cromo
Cs.....	Índice de Expansão
Cs <sub>d</sub> .....	Índice de Expansão no Trecho de Descarregamento

CTC	Capacidade de Troca Catiônica
Cu	Cobre
CU <sub>SAT</sub>	Ensaio de Compressão Triaxial Adensado, Não Drenado e Saturado
DER	Departamento de Estradas e Rodagens
dm	Decímetro
DNER	Departamento Nacional de Estradas e Rodagens
DRX	Difração de Raios-X
e	Índice de Vazios
e'	Índice da Classificação MCT
EARC	Emulsão Asfáltica Catiônica de Ruptura Controlada
Ei	Módulo Tangente Inicial
e	índice de vazios
e <sub>inicial</sub>	Índice de Vazios Inicial
et al.	"et alii" - e outros
eV	eletron Volt
Fe	Ferro
g	Aceleração da Gravidade
g	Grama
GC	Grau de Compactação
h	Hora
H	Hidrogênio
H	Altura
HRB	Highway Research Board of America
H <sub>2</sub> O	Água
Ia	Índice de Atividade de Skempton
IP	Índice de Plasticidade
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
ISC	Índice de Suporte Califórnia
K	Coeficiente de Permeabilidade
K	Potássio
KCl	Cloreto de Potássio
kg	Quilograma
km	Quilômetro
kN	Quilo Newton

kPa.....	Quilo Pascal
kW.....	Quilo Watt
K <sub>20°C</sub> .....	Coefficiente de Permeabilidade à 20°C
l.....	Litro
LA.....	Areia Laterítica
LA'.....	Solo Arenoso Laterítico
LASF.....	Laboratório de Análise de Solo e Foliar
LG'.....	Solo Argiloso Laterítico
log.....	Logaritmo
m.....	Massa
m.....	Metro
mA.....	miliampere
MCT.....	Miniatura - Compactado - Tropical
MCV.....	Moisture Condition Value
mE.....	Mili Equivalente
meq.....	Mili Equivalente
MEV.....	Microscópio Eletrônico de Varredura
mg.....	Miligrama
Mg.....	Magnésio
MH.....	Silte de Alta Compressibilidade
min.....	Minuto
ml.....	Mililitro
ML.....	Silte de Baixa Compressibilidade
mm.....	Milímetro
nm.....	Nanômetro
Mn.....	Manganês
Mo.....	Molibdênio
MO.....	Matéria Orgânica
MW.....	Mega Watt
N.....	Newton
N.....	Nitrogênio
N.....	Normal
Na.....	Sódio
NA.....	Areia não Laterítica

NA'	Solo Arenoso não Laterítico
NBR	Norma Brasileira
NG'	Solo Argiloso Não Laterítico
Ni	Níquel
NS'	Solo Siltoso Não Laterítico
O	Oxigênio
OH	Oxidrila
OH	Solo Orgânico de Alta Compressibilidade
OL	Solo Orgânico de Baixa Compressibilidade
P	Fósforo
Pa	Pressão Atmosférica
PCA	Portland Cement Association
Pd	Paládio
pH	Potencial Hidrogeniônico
pH <sub>0</sub>	Ponto de carga zero do colóide
Pi	Perda de Massa por Imersão
Q	Vazão
RCS	Resistência à Compressão Simples
RL-1C	Emulsão Asfáltica Catiônica de Ruptura Lenta
RM-1C	Emulsão Asfáltica Catiônica de Ruptura Média
s	Segundo
S	Enxofre
Si	Silício
SMP	Shoemaker, Mclean & Pratt
S <sub>r</sub>	Grau de Saturação
sSF	Segundo Saybolt Furol
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
T.A.	Teor de Agregação
TF	Teor de Fluidos
TFSA	Terra Fina Seca ao Ar
Torr	unidade de pressão = 1mmHg
TRB	Trasportation Research Board
TRC	Tubos de Raios Catódicos
UFG	Universidade Federal de Goiás

UHE.....	Usina Hidrelétrica
UU.....	Ensaio de Compressão Triaxial Não Consolidado, Não Drenado
V (%).....	Saturação de Bases
V <sub>v</sub> .....	Volume de vazios
w.....	Teor de Umidade
w <sub>L</sub> .....	Limite de Liquidez
w <sub>nat</sub> .....	Umidade natural
w <sub>ot</sub> .....	Teor de Umidade Ótima
w <sub>p</sub> .....	Limite de Plasticidade
Zn.....	Zinco
γ.....	Peso Específico Aparente Natural
γ <sub>d</sub> .....	Peso Específico Aparente Seco
γ <sub>dmax</sub> .....	Peso Específico Aparente Seco Máximo
γ <sub>s</sub> .....	Peso Específico dos Sólidos
γ <sub>pond</sub> .....	Peso específico ponderado
ΔpH.....	pH <sub>KCl</sub> -pH <sub>H2O</sub>
ε <sub>1</sub> .....	Deformação Axial
ε <sub>v</sub> .....	deformação específica
φ.....	Ângulo de Atrito
φ'.....	Ângulo de Atrito Efetivo
μ.....	Micra
σ.....	Tensão Total
σ'.....	Tensão Efetiva
σ <sub>3</sub> .....	Tensão Confinante
° C.....	Graus Centígrados
v.....	coeficiente de viscosidade do líquido

## *Introdução*

### **1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

Nos últimos anos, o Brasil está se inserindo mais fortemente no contexto econômico internacional, o que tem motivado a ampliação do parque de geração de energia elétrica. Dentre as formas de geração utilizadas no país, não se pode deixar de mencionar a energia hidrelétrica, que por sua vez vem acompanhada da necessidade constante de atualizações, inserção de novas técnicas e materiais de construção, redução de impactos ambientais e redução de custos de construção e exploração de áreas destinadas ao fornecimento de materiais de construção.

Furnas Centrais Elétricas S.A.(Furnas), em parceria com a Universidade de Brasília (UnB) iniciou em 2003 um projeto com o objetivo de estudar a aplicação de misturas betuminosas na construção de elementos de impermeabilização de barragens. Dentre os estudos realizados podem ser citados os apresentados por Falcão (2003) e Falcão (2007), que consistiram em estudos, por meio de ensaios laboratoriais e análises numéricas, de misturas asfálticas do tipo concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) para a aplicação em núcleo ou face de barramentos. Também a pesquisa apresentada por Jacintho (2005) esteve inserida no projeto e avaliou a viabilidade da utilização de solo-emulsão para o melhoramento das propriedades mecânicas e hidráulicas de diferentes tipos de solos para a aplicação em núcleos de barragens.

Esta tese dá continuidade aos estudos realizados por Jacintho (2005) e tem como principal desafio avaliar o efeito da emulsão em três solos tropicais. Como principais diferenciais entre a pesquisa realizada por Jacintho (2005) e esta, podem ser citados: a utilização de dois tipos de solos diferentes, a análise química das misturas solo-emulsão, os estudos de compactação e moldagem dos solos e misturas, a avaliação de diferentes tipos de cura e os estudos da sucção e da permeabilidade.

A estabilização de solos com emulsão asfáltica, ou simplesmente mistura solo-emulsão consiste em misturar água e emulsão asfáltica a solos de forma a melhorar suas propriedades depois de compactados. Esta técnica é usualmente utilizada para construção de

bases e sub-bases de pavimentos de baixo custo, não tendo sido utilizada na construção de barragens do Brasil e do mundo. Além da emulsão asfáltica podem ser utilizados para fins de estabilização de solos os cimentos asfálticos de petróleo (CAP) e os asfaltos diluídos, no Brasil a emulsão asfáltica é a mais comumente utilizada.

A qualidade de um sistema solo-betume depende das quantidades e características de seus componentes, basicamente solo, betume, e água. A principal função do material asfáltico, na estabilização solo-emulsão, conforme apresentado por Ingles & Metcalf (1972), é conferir coesão e impermeabilização aos solos. No entanto, na literatura praticamente não são verificados resultados de ensaios de permeabilidade que comprovem essa redução do coeficiente hidráulico dos solos com a adição de asfalto e o comportamento mecânico tem sido avaliado sem que se leve em conta o efeito da sucção atuante na mistura. Jacintho (2005), ao realizar ensaios de permeabilidade com areia misturada ao teor de 8% de emulsão, obteve reduções do coeficiente de permeabilidade em até dez vezes o valor obtido para solo natural, compactado na umidade ótima de compactação.

A estabilização solo-emulsão apresenta como principais desvantagens a falta de conhecimento sobre a técnica e sobre o processo de interação que ocorre entre os grãos de solo e o material asfáltico, além do custo da emulsão asfáltica.

## **1.2 JUSTIFICATIVA**

Diante da necessidade de que as construções de barragens sejam técnica e economicamente viáveis e ainda causem o menor impacto ambiental possível surge a proposta de estudo de materiais que não são convencionalmente utilizados em barragens brasileiras, como é o caso dos materiais betuminosos.

A estabilização de solos, de forma geral, é uma técnica muito utilizada em pavimentação. Dentre os materiais estabilizantes que podem ser empregados neste tipo de obra, podem ser citados o cimento Portland, a cal e a emulsão asfáltica. A estabilização com emulsão asfáltica é a menos utilizada. Isso se deve em parte, ao fato de que uma boa estabilização depende de diversas variáveis, tais como da constituição química e mineralógica do solo, da granulometria, da rugosidade das partículas e do tipo de emulsão asfáltica empregada. Para a construção rodoviária, em alguns casos, a estabilização solo-emulsão não se mostrou eficiente, não havendo aumento da capacidade de suporte, que é o principal objetivo da aplicação da técnica nestas construções. No entanto, como no caso de núcleo de

barragens de terra a preocupação maior é com a impermeabilização, esta técnica de estabilização deve ser também avaliada com esse enfoque.

No Brasil a possibilidade de utilização da mistura solo-emulsão em barragens, apresenta-se como uma alternativa bastante atrativa, dada o predomínio com que ocorrem espessos horizontes de solos, em contraposição a países cujo predomínio é de horizontes rochosos. Ainda que impróprios para a construção de barragens, quando em estado natural, há a possibilidade de estes solos serem utilizados se a estabilização com betume se mostrar eficiente. Entre as vantagens deste tipo de estabilização, podem-se citar:

- Ampliação do leque de solos utilizáveis no projeto, podendo viabilizar o uso de solos provenientes de escavações obrigatórias e aluvião do leito do rio;
- Não necessita de equipamentos especiais, podendo ser usados equipamentos comumente encontrados em obras de engenharia;
- Possibilidade de redução da espessura do núcleo impermeável gerando economia e menor impacto ambiental (dado o menor volume a ser explorado);
- Diminuição das distâncias de transporte devido à utilização de materiais próximos à obra que antes não satisfaziam as condições de permeabilidade e/ou resistência.

### **1.3 OBJETIVOS DA TESE**

O presente trabalho teve como objetivo estudar a estabilização de solos com materiais asfálticos, verificando como ocorre a interação entre os solos e os materiais asfálticos, para fins de aplicação das misturas em barragens. Para isso podem ser citados os seguintes objetivos específicos:

- Investigar a influência da química e mineralogia dos solos e da emulsão asfáltica utilizada na resistência e no comportamento hidráulico;
- Avaliar a compactação dos solos e das misturas solo-emulsão, bem como a metodologia de moldagem de corpos de prova em laboratório;
- Estudar aspectos referentes à dosagem e cura de misturas solo emulsão por meio de ensaios de resistência à compressão simples e análises microestruturais;
- Verificar os efeitos da emulsão asfáltica na estrutura e na sucção dos solos;
- Estudar o comportamento hidráulico dos solos e das mistura solo-emulsão verificando o efeito do ligante na permeabilidade;
- Determinar a influência do material asfáltico nas demais propriedades do solo, tais como resistência e deformabilidade.

#### **1.4 ESCOPO DA TESE**

Esta tese está dividida, para melhor compreensão, em seis capítulos cujos assuntos abordados em cada um deles são brevemente descritos a seguir:

No Capítulo 1 é feita introdução ao assunto, com algumas considerações sobre a importância do tema, justificativa e por fim são apresentados os objetivos, a metodologia e o escopo da tese.

O Capítulo 2 consiste de uma revisão bibliográfica englobando características e propriedades dos solos e rochas, estabilização de solos em geral, estabilização solo-emulsão e aspectos referentes à influência da composição química na interação solo-asfalto.

O Capítulo 3 apresenta as características dos três solos e das emulsões utilizadas neste estudo. É descrita, ainda, a metodologia utilizada para execução dos ensaios laboratoriais.

No Capítulo 4 é feita a apresentação e análise dos ensaios de caracterização, compactação, compressão simples, e das imagens dos solos compactados, obtidas com microscópio eletrônico de varredura.

No Capítulo 5 é feita a apresentação e análise dos ensaios realizados para a determinação da sucção e obtenção das propriedades hidráulicas e mecânicas dos solos.

No Capítulo 6 são apresentadas as conclusões da pesquisa e sugestões para pesquisas futuras.

## ***Revisão Bibliográfica***

Ao longo dos anos de estudo da estabilização de solos com emulsão asfáltica para a elaboração da presente tese, notou-se que dentre os principais fatores que interferem nos bons resultados das misturas solo-emulsão, devem ser citados: as características dos solos e do material asfáltico e a metodologia utilizada nas misturas. Por este motivo, foram estudados aspectos referentes às características mineralógicas e químicas dos solos e, dadas dificuldades verificadas em outros estudos relativos à estabilização solo-emulsão, foram estudadas as características de compactação e sucção dos solos. Buscou-se ainda, caracterizar os materiais asfálticos, apresentando características relativas aos tipos e composição química dos mesmos.

Este capítulo abrange a estabilização de solos, em especial a estabilização solo-emulsão, contendo informações das principais pesquisas sobre solo-emulsão realizadas no Brasil e os efeitos de aditivos como a cal e o cimento quando da estabilização com material asfáltico. Finalizando, foi comentada uma simulação numérica que avaliou o desempenho de misturas solo-emulsão para uso em barragens.

### **2.1 SOLOS E ROCHAS - ALGUNS ASPECTOS RELEVANTES**

Longe da pretensão de abordar toda a gama de conhecimentos que envolvem a mecânica dos solos e rochas, pretende-se neste item destacar aspectos relevantes, no que se refere ao processo de formação e intemperismo dos solos, bem como algumas propriedades dos solos e rochas. É importante ressaltar que os itens aqui expostos foram selecionados dada a utilização desses conhecimentos para a escolha da metodologia a ser utilizada na realização dos ensaios e ao longo das análises dos resultados apresentados nesta tese.

#### **2.1.1 Intemperismo e Mecanismos de Alteração dos Minerais**

Segundo Salomão & Antunes (1998), simplificada, pode-se afirmar que o desenvolvimento do solo inicia-se com o intemperismo, representado pelos fenômenos físicos

e químicos que, agindo sobre a rocha conduzem à formação de resíduos não consolidados que constituem o substrato pedogenético. Este material, proveniente da desagregação da rocha, poderá permanecer no local em que se desenvolveu, ou ser transportado para outro local.

Em regiões tropicais, os minerais dos solos são resultantes da dinâmica química do alumínio, do ferro e da sílica dentro do processo de lateritização.

No trabalho de Buckman & Brady (1960), citado por Cardoso (2002) são apresentados os tipos fundamentais de alteração das rochas, a natureza e estabilidade dos minerais e as características mais importantes dos produtos obtidos, esquematizados na Figura 2.1.

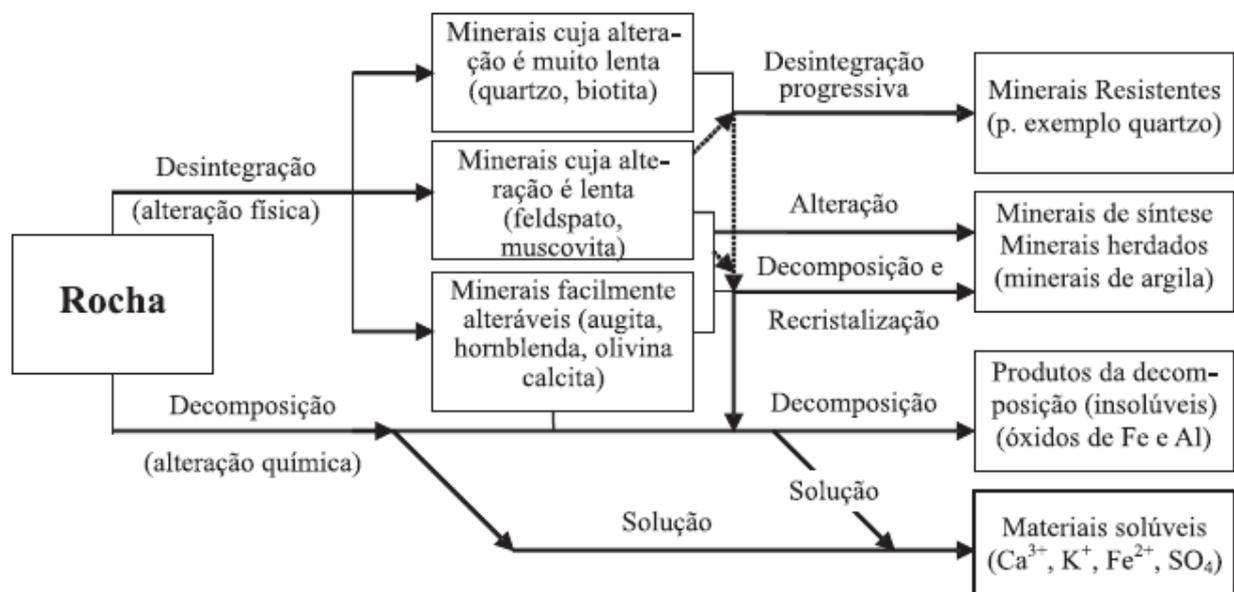


Figura 2.1 - Tipos fundamentais de alteração das rochas (modificado - Buckman & Brady, 1960, citado por Cardoso, 2002).

O esquema mostrado na Figura 2.2 formula uma associação entre a composição química dos constituintes das rochas, certas condições da alteração química e os produtos obtidos. Segundo Brady (1989), a alteração dos minerais poderá ser estimulada por ação química, que abrange a remoção de alguns componentes solúveis e a substituição de outros, dentro do reticulado cristalográfico.

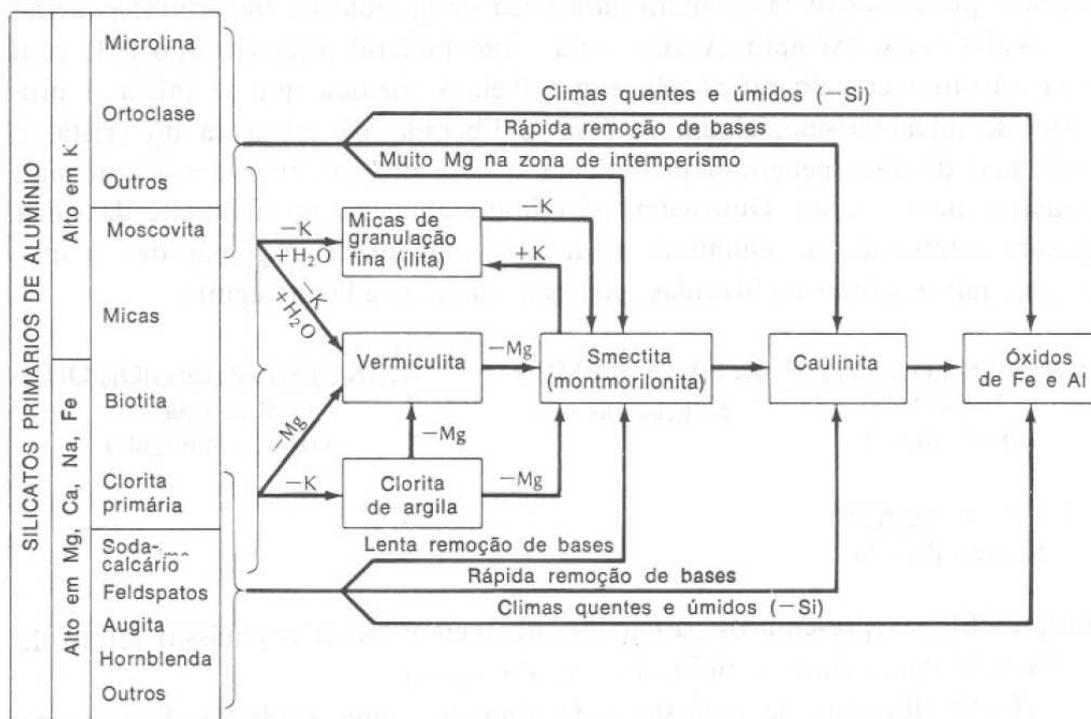


Figura 2.2 - Produtos da alteração dos minerais primários com o aumento do intemperismo (Brady, 1989).

### 2.1.2 Os Solos Tropicais

Conforme o Comitê de Solos Tropicais (*Committee on Tropical Soils of ISSMFE*), citado por Nogami e Villibor (1995), solo tropical é aquele que apresenta peculiaridades de propriedades e de comportamento, relativamente aos solos não tropicais, em decorrência da atuação no mesmo de processos geológicos e/ou pedológicos típicos das regiões tropicais. Nogami e Villibor (1995) destacam que para que um solo possa ser considerado como tropical, não basta que ele tenha sido formado em uma região de clima tropical úmido, é indispensável que ele possua peculiaridades de interesse geotécnico, algumas das quais serão comentadas nos itens 2.1.3 e 2.1.4. Dentre os solos tropicais, destacam-se duas grandes classes: os solos lateríticos e os solos saprolíticos.

### 2.1.3 Solos Lateríticos

A lateritização é o processo pedogenético conseqüente do desenvolvimento de um pH superficial compreendido na faixa intermediária de aproximadamente 4,5 a 7,0, permitindo intensa lixiviação do silício na forma de  $\text{Si}(\text{OH})_4$  e das bases na forma de cátions dissolvidos, enquanto ocorre a precipitação do alumínio e ferro férrico na forma de  $\text{M}(\text{OH})_3$ , isto é, o enriquecimento relativo de Al e Fe nestes horizontes do solo sob a forma de óxidos. O ferro

ferroso, tanto na forma do  $\text{Fe}^{2+}$  ou de  $\text{Fe}(\text{OH})_2$ , é eliminado para condições de pH menor que 5,5 sendo que sua permanência, sob a forma de  $\text{Fe}(\text{OH})_2$  precipitado, ocorrerá em condições ambientais não oxidantes e de pH mais elevado (Carvalho, 1995, citado por Cardoso, 2002).

### **2.1.3.1 Aspectos Mineralógicos**

A lateritização do ponto de vista mineralógico é o ajuste da assembléia mineral de uma dada rocha-mãe às condições da superfície da Terra sob clima tropical (Bárdossy & Aleva, 1990, citado por Cardoso, 2002).

A matéria mineral sólida do solo é constituída por minerais primários e por minerais resultantes da alteração destes, designados minerais secundários. A presença de cada um deles está associada ao nível de transformação intempérica sofrida pelo perfil a partir da rocha. Os minerais secundários de ocorrência mais freqüente são minerais de argila (silicatos de alumínio no estado cristalino), silicatos não cristalinos, óxidos e hidróxidos de ferro e de alumínio (e em certos solos também de manganês e de titânio).

Nos solos lateríticos os minerais mais freqüentes são aqueles pertencentes ao grupo da caulinita (caulinita e haloisita) e os oxi-hidróxidos de ferro e alumínio. Como mineral primário é freqüente a presença do quartzo devido à sua difícil intemperização. No que se refere aos óxi-hidróxidos de ferro e alumínio presentes nos solos lateríticos, não se pode deixar de comentar sobre a expressiva influência que estes exercem sobre o comportamento dos solos. Nogami e Villibor (1995) explicam que, apesar destes possuírem elevada superfície específica e diminutas dimensões, não são plásticos ou são muito pouco plásticos, não são expansivos, possuem capacidade de troca catiônica desprezível, nas condições de pH predominantes nos solos e possuem excesso de cargas positivas.

### **2.1.3.2 Aspectos Físicos**

Na decomposição sob condições tropicais de altas temperaturas e precipitação de chuvas, os minerais de argila tendem a decompor-se em várias formas de oxi-hidróxidos de ferro e alumínio de acordo com as condições de intemperismo. O teor de óxido de ferro livre e o estado dos complexos alumino-ferruginosos (grau de desidratação e/ou endurecimento), bem como a estrutura granular típica de alguns solos lateríticos, são responsáveis pelas diferenças no comportamento de engenharia destes em relação às expectativas da mecânica dos solos convencional para solos de zona temperada (Gidigas, 1976).

A textura constitui um dos principais aspectos físicos que distinguem os solos tropicais lateríticos dos demais tipos de solo. Enquanto de um modo geral, nos demais tipos de solos, é possível pensar na textura como a granulometria das partículas individualizadas dos minerais (argilas), ou de um grupo de minerais solidamente ligados (seixo ou brita), em se tratando de solos lateríticos, as partículas individualizadas, mesmo no caso das argilas, dificilmente se apresentam com propriedades e comportamentos que refletem a própria individualidade. Isto porque os minerais de argila e mesmo os minerais primários como o quartzo, participam de grupamentos estruturais, os macro e microagregados, que apresentam características próprias, conferindo ao solo comportamentos distintos daqueles que refletiriam o do solo contendo as partículas individualizadas.

A textura granular é conferida aos solos lateríticos por um processo pedogenético contínuo no qual os oxi-hidróxidos de ferro passam a atuar de modo mais ou menos intenso interferindo diretamente na estabilidade estrutural dos agregados formados.

Tomando-se em conta esta peculiaridade dos solos lateríticos é fácil perceber a necessidade da caracterização textural, desses solos, serem feitas levando-se em conta não só a granulometria das partículas individualizadas como também e principalmente a correspondente ao estado agregado, pois é ela que termina por definir em maior grau o comportamento do solo.

#### **2.1.4 Solos Saprolíticos**

Segundo o Comitê de Solos Tropicais da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (*Committee on Tropical Soils of the International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1985), citado por Pastore (1992), solo saprolítico é aquele que resulta da decomposição e/ou desagregação *in situ* da rocha (considerada material consolidado da crosta terrestre), mantendo ainda, de maneira nítida, a estrutura (ou fábrica) da rocha que lhe deu origem. É um solo genuinamente residual.

Segundo Pastore (1992), as estruturas reliquiares, freqüentes nos solos saprolíticos, compreendem todas as feições tais como foliação, fraturas, juntas e falhas do maciço rochoso que ficaram preservadas no maciço de solo saprolítico, apesar da profunda alteração sofrida pelo mesmo.

No perfil de intemperismo proposto por Pastore (1995), os horizontes de solo saprolítico e saprolito são diferenciados pelos seguintes aspectos:

- O horizonte de solo saprolítico apresenta até 10% de blocos de rocha. A espessura e composição granulométrica deste horizonte são muito variáveis, dependendo da sua posição no relevo e das rochas de origem. As composições granulométricas mais comuns são as areias siltosas pouco argilosas e siltes argilosos pouco arenosos. Este horizonte pode conter quartzo, argilas essencialmente caulínicas e óxidos de ferro e alumínio hidratados, que formam agregados instáveis em estruturas porosas. As suas cores predominantes são as de tons avermelhados e amarelados (Pastore, 1995).

- O horizonte de saprólito constitui-se na transição entre o maciço de solo e o maciço rochoso. Ele é constituído, basicamente, por solo saprolítico e blocos de rocha de variadas dimensões com diversos graus de alteração. O solo tende a se desenvolver ao longo das discontinuidades remanescentes do maciço rochoso, através das quais há maior facilidade de percolação de água, e nas zonas formadas por rochas mais susceptíveis a alteração. No horizonte de saprólito, segundo Deere & Patton (1971), a quantidade de blocos é muito variável (de 10 a 95%) o que confere aos saprólitos um comportamento extremamente diferenciado. A espessura deste horizonte é muito irregular, sendo comum grandes variações, ou até inexistência do mesmo em certos trechos de um maciço (Pastore, 1995).

#### **2.1.4.1 Aspectos Mineralógicos**

Segundo Nogami & Villibor (1995), mineralogicamente, os solos saprolíticos apresentam a seguinte composição:

- fração areia: mineralogia complexa contendo vários minerais em diferentes graus de alteração, tais como feldspatos, micas, além do quartzo;
- fração silte: principalmente caulinita, mica e quartzo;
- fração argila: caulinita, haloisita, nontronita, vermiculita e atapulgita.

Vaughan (1990), citado por Pastore (1992), refere-se à caulinita, haloisita, atapulgita e esmectitas como componentes da fração fina dos solos residuais e ao quartzo e feldspatos em vários graus de alteração as frações mais grosseiras dos mesmos. Jacintho (2005), ao estudar solos saprolíticos provenientes do Aproveitamento Múltiplo de Manso, no Mato Grosso, encontrou os mesmos componentes na fração grossa e fina do solo estudado, sendo eles: quartzo, illita, clorita, e feldspatos.

Segundo Pastore (1992), os tipos e a proporção entre os minerais presentes no solo são muito variáveis, pois dependem da composição inicial da rocha de origem e do intemperismo por ela sofrido. Por exemplo, em rochas onde as porcentagens de quartzo, feldspato e mica

são próximas, poderá haver quantidades também próximas de quartzo, caulinita e mica no solo, enquanto que, em paleossomas migmatíticos, o mineral predominante será a biotita.

#### **2.1.4.2 Aspectos Físicos**

Segundo Bourdeaux (1983), as maiores dificuldades encontradas para a caracterização dos solos saprolíticos estão diretamente associadas ao forte potencial evolutivo da composição granulométrica destes materiais quando manuseados, face ao caráter alterado dos fragmentos rochosos. Além da sensibilidade ao manuseio, no campo o fracionamento textural desses materiais pode também ocorrer devido a solicitações, aumento de umidade e ataque químico.

Pastore (1992), utilizando resultados de ensaios publicados na literatura, conclui que os solos saprolíticos derivados de rochas de granulação média a grossa tais como muitos tipos de migmatitos, granitos e gnaisses, são compostos, predominantemente, por areias siltosas e siltes arenosos. Já os solos de granulação fina como basaltos e alguns tipos de granitóides são compostos, em sua maioria, por siltes argilosos e argilas siltosas. Ainda segundo o mesmo autor, considerando-se que as rochas apresentam granulação desde fina até grosseira, é de se esperar que a granulometria dos solos saprolíticos, delas derivados, seja muito variável.

Segundo Pastore (1992), a utilização de limites de consistência como ensaio-índice tem sido contestada por diversos autores, segundo os quais a grande dispersão de resultados está relacionada com a sensibilidade que estes solos apresentam ao serem manuseados. Esta é uma observação que evidentemente não pode ser generalizada, embora seja passível de ocorrer.

O exame das fotografias de microscopias de varredura de solos saprolíticos tem revelado que, freqüentemente, a fração silte destes solos contém macrocristais de caulinita (geralmente associados à haloisita) e de mica, que imprime comportamentos peculiares. Assim, siltes desses minerais, sem fração argila, podem apresentar plasticidade, o que torna discutível a validade das leis que regem a atividade coloidal, segundo conceituação de Skempton (Cozzolino & Nogami, 1993).

#### **2.1.5 Propriedades Químicas dos Solos em Geral**

Segundo Freire (2006), a composição química do solo depende da interação entre a composição da rocha que lhe deu origem com os demais fatores pedogênicos. Os fatores climáticos, bióticos, topográficos e o tempo influenciam bastante a composição química do solo, controlando a intemperização das rochas e dos minerais.

Costa (2004) descreve a matéria mineral do solo como sendo constituída principalmente por oxigênio, silício, alumínio e ferro. Na maior parte dos solos, os óxidos de silício e ferro somados constituem 90% ou mais de peso seco da fração inorgânica, dominando largamente o óxido de silício com 50 a 75%. Cálcio, magnésio, sódio, potássio, titânio, fósforo, manganês, enxofre, cloro e outros elementos, expressos em óxidos, constituem assim, em geral, menos de 10% do peso seco da fração mineral do solo. Fazem exceção os solos com elevada proporção de carbonato de cálcio.

A metodologia utilizada na determinação das propriedades químicas dos solos será descrita no Capítulo 3, item 3.5.

### 2.1.5.1 Acidez Ativa dos Solos - pH

O pH ou potencial hidrogeniônico é definido como o logaritmo decimal do inverso da concentração hidrogeniônica. Varia de 0 a 14, podendo ser ácido, neutro ou básico. O mesmo é designado por acidez iônica ou ativa de uma solução aquosa e consiste na acidez determinada pela atividade dos íons hidrogênio livres da solução (Costa, 2004).

#### a) Acidez e Alcalinidade dos Solos

Segundo Costa (2004), o pH da maioria dos solos varia entre 4,0 e 8,5. No entanto, valores inferiores a 4,0 e superiores a 8,5 podem ser verificados em alguns casos. Freire (2006) comenta que alguns solos orgânicos, como os que apresentam horizonte sulfúrico, podem apresentar pH menor que 3,0. Brady (1989) cita a ocorrência de solos com pH maiores que 10 em algumas áreas semi-áridas e áridas. A Figura 2.3 mostra a faixa de variação de pH para a maioria dos solos minerais apresentada por Brady (1989).

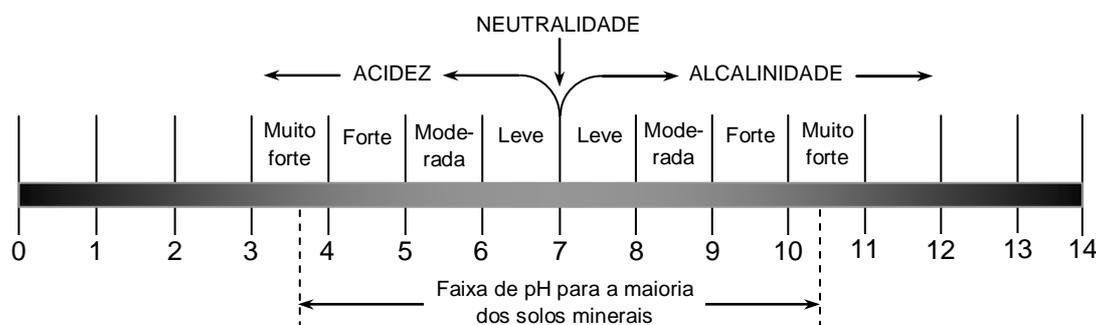


Figura 2.3 - Faixa de Variação de pH (Brady, 1989, modificado).

Segundo Costa (2004), a causa mais importante de acidez do solo é a perda de bases arrastadas por águas de infiltração. A acidez pode ter origem ainda na presença de outros componentes como a matéria orgânica, os aluminossilicatos das frações finas do solo, os sesquióxidos e certos sais solúveis.

A alcalinidade do solo é verificada, em geral, quando não há arrastamento das bases por águas de infiltração e existe um elevado grau de saturação do complexo de troca. Para certos solos, mesmo níveis relativamente pouco elevados do grau de saturação podem conduzir a situações de pH superior a 7. A presença de sais solúveis, nomeadamente quando se tratar de sais provenientes de bases mais fortes do que os respectivos ácidos, como no caso dos carbonatos de cálcio, magnésio ou sódio, pode também contribuir para o aumento da concentração das oxidrilas (Costa, 2004).

### **b) Interpretação dos Valores de pH**

Costa (2004) afirma que o pH, num dado solo, não constitui um valor constante e característico. O pH sofre oscilações que podem ser da ordem de grandeza de uma unidade, dependendo de tais oscilações, entre outros fatores, do teor do solo em água, da natureza e proporção de sais em solução e da concentração de anidrido carbônico na atmosfera do solo. Este mesmo autor afirma ainda que como a concentração da solução do solo aumenta quando a proporção de água diminui, o pH deve baixar quando o solo seca e subir quando aumenta o seu teor de água.

Segundo Costa (2004), a determinação do pH do solo faz-se corretamente, não em água, mas em soluções salinas (solução normal de cloreto de potássio). Este autor explica que os valores de pH em KCl se aproximam mais do valor do pH na superfície das partículas terrosas do que o pH obtido quando a determinação é feita em água.

No que se refere à variação dos valores de pH em água e em KCl, Costa (2004) comenta que o valor do pH em KCl é geralmente inferior ao pH do solo determinado em água, sendo a diferença da ordem de meia a uma unidade de pH, podendo ainda exceder a tal valor. Vale lembrar que este autor se refere aos solos das regiões temperadas, não comentando acerca dos solos das regiões tropicais.

De posse dos valores de pH em água e em KCl é possível a determinação do  $\Delta\text{pH}$  ( $\Delta\text{pH} = \text{pH}_{\text{KCl}} - \text{pH}_{\text{H}_2\text{O}}$ ). Segundo Kiehl (1979), um valor de  $\Delta\text{pH}$  negativo indica que ocorre na amostra predominância de argilas silicatadas, enquanto que um  $\Delta\text{pH}$  positivo está relacionado

com o predomínio de óxidos de ferro e alumínio. Este autor afirma ainda que quando a amplitude de variação entre as duas determinações de pH é grande e resulta em  $\Delta\text{pH}$  negativo, a quantidade de Al trocável é elevada; quando a amplitude é pequena e o  $\Delta\text{pH}$  é negativo ou positivo, indica que a quantidade de Al trocável é baixa. A determinação do  $\Delta\text{pH}$ , conseqüentemente, indica se o alumínio está com sua maior parte na forma trocável ou não trocável.

O  $\Delta\text{pH}$  é utilizado ainda como indicador da atividade de balanço de cargas do sistema coloidal do solo, podendo apresentar valores negativos próximos a zero, zero ou valores positivos, típicos de perfis em avançado estágio de intemperização e pedogênese.

### **2.1.5.2 Acidez Trocável (Teor de Alumínio)**

A acidez trocável é aquela causada pela hidrólise do alumínio em solução e pelo hidrogênio trocável. Como este último é muito pequeno, o que se determina é o alumínio trocável (Castro, 1991, citado por Leite & Brandão, 2008).

O alumínio é ligado ao solo através de ligações eletrostáticas. Esta ligação pode ser rompida através de troca iônica, onde o potássio em altas concentrações desloca os íons  $\text{Al}^{+3}$  para a solução, os quais se hidrolisam, liberando íons hidrogênio que podem ser titulados com uma base.

### **2.1.5.3 Acidez Potencial**

É definida como a soma da acidez trocável  $\text{Al}^{3+}\text{H}^+$  com a acidez não trocável  $\text{H}^+$  de ligações covalentes, ensaio realizado em solução titulada (tampão)  $\text{pH}=7$  (Kiehl, 1979).

É importante observar que a acidez não trocável é determinada subtraindo-se os valores da acidez trocável dos valores da acidez potencial, correspondendo a uma estimativa das cargas passíveis de serem liberadas a  $\text{pH}=7$ , em decorrência da metodologia utilizada. É, portanto, um parâmetro que interage intimamente com a Capacidade de Troca Catiônica (CTC) do solo. É representada por  $\text{H}+\text{Al}$ . O seu principal agente é o hidrogênio ionizável. A estimativa do teor de  $\text{H}+\text{Al}$  com exatidão é fundamental, porque é utilizada para estimar a CTC, que por sua vez é usada no cálculo da saturação por bases-V. O método SMP utilizado para determinação da acidez potencial está descrito no item 3.5.4.

#### **2.1.5.4 Matéria Orgânica (MO)**

Conforme Brady (1989), a matéria orgânica do solo representa um acervo de resíduos animais e vegetais parcialmente decompostos e também parcialmente sintetizados, em contínua decomposição resultante do trabalho de microorganismos do solo. O montante de matéria orgânica do solo é reduzido, variando de 2 a 6% do seu peso, no caso de solos minerais típicos bem drenados. A matéria orgânica é uma das principais fontes de dois importantes elementos minerais: fósforo e enxofre. É também, em essência, a única fonte de nitrogênio.

A matéria orgânica exerce sobre as propriedades físicas e químicas do solo, influência muitíssimo fora de proporção, quando consideradas as suas diminutas quantidades presentes. Corresponde, via de regra, a pelo menos metade da capacidade de troca de cátions do solo e é talvez responsável, mais do que qualquer outro fator isolado, pela estabilidade dos seus agregados (Brady, 1989).

#### **2.1.5.5 Capacidade de Troca Catiônica (CTC)**

Os colóides do solo podem apresentar cargas permanentes e cargas dependentes do pH. As primeiras dependem da composição do material que forma a micela, manifestando-se sob quaisquer condições; embora algumas vezes, mascaradas pelas cargas dependentes do pH (Freire,2006).

As cargas negativas e positivas dependentes do pH podem ocorrer em argilominerais, óxidos de ferro e de alumínio e na matéria orgânica. Freire (2006) aplica a equação de Gouy-Chapmann, por meio da qual o autor conclui que a densidade superficial de cargas depende da diferença entre o ponto de carga zero do colóide e o pH do meio de dispersão que, no caso, é a solução do solo. Assim, quando o pH da solução for maior do que o  $pH_0$ , existirão cargas negativas na superfície do colóide e quando for menor, existirão cargas positivas à superfície do colóide. No caso do pH ser igual ao  $pH_0$  não existirão cargas superficiais. Em resumo, capacidade de troca catiônica é a densidade de cargas negativas expressas em equivalentes miligramas por 100g do colóide ou por 100g do solo, é expressa em  $mmol.kg^{-1}$  ou meq por cento  $\times 10$ , e, na maioria dos solos, aumenta com a elevação do pH, devido à cargas dependentes do pH.

Kiehl (1979) ressalta a relação entre a CTC e a porcentagem de argila dos solos, visto que os minerais de argila são os colóides inorgânicos responsáveis pela adsorção de

cátions; portanto, para maiores porcentagens da fração argila, ter-se-á maior CTC. Este autor comenta ainda que, segundo estudos realizados por Raij (1967), a matéria orgânica contribui com cerca de 71% da CTC total. Na Tabela 2.1 são apresentados valores de capacidade de troca de cátions para alguns argilominerais.

Tabela 2.1 - Valores de CTC (Grim, 1953).

Componentes do solo	CTC (meq/100 g) <sup>1</sup>
Caulinita	3-15
Haloisita-2H <sub>2</sub> O	5-10
Haloisita-4H <sub>2</sub> O	40-50
Montmorilonita	80-150
Ilita	10-40
Vermiculita	100-150
Clorita	10-40
Sepiolita-paligorsquita	20-30

Costa (2004), ao estudar a CTC de alguns argilominerais, explica que a montmorilonita, por possuir mais cargas permanentes, deverá ter maior CTC, sendo esta resultante de cargas não dependentes do pH. Já a caulinita, sem substituições isomórficas e de menor superfície específica do que a montmorilonita deverá ter menor CTC e esta resultar de cargas dependentes do pH. No que se refere à relação entre a CTC e o pH, o autor apresenta que a CTC dos minerais de argila é independente do pH enquanto este seja inferior a cerca de 5. A partir de cerca de pH=6, aumentam as cargas negativas dependentes do pH, de modo que a CTC cresce progressivamente, atingindo o máximo para pH por volta de 10.

#### **2.1.5.6 Saturação de Bases (V%)**

A proporção entre o hidrogênio e o alumínio adsorvidos e as bases permutáveis de um complexo coloidal se exprime em termos de porcentagem de saturação de bases. A baixa porcentagem de saturação de base indica acidez, ao passo que porcentagem de saturação que se aproxima de 100, indica neutralidade ou alcalinidade. (Brady, 1989).

O índice de saturação em bases é usado como critério para identificação de horizontes diagnósticos como o mólico, por exemplo e para a identificação da condição eutrófica e distrófica. São considerados eutróficos os solos cujos horizontes B apresentam um V% maior do que 50 e distróficos, quando esse valor é menor que 50. O índice de saturação em bases é também, um dos critérios utilizados para a avaliação da fertilidade dos solos.

---

<sup>1</sup> A unidade meq/100cm<sup>3</sup> (miliequivalente por 100 cm<sup>3</sup>) equivale, em valores numéricos, ao cmol<sub>c</sub>/dm<sup>3</sup> (centimol de carga por decímetro cúbico).

### **2.1.6 Distribuição Iônica em Solos e Rochas**

Os principais minerais formadores de rochas e solos são: silicatos, elementos nativos, sulfetos, óxidos e hidróxidos, carbonatos, halóides, sulfatos.

A distribuição iônica das rochas tem sido bastante estudada na engenharia rodoviária, visando avaliar quais ligantes asfálticos são mais apropriados para determinados tipos de agregado. Martinho (1992) apresenta os agregados normalmente utilizados em pavimentação em dois tipos principais: ácidos ou silicosos e básicos ou calcáreos. Em ambos os casos, a superfície do agregado apresentará ampla distribuição de cargas positivas e negativas, mas de forma desbalanceada em função de sua natureza. Assim sendo, os agregados ácidos constituídos fundamentalmente por silicatos, pelo seu alto teor de oxigênio terá forte preponderância de pontos negativos em sua superfície, enquanto os agregados básicos, constituídos fundamentalmente pelos carbonatos, terão preponderância de pontos positivos em sua superfície.

Nos solos, as parcelas mais ativas são aquelas em estado coloidal, representadas pelas argilas, por isso será dado especial destaque a elas nessa revisão. A fração argila do solo é formada por partículas de diâmetro equivalente menor do que 0,002 mm, constituídas de argilominerais, óxidos hidratados principalmente de ferro e alumínio e de humos. Os argilominerais apresentam-se sob forma de micelas, laminar como as micas, bastonetes e flocos. Possuem uma superfície específica muito grande (dimensões coloidais) chegando a cerca de mil vezes maior que a da areia (Freire, 2006).

De uma maneira geral, são reconhecidos dois grupos de argilas: a) argilas silicatadas, pertencentes ao grupo dos filossilicatos, tais como a caulinita, montmorilonita e illita e b) as argilas óxido-hidratadas de ferro e alumínio (gibbsitas e goethitas), que são mais proeminentes em solos intemperizados das regiões tropicais e semitropicais.

As minúsculas partículas coloidais das argilas silicatadas, denominadas micelas (microcélulas), possuem, em geral, carga negativa. Por conseguinte, centenas de milhares de íons com carga positiva, são atraídos para cada cristal do colóide ( $H^+$ ,  $Al^{3+}$ ,  $Ca^{2+}$  e  $Mg^{2+}$ ), o que ocasiona o que é conhecido como dupla camada iônica.

Segundo Freire (2006), os colóides, de forma geral são constituídos por duas fases: a fase dispersa formada por partículas de diâmetro equivalente menor do que 0,001 mm, denominadas micelas e pelo meio de dispersão. Os colóides mais importantes do solo são constituídos por micelas de material orgânico e mineral, num meio de dispersão que é a água.

O carregamento iônico dos colóides do solo será fortemente influenciado pelo pH, conforme descrito a seguir:

a) Influência do pH nas cargas negativas - a carga variável negativa dependente do pH, é via de regra elevada, com altos valores de pH, e baixa sob condições de acidez. É controlada pela concentração relativa dos íons  $H^+$  e  $OH^-$  e por seus efeitos sobre os grupos expostos nos colóides do solo. Sob condições de elevado pH, os íons  $OH^-$  na solução do solo provocam a dissociação do íon  $H^+$  do grupo coloidal  $OH^-$ , o que poderá ser mostrado de forma simples para os materiais inorgânico ( $> Al-OH$ ) e orgânico ( $-COOH$ ).

Como os solos contêm normalmente uma mistura de seus colóides, acham-se presentes cargas variáveis e permanentes. Entretanto, em solos de climas temperados, em que são comuns as argilas do tipo 2:1, predominam via de regra, as cargas permanentes negativas. Em solos altamente desagregados dos trópicos, em que predominam as argilas silicatadas tipo 1:1 e os óxidos de ferro e de alumínio, assim como nos solos com muita matéria orgânica, as cargas negativas variáveis são mais comuns.

b) Influência do pH nas cargas positivas: As cargas positivas resultam da substituição isomórfica nas argilas tetraédricas dos cátions de baixa valência por outros de valência elevada. Em tais argilas, estas cargas positivas são usualmente equilibradas por cargas negativas muito maiores no interior das unidades cristalográficas. Porém em solos tropicais, submetidos a intemperismo, as cargas positivas podem exceder as negativas. Na maioria dos solos de regiões temperadas, dominarão as cargas negativas, porém em alguns solos ácidos dos trópicos, com elevados montantes de óxidos de ferro e de alumínio, o saldo de carga total poderá ser positivo.

### **2.1.7 Compactação dos Solos**

Conforme será apresentado nos demais capítulos desta tese, tanto durante a escolha da metodologia quanto na análise dos resultados foi dado especial destaque a aspectos ligados à compactação, tais como: o estudo da compactação das misturas solo-emulsão e a moldagem de corpos de prova em laboratório. Dessa forma, tornou-se imprescindível fazer uma breve revisão da literatura em relação à compactação de solos.

A compactação de um solo consiste na operação de reduzir os vazios desse solo comprimindo-o por meios mecânicos. Como consequência da redução do índice de vazios, tem-se a melhoria das características mecânicas e hidráulicas dos solos.

A dificuldade no estudo da compactação se deve à complexidade das interações de fatores, tais como: tipo de solo, granulação, umidade, temperatura ambiente dos materiais, reações químicas (especialmente quando da adição da emulsão asfáltica) e forças eletromagnéticas. Alguns destes fatores serão detalhados no item 2.1.7.2.

### **2.1.7.1 Teoria da Compactação**

Será referenciada, neste item, uma das teorias formuladas para explicar o processo de compactação, que foi apresentado por Lambe (1958), citado por Camapum de Carvalho *et al.* (1987). O autor explica a forma da curva de compactação (Figura 2.4), levando em conta as interações físico-químicas do sistema solo-água. Primeiramente, considerando apenas a curva que corresponde à menor energia de compactação, o autor admite que no ponto (A) a quantidade de água existente no solo é insuficiente para desenvolver a camada dupla completamente. Neste caso, a concentração eletrolítica é elevada e as forças de repulsão não são desenvolvidas completamente; as forças de atração são então predominantes, o que orienta uma estrutura floculada, um arranjo desordenado das partículas e então um peso específico seco baixo. Quando passa o ponto (B), o aumento da umidade desenvolve uma camada dupla que tem como consequência a redução da concentração eletrolítica que é acompanhada por um aumento das forças de repulsão. Têm-se uma estrutura cada vez mais orientada e um crescimento do peso específico seco. Quando passa do ponto (B) para o ponto (C), a camada dupla continua desenvolvendo, e as forças de repulsão aumentam. A estrutura do solo torna-se mais orientada, mas a quantidade de água elevada tem a tendência de separar as partículas e por isto têm-se as quedas do peso específico. Neste mesmo intervalo de umidade (entre o ponto B e o ponto C), parte da energia de compactação é dissipada em função da poropressão, enquanto reduz-se a energia transmitida à estrutura do solo.

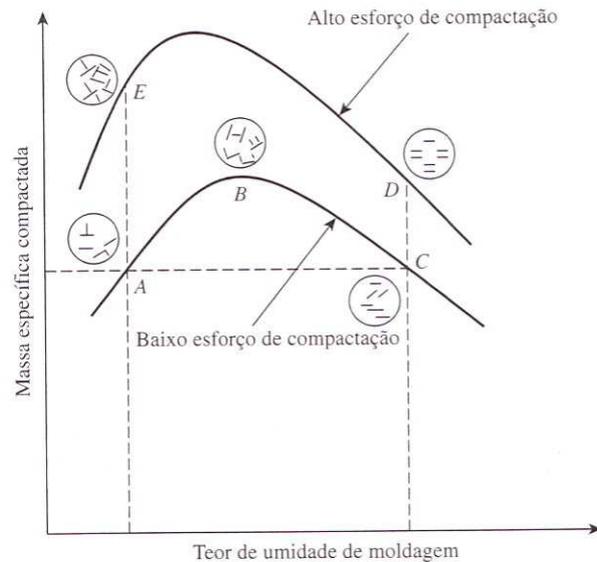


Figura 2.4 - Influência da compactação na estrutura dos solos - (Lambe, 1958, citado por Das, 2006)

O aumento na energia de compactação (ponto E) reduz o afastamento entre as partículas e aumenta as pressões de contato, que são de natureza eletro-repulsiva (Lambe 1958, citado por Camapum de Carvalho *et al.*, 1987). Com o aumento da energia de compactação, para um mesmo teor de umidade, a estrutura estará orientada e o peso específico seco será mais elevado. Quando o teor de umidade varia do ponto E para o ponto D, os fenômenos são idênticos àqueles que foram descritos para a energia mais fraca de compactação.

### 2.1.7.2 Variáveis que Afetam o Processo de Compactação dos Solos

Dentre os fatores que afetam o processo de compactação dos solos podem ser citados:

a) Tipo de solo - distribuição granulométrica, a forma dos grãos, o peso específico dos sólidos e a quantidade e o tipo de minerais de argila.

b) Métodos de compactação - dentre os quais podem ser citados: dinâmica, vibro-estática, estática, semi estática. Os métodos encontram-se detalhados no item 2.1.7.3.

c) Energia de compactação - uma maior energia de compactação conduz a uma maior densidade seca e uma menor umidade ótima. Conforme foi mostrado na Figura 2.4, o aumento da energia faz com que a curva de compactação se desloque para a esquerda e para o alto. Na compactação dinâmica (ensaio Proctor) a energia de compactação por unidade de volume é determinada por meio da seguinte equação:

$$E_C = \frac{M.H.N_g.N_c}{V} \quad (2.1)$$

Onde:

$E_C$  = energia de compactação;

$M$  = massa do soquete;

$H$  = altura de queda do soquete;

$N_g$  = número de golpes por camada;

$N_c$  = número de camadas;

$V$  = volume do solo compactado.

d) Alternativas do ensaio dinâmico - no caso da compactação dinâmica fatores como o reuso de amostra e a secagem prévia do solo exercem considerável influência nos resultados obtidos.

### **2.1.7.3 Influência do Método de Compactação no Comportamento dos Solos**

Os principais métodos de compactação seguem descritos a seguir:

- por impacto - o solo é compactados em um certo número de camadas e para cada uma deixa-se cair um peso de uma altura constante, diversas vezes; é também conhecido como compactação dinâmica ou por apiloamento (Massad, 2003);

- por pisoteamento - que para moldes de 90 cm<sup>3</sup>, consiste na aplicação de um esforço constante, através de um soquete com haste de 1,2 cm de diâmetro e mola; a força na mola pode ser ajustada arbitrariamente; em geral requer-se um mínimo de 10 golpes (8 golpes completam uma volta) e 5 camadas para se obter homogeneidade do corpo de prova (Massad, 2003);

- por vibração: aplicável a solos granulares, em que se coloca uma sobrecarga no topo do solo, dentro do molde, ao mesmo tempo em que se vibra o conjunto, obtendo-se um maior entrosamento entre grãos (Massad, 2003);

- estática: o método de compactação estática é aquele que impõem o mais reduzido esforço cortante e que leva assim uma estrutura floclada (Camapum de Carvalho *et al.*, 1987);

- semi-estática: esta modalidade de compactação, muito utilizada para reconstituir amostras em laboratório, consiste em compactar o solo usando uma prensa impondo a taxa de carregamento, ou a velocidade de deslocamento. A compactação é feita no cilindro que tem em geral a mesma seção que a amostra (Camapum de Carvalho *et al.*, 1987).

Segundo Pinto (2000), dentre os métodos de compactação em laboratório, além da compactação dinâmica, que se caracteriza pela ação de queda de um soquete, dois outros procedimentos são eventualmente empregados. A compactação estática, na qual se aplica uma pressão sobre o solo num molde, é um procedimento restrito à moldagem de corpos de prova. A compactação por pisoteamento pretende reproduzir o efeito de compactação do rolo pé de carneiro; nela, um pistão com mola é aplicado no solo, em vez da queda do soquete. Camapum de Carvalho *et al.* (1987) comentam que a compactação por pisoteamento é do tipo dinâmica pois conduz a estrutura do solo próxima a aquela da compactação de Proctor.

Camapum de Carvalho *et al.* (1987) apresentaram um estudo em que foram comparadas os seguintes tipos de compactação: dinâmica, vibro-estática, estática e semi-estática. Para a análise da estrutura gerada por cada tipo de compactação foram realizados ensaios de compressão simples e diagramas do peso específico. O resultado deste estudo mostrou que o método de compactação semi-estática resulta em amostras com uma estrutura e um comportamento mecânico muito perto do material compactado no campo.

### **2.1.8 Sucção pela Metodologia do Papel Filtro**

Sucção pode ser entendida como sendo a pressão isotrópica da água intersticial que faz com que o sistema água-solo absorva ou perca água, dependendo das condições ambientais (Marinho, 1994, citado por Huse, 2007).

Huse (2007) cita os seguintes fatores que influencia a curva característica:

- Tipo de solo: o tipo de solo influencia no valor de entrada de ar e na inclinação da curva característica;
- Composição mineralógica: influi na retenção de umidade nos solos argilosos, pelo fato dos argilominerais apresentarem diferentes forças de adsorção;
- Umidade de moldagem: alguns tipos de solo, quando moldado com umidades diferentes, apresentam diferentes curvas características;
- Ciclos de secagem e umedecimento: a curva de retenção não é única para um mesmo corpo de prova, podendo ser diferente quando obtida por processo de secagem ou umedecimento;
- Temperatura: este também é um fator que deve ser considerado, pois um aumento de seu valor pode causar uma diminuição na tensão superficial na interface solo-água, diminuindo a curvatura do menisco e, conseqüentemente, a sucção.

Segundo Camapum de Carvalho & Leroueil (2000), nos solos tropicais o intemperismo e a acidez são responsáveis pela formação de agregações de partículas cimentadas ou não por óxidos e/ou hidróxidos de alumínio e/ou ferro. As agregações se ligam umas às outras dando origem à distribuição bimodal dos poros. Os solos com distribuição de poros bimodal apresentam dois pontos de entrada de ar, nos macroporos para pequenos valores de sucção e nos microporos para valores de sucção mais elevados.

Segundo Calle (2000), quando uma amostra de solo fica exposta a sucções matriciais crescentes, inicia-se um fluxo de água para fora da amostra a partir de um determinado valor de sucção matricial. Este fato se dá quando os maiores poros do solo esvaziam-se; o valor da sucção matricial neste momento é denominado de valor de entrada de ar (*air-entry value*) ou sucção matricial crítica.

Hillel (1971) e Reichardt (1985) citados por Calle (2000), afirmam que o valor da sucção matricial crítica, de um modo geral, é menor para solos granulares do que para os solos finos. Além disso, como nos solos granulares existem possibilidades maiores de uniformização granulométrica e porosimétrica, a sucção matricial crítica mostra-se melhor caracterizada nestes do que nos solos finos.

Calle (2000) traz ainda que nos solos arenosos a maioria dos poros é relativamente grande e a uma dada sucção matricial, muitos poros se esvaziam e poucos ainda podem reter água. Nos solos argilosos a distribuição de poros é melhor, assim a cada sucção matricial apenas uma parcela dos poros drenam, permanecendo ainda certa quantidade cheia de água. Portanto nos solos argilosos não se verificam variações bruscas na curva de retenção. Há que se destacar ainda que nos solos argilosos a natureza ativa das partículas faz com que a desidratação seja progressiva, pois as forças de adsorção aumentam com a redução da hidratação.

Camapum de Carvalho & Leroueil (2000) explicam o efeito da atuação da sucção em misturas betuminosas. Segundo os autores, os materiais estabilizados com betume tendem a apresentar curvas características semelhantes à curva “b” da Figura 2.5. Eles comentam que tal comportamento se deve à característica viscosa do betume, que sob efeito do aumento das tensões devido à atuação da sucção nos pontos de contato nos quais ela recobre as partículas, flui gerando uma nova distribuição de poros, mesmo para sucções superiores às da pressão de entrada de ar.

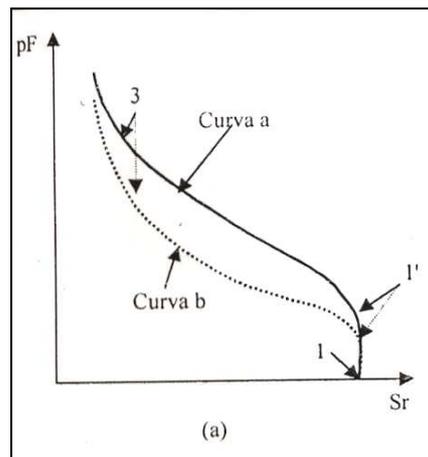


Figura 2.5 - Tipos de curvas características (Camapum de Carvalho & Leroueil, 2000).

Segundo Marinho (1995), utilizando-se a técnica de fluxo de vapor, isto é o papel filtro não tocando na amostra, as moléculas de água escapam dos poros, vencendo as forças capilares e eventualmente forças osmóticas que agem devido a presença de sais. O espaço de ar deixado entre o solo e o papel filtro fornece uma barreira para os sais. Por esse processo mede-se a sucção total.

No que se refere à sucção total, pode-se afirmar que o solo tem uma energia interna total função de diferenças químicas (sucção osmótica) e de energia capilar (solos granulares) ou oriunda de forças de adsorção (argilas) (sucção matricial); a soma das duas fornece a sucção total. Logo, ao colocar o papel filtro afastado do corpo de prova este vai variar a umidade em função da umidade relativa que por sua vez está em equilíbrio com a umidade do solo. Portanto, não havendo contato entre o CP e o papel filtro os elementos químicos não migram e quando a umidade do papel estabiliza o todo entrou em equilíbrio de energia e sua umidade (energia de sucção total) encontra-se por meio da umidade relativa em equilíbrio com a sucção total atuante no solo.

## **2.2 CONSTITUIÇÃO DOS MATERIAIS ASFÁLTICOS**

Neste item comenta-se de forma breve a constituição dos materiais asfálticos, subdivididos em: cimento asfáltico de petróleo (CAP), asfalto diluído e emulsão asfáltica.

### **2.2.1 Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)**

Balbo (2007) explica que o termo “betume” abrange asfaltos (naturais ou destilados de petróleo) e alcatrões (obtidos pela destilação destrutiva do carvão). Os betumes podem ser

definidos como substâncias compostas por hidrocarbonetos pesados, com propriedades ligantes, inflamáveis, de elevada viscosidade em temperatura ambiente, e que ocorrem na natureza ou são obtidos por fabricação, a partir da destilação de petróleo, de carvão, de madeira ou de resinas.

Os asfaltos ou Cimentos Asfálticos de Petróleo (CAP) são obtidos a partir de processos de refinamento do petróleo cru e possuem grande quantidade de betume (hidrocarbonetos pesados), por isso mesmo sendo muitas vezes designados também por betumes. Esses materiais possuem cor negra ou marrom escuro, sendo muito viscoso e agindo como ligante, de consistência sólida a semi-sólida em temperatura ambiente (Balbo, 2007).

Os asfaltos são sistemas constituídos de partículas coloidais denominadas asfaltenos (solutos menores que 100 nm) protegidas por resinas peptizantes (que impedem floculação), dispersos nos chamados óleos maltenos (hidrocarbonetos aromáticos e parafinas saturadas).

Balbo (2007) descreve que o cimento asfáltico de petróleo é composto por hidrocarbonetos alifáticos e hidrocarbonetos aromáticos, além de enxofre e pequenas quantidades de nitrogênio e oxigênio. Desempenham grande importância no material as frações de asfaltenos (moléculas que não se dissolvem na presença de heptano ou éter) e de maltenos. Os asfaltenos constituem parte sólida do produto que lhe concede rigidez, além da coloração típica; os maltenos constituem parte oleosa e chamada de veículo, conferindo as propriedades plásticas e de viscosidade do produto.

Segundo Leite (1990), citado por Dantas Neto (2001), os asfaltenos são hidrocarbonetos de peso molecular elevado, contendo teor significativo de heteroátomos (N, S, O, Ni, Fe). Os asfaltenos quando isolados, apresentam-se na forma sólida, quebradiça, de cor preta, com alta viscosidade e quimicamente semelhante às resinas. São os principais componentes responsáveis pelo comportamento reológico dos ligantes asfálticos.

### **2.2.2 Asfalto Diluído**

Os asfaltos diluídos ou recortados de petróleo constituem CAPs liquefeitos por adição e mistura de solventes (destilados leves de petróleo). Expostos às condições ambientais, os solventes presentes nos asfaltos diluídos evaporam, de modo a restar tão-somente o CAP. Por assim apresentarem menor viscosidade, podem ser aplicados em temperaturas mais baixas (Balbo, 2007).

No Brasil são fabricados dois tipos de asfalto diluído, chamados de cura média e de cura rápida. O termo cura refere-se à perda dos voláteis e depende da natureza do diluente utilizado. A denominação dos tipos é dada segundo a velocidade de evaporação do solvente:

- cura rápida (CR) cujo solvente é a gasolina ou a nafta;
- cura média (CM) cujo solvente é o querosene.

### **2.2.3 Emulsão Asfáltica**

A emulsão é definida como sendo uma mistura heterogênea de dois ou mais líquidos, que normalmente não se dissolvem um no outro, mas são mantidos em suspensão por agitação ou, mais freqüentemente, por pequenas quantidades de substâncias conhecidas por emulsificantes, formando uma mistura estável (Abeda, 2001).

Para se obter uma emulsão asfáltica catiônica necessita-se, basicamente, ter cimento asfáltico de petróleo, água, agente emulsionante e energia de dispersão da fase asfáltica na fase aquosa. Esta energia de dispersão é consumida na forma mecânica, produzida pelo moinho coloidal que tritura o CAP em partículas de diâmetro médio da ordem de 1 a 10 micra; e ainda na forma térmica, através do aquecimento do cimento asfáltico de petróleo, para torná-lo fluido e trabalhável pelo moinho (IBP, 1999).

Pode-se conceituar emulsões asfálticas como dispersões de cimento asfáltico em fase aquosa estabilizada com agente emulsificante (tenso-ativo), que diminui a tensão interfacial entre as fases asfáltica e aquosa. A quantidade de emulsificante utilizada varia geralmente de 0,2 a 1%, enquanto que a quantidade de asfalto é da ordem de 60 a 70%. As partículas de asfalto dispersas na emulsão são visíveis ao microscópio, variando seu tamanho de 1,0 a 10 micra.

O emulsificante é um importante componente e, de acordo com suas propriedades químicas e estrutura molecular, gera emulsões de características físico-química particulares, pois:

- produz redução da tensão interfacial entre duas fases (asfalto e água);
- estabiliza a emulsão, fixando-se na periferia dos glóbulos dispersos de asfalto, impedindo, assim, sua aglomeração (coalescência), o que provocaria a ruptura da emulsão.

De acordo com o seu caráter iônico, os emulsificantes podem ser catiônicos, aniônicos ou não-iônicos. Os emulsificantes catiônicos são os mais usados no Brasil (Abeda, 2001).

Denomina-se ruptura, ou quebra, de uma emulsão, o fenômeno da separação das fases constituintes da emulsão. A ruptura pode ocorrer por evaporação d'água, por um desequilíbrio eletroquímico (provocado por aumento da acidez ou alcalinidade) ou pela ação do agregado, o qual atrai para si os glóbulos de asfalto (adsorção). A velocidade em que ocorre esta separação depende do tipo de emulsão, reatividade, superfície específica dos agregados, teor de umidade dos mesmos e da temperatura dos materiais e meio-ambiente.

Segundo Bernucci *et al.* (2008), a ruptura da emulsão consiste na anulação da camada de envolvimento dos glóbulos de asfalto dispersos na água, com a conseqüente união desses glóbulos (coagulação ou floculação).

As emulsões são classificadas em função do tempo necessário para que ocorra a separação da fase aquosa da fase asfalto (ruptura), do teor de asfalto contido nas mesmas e da carga iônica. A emulsão asfáltica pode ser do tipo rápida, designada pela letra R, quando sua ruptura ocorre imediatamente ou em pouco tempo após seu contato com os agregados. Ruptura média, designada pela letra M quando esse tempo de exposição é maior que o anterior, podendo ser misturada com agregados praticamente isentos de pó. Finalmente, o tipo lenta, designada pela letra L, quando a ruptura ocorre de modo prolongado em relação aos outros tipos, podendo ser misturada com agregados contendo finos e com solo. Dependendo da quantidade de cimento asfáltico envolvido na fabricação das emulsões, elas podem se classificar em 1C e 2C, onde a terminologia C indica emulsão do tipo catiônica e os números 1 e 2 estão associados à viscosidade relativa e quantidade de cimento asfáltico empregado na fabricação (Abeda, 2001).

### **2.3 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS**

Segundo Pinto (1985), a expressão estabilização de solos num sentido amplo se refere a qualquer processo pelo qual o solo é melhorado, adquirindo as propriedades necessárias para o fim a que se destina. O maior campo de utilização desta técnica é, sem dúvida, na construção de estradas e aeroportos. Isto se deve ao fato de estarem envolvidas extensas áreas nestas construções, havendo mais vantagem no aproveitamento do solo local, ainda que artificialmente tratado, do que na utilização de materiais de melhor qualidade, mas cuja obtenção exige maiores distâncias de transporte. No entanto, a prática de estabilização de solos não se restringe ao campo da pavimentação e, em geral, busca-se a melhoria das propriedades de resistência, deformabilidade e permeabilidade dos solos.

De forma resumida o processo de estabilização está dividido em: estabilização mecânica e estabilização físico-química. É considerada estabilização mecânica, desde a simples compactação dos solos até a estabilização granulométrica dos mesmos.

Segundo Senço (2001), pode-se definir estabilização granulométrica como o processo em que se obtém a estabilização de um solo simplesmente pela adequada distribuição das diversas porções de diâmetro dos grãos. Em linhas gerais, a distribuição das porções de tamanhos diferentes é tal que os vazios dos grãos maiores são preenchidos pelos grãos médios, e os vazios desses, pelos menores. O conjunto, de estrutura densa, representa um produto de massa específica aparente superior à dos componentes, o que lhe dá maior resistência e impermeabilidade, além de exigir, em caso do uso de algum aglomerante, como cimento, asfalto, cal e outros, o mínimo de consumo desse aglomerante.

Na estabilização físico-química são utilizados aditivos que interagem com as partículas de solo visando melhoria e estabilidade nas propriedades mecânicas e hidráulicas. Dentre os aditivos utilizados podem ser citados: cal, cimento, asfaltos e produtos químicos industrializados tais como cloretos, ácidos fosfórico etc. A seguir são apresentados alguns detalhes da estabilização realizada com estes aditivos:

- Cal - A estabilização de solos com adição de cal é uma técnica empregada pela engenharia rodoviária em vários países. É especialmente recomendada para os solos argilosos ou muito siltosos. Estes materiais apresentam em geral plasticidade e expansão elevadas, e baixa capacidade de suporte. Esta técnica se fundamenta em reações físico-químicas e químicas que se desencadeiam entre a cal e os constituintes do solo, principalmente a fração argila. Para a estabilização de solos são empregados praticamente todos os tipos de cal: cal hidratada cálcica, cal hidratada magnésiana e/ou dolomítica e cal virgem. Na prática, essas variações na constituição da cal implicam em alterações no teor de umidade ótima de compactação, nas porcentagens de cal adequadas à estabilização, no tempo de cura, na natureza e quantidade dos produtos de neoformação (reação pozolânica), e conseqüentemente, nos valores de capacidade de suporte.

- Cimento - Para que a mistura possa ser considerada solo-cimento, deve atender critérios técnicos de resistência e durabilidade. Segundo Senço (2001), essas condições são alcançadas com teores superiores a 4% em peso. Misturas mais pobres em cimento são consideradas solo corrigido com cimento. Os métodos de dosagem de misturas solo-cimento estão baseadas em normas da Portland Cement Association (PCA) e da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP).

- Ácido fosfórico - Segundo Alcântara *et al.* (1995), o ácido fosfórico como agente estabilizador pode apresentar um bom desempenho em solos ricos em caulinita, óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. Contudo, o custo do aditivo para algumas regiões pode inviabilizar a sua utilização.

- Cloretos - A estabilização com cloretos (sendo os mais conhecidos os cloretos de cálcio e de sódio) é utilizada para prevenir os efeitos deletérios de baixas temperaturas em regiões de clima frio. Nos países de clima tropical o uso de cloretos é verificado para retenção da umidade do solo e redução do pó (Alcântara *et al.* 1995).

- Materiais asfálticos - Segundo Ingles & Metcalf (1972) na estabilização solo-betume, o material betuminoso pode ser aplicado a quente (Cimento Asfáltico de Petróleo) ou, mais freqüentemente, como diluição (asfalto diluído) ou emulsão (emulsão asfáltica). No Brasil a emulsão asfáltica é a mais comumente utilizada. A estabilização de solos com emulsão será descrita em detalhes nos itens a seguir.

## **2.4 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM MATERIAL ASFÁLTICO**

A estabilização solo-betume teve início quando engenheiros rodoviários, trabalhando nas proximidades de campos petrolíferos, notaram que, ao espalharem óleo cru sobre as estradas de terra que levavam a estes campos, reduziam o pó existente nas mesmas, tornando-as mais aptas para resistir aos rigores do tráfego e do tempo. A prática foi rapidamente difundida e a indústria petrolífera sugeriu o uso do petróleo destilado (Road oil) que seria superior ao óleo cru (Dent, 1953, citado por Araújo, 1982). Inicialmente era utilizado asfalto diluído de cura rápida e média na estabilização solo-betume, no entanto, para certos solos tornava-se difícil a homogeneização. As emulsões asfálticas foram utilizadas pela primeira vez, para estabilização de solos, em 1930 por McKesson.

Segundo Ingles & Metcalf (1972), a principal função do material asfáltico é conferir coesão e impermeabilização aos solos. Este mesmo autor comenta que o aumento da coesão é notado principalmente em solos arenosos, enquanto o efeito da impermeabilização é fortemente observado em solos coesivos. Para estes, a argila seria o elemento coesivo e o asfalto teria a função de proteger as partículas de argila do efeito da umidade, contribuindo dessa forma para o aumento da resistência dos mesmos. 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.

Em ensaios triaxiais realizados por Jacintho (2005) com areias argilosas estabilizadas com 4% de emulsão asfáltica de ruptura lenta (RL-1C) obteve-se um aumento da coesão de 13 para 57 kPa e uma redução do ângulo de atrito de 35° para 22°. Em ensaios triaxiais realizados com solo-emulsão por Araújo *et al.* (1983), o aumento da coesão e redução do ângulo de atrito com a adição de emulsão também foi verificado.

#### **2.4.1 Tipos de Solos**

Diferentes constituições químicas e mineralógicas dos solos, bem como a superfície específica dos grãos, exercem forte influência no processo de estabilização. Em geral, quanto maior a área superficial do solo mais difícil será a estabilização com emulsão asfáltica. Os melhores resultados são obtidos quando são utilizados solos razoavelmente bem graduados.

#### **2.4.2 Teor de Água**

Segundo Yoder & Witczak (1975), a quantidade de água necessária para estabilizar um solo com material betuminoso é, em geral, menor do que o teor ótimo obtido nos ensaios de compactação na energia Proctor Normal para o solo natural. No entanto, nos estudos realizados por Ferreira (1980) e Lucena *et al.* (1982), verificou-se que a máxima tensão de ruptura era obtida para corpos de prova com umidades próximas da umidade ótima. Nos dois estudos, foram utilizados diversos teores de umidade para cada teor de betume e realizados ensaios de compressão simples e de tração indireta.

#### **2.4.3 Teor e Tipo de Emulsão Asfáltica**

Na estabilização solo-emulsão, para determinar o teor ótimo de emulsão em termos de resistência, faz-se a mistura do solo com diversos teores de emulsão que variam de 0 a 8 ou 10%, realizando ensaios de compressão simples, tração indireta ou índice de suporte Califórnia para verificar se ocorrem variações em termos de resistência. Para cada solo e para cada tipo de emulsão utilizada pode ser encontrado um teor ótimo diferente. Na estabilização de solos, o material asfáltico pode ser aplicado a quente (CAP - cimento asfáltico de petróleo) ou a frio, na forma de diluição ou emulsão asfáltica (Ingles & Metcalf, 1972). Em geral são utilizadas emulsões de ruptura média e lenta, sendo a escolha dependente do tempo de ruptura

da emulsão que varia com a superfície específica e com as características químicas do solo. A mais comumente utilizada e recomendada pelos fabricantes é a emulsão catiônica de ruptura lenta (RL-1C).

#### **2.4.4 Metodologia de Mistura e Processos de Cura**

O processo de mistura terá grande influência no resultado da estabilização solo-emulsão, vindo a se refletir no melhor ou pior envolvimento das partículas com o material betuminoso e na maior ou menor aderência entre película de ligante e grãos de solo. Na literatura são apresentadas diferentes metodologias de mistura de água, solo e emulsão asfáltica. As principais diferenças se referem à diluição ou não da emulsão asfáltica, tempo de aeração antes da compactação dos corpos de prova e a cura dos corpos de prova, como será comentado a seguir.

O termo “tempo de aeração” se refere ao tempo de descanso em que a mistura solo-emulsão é deixada ao ar antes da compactação, com a finalidade de possibilitar a ruptura da emulsão asfáltica. Segundo Ingles & Metcalf (1972), a aeração antes da compactação aumenta a estabilidade e diminui a absorção de água, particularmente em solos de granulação fina, havendo um período de aeração ótimo. A estabilidade máxima que pode ser atingida para uma mistura em particular depende do período e temperatura de aeração.

Carvalho *et al.* (1992) realizaram ensaios de resistência à compressão simples, onde misturas com 5, 7 e 9% de emulsão foram expostas ao ar, em bandejas, durante períodos de 1, 2, 3 e 4 h (antes da compactação), sendo verificadas maiores resistências para uma exposição de 4 h nos teores de 7 e 9% e de 1 h para o teor de 5% de emulsão. A ruptura da emulsão asfáltica é essencial para o bom desempenho da mistura, no entanto o maior problema em deixar a amostra exposta ao ar é a evaporação da água e a conseqüente dificuldade no controle do teor de umidade. Na pesquisa realizada por Jacintho (2005), utilizando tempos de aeração de 0, 2, 3, 4, 5 e 6 horas, foi verificado que, com a adição emulsão asfáltica, não ocorrem significativos ganhos de resistência tendendo a reduzir a resistência à compressão simples deste solo (principalmente para os tempos superiores a 4 horas), conforme pode ser verificado na Figura 2.6.

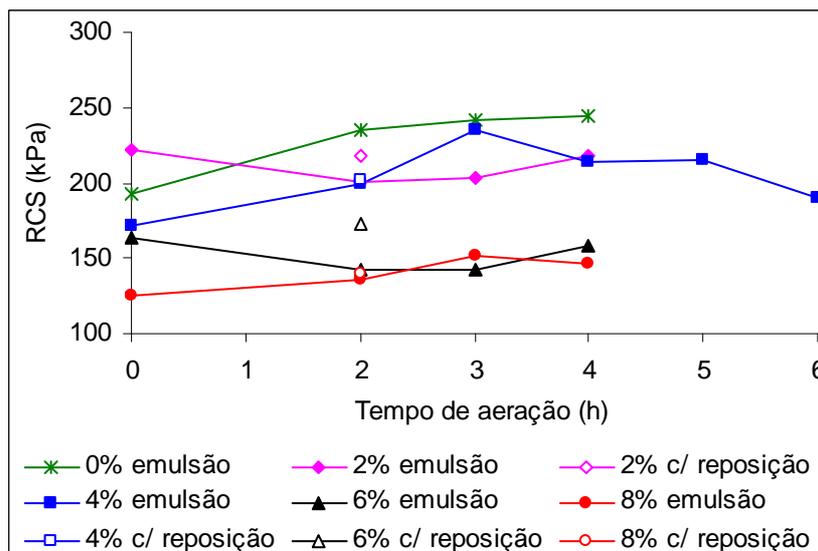


Figura 2.6 - Variação da resistência à compressão simples com o tempo de aeração (Jacintho, 2005).

No processo de estabilização solo-asfalto, a etapa de cura consiste em promover a evaporação da água e de solventes (no caso da utilização do asfalto diluído) dos corpos de prova compactados. Verificou-se que, em geral, esta secagem era realizada em estufa ou simplesmente ao ar livre.

Guarçoni *et al.* (1988) explicam o mecanismo de ruptura das emulsões afirmando que quando a emulsão entra em contato com os grãos de solo, estes adsorvem parte do soluto tenso-ativo da fase líquida da emulsão, provocando, como consequência, uma queda na concentração deste soluto na solução aquosa. A diluição da concentração do soluto tenso-ativo produzirá um desequilíbrio na emulsão devido ao aumento da tensão superficial da fase líquida, o que dará origem à ruptura da emulsão e consequentemente formação de aglomerados de partículas betuminosas. A quantidade de soluto adsorvido é função de sua concentração na solução. Isto explica porque é mais fácil misturar solo com emulsão quando se tem uma solução aquosa bem diluída, o que é conseguido pela diluição da emulsão e/ou pela adição prévia de água no solo.

Winterkorn (1975) recomenda que os corpos de prova sejam curados durante 7 dias conforme condições encontradas no campo (nenhuma perda de água, perda de água parcial, perda ao ar), submentendo os mesmos, em seguida, a condições de exposição que correspondem à severidade da temperatura local e regime de umidade (absorção de água capilar, imersão em água, molhagem-secagem e ciclos de gelo e degelo).

Segundo Bevis (1973), citado por Ferreira (1980), a cura é uma etapa necessária em trabalhos de estabilização betuminosa, pois é durante esta fase que o teor de água é reduzido, facilitando a cobertura da superfície mineral com o asfalto base. Este autor considera que a

máxima perda de água, durante a cura, é mais importante para a durabilidade da mistura do que a obtenção da máxima massa específica aparente seca na compactação.

Dunn & Salem (1973), citados por Ferreira (1980), encontraram um significativo aumento na resistência ao cisalhamento de misturas solo-emulsão quando era aumentada a temperatura de cura. Porém, ao serem atingidas temperaturas acima de 60° C, o incremento na resistência ao cisalhamento tornava-se cada vez menor.

#### **2.4.5 Estudos Realizados em Laboratório**

Dentre as pesquisas verificadas no Brasil, foram utilizados processos de cura em laboratório, tais como a secagem em estufa (24 h a 40° C e 60° C) ou a cura ao ar livre por um período de 7 dias. Carvalho *et al.* (1991) verificaram que após a secagem em estufa a 40° C ocorreram significativos aumentos da resistência à compressão simples, observando-se no entanto drástica redução com a inundação. Provavelmente, os ganhos de resistência durante a cura foram devidos ao aumento de sucção.

As pesquisas realizadas no Brasil têm se concentrado na realização de testes laboratoriais, utilizando diferentes teores de emulsão asfáltica, para fins de obtenção de um teor ótimo. No entanto, a literatura cita casos de aplicação da técnica em trechos experimentais em bases e sub-bases de vias com baixo volume de tráfego, em que foram obtidos resultados satisfatórios, conforme apresentado por Schlosser (1972), Moreira (2002), Miceli Júnior (2006) e mais recentemente Sant'Ana (2009).

Miceli Junior (2006) estudou o comportamento de solos do Estado do Rio de Janeiro, estabilizados com emulsão asfáltica. Segundo o autor, para solos granulares, a interação solo-emulsão pode ser considerada benéfica, visto haver aumento da coesão e uma melhoria de parâmetros utilizados no estudo. Para os solos finos, o solo-emulsão apresentou limitações, entretanto, a impermeabilidade de corpos de prova de solos finos estabilizados é melhor observada que em solos mais granulares. Quanto aos tipos de emulsões a serem utilizadas, o estudo mostrou que as emulsões RL agem de modo diferente das emulsões RM no sistema solo-emulsão: as primeiras proporcionam um ganho mais uniformemente distribuído ao longo do período de cura, enquanto com a RM esse ganho é mais concentrado nos 7 primeiros dias.

Soliz (2007) avaliou o método de dosagem aplicado a três diferentes tipos de solos do Estado do Rio de Janeiro, estabilizados com emulsões asfálticas RL-1C e RM-1C. Dentre os ensaios realizados pela autora podem ser citados: resistência à compressão simples, ensaios

triaxiais dinâmicos, absorção, *Load Wheel Test* (LWT) e *Wet Track Abrasion Test* (WTAT). Foi utilizado tempo de cura de 7 dias ao ar, não sendo avaliada a influência da umidade de ruptura nos resultados obtidos.

Gondim (2008) promoveu a estabilização de três solos misturados com emulsão asfáltica RL-1C, utilizando para isto ensaios de resistência à compressão simples, resistência à tração por compressão diametral, Índice de Suporte Califórnia, módulo de resiliência, entre outros. A autora observou padrões distintos de comportamento da resistência à compressão simples com relação ao tempo de cura para os solos coesivos e granulares. O solo granular apresentou uma RCS sempre crescente com o aumento do tempo de cura. Para as amostras coesivas observou-se que a resistência sofreu redução com o prolongamento do tempo de cura para 28 dias. Foi verificado ainda que a umidade residual dos corpos de prova, aparentemente, exerce maior influência sobre a resistência à compressão simples que o tempo de cura.

Suarez (2008) determinou, a partir de ensaios de laboratório, o comportamento mecânico de misturas constituídas com solos lateríticos arenoso e argiloso e emulsão asfáltica, visando a sua utilização na construção rodoviária. O autor utilizou na compactação a energia Proctor normal, e analisou os efeitos do tipo de solo, teor e tipo de emulsão, tipo de cura pré e pós-compactação, tempo de cura e a imersão em água na resistência e rigidez das misturas. Foram realizados ensaios para a determinação da resistência à compressão simples, resistência à compressão diametral, módulo de resiliência, índice de suporte Califórnia e variação volumétrica durante a cura e imersão dos corpos de prova. Os resultados mostraram que as misturas com emulsão apresentaram resistência e rigidez superiores às dos solos *in natura*, e ainda menores variações volumétricas decorrentes da secagem e da imersão dos corpos de prova em água.

Sant'Ana (2009) coletou e caracterizou 18 amostras de solos, selecionando 4 para serem estabilizados com emulsão asfáltica RL-1C. Os materiais estudados consistiam em dois solos finos (areno-siltosos e areno-argilosos) e dois cascalhos lateríticos. O autor se preocupou em estabelecer uma metodologia de dosagem, utilizando tempo de mistura do solo com a emulsão de um a dois minutos (por etapa), tempo de aeração antes da compactação de uma hora e sete dias de cura (condicionamento a seco, imerso ou frente úmida). Foram realizados ensaios de resistência a tração por compressão diametral, ensaios de resistência à compressão simples (utilizando corpos de prova obtidos na compactação dinâmica, de 10x13 cm), ensaios de CBR, WTAT e módulo de resiliência. Os ensaios de resistência à compressão simples e de resistência a tração foram utilizados para a definição de um teor ótimo para cada solo, não sendo realizadas análises comparando os valores de resistência com

o índice de vazios e a umidade de ruptura. Em seu estudo o autor realizou e avaliou dois trechos experimentais, os quais se mostraram susceptíveis às intempéries, mas em bom estado geral, após dois anos em serviço, quando utilizadas técnicas de avaliação específicas para rodovias não pavimentadas.

## **2.5 INTERAÇÃO SOLO-ASFALTO - INFLUÊNCIA DA COMPOSIÇÃO QUÍMICA**

Os bons resultados da estabilização solo-emulsão são dependentes das características dos materiais, dos teores de água e emulsão utilizados e da metodologia adotada, ou seja, são obtidos resultados diferentes para cada tipo de solo e os teores de água e emulsão. Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (1987), as interações entre as partículas de um solo dependem principalmente de sua natureza (granular ou coloidal); elas são feitas ou por contato direto dos grãos, ou por forças eletromagnéticas. No caso dos solos granulares, prevalecem as interações por contato, no caso das argilas dependem das interações eletromagnéticas e do meio nos quais elas estão.

Segundo Kézdi & Rétháti (1988), ao misturar água e betume a um solo, inicia-se uma série de processos físicos e químicos que irão influenciar no seu comportamento mecânico. Segundo estes autores, o objetivo da estabilização com material asfáltico é cobrir as partículas individuais com um filme betuminoso que deve ser, por um lado, esbelto bastante para não reduzir radicalmente a resistência por atrito e, por outro lado, espesso bastante para cimentar os sólidos discretos.

Micrografias realizadas por Jacintho (2005) mostraram que o material asfáltico interage primeiramente com a parcela fina do solo (argila), formando uma massa que envolve os grãos maiores. Nas micrografias, como pode ser verificado na Figura 2.7, foi possível observar que os grãos de quartzo da fração areia permanecem praticamente limpos, sem material asfáltico. Este fato ressalta a importância de se estudar as forças de atração existentes entre as partículas de solo e o asfalto e as reações existentes entre esses elementos. Segundo Ingles & Metcalf (1972), em areias muito limpas, a baixa adesão do betume com a superfície de sílica pode permitir o descolamento do betume da areia se a água penetrar no solo, e o efeito da estabilização será então perdido.

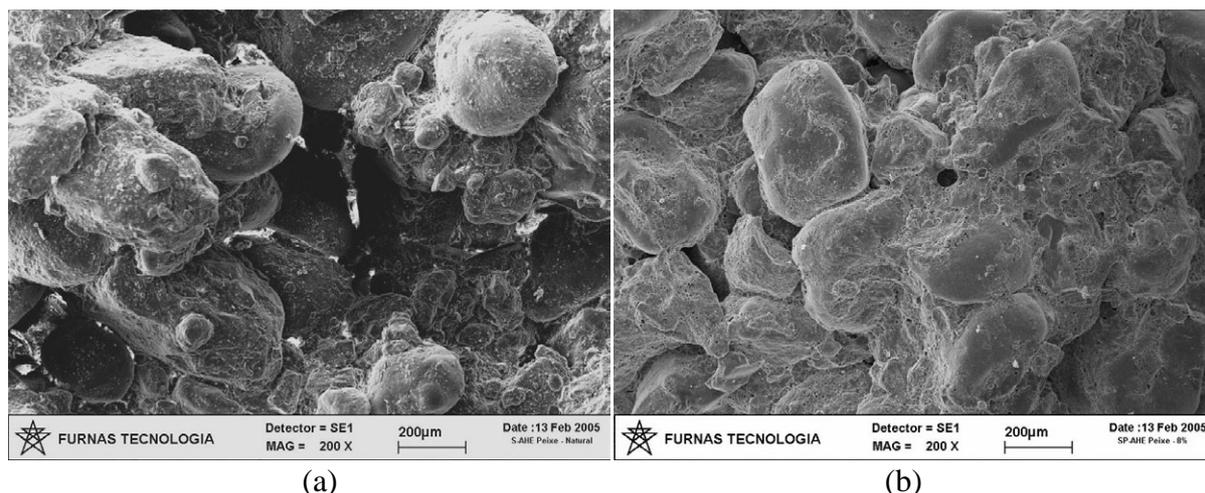


Figura 2.7 - a) Areia AHE Peixe natural - ampliação de 200 vezes b) Areia AHE Peixe com 8% de emulsão asfáltica - ampliação de 200 vezes.

### 2.5.1 Adesividade Agregado-Asfalto

Martinho (1992) apresenta a adesividade existente entre asfalto e agregado mineral como sendo composta de duas componentes básicas: adesividade ativa, que corresponde à capacidade de envolvimento do agregado pelo ligante ou humectação e adesividade passiva, que corresponde à resistência ao deslocamento do par agregado-ligante. Uma boa e completa adesividade do par agregado-ligante se dá pela conjugação dos dois fenômenos complementares: inicia-se com a adesividade ativa, que implica numa boa humectação, logo, num completo envolvimento do agregado pelo ligante, incluindo o deslocamento da água livre na superfície das partículas; e finalmente a adesividade passiva, que implica em uma boa resistência a ser oferecida pelo par partícula-ligante ao seu descolamento pela ulterior ação da água e esforços mecânicos.

Com relação à adesividade agregado-emulsão, Martinho (1992) comenta que, como os agregados podem ter diferentes naturezas (ácidos ou básicos) e as emulsões podem ser de diferente natureza química (aniônicas, catiônicas, anfóteras e não-iônicas), cada par agregado-emulsão terá um comportamento específico quanto à sua resistência ao descolamento da película pela ação da água e de esforços mecânicos, isto é, em relação à adesividade passiva. Entretanto, quanto à humectação do agregado pelo ligante, ou seja, a adesividade ativa, deverá ser sempre boa, em virtude do baixo valor da energia de coesão do ligante, já que a presença de substâncias tenso-ativas - STA (emulsificante) contribui para isso. A natureza ácida ou básica dos agregados diz respeito apenas a rochas magmáticas. O comportamento de agregados com a emulsão catiônica é visto à seguir.

As emulsões catiônicas são aquelas em que as STA usadas como emulsificante têm uma cadeia orgânica longa e uma cabeça polar que ao se dissociar se torna catiônica (positiva) e se mantêm em equilíbrio com o anion (negativo) oriundo dessa dissociação, que fica solúvel na água. Dessa forma, o contato da película de CAP com a superfície sólida do agregado se dá pelas cabeças catiônicas (básicas) das STA que se encontram presas à superfície da película de CAP. O comportamento dessa película será diferente em função da natureza do agregado.

- Com agregado ácido:

No contato da película de CAP revestida externamente por enorme quantidade de pontos positivos dados pelas cabeças catiônicas das STA com a superfície sólida do agregado ácido que tem predominância de pontos negativos dados pelos oxigênios do silicato, pode-se esperar uma altíssima energia de adesão, logo, uma baixa tensão interfacial devido à atração de pólos opostos, e como a energia de coesão do ligante residual (CAP+STA) é baixa, pode-se esperar uma altíssima adesividade.

- Com agregado básico:

No contato da película de CAP revestida externamente por enorme quantidade de pontos positivos dados pelas cabeças catiônicas das STA emulsificantes com a superfície sólida do agregado básico, que tem predominância de pontos positivos dados pelos cátions de calcáreo ( $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ , etc) pode-se esperar baixa energia de adesão, logo, uma alta tensão interfacial devido a haver maior repulsão de pólos iguais do que atração de pólos opostos, e mesmo com a baixa energia de coesão do ligante residual (CAP+STA), a adesividade não será boa (será menor que os pares agregado ácido - emulsão catiônica e agregado básico - emulsão aniônica).

O principal fenômeno que ocorre neste caso e que permite uma adesividade razoável é a reação do ácido da fase aquosa da emulsão catiônica com os cátions  $\text{Ca}^{2+}$  e  $\text{Mg}^{2+}$  da superfície do agregado, solubilizando alguns desses cátions, o que troca alguns pontos superficiais positivos por negativos, o que aumenta a energia de adesão, melhorando a adesividade.

### **2.5.2 Adesividade Solo-Asfalto**

Nos solos, a adesividade existente entre os argilominerais se dará de forma um pouco mais complexa, visto que os solos podem estar carregados negativamente ou positivamente, a depender da atividade coloidal e do pH dos mesmos.

Segundo Winterkorn (1975), a qualidade de um sistema solo-betume depende das quantidades e características de seus componentes. Estes componentes são basicamente solo, betume, e água. Em geral, a quantidade de betume requerida para satisfatória impermeabilização, aumenta com o aumento da quantidade de colóides de argila. Porém, solos com conteúdos de argilas semelhantes podem requerer quantias diferentes de betume, que depende da afinidade de água com a fração fina. Uma investigação dos fatores físico-químicos de importância em estabilização betuminosa de solos silto-argilosos mostrou que a influência de cátions trocáveis em argilas se dá da seguinte forma:

- as exigências de betume aumentam com o aumento da capacidade de troca de base da argila e do solo;
- para maiores valências dos cátions trocáveis nas argilas ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Al}^{3+}$  e outros) as estabilizações betuminosas são facilmente alcançadas;
- enquanto o cátion monovalente  $\text{Na}^+$  mostra sempre um efeito prejudicial, o  $\text{K}^+$  pode ser benéfico no caso de argilas com predominância de illita.

## **2.6 AÇÃO DA CAL E DO CIMENTO NA ESTABILIZAÇÃO SOLO-EMULSÃO**

Na estabilização solo-betume, podem ser adicionados ainda cal ou cimento. Segundo Yoder & Witczak (1975), a estabilização solo-asfalto pode ser aplicada satisfatoriamente a solos granulares. No entanto, para solos plásticos, seu uso é às vezes limitado pelas dificuldades de mistura e construção, a menos que o solo seja pré-tratado com cal ou cimento.

Winterkorn (1975) recomenda que solos com predominância da fração argila sejam pré-tratados com 2% ou mais de cal hidratada antes da estabilização com asfalto. Este mesmo autor ainda recomenda o tratamento prévio com cal para solos argilosos úmidos, em que a adição de betume torna o sistema muito pegajoso para ser compactado em campo.

Em pesquisa realizada por Bezerra (1976) visando avaliar a durabilidade e resistência dos sistemas solo-cimento, solo-cimento-cal e solo-cimento-asfalto diluído para três solos lateríticos do estado da Paraíba, verificou-se que a ação do material asfáltico foi efetiva para melhorar a durabilidade, reduzindo fraturas em solos estabilizados com cimento. No estudo foram utilizados teores de 2% de asfalto diluído e 2% de cal e o melhor resultado obtido em termos de durabilidade (ensaios de tensão indireta com 0 a 20 ciclos de secagem em estufa a 60°C por 24 h seguidos de imersão em água por mais 24 h) foi para os sistemas solo-cimento-asfalto.

Santos *et al.* (1995) apresentam os resultados de ensaios de compressão simples, compressão diametral e CBR para um solo saprolítico areno-silte-argilo estabilizado com cal e betume. No estudo buscou-se com a adição de cal promover um controle de sua expansão, e com a adição de betume promover meios de melhoria ou manutenção da capacidade de suporte das misturas solo-cal. Trabalhou-se com teores de cal de 0 a 3% e com teores de emulsão asfáltica RL-1C variando de 2 a 8%, ambas porcentagens relativas à massa seca. Os melhores resultados em termos de resistência mecânica, capacidade de suporte e redução de expansão foram obtidos para o solo estabilizado com 3% de cal, a adição de emulsão às misturas solo-cal não promoveu melhoria da resistência mecânica destas.

Quanto à utilização de cal na estabilização de solos, é importante destacar que algumas pesquisas constataram que o uso deste aditivo pode ocasionar o aumento da permeabilidade. Segundo Neves (1993), citado por Cristelo (2001), a cal afeta a permeabilidade de um solo da seguinte forma: tratando-se de um solo essencialmente argiloso, verifica-se normalmente um aumento na permeabilidade; se pelo contrário se trata de um solo mais granular, verifica-se uma tendência para redução da permeabilidade do solo. Este mesmo autor comenta ainda que em solos argilosos, cujo teor em água é inferior ao valor ótimo, a permeabilidade não é praticamente afetada pela adição de cal. Tal comportamento deve-se ao fato do solo nesta circunstância já possuir uma estrutura floculada. Quando o teor em água é igual ou superior ao ótimo, a quantidade de cal adicionada já terá uma real influência no coeficiente de permeabilidade da mistura. Em solos arenosos a permeabilidade diminui com o aumento da quantidade de cal na mistura. Mc Callister e Petry (1990), citados por Cristelo (2001), verificaram que a permeabilidade de três solos expansivos do Norte do Texas era 7 a 300 vezes superior após o tratamento com cal.

Silveira (1979), citado por Thomé (1994), estudando a variação na permeabilidade de um solo argiloso do Rio de Janeiro pela adição de cal verificou que adicionando 3% de cal o coeficiente de permeabilidade torna-se 100 vezes maior que o do solo natural. Estudos citados por este mesmo autor descrevem que este aumento se deve à floclulação e ao aumento do índice de vazios do solo com a adição de cal.

Segundo Castro (1981), citado por Thomé (1994), a permeabilidade de uma mistura pode diminuir devido ao bloqueio de canais, poros e fissuras pelos produtos da reação pozolânica. O coeficiente de permeabilidade pode servir, em alguns casos, para verificar a ocorrência ou não das reações pozolânicas.

Leite & Brandão (2008) estudaram o comportamento de três solos com a adição de cal, emulsão e cal+emulsão. Os três solos estudados são os mesmos desta tese: solo Peixe,

solo Goiânia e solo Corumbá. No estudo de Leite & Brandão (2008) foram realizadas análises químicas e ensaios de compactação e CBR utilizando a metodologia MCT com os solos no estado natural e estabilizados com cal e emulsão asfáltica. Dentre os resultados obtidos por Leite & Brandão (2008), podem ser destacados:

- a emulsão e a cal não provocaram alterações significativas no teor de umidade e no peso específico aparente seco;
- para o controle da expansão, a cal e a emulsão asfáltica mostraram muita eficiência, principalmente para o Solo Corumbá, que possui maior expansão;
- para o mini-CBR, o uso da cal no solo Peixe melhorou a resistência com imersão para os dois teores (2% e 4% de cal), já o mini-CBR sem imersão o teor de 2% de cal foi o que se obteve melhor resultado. Para o Solo Corumbá a cal proporcionou aumento significativo do mini-CBR com e sem imersão apenas para o teor de 2% de cal. No Solo Goiânia a cal aumentou o mini-CBR do solo natural com imersão com a adição de 2%, sem imersão o aumento foi maior para o teor de 4% de cal.

## **2.7 SIMULAÇÃO NUMÉRICA AVALIANDO MISTURAS SOLO-EMULSÃO**

Com o intuito de verificar o efeito da adição de emulsão asfáltica aos solos, Jacintho *et al.* (2007) realizaram simulações numéricas utilizando o pacote de programas GEO-SLOPE. Para a análise numérica do problema adotou-se uma seção hipotética de barragem geotécnica e simulou-se a utilização de um solo compactado em estado natural e com a adição de material asfáltico. Os parâmetros utilizados nas simulações numéricas foram determinados em ensaios laboratoriais realizados com o solo proveniente do AHE Peixe Angical compactado com e sem adição de emulsão asfáltica e apresentados por Jacintho (2005).

Os autores optaram pelo estudo de seção de uma barragem de enrocamento com o núcleo constituído pelo solo em estudo: a) no estado natural; b) misturado com emulsão asfáltica. Foi considerada como geometria, a seção tipo de uma barragem em operação, com inclinação de 1:1,4 para os taludes de montante e de jusante, largura de crista de 6 m e altura total de 70 m. A simulação numérica foi realizada apenas para o regime permanente de operação, estando o nível do reservatório a 60 m da base da barragem.

A seção inicial, apresentada na Figura 2.8a, possui núcleo central com largura de base (B) de 55 m. Utilizando um estudo de seção e realizando análises em termos de fluxo e de estabilidade de taludes, foi possível chegar a uma seção otimizada, mostrada na Figura 2.8b.

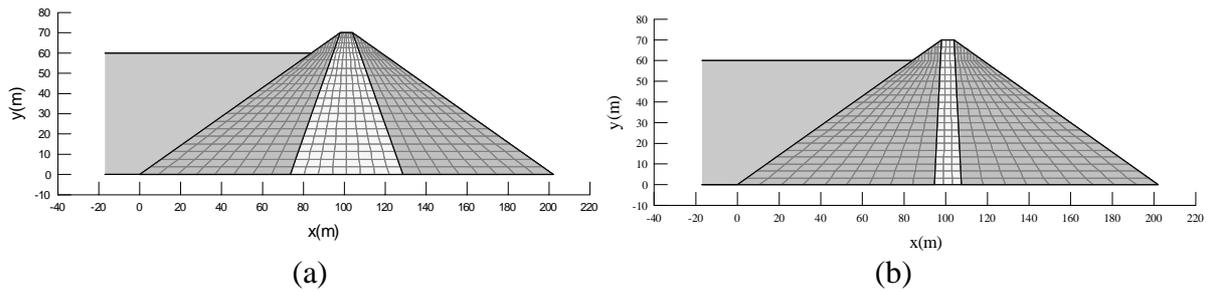


Figura 2.8 - a) Seção Inicial (B=55 m) – Solo Natural; b) Seção Otimizada (B=13m) – Solo-emulsão (Jacintho *et al.*, 2007)

Jacintho *et al.* (2007) mostraram, em estudos considerados “preliminares”, que podem ser realizadas reduções de núcleo consideráveis ao se utilizar solo-emulsão, sendo necessários estudos mais detalhados envolvendo outras situações e tipos de materiais antes da utilização da técnica. Segundo os autores, um dos aspectos a ser melhor estudado diz respeito à durabilidade da mistura e a possibilidade de carregamento dos materiais asfáltico ou demais compostos que possam vir a causar danos ao meio ambiente além de comprometer o desempenho da obra.

## ***Materiais e Métodos***

Neste capítulo são descritas as características dos três solos e das emulsões utilizados no programa de ensaios, bem como a metodologia de realização dos ensaios laboratoriais. Inicialmente são apresentadas as metodologias utilizadas para a caracterização geotécnica e mineralógica dos solos, bem como a caracterização da emulsão asfáltica. Em seguida fez-se uma síntese da metodologia dos ensaios utilizados na análise química dos solos, visto que, muitas vezes, a mesma é desconhecida para os geotécnicos, ficando restrita à área de agronomia. Concluídas as metodologias de caracterização, detalhou-se o procedimento utilizado para a realização dos ensaios de compactação dinâmica e para os estudos relativos à compactação semi-estática e moldagem dos corpos de prova. Para o estudo de dosagem e avaliação de processos de cura foram utilizados ensaios de compressão simples e análise da microestrutura por meio de microscópio eletrônico de varredura. Por fim são explicados os ensaios e as condições utilizadas para a determinação da permeabilidade utilizando diferentes metodologias, e foram descritos os ensaios de adensamento e triaxiais do tipo  $CU_{Sat}$ .

### **3.1 MATERIAIS**

Na tese foram estudados três solos: uma areia, proveniente do Aproveitamento Hidrelétrico (AHE) de Peixe Angical, um solo saprolítico oriundo da Usina Hidrelétrica (UHE) de Corumbá I e um solo argiloso laterítico da Cidade de Goiânia. A escolha de solos que provavelmente nem precisassem sofrer adições para melhoria das características (como é o caso do solo argiloso) se deve ao pouco conhecimento que ainda se tem sobre o comportamento das misturas solo-emulsão e a necessidade de verificar os mecanismos de interação física e química dos solos com o material asfáltico.

Verificou-se a possibilidade de utilização de três diferentes tipos de emulsões asfálticas, optando-se pela emulsão RL-1C, conforme detalhes apresentados no item 3.1.4.

### **3.1.1 Solo Proveniente do AHE Peixe Angical**

O solo procedente do Aproveitamento Hidrelétrico de Peixe Angical, será designado nesta tese “solo Peixe” e foi escolhido devido aos bons resultados obtidos na dissertação de mestrado de Jacintho (2005), que ao realizar ensaios com solos do AHE Peixe obteve redução do coeficiente de permeabilidade na ordem de 100 vezes após a adição de 8% de emulsão asfáltica RL-1C. Outro fator relevante para a escolha deste solo foi o predomínio, na região da construção do empreendimento, dos solos arenosos aluvionares que, dado o caráter arenoso, são mais indicados para a estabilização solo-emulsão. Yoder & Witczack (1975) afirmam que a estabilização solo-asfalto pode ser aplicada satisfatoriamente a solos granulares.

O AHE Angical está localizado no rio Tocantins, na região Sul do Estado do Tocantins, entre os municípios de Peixe, São Salvador do Tocantins e Paranã. A usina entrou em operação comercial em 16 de Setembro de 2006.

A amostra de areia usada nessa tese foi coletada em Dezembro de 2006, quando o AHE Peixe já estava em funcionamento. Como as principais áreas de empréstimo se encontravam submersas, optou-se por coletar o material próximo de onde teria sido a área de empréstimo da margem esquerda do rio. A coleta da amostra foi feita à jusante da barragem, entre as estacas E110 e E120, enquanto a área de empréstimo que havia sido utilizada encontrava-se à montante da barragem, também na margem esquerda, entre as estacas E90 e E220. Na Figura 3.1 é feita uma indicação do local em que o material foi coletado.



Figura 3.1 - AHE Peixe Angical – local de retirada da amostra.

Para proceder a coleta retirou-se a camada superficial com presença de matéria orgânica, em seguida o solo foi escavado e acondicionado em sacos plásticos, sendo transportado para o Laboratório de Furnas em Aparecida de Goiânia. Antes do início dos ensaios toda a amostra foi misturada e acondicionada em sacos novamente, de forma a garantir a homogeneidade da mesma. Sendo este um material aluvionar, é comum a ocorrência de diferentes horizontes de deposição ao longo de seu processo de formação. Na Figura 3.2a pode-se visualizar a retirada do material e na Figura 3.2b o material coletado, antes de ser enviado ao laboratório de Furnas em Aparecida de Goiânia.



Figura 3.2 - Solo Peixe: a) Coleta da amostra; b) Amostras armazenadas antes do envio.

Conforme descrito no Relatório DCT.T.02.002.2004-R1 de Furnas (2004), na ocasião da construção da barragem, a área de empréstimo da margem esquerda estava dividida em diferentes áreas de ocorrência de materiais, designados no projeto de materiais tipo C1, C2 e C3 (entre outros). O material tipo C1 era todo aquele que por meio de avaliação tátil-visual podia ser classificado como argila siltosa pouco arenosa de plasticidade média. O material tipo C2 consistia em areia fina a média e plasticidade média a baixa. Já o material C3 consistia em areia média a grossa, com baixa ou nenhuma plasticidade. Apenas os materiais tipo C1 e C2 foram aproveitados na barragem, o primeiro no núcleo e *cut off* e o segundo nos espaldares. Já o material tipo C3 foi descartado para fins de utilização na construção da barragem de terra dada a sua qualidade de material não plástico.

Verificou-se que os resultados dos ensaios de caracterização obtidos para a amostra estudada nesta tese, os quais serão apresentados no item 4.1, assemelha-se ao material tipo C2, utilizado apenas nos espaldares e descritos no Relatório DCT.T.02.002.2004-R1 de Furnas (2004). Já os dois solos estudados por Jacintho (2005) se assemelhavam, o primeiro,

ao material tipo C1 (utilizado no núcleo da barragem da margem esquerda) e, o segundo, ao material tipo C3 (descartado para fins de construção de barragem).

Apenas como referência, vale observar que constavam dentre as especificações técnicas iniciais da obra que o controle de execução do aterro deveria ser realizado de forma a garantir que o solo a ser empregado no núcleo impermeável e na trincheira de vedação (cut-off) tivesse permeabilidade máxima de  $5 \times 10^{-6}$  cm/s. Era previsto ainda que poderiam ser utilizados materiais com maior permeabilidade na construção dos aterros dos espaldares, a montante e a jusante do núcleo.

### **3.1.2 Solo Proveniente da UHE Corumbá I**

O solo proveniente da Usina Hidrelétrica de Corumbá I será designado nesta tese como “solo Corumbá” e consiste em um solo saprolítico, também denominado residual jovem. Os solos saprolíticos são utilizados na construção de barragens desde a década de 1970 e desde essa época tem sido fato preocupante a desagregabilidade apresentada por tais materiais, principalmente quando os taludes ficam expostos. A principal motivação para a utilização deste solo foi a possibilidade de se obter a redução da desagregabilidade destes materiais com a adição de emulsão asfáltica.

A UHE Corumbá I está localizada no Rio Corumbá, no Município de Caldas Novas, Goiás e entrou em funcionamento em Abril de 1997. Conforme descrito por Caproni Júnior *et al.* (1994), não havia sido prevista a utilização de solos saprolíticos na construção da barragem. Tinham sido pesquisadas duas áreas de empréstimo, distantes 6,0 e 8,5 km do eixo da barragem, denominadas respectivamente “A” e “B” para a construção do núcleo impermeável. Estava prevista a utilização apenas dos solos coluvionares, o que obrigaria a exploração das duas áreas, pois a área mais próxima não dispunha de volume suficiente desse solo. A necessidade de exploração da área de empréstimo mais distante estimulou o estudo em laboratório das propriedades geotécnicas dos solos subjacentes ao solo coluvionar da área de empréstimo “A”, composto de residuais de micaxisto.

Os resultados dos ensaios de laboratório, aliados à boa trabalhabilidade desses solos nas pistas experimentais, possibilitaram a utilização do solo residual da área de empréstimo “A”, e posteriormente a utilização dos solos residuais de micaxisto das escavações obrigatórias da ombreira esquerda, que inicialmente não estava contemplada no projeto.

Segundo Caproni Júnior *et al.* (1994), com o uso do solo residual jovem foi possível trabalhar com uma faixa de umidade mais ampla e a retomada mais rápida dos trabalhos na praça de compactação, em épocas de chuva.

### **3.1.3 Solo da Cidade de Goiânia**

A amostra de solo de Goiânia, designado nesta pesquisa de “solo Goiânia”, foi coletada próximo à Central de Abastecimento do Estado de Goiás - CEASA, às margens da BR-153 saída para Anápolis. Consiste de um material fino, de cor vermelha, típica de materiais lateríticos, que sofreram processo de intemperismo.

Optou-se por estudar o solo proveniente da Cidade de Goiânia, dado o interesse de se avaliar a estabilização solo-emulsão para solos argilosos lateríticos, característicos da Região Centro-Oeste. Os solos encontrados próximos ao CEASA foram estudados por diversos autores, entre eles Ferreira (2006), Silva (2006), Oliveira (2007), Aquino (2008) e Aguiar (2008), de forma que, já era conhecida sua textura argilosa e seu comportamento laterítico.

As Figuras 3.3a e 3.3b apresentam o local de retirada das amostras e o aspecto do solo *in situ*, respectivamente.



Figura 3.3 - Solo Goiânia: a) Local de retirada da amostra. b) Aspecto do solo *in situ*.

Algumas características dos solos argilosos como a maior superfície específica e a presença de argilominerais, que na maior parte das vezes possuem alta atividade coloidal, dificultam a sua estabilização com emulsão asfáltica. Segundo Yoder & Witczak (1975), solos altamente plásticos não são satisfatórios para estabilização solo-asfalto, por causa da dificuldade de quebrar torrões de argila e misturar completamente o betume à massa de solo.

Buscou-se com a pesquisa, melhor avaliar a adesividade das argilas com o material asfáltico e a influência da atividade coloidal das argilas na atração existente entre as partículas de solo e de ligante. Apesar de este solo não precisar de aditivos para a redução da permeabilidade, ele foi utilizado com a finalidade de avaliar a interação solo-ligante e a eventual atuação da emulsão como selagem contra a infiltração.

### **3.1.4 Emulsão Asfáltica**

Para proceder-se a escolha da emulsão asfáltica a ser utilizada para a estabilização dos solos, inicialmente verificou-se quais as emulsões disponíveis na região metropolitana de Goiânia, sendo constatada a fabricação dos seguintes tipos de emulsão:

- Emulsões Asfálticas Catiônicas de Ruptura Rápida - (RR-1C e RR-2C);
- Emulsões Asfálticas Catiônicas de Ruptura Média - (RM-1C e RM-2C);
- Emulsão Asfáltica Catiônica de Ruptura Lenta - (RL-1C);
- Emulsão Asfáltica Catiônica de Ruptura Controlada - (EARC).

Considerando as emulsões asfálticas disponíveis no mercado, descartou-se a utilização de emulsões de ruptura rápida (RR-1C e RR-2C), devido à sua ruptura prematura quando em contato com solos em geral. Com emulsões de ruptura rápida não são obtidas misturas solo-emulsão homogêneas e o envolvimento dos grãos de solo pelo material asfáltico é dificultado.

Foram escolhidas as emulsões RL-1C e EARC, para serem testadas no Laboratório de Furnas em Aparecida de Goiânia e verificou-se, conforme resultados apresentados no Capítulo 4, que a emulsão RL-1C está dentro das especificações previstas, as quais são apresentadas pelo IBP (1999). Já a emulsão EARC não se adequou às especificações regulamentadas, nem mesmo àquelas destinadas às lamas asfálticas. Devido à dificuldade de se obter este mesmo tipo de emulsão em outras fábricas do Brasil e pelo fato de não ser este um produto regulamentado, optou-se por realizar todos os ensaios com a emulsão RL-1C.

A emulsão RM-1C foi testada em apenas dois ensaios: compactação e permeabilidade do solo Peixe. No entanto, durante a mistura desta emulsão ao solo Peixe, ocorreu a ruptura da mesma, antes mesmo da obtenção de uma mistura homogênea. Suas propriedades foram fornecidas pela fabricante.

As emulsões Ruptura Média, conforme mostrado no Capítulo 2, podem ser utilizadas satisfatoriamente para a estabilização de alguns tipos de solos, no entanto, optou-se pela utilização apenas da RL-1C por verificar sua melhor homogeneização com os solos estudados.

Inicialmente, previa-se ainda a utilização de outros tipos de emulsão, tais como emulsões aniônicas e emulsões tipo LA, para lama asfáltica. No entanto, à ocasião em que os ensaios foram iniciados, a empresa distribuidora de asfalto em Goiás não fabricava emulsões para lama asfáltica, as chamadas LA. A empresa informou que, quando necessária a execução de lama asfáltica, eram utilizadas as emulsões RL-1C convencionais.

Quanto às emulsões aniônicas, verificou-se junto à Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto (ABEDA, 2001) que, na ocasião, estas não eram fabricadas no Brasil. A idéia de se utilizar emulsões aniônicas na estabilização solo-emulsão, partia da hipótese de que estas poderiam ser aplicadas satisfatoriamente em solos com predominância de carga elétrica positiva, conforme estudos apresentados no Item 2.5.2.

A Ficha de Informação de Segurança de Produto Químico da Petrobras traz algumas características das emulsões RL-1C, entre elas que estes produtos são não inflamáveis, possuem pH variando de 3 a 7, possuem ponto de ebulição igual a 100° C. Uma consideração importante para este trabalho é que o asfalto residual contido nas emulsões asfálticas (CAP) não evapora à temperaturas próximas a 100° C, fato este preponderante no cálculo das umidades das misturas solo-asfalto. Como referência, pode ser comentado, com base nas informações da Petrobras, que o CAP possui ponto de fulgor de 235° C e temperatura de auto-ignição de 485° C.

## **3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA**

Antes da realização de cada ensaio as amostras foram preparadas conforme prescrições da NBR 6457 (ABNT, 1986a), sendo realizadas as operações de secagem e destorroamento. Os ensaios realizados constaram de peso específico dos sólidos, análise granulométrica, índices de consistência, ensaios da metodologia MCT e são brevemente descritos a seguir.

### **3.2.1 Peso Específico dos Sólidos**

O peso específico dos sólidos ( $\gamma_s$ ), dado em  $\text{kN/m}^3$ , consiste na relação entre o peso das partículas sólidas e o seu volume. O  $\gamma_s$  foi determinado, para os três solos em estudo, seguindo o disposto na NBR 6508 (ABNT, 1984b).

A densidade real dos grãos é consequência dos tipos de componentes minerais e orgânicos e suas proporções em um solo. A Tabela 3.1 apresenta faixas de variação do peso específico de diversos minerais segundo Lambe & Whitman (1979).

Tabela 3.1 Peso específico dos minerais (Lambe & Whitman, 1979, modificado).

Mineral	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )
Quartzo	25,99
Feldspato - K	24,91 - 25,20
Feldspato - Na-Ca	25,69 - 27,07
Muscovita	26,48 - 30,40
Clorita	25,50 - 28,44
Caulinita	25,69 - 26,09
Haloisita (2H <sub>2</sub> O)	25,01
Ilita	25,50 - 28,05
Montmorilonita	26,97 - 27,26

Nogami e Villibor (1995) apresentam o peso específico de alguns óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, entre eles:

- Goethita -  $\gamma_s = 39,23$  a  $41,19$  kN/m<sup>3</sup>;
- Gibbsita -  $\gamma_s = 23,54$  kN/m<sup>3</sup>.

### 3.2.2 Análise Granulométrica

A análise granulométrica foi realizada segundo prescrições da NBR 7181 (ABNT, 1984d), que prevê a determinação do tamanho dos grãos do solo por meio de ensaios de peneiramento e sedimentação (partículas menores que 0,075 mm).

De acordo com Camapum de Carvalho *et al.* (1996), a realização de ensaios de granulometria por sedimentação com e sem o uso de defloculante, em solos tropicais, pode gerar curvas granulométricas com diferenças substanciais. Sem o uso do defloculante, a distribuição granulométrica obtida caracteriza a condição real do solo *in situ*. Por meio do ensaio de granulometria sem defloculante é possível verificar a maior ou menor dificuldade do solo em se desagregar na presença de água e assim, verificar a estabilidade estrutural das microconcreções.

Optou-se pela realização de dois ensaios de sedimentação por amostra de solo, sendo um com defloculante (125 cm<sup>3</sup> de hexametáfosfato de sódio na concentração de 45,7 g por 1000 cm<sup>3</sup> de água destilada) e o outro sem defloculante, mas seguindo as demais disposições da NBR 7181 (ABNT, 1984d).

### **3.2.3 Índices de Consistência e Índice de Atividade**

O limite de liquidez ( $w_L$ ) foi determinado utilizando-se o equipamento de Casagrande e seguindo prescrições da NBR 6459 (ABNT, 1984a) e o limite de plasticidade ( $w_P$ ) foi obtido de acordo com a NBR 7180 (ABNT, 1984c).

De posse dos resultados dos ensaios de consistência e da granulometria dos solos foi possível a obtenção do índice de atividade ( $I_a$ ):

$$I_a = \frac{IP}{\% \text{ em peso menor que } 2\mu\text{m}} \quad (3.1)$$

Onde:

$I_a$  = índice de atividade;

$IP$  = índice de plasticidade ( $w_L - w_P$ ).

### **3.2.4 Metodologia MCT**

A identificação e classificação dos solos tropicais com o uso de metodologias baseadas na granulometria e características plásticas dos solos, freqüentemente, leva a resultados não condizentes com o desempenho real do material nas obras. Por isso a importância de se utilizar a metodologia MCT para a classificação dos solos. Essa metodologia ainda permite que se tenha uma noção de seu comportamento mecânico (quando realizados os ensaios de mini-CBR) e da erodibilidade (por meio dos ensaios de perda de massa por imersão).

A metodologia MCT está dividida em:

a) Classificação MCT tradicional (mini-MCV e associados), regulamentada pelas normas: DNER-ME 256/94 (Solos Compactados em Equipamento Miniatura – Determinação da Perda de Massa por Imersão) e DNER-ME 258/94 (Solos Compactados em Equipamento Miniatura – Mini-MCV).

b) Metodologia expedita (método das pastilhas), descrito por LENC (1997).

#### **3.2.4.1 Classificação MCT Tradicional (Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão)**

Primeiramente realizou-se a compactação em equipamento miniatura – mini-MCV, conforme o disposto na norma DNER-ME 258 (DNER, 1994a).

As amostras foram secas ao ar, destorroadas e passadas na peneira nº 10 (2,0 mm). Em seguida, foram separadas cinco porções de cada solo e as mesmas foram conduzidas a diferentes valores de umidade. O intervalo entre os cinco valores de umidades utilizados foi variável para cada solo. No solo Peixe as umidades tiveram intervalo de 2%, para o solo Corumbá o intervalo foi de 5% e para o solo Goiânia o intervalo foi de 3%. A compactação iniciou-se pela amostra com maior teor de umidade, conforme as prescrições da norma DNER-ME 258 (DNER, 1994a). A Tabela 3.2 apresenta os critérios de parada utilizados nos solos ensaiados.

Tabela 3.2 Critérios de Parada dos Ensaio de Compactação Mini-MCV das Amostras Ensaaiadas.

Critério de parada	Solo Peixe	Solo Corumbá	Solo Goiânia
Diferença de leituras obtida após 4n golpes e a obtida após n golpes foi menor que 2 mm	3º, 4º e 5º pontos	2º, 3º, 4º e 5º pontos	2º, 3º, 4º e 5º pontos
Houve intensa exsudação de água	---	---	---
Número de golpes atingiu 256	1º e 2º ponto	1º ponto	1º ponto

O ensaio de perda de massa por imersão, ilustrado na Figura 3.4, foi realizado seguindo as prescrições da norma DNER-ME 256/94 (DNER, 1994b). Os solos Peixe e Goiânia apresentaram massa específica elevada para o Mini-MCV igual a 10 (altura inferior a 48 mm) e por conseqüência, conforme recomendação de norma, foi utilizado o Mini-MCV igual a 15 para a determinação da perda por imersão (Pi) desta amostra. Já o solo Corumbá apresentou massa específica baixa para o Mini-MCV igual a 10 (altura superior ou igual a 48 mm), sendo utilizado o Mini-MCV igual a 10 para a determinação do Pi.



Figura 3.4 - Corpos de Prova Imersos no Tanque.

### **3.2.4.2 Classificação MCT Expedita (Método das Pastilhas)**

Os ensaios da Classificação MCT Expedita foram realizados em conformidade com os procedimentos indicados em LENC (1997), em cinco etapas:

a) As amostras foram secas ao ar até fragmentação dos torrões com auxílio da mão de gal. Separou-se 200 g passadas na peneira nº 40 (0,42 mm), que foram umedecidas e espatuladas até uma consistência determinada pela penetração de 1,0 mm da agulha do penetrômetro (Figura 3.5).



Figura 3.5 - Determinação da Consistência Utilizando o Penetrômetro.

b) Foram moldadas esferas (cerca de 10 mm), amolgando-as no anel, com uma folha de polietileno no fundo. Para cada amostra moldaram-se três anéis. Nesta fase foi determinada a plasticidade utilizando-se um cilindro de 3 mm de diâmetro e 40 mm de comprimento (Figura 3.6).

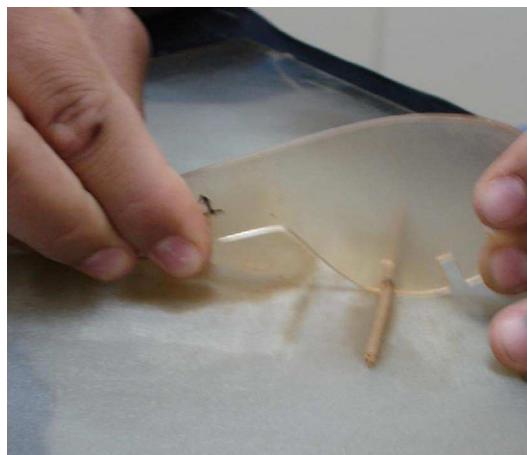


Figura 3.6 - Determinação da Plasticidade.

c) As pastilhas foram secadas ao ar por, no mínimo, 12 h. Mediu-se a contração, que consiste na diferença entre os diâmetros do anel e da pastilha seca em três pontos da pastilha, distanciados de 120°.

d) Os anéis contendo os corpos de prova foram colocados sobre papel filtro e sobre a placa porosa da base, previamente saturada. Ao absorver a água, verificou-se a ocorrência de: inchamento, trincamento e amolecimento (esse último determinado por penetrômetro), permitindo medir a reabsorção e penetração.

e) Os resultados foram obtidos pela média de 3 contrações,  $c_t$  em milímetros e o coeficiente  $c'$ , conforme equações mostradas abaixo. Com estes valores obteve-se a classificação do solo com auxílio da carta de classificação do método das pastilhas, a mesma será apresentada no Capítulo 4, item 4.1.2 da presente tese.

$$0,1 \text{ a } 0,5 \text{ mm} \rightarrow c' = \frac{(\log_{10} ct + 1)}{0,904} \quad (3.2)$$

$$> 0,6 \text{ mm} \rightarrow c' = \frac{(\log_{10} ct + 0,7)}{0,5} \quad (3.3)$$

### **3.3 COMPOSIÇÃO MINERALÓGICA DOS SOLOS**

A composição mineralógica dos três solos foi determinada por meio de Difração de Raios-X (DRX). Segundo Oliveira (2008), a Difractometria de Raios-X é uma técnica eficiente para a detecção de argilominerais. Por meio desta técnica é possível obter informações qualitativas e até quantitativas dos minerais presentes em um determinado material, podendo ser aplicada com bons resultados inclusive em materiais argilosos complexos.

A técnica de difratometria de raios-X consiste em determinar as distâncias mantidas pelos íons ou átomos formadores dos cristais (distâncias interplanares), por meio do conhecimento do ângulo formado pelo feixe de raios-X incidente e o plano atômico que o difrata e, do comprimento de onda desses raios. O limite de detecção do método, nas condições usuais de trabalho, é de 5%, ou seja, constituintes que ocorram na amostra abaixo deste limite provavelmente não serão captados.

Utilizada desde a década de 1930 para determinação da estrutura cristalina, a difratometria de raios-X é essencial para caracterização mineralógica dos argilominerais e de outros constituintes de granulação fina dos solos, dos sedimentos e das rochas pelíticas, bem

como da determinação da estrutura de compostos orgânicos e inorgânicos naturais ou sintetizados (Guimarães, 1999).

Para preparação das amostras, inicialmente, as mesmas foram secas em estufa a uma temperatura de aproximadamente 80° C, por pelo menos 1 h. Em seguida, procedeu-se ao peneiramento a seco, em peneira de 30 mesh Tyler (0,495 mm), sendo o material retido denominado fração grosseira e o passante fração fina. As amostras foram moídas, em moinho orbital até sua total moagem (100% passante na peneira 400 mesh - 0,038 mm) para obtenção de material representativo de granulometria bem fina.

Na preparação das amostras pelo método do pó não-orientado (amostra integral) o material foi colocado em um suporte plástico circular côncavo, sendo submetido a leve compressão. O suporte devidamente identificado foi levado ao difratômetro de raios-X.

Para o método orientado, separou-se a fração argila por meio de sedimentação em coluna e foram montadas três lâminas orientadas para cada amostra. Nestas lâminas fez-se uma análise ao natural (N), uma após glicolagem (G) com etilenoglicol e outra após calcinação em 550° C (C). A glicolagem, conforme mostrado na Figura 3.7a ocorreu em dessecador, colocado sobre chapa aquecida a 50° C, por 12 h. Na Figura 3.7b é mostrada a Mufla utilizada para a calcinação. As lâminas foram levadas ao difratômetro de raios-X.

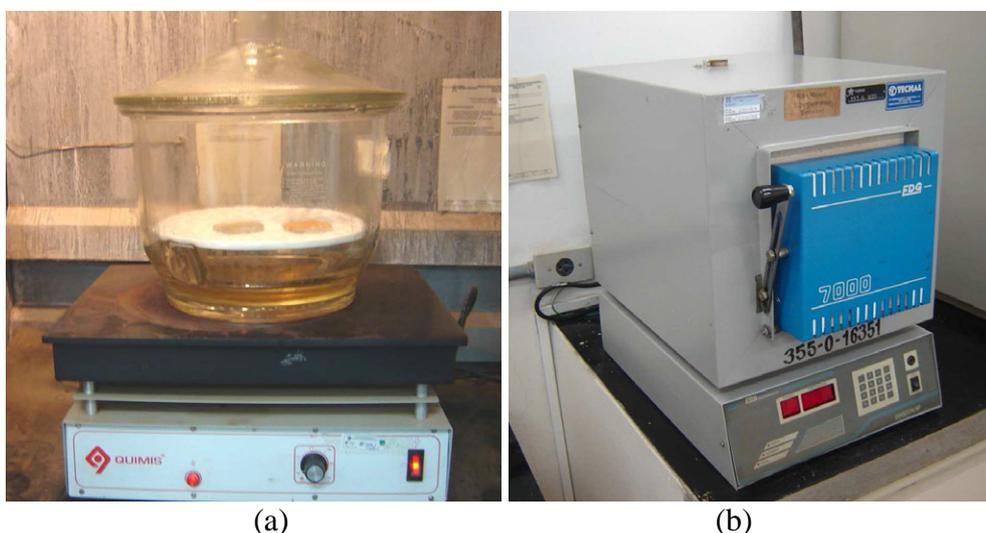


Figura 3.7 - Preparação de solos para análise por DRX: a) Lâminas dentro de dessecador com etileglicol; b) Mufla para calcinação. (Oliveira, 2008)

Segundo Oliveira (2008), as análises com as três lâminas (natural, glicolada e calcinada) têm como finalidade possibilitar que as informações sejam cruzadas e permitam a identificação completa do argilomineral, ressaltando diferenças de comportamento entre os diversos argilominerais que possuem mesma distância

interplanar quando analisado no estado natural.

O tratamento de uma lâmina utilizando o etilenoglicol permite que argilominerais com características expansivas possam ser identificados, pelo fato de adsorverem entre as camadas basais moléculas de líquidos orgânicos, como o etilenoglicol, acarretando a expansão da distância interplanar basal. Nos argilominerais do grupo das montmorilonitas ocorre expansão basal de 14 Å para aproximadamente 17 Å por meio do tratamento citado (Grim, 1953).

O aquecimento das lâminas a uma determinada temperatura permite observar o comportamento da distância interplanar basal que pode manter-se inalterada, diminuir ou colapsar completamente (Oliveira, 2008).

Para a análise mineralógica do solo de Peixe, a amostra foi dividida em duas porções: uma retida e a outra passante na peneira nº 200 (0,074 mm). Tal procedimento teve como objetivo identificar se a parcela de finos (silte+argila) presentes neste solo possui composição mineralógica diferente da fração grosseira.

### **3.4 CARACTERIZAÇÃO DAS EMULSÕES ASFÁLTICAS**

Quando a emulsão asfáltica entra em contato com agregado ou solo, ocorre a ruptura da emulsão, sendo formada uma fina película de CAP ao redor das partículas. O tempo de ruptura e a adesividade da película de CAP aderida à partícula de solo dependem de fatores tais como a natureza do solo, a rugosidade das partículas, a natureza química da emulsão asfáltica (aniônicas, catiônicas, anfóteras e não iônicas), a temperatura ambiente etc. Por isto a importância de estudar, além das propriedades dos solos, as características das emulsões asfálticas.

Os ensaios com emulsão asfáltica são relativamente simples e têm como objetivo controlar a qualidade da emulsão. A ruptura da emulsão e a adesividade material asfático-partícula, além de serem influenciados pelo tipo de solo, podem ser alterados quando as emulsões se encontram fora das especificações. Foram realizados os seguintes ensaios com as duas emulsões asfálticas (RL-1C e EARC):

- viscosidade Saybolt Furol de emulsões asfálticas - NBR 14491 (ABNT, 2000c);
- sedimentação de emulsões asfálticas - NBR 6570 (ABNT, 2000b);
- peneiração de emulsões asfálticas - NBR 14393 (ABNT, 1999c);
- ruptura da emulsão por mistura com cimento - NBR 6297 (ABNT, 2003);

- determinação da carga da partícula de emulsões asfálticas - NBR 6567 (ABNT, 2000a);
- determinação do pH de emulsões asfálticas - NBR 6299 (ABNT, 1999a);
- determinação do resíduo asfáltico por evaporação - método expedito - NBR 14376 (ABNT, 1999b);

Determinou-se ainda o peso específico do ligante asfáltico, conforme prescrições da NBR 6296 (ABNT, 2004). Segundo Bernucci *et al.* (2008), os ligantes têm em geral massa específica entre 1,00 e 1,02 g/cm<sup>3</sup>, que em peso específico corresponde a 9,8 a 10,0 kN/m<sup>3</sup>.

### **3.5 COMPOSIÇÃO QUÍMICA DOS SOLOS E DAS MISTURAS**

Os ensaios químicos dos solos e das misturas foram realizados no Laboratório de Análise de Solo e Foliar (LASF) da Escola de Agronomia da Universidade Federal de Goiás (UFG). A metodologia e os resultados foram apresentados por Leite & Brandão (2008). As amostras de solo e emulsão asfáltica utilizadas por Leite & Brandão (2008) são as mesmas desta tese, dessa forma, serão feitas complementações no que se refere às análises dos resultados, as quais encontram-se descritas no Capítulo 4 do presente trabalho. Neste item serão descritas as metodologias de forma resumida.

O principal interesse nas análises químicas dos solos e misturas está relacionado ao fato da adição de asfalto ao solo não alterar apenas as características mecânicas dos solos, mas, principalmente, as características químicas, visto que o processo de atração e ruptura da emulsão asfáltica depende das características químicas e do carregamento das partículas de solo. Uma breve revisão das principais características químicas dos solos foi apresentada no item 2.1.5.

Para a obtenção das características químicas dos solos e misturas foram empregadas metodologias já existentes e muito utilizadas na agronomia. Em tal área, a análise química dos solos visa, em especial, verificar a fertilidade do solo, a adequação de culturas e os suplementos orgânicos e mineralógicos necessários.

Por meio de análise química foram determinados: pH em água; pH em KCl; soma dos cátions trocáveis (Valor S); capacidade de troca catiônica (Valor T ou CTC); saturação de alumínio (%Al); saturação de bases (%V). Além dos teores de cálcio (Ca), magnésio (Mg), potássio (K), sódio (Na), alumínio (Al), fósforo (P), carbono orgânico (C) e matéria orgânica (MO). Esses ensaios foram realizados segundo Protocolo de Procedimentos LASF-EA-UFG 2007, os quais se baseiam no Manual da EMBRAPA (1997). Antes da realização dos ensaios,

os solos e as misturas foram previamente secos ao ar e passados na peneira nº 10 (2,00 mm), denominado na agronomia TFSA (terra fina seca ao ar).

Foram realizados ensaios para os três solos em estado natural e com adições de emulsão asfáltica nos teores de 4 e 8% em massa.

### **3.5.1 Determinação do pH**

Os valores de pH foram determinados para os três solos e para as misturas com 4 e 8% de emulsão asfáltica em solução de água e em solução de Cloreto de Potássio.

O procedimento utilizado para a determinação do pH em água foi descrito por Leite & Brandão (2008). Em resumo, mediu-se 10 ml de TFSA de cada amostra, com auxílio de um cachimbo, e transferiu-se para coletores plásticos de 50 ml. Após, adicionar 25 ml de água destilada, agitou-se vigorosamente cada suspensão com um bastão de vidro e deixando em repouso por 30 min. Fez-se a leitura com o uso do potenciômetro, também conhecido como phmetro.

Para a determinação do pH em KCl, conforme descrito por Leite & Brandão (2008), em vez de água destilada, adicionou-se, à cada amostra, solução de Cloreto de Potássio 1 N, e agitou-se por 10 min em um agitador horizontal, deixou-se em repouso por um período de 16 h. Após esse período agitou-se a amostra com um bastão de vidro e fez-se a leitura com o uso do potenciômetro (Figura 3.8).



Figura 3.8 - Medição do pH utilizando o potenciômetro (Leite & Brandão, 2008).

### **3.5.2 Matéria Orgânica (MO)**

A determinação da matéria orgânica foi realizada de acordo com Protocolo de Procedimentos LASF-EA-UFG, que de forma sucinta apresenta-se a seguir. Inicialmente

mediu-se 5 ml de cada amostra transferindo-as para coletores plásticos de 80 ml. Em seguida, adicionou-se 50 ml de  $\text{Na}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$  4N em  $\text{H}_2\text{SO}_4$  10N, agitou-se por 10 min, deixou-se em repouso por 1 h, em seguida adicionou-se 50 ml de água, agitou-se e deixou-se em repouso por mais 16 h. Transferiu-se o sobrenadante para tubos de ensaio e fez-se a leitura em solução padrão e, finalmente, transferiu-se as amostras para o tubo de ensaio do colorímetro, lendo-as a 660 nm. Os resultados estão apresentados no Capítulo 4.

A Figura 3.9 mostra o colorímetro, um aparato que permite que a determinação da absorvância<sup>1</sup> de uma solução em uma frequência particular de cores. Os colorímetros se baseiam no princípio que a absorvância de uma substância é proporcional à sua concentração.



Figura 3.9 - Colorímetro (Leite & Brandão, 2008).

O fundamento deste método é a oxidação da matéria orgânica pelo ácido crômico e ácido sulfúrico. O carbono é oxidado a  $\text{CO}_2$  e o cromo é reduzido, passando da valência  $6^+$  para  $3^+$ , adquirindo uma cor esverdeada a qual pode ser medida por colorimetria.

### **3.5.3 Acidez Trocável (Teor de Alumínio)**

A determinação da acidez trocável seguiu o procedimento do LASF-EA-UFG (2007), conforme descrito por Leite & Brandão (2008). A extração da acidez trocável ( $\text{Al}^{+3}$ ) é feita com solução de cloreto de potássio 1N. Sendo este sal neutro, não tamponado, é capaz de extrair apenas os íons ligados eletrostaticamente. Esta análise visa fornecer os resultados de teores de Al trocável, ou seja, determinar a acidez nociva na amostra.

---

<sup>1</sup> Absorvância é a capacidade intrínseca dos materiais em absorver radiações em frequência específica.

Para sua determinação, inicialmente, mediu-se 5 ml de TFSA de cada amostra e transferiu-se para o coletor de plástico de 80 ml. Adicionou-se 50 ml de solução de KCl 1N e colocou-se para agitar em um agitador circular horizontal por 10 min, deixando em repouso por um período de 12 – 14 h. Pipetou-se 10 ml de extrato de cada amostra e transferiu-se para coletores de 50 ml. Adicionou-se em cada coletor 1 gota do indicador azul de bromotimol 0,1% e 1 gota de solução de NaOH 0,01. A gota de NaOH 0,01 é adicionada para facilitar a determinação do  $Al^{+3}$ , pois ela é responsável pela viragem de cor do indicador (o ponto de viragem acontece quando a cor da solução passa de amarelo para um azul esverdeado). Se não houver a viragem de cor do indicador, com esta gota, titular a amostra com a solução de NaOH 0,01N. Em seguida, anotou-se quantas gotas foram gastas para a viragem, que dividida por 20, expressa o resultado em C molc/dm<sup>3</sup> de TFSA.

O azul de bromotimol 0,01% é um indicador ácido-base, ou seja, quando a solução se apresenta com o pH baixo, com alta concentração de íons H<sup>+</sup>, então apresenta uma cor amarela. Porém, quando a solução é titulada com a base NaOH 0,01 N, aumentando o pH, a solução passa para uma cor azul esverdeado.

#### **3.5.4 Acidez Potencial - pH SMP**

Segundo EMBRAPA (2005), a medição da acidez potencial (pH SMP) se baseia na diminuição causada pela acidez total (H+Al) no pH da solução-tampão, com posterior correlação entre os valores de pH da solução-tampão e de acidez total previamente determinados em vários solos representativos da região pelo método do acetato de cálcio.

Para a determinação da acidez potencial utilizou-se a metodologia descrita no protocolo de procedimentos do LASF-EA-UFG (2007). Inicialmente, mediu-se 10 ml de TFSA de cada amostra, colocando-a em coletores plásticos de 50 ml, adicionou-se 25 ml de solução de cloreto de cálcio 0,01 M. Colocou-se a mistura em um agitador horizontal e agitou-se por 10 min, seguido de repouso por 12 a 14 h.

Adicionou-se em cada suspensão 5 ml de solução SMP. Agitou-se por 15 min em agitador circular horizontal e após deixou-se em repouso por 30 min.

Utilizando um bastão de vidro para agitar a suspensão foi feita a leitura do pH em equilíbrio. Os resultados processados de forma que os resultados de pH SMP são transformados em teores de H<sup>+</sup> e  $Al^{+3}$ , por meio da curva padrão de SMP.

A solução tampão SMP foi desenvolvida inicialmente para ser utilizada em um método de calagem. Ela consiste em uma mistura de sais neutros (cromato de potássio, cloreto

de cálcio, acetato de cálcio, paranitrofenol e trietalomina) misturado em proporção tal que a curva de titulação fornece uma reta (EMBRAPA, 2005).

### **3.5.5 Teor de Fósforo (P) no Solo**

No solo, são encontrados vários tipos de fosfatos complexos que, dependendo do pH e dos minerais que o compõem, tais como o ferro, o alumínio, o cálcio e o sódio. A determinação do fósforo foi realizada conforme a metodologia adotada no LASF-EA-UFG (2007), que consiste na utilização do extrator duplo-ácido (extrator de Mehlich 1). A solução de Mehlich 1, que também é chamada de solução duplo-ácida é constituída por uma mistura de HCl 0,05N + H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> 0,025N. O emprego dessa solução como extratora de fósforo, potássio, sódio e micronutrientes do solo baseia-se na solubilização desses elementos pelo efeito de pH, entre 2 e 3, sendo o papel do cloreto, o de restringir o processo de readsorção dos fosfatos recém extraídos.

Conforme metodologia de execução do ensaio, inicialmente, mediu-se 5 ml de TFSA de cada amostra, transferindo-os para coletores de 80 ml e em seguida adicionou-se 50 ml de solução de Mehlich 1 em cada coletor, tampando-os. Os coletores foram colocados em um agitador circular horizontal durante 10 min, após isto foram destampados e colocados em repouso por 16 h. Transferiu-se 5 ml de cada amostra para os tubos de ensaio onde foram adicionados 10 ml de solução ácida de molibdato de amônio diluída e uma pitada de ácido ascórbico (0,2 g). Procedeu-se a uma agitação manual dos tubos de ensaio e após 30 min fez-se a leitura da absorbância, usando o filtro vermelho 660 nm aplicado no espectrofotômetro.

O anion H<sub>2</sub>PO<sub>4</sub><sup>4-</sup> em presença do anion molibdato MoO<sub>4</sub><sup>4-</sup>, em meio redutor (estanho-metálico, cloreto estanhoso ou ácido ascórbico) origina um complexo de cor azul, cuja intensidade é proporcional à quantidade de fósforo.

A colorimetria é um método analítico baseado na comparação de intensidade de cores de uma solução de concentração desconhecida com outra de concentração conhecida.

### **3.5.6 Teor de Potássio (K) no Solo**

O Potássio se encontra no solo sob diversas formas:

- a) de 1 a 2% trocáveis (dissolvido na solução do solo);
- b) de 1 a 10% fixado (não permutável) no solo;

c) de 90 a 98% constituintes das argilas e integrantes dos minerais primários, tais como micas e feldspatos;

d) 0,5 a 2% na matéria orgânica.

A metodologia segue o disposto no protocolo de análises químicas do LASF-EA-UFG-2007. Transferiu-se 5 ml de TFSA de cada amostra para coletores de 80 ml. Adicionou-se, em cada, 50 ml de solução de Mehlich 1, que, tampados, foram colocados no agitador circular horizontal por 10 min e em repouso por 16 h. Foram retirados 10 ml de extrato de cada amostra e transferido para tubos de ensaio. Ligou-se o compressor e o fotômetro. Selecionou-se o filtro próprio para o potássio. Foi feita a leitura das soluções padrões da testemunha e das amostras.

O teor de potássio é dado pela equação:

$$K = Fk \times L \quad (3.4)$$

Onde:

L = leitura do aparelho;

Fk = fator de correção calculado.

### **3.5.7 Teor de Magnésio (Mg) e Cálcio (Ca)**

O Cálcio (Ca) e o Magnésio (Mg) são tidos como macronutrientes quanto à nutrição de plantas. O Cálcio e o Magnésio estão muitas vezes presentes no solo como carbonatos (ex: dolomite), sulfatos (em regiões áridas) e silicatos.

Os íons básicos  $Ca^{+2}$  e  $Mg^{+2}$  tornam o solo menos ácidos, ou em excesso mais alcalinos.

A metodologia, conforme disposto no protocolo de análises químicas do LASF-EA-UFG-2007 consistiu em medir-se 5 ml de TFSA de cada amostra, transferindo os mesmos para coletores plásticos de 80 ml. Adicionou-se 50 ml de solução de KCl 1N, colocou-se em agitador circular por 10 min. Destampou-se os coletores e deixando os mesmos em repouso por 16 h. Determinou-se os teores de cálcio e magnésio pela adsorção atômica. A adsorção atômica é feita com auxílio do espectrofotômetro, conforme detalhes descritos por Leite & Brandão (2008).

### 3.5.8 Capacidade de Troca Catiônica (CTC)

Segundo Freire (2006), capacidade de troca catiônica (CTC) é a densidade de cargas negativas expressas em equivalentes miligrama por 100 g de solo. Para se determinar o valor da CTC utilizou-se a equação descrita a seguir:

$$CTC = \left( \frac{K}{391} \right) + Ca + Mg + H + Al \quad (3.5)$$

Onde:

CTC = capacidade de troca catiônica;

K = quantidade de Potássio em mg/dm<sup>3</sup>;

Ca = quantidade de Cálcio em cmolc/dm<sup>3</sup>;

Mg = quantidade de Magnésio em cmolc/dm<sup>3</sup>;

H+Al = quantidade de Hidrogênio + Alumínio em cmolc/dm<sup>3</sup>.

Vale lembrar que importantes considerações, relativas à capacidade de troca catiônica foram apresentados no item 2.1.5.5.

### 3.5.9 Saturação de Bases (V%)

A porcentagem de saturação de bases (V%) é a relação entre a soma das bases (S) e o total de cátions do solo (CTC):

$$V\% = 100 \times \frac{S}{T} \quad (3.6)$$

Onde:

V% = porcentagem de saturação em bases;

S = soma das bases em mmol.Kg<sup>-1</sup> de solo;

CTC = capacidade de troca catiônica em mmol.Kg<sup>-1</sup> de solo.

Podendo ser expressa:

$$V\% = 100 \times \frac{\left( \left( \frac{K}{391} \right) + Ca + Mg \right)}{\left( \left( \frac{K}{391} \right) + Ca + Mg + (H + Al) \right)} \quad (3.7)$$

Onde:

K = quantidade de Potássio em  $\text{mg}/\text{dm}^3$ ;

Ca = quantidade de Cálcio em  $\text{cmol}/\text{dm}^3$ ;

Mg = quantidade de Magnésio em  $\text{cmol}/\text{dm}^3$ ;

H+Al = quantidade de Hidrogênio + Alumínio em  $\text{cmol}/\text{dm}^3$ .

### **3.6 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO DINÂMICA**

Os ensaios de compactação dinâmica foram realizados seguindo as especificações da NBR 7182 (ABNT, 1986b). Tanto nos ensaios realizados para os solos naturais quanto nos realizados para as misturas solo-emulsão utilizou-se a compactação sem reuso, na energia normal. Adotar a energia normal, segundo a NBR 7182 (ABNT, 1986b) significa:

- para o cilindro pequeno (4''): compactar o solo com o soquete pequeno, com 3 camadas e 26 golpes por camada;
- para o cilindro grande (6''): compactar o solo com o soquete grande, 5 camadas e 12 golpes por camada.

Optou-se pela utilização da energia normal, visto ser esta a energia normalmente utilizada na construção de barragens. Por exemplo, foi esta a energia utilizada na compactação de maciços tanto na UHE Corumbá I, quanto no AHE Peixe.

Outro aspecto importante a ser comentado se refere ao traçado da curva de compactação. Optou-se pelo traçado com uma reta ligando os pontos no ramo seco, outra ligando os pontos no ramo úmido, sendo as duas concordadas pela melhor parábola. Isto porque, a simples ligação dos pontos ou mesmo a adoção de um modelo matemático de curva como a polinomial ou logarítmica não garantem a representatividade do comportamento do solo compactado.

Os ensaios com os solos Peixe e Goiânia foram realizados com material passado na peneira nº 10 (2,0 mm). Já os ensaios de compactação com o solo Corumbá foram realizados tanto com o solo passado na peneira nº 10 quanto com o solo passado na peneira nº 4 (4,76 mm), visando apenas o estudo da metodologia de compactação. Os ensaios realizados com o material passado na peneira nº 10, diferentemente do recomendado na NBR 7182 (passar material na peneira de 4,76 mm). Esta diferenciação visou facilitar a análise na comparação com os ensaios de compactação semi-estática, que foram realizados com material passado na peneira nº 10.

### **3.6.1 Compactação Dinâmica dos Solos Naturais**

Para os três solos naturais foram realizados ensaios utilizando os cilindros de 4” de diâmetro (volume de aproximadamente 1000 cm<sup>3</sup> - diâmetro de 100 mm e altura de 127 mm) e de 6” de diâmetro (volume de aproximadamente 2085 cm<sup>3</sup> - diâmetro de 152 mm e altura de 114 mm). Vale ressaltar que, o cilindro de 6” foi utilizado apenas para efeito de estudo da metodologia de compactação e os valores de  $\gamma_{dmax}$  e  $w_{ot}$  não serão utilizados para os ensaios mecânicos ou hidráulicos.

Antes da realização de cada ensaio as amostras foram preparadas conforme prescrições da NBR 6457 (ABNT, 1986a), ou seja, foram realizadas as operações de secagem e destorroamento. Foi utilizada a metodologia de compactação sem reuso, ou seja, preparada uma porção da amostra para cada corpo de prova. Na compactação do solo natural, após a preparação foi acrescentada água às amostras e as mesmas deixadas em repouso por cerca de 24 h antes da compactação.

Contrariamente às especificações da norma, a secagem não se deu até atingir a umidade higroscópica, mas apenas garantindo que a umidade estaria mais baixa do que a necessária para a compactação do primeiro “ponto” da curva de compactação (ponto mais seco).

### **3.6.2 Procedimento de Mistura Solo-Emulsão**

O procedimento descrito neste item é válido tanto para o ensaio de compactação quanto para os demais ensaios realizados com solo-emulsão e apresentados nesta tese.

Para proceder a estabilização dos solos com a emulsão asfáltica, inicialmente, preparou-se a quantidade de solo a ser utilizada no ensaio, por meio das operações de secagem e destorroamento. Em todos os ensaios utilizou-se material passado na peneira nº 10 (2,0 mm), com exceção de um grupo de ensaios de compactação do solo Corumbá que foram realizados tanto com material passado na peneira nº 10 (2,0 mm) quanto com material passado na peneira nº 4 (4,75 mm). Um cuidado tomado foi não permitir a completa secagem do solo, de forma que este continuou com uma umidade residual, facilitando a mistura com a emulsão.

A amostra a ser ensaiada foi então colocada em um saco plástico fechado, e foi determinada sua umidade natural ( $w_{nat}$ ).

Todas as determinações de umidade foram realizadas de acordo com a NBR 6457 (ABNT, 1986a), calculando-se a média de três determinações.

A determinação da umidade natural ( $w_{nat}$ ) é necessária para se calcular a quantidade de emulsão asfáltica a ser adicionada ao solo, a qual refere-se à massa de solo seco ( $m_s$ ). A massa de solo seco foi calculada utilizando a expressão apresentada a seguir.

$$m_s = \frac{m_{sw}}{1 + \frac{w_{nat}}{100}} \quad (3.8)$$

Onde:

$m_s$  = massa de solo seco (g);

$m_{sw}$  = massa de solo úmido (g);

$w_{nat}$  = umidade natural do solo (%).

A quantidade de emulsão a ser utilizada na mistura foi calculada em relação à massa de solo seco, conforme equação abaixo:

$$m_E = m_s \times e\% \quad (3.9)$$

Onde:

$m_E$  = massa de emulsão (g);

$m_s$  = massa de solo seco (g);

$e\%$  = porcentagem de emulsão usada na mistura.

Para que a mistura solo-emulsão atingisse determinada umidade pré-estabelecida para um ensaio calculou-se a massa de água necessária total ( $m_{WT}$ ) e subtraiu-se da mesma a massa de água presente na emulsão ( $m_{WE}$ ) e no solo ( $m_{Wnat}$ ), obteve-se, portanto, a massa de água a acrescentar ( $m_{Wacresc}$ ), conforme equação mostrada a seguir:

$$m_{Wacresc} = m_{WT} - m_{WE} - m_{Wnat} \quad (3.10)$$

Onde:

$m_{Wacresc}$  = massa de água a acrescentar no solo (g);

$m_{WT}$  = massa de água total (g);

$m_{WE}$  = massa de água contida na emulsão (g);

$m_{Wnat}$  = massa de água no solo antes do ensaio (g).

Vale observar que a massa de água total ( $m_{WT}$ ) foi determinada multiplicando-se a massa de solo seco pela porcentagem de umidade desejada. Para adquirir a massa de água contida na emulsão ( $m_{WE}$ ), multiplicou-se a massa de emulsão ( $m_E$ ) pela porcentagem de água presente na emulsão. A porcentagem de água presente na emulsão foi determinada previamente por meio de ensaio de laboratório. Já a massa de água presente no solo ( $m_{Wnat}$ ) consiste na subtração do solo úmido pelo solo seco.

De posse do valor de massa de água a acrescentar, a mesma foi então misturada à emulsão, fazendo o papel da água de diluição. A Figura 3.10a mostra a determinação de massa da emulsão, e a Figura 3.10b mostra a adição de água à emulsão. Na Figura 3.10c é mostrada a pesagem do solo para o ensaio de compactação.

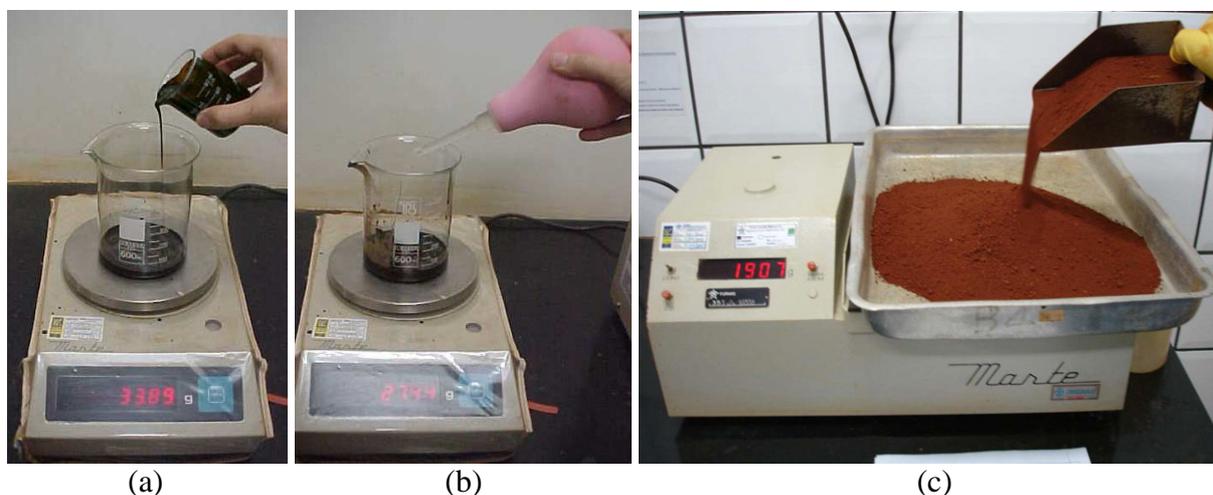


Figura 3.10 - Materiais utilizados na Estabilização solo-emulsão: a) Emulsão asfáltica; b) Água; c) Solo.

A emulsão diluída foi adicionada ao solo, conforme Figura 3.11a e a mistura foi feita manualmente, com o uso de bandeja metálica e desempenadeira, conforme mostrado na Figura 3.11b.



Figura 3.11 - Processo de Mistura: a) Adição da Emulsão diluída em água; b) Mistura da emulsão ao solo.

Após a homogeneização fez-se a compactação do solo, optando-se por não utilizar tempo de aeração<sup>2</sup> antes da compactação, dados os resultados apresentados por Jacintho (2005), nos quais não foram verificados ganhos significativos de resistência.

### **3.6.3 Compactação Dinâmica - Solo-Emulsão**

Os ensaios de compactação dinâmica foram realizados para os três solos em estudo, utilizando energia normal, cilindros de 4" de diâmetro (pequeno) e teores de emulsão asfáltica RL-1C de 2, 4, 6 e 8%. Assim como os ensaios realizados para os solos sem a adição de emulsão, estes seguiram as disposições da NBR 7182 (ABNT, 1986b).

Os resultados dos ensaios de compactação dinâmica foram fundamentais para os demais ensaios desta tese, visto que, o peso específico aparente máximo e a umidade ótima determinados para cada teor de emulsão foram utilizados para a compactação de copos de prova de outros ensaios, tais como compressão simples, permeabilidade, sucção, triaxial, etc.

Apenas para efeito comparativo, foi realizado um ensaio de compactação com 8% de emulsão asfáltica RM-1C com o solo Peixe. Durante a realização do ensaio verificou-se que, ao contrário da emulsão RL-1C, a RM-1C, ao ser misturada ao solo Peixe rompe prematuramente, não chegando a se distribuir por todos os grãos de solo.

Buscando entender o papel da emulsão no processo e nos resultados da compactação, foram considerados dois tratamentos distintos nas análises dos resultados de compactação:

a) no cálculo da umidade, considera-se que a fase líquida da mistura, no momento da compactação, é composta apenas por água. Neste caso o asfalto residual (CAP) é considerado como integrante da fase sólida;

b) no cálculo da umidade, considera-se que a fase líquida é constituída pela água juntamente com o asfalto residual (CAP), visto que ainda não ocorreu a completa ruptura da emulsão asfáltica.

Para o tratamento a), onde o material asfáltico é considerado sólido, o mesmo entrará no cálculo do peso específico dos sólidos, que passa a se designar por peso específico ponderado e é dado pela fórmula apresentada abaixo. Os valores variam para cada solo e para cada teor de emulsão.

---

<sup>2</sup> Tempo de descanso em que a mistura solo-emulsão é deixada ao ar, antes da compactação, com a finalidade de possibilitar a ruptura da emulsão asfáltica.

$$\gamma_{pond} = \frac{100}{\frac{\%B}{\gamma_B} + \frac{\%S}{\gamma_S}} \quad (3.11)$$

Onde:

$\gamma_{pond}$  = peso específico ponderado (sólidos);

$\gamma_S$  = peso específico do solo;

$\gamma_B$  = peso específico do betume;

$\%S$  = porcentagem de solo com relação ao peso total de sólidos (solo+betume);

$\%B$  = porcentagem de betume com relação ao peso total de sólidos (solo+betume).

A análise citada na letra b) visa melhor entender o comportamento do material no momento da compactação e permite uma análise mais completa das curvas de compactação. Considerar o asfalto residual como sendo líquido, no momento da compactação, significa dizer que o mesmo, neste momento, tem a mesma função da água de separar as partículas e reduzir a energia de compactação transmitida à estrutura do solo.

A exemplo dos ensaios convencionais, os ensaios de compactação realizados com o solo-emulsão seguiram as mesmas etapas de realização, conforme mostrado nas Figuras 3.12 e 3.13.

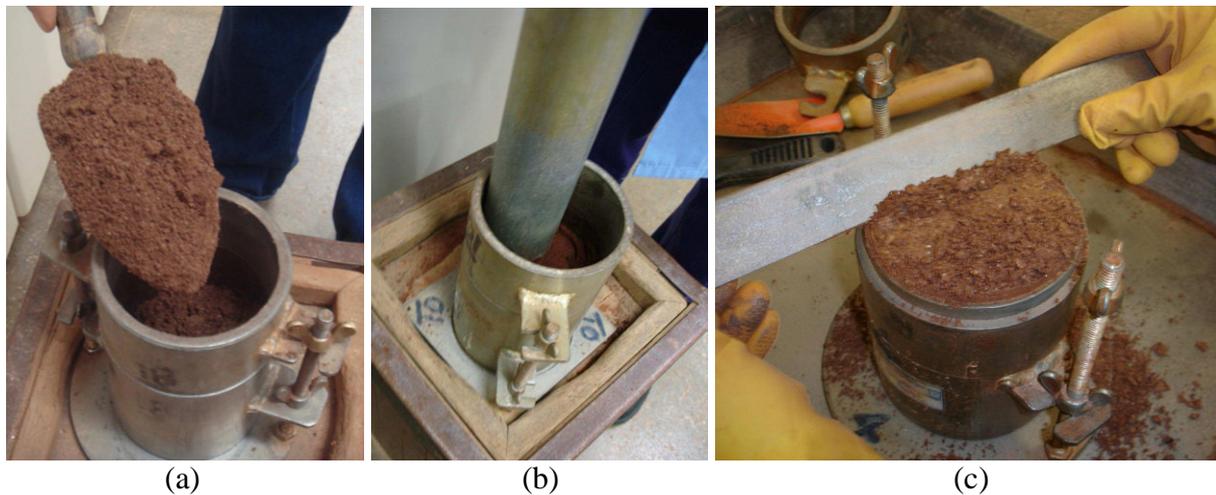


Figura 3.12 - Compactação em cilindro de 4": a) Solo sendo colocado no cilindro; b) Compactação; c) Cilindro sendo rasado com auxílio de régua metálica.



Figura 3.13 - Compactação em cilindro de 4": a) Limpeza dos grãos soltos; b) Determinação da massa de solo mais cilindro.

### **3.7 GRADIENTE DE COMPACTAÇÃO**

Com o objetivo de analisar o gradiente de compactação, ou seja, a diferença de densidade entre o topo e a base, de corpos de prova obtidos em ensaios de compactação semi-estática e dinâmica, foram realizadas determinações de densidades e umidades de topo, meio e base com os solos Peixe, Corumbá e Goiânia. Nas amostras solo Corumbá e solo Goiânia foram realizados, também, os ensaios para a compactação MCT.

Para a compactação semi-estática, os corpos de prova foram compactados na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo com aproximadamente 5,0 cm de diâmetro e 10,0 cm de altura. A moldagem foi realizada em dez camadas de 1,0 cm cada sem controle da energia aplicada. Foram moldados três corpos de prova para cada amostra, com o material passado na peneira N° 10 (2,0 mm). Os corpos de prova foram divididos em três pedaços (topo, meio e base) e determinada a densidade pelo método da balança hidrostática.

Na compactação dinâmica, foram realizados ensaios na umidade ótima e utilizando a energia normal e cilindro de 4" (pequeno), com o material passado na peneira N° 10 (2,0 mm). Após a compactação foi determinada a densidade pelo método da balança hidrostática em três porções da amostra: topo, meio e base.

### **3.8 ESTUDO DA METODOLOGIA DE COMPACTAÇÃO SEMI-ESTÁTICA PARA O SOLO PEIXE**

Ao se compactar os primeiros corpos de prova para os ensaios de compressão simples e permeabilidade surgiu a necessidade de verificar se a metodologia utilizada para a compactação estava gerando corpos de prova homogêneos em termos de densidade e umidade. Diante desta necessidade, optou-se por medir a força utilizada para a compactação

de cada uma das dez camadas de corpos de prova compactados com e sem emulsão asfáltica. Esse banco de dados com as medidas de força gerou o estudo apresentado neste item.

### **3.8.1 Estudo da Energia de Compactação na Moldagem Convencional – Corpos de Prova em Dez Camadas**

Neste estudo utilizou-se a moldagem convencional para calcular a energia necessária para a compactação. A moldagem dos corpos de prova para os ensaios de compressão simples e permeabilidade para o solo Peixe se deu segundo uma metodologia bastante utilizada nos laboratórios em geral, com o volume do cilindro e a densidade desejada calcula-se a massa de solo úmido necessária para a compactação do corpo de prova. Dividindo-se essa massa em dez partes iguais, compacta-se cada camada, controlando a densidade pela altura de cada camada (1,0 cm).

Foram moldados cinco corpos de prova para cada teor de emulsão (0, 2, 4, 6 e 8%), todos na umidade ótima de compactação, sendo três para os ensaios de compressão simples e dois para os ensaios de permeabilidade. Os corpos de prova tinham dimensões de aproximadamente 5,0 cm de diâmetro e 10,0 cm de altura.

Durante a moldagem, procurou-se manter as características de ensaio, como velocidade e lubrificação, constantes em todos os ensaios. A força necessária para se chegar a altura correspondente a uma ou mais camadas de 1,0 cm de altura foi determinada com auxílio de um anel dinamométrico (Figura 3.14a). A Figura 3.14b mostra o cilindro utilizado nos ensaios e na Figura 3.14c é mostrado o corpo de prova após a moldagem. Com as leituras realizadas durante o ensaio foi possível o cálculo da energia na compactação semi-estática, conforme descrito a seguir.

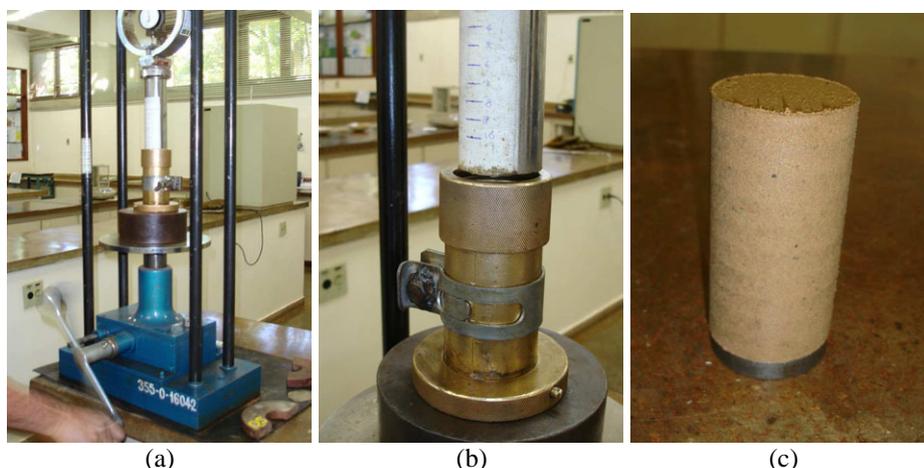


Figura 3.14 - a) Equipamentos utilizados na compactação; b) Detalhe do cilindro utilizado; c) Corpo de prova.

A tensão aplicada é facilmente calculada dividindo-se o valor da força, obtido durante a moldagem, pela área do corpo de prova:

$$\sigma_N = \frac{F_N}{A} \quad (3.12)$$

Onde:

$\sigma_N$  = tensão por camada;

$F_N$  = força medida para cada camada;

$A$  = área da seção do corpo de prova.

Durante a moldagem foi verificado que a camada de solo fofo (antes da compactação) possuía uma altura inicial ( $H_0$ ) de aproximadamente 2,0 cm, para ao final atingia uma altura 1,0 cm ( $H_F$ ). Um esquema simplificado da variação das alturas das camadas durante a compactação é apresentado na Figura 3.15.

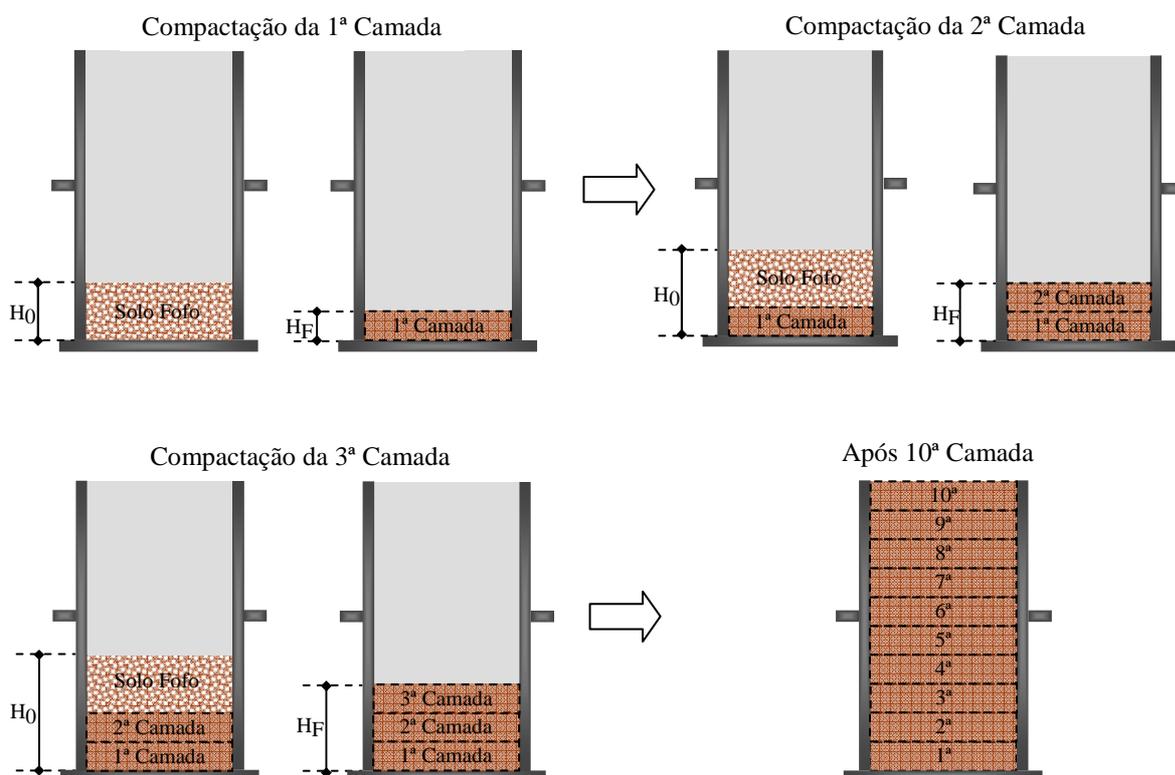


Figura 3.15 - Hipótese utilizada para a diminuição da altura das camadas com a compactação para o cálculo da energia.

A deformação específica foi calculada a cada camada conforme equação a seguir:

$$\bar{\varepsilon}_v = \frac{H_0 - H_F}{H_0} \quad (3.13)$$

Onde:

$\varepsilon_v$  = deformação específica [L]/[L];

$H_0$  = altura inicial [L];

$H_F$  = altura final [L].

Os valores de deformação específica calculados são apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 Cálculo a deformação específica para o cálculo da energia.

Camada	$H_0$	$H_f$	$\varepsilon$
	(m)	(m)	(m/m)
1	0,02	0,01	0,50
2	0,03	0,02	0,33
3	0,04	0,03	0,25
4	0,05	0,04	0,20
5	0,06	0,05	0,17
6	0,07	0,06	0,14
7	0,08	0,07	0,13
8	0,09	0,08	0,11
9	0,10	0,09	0,10
10	0,11	0,10	0,09

Com os valores de tensão e deformação específica foi possível calcular energia de compactação, conforme equação apresentada a seguir. Tais resultados tornam possível compreender a dificuldade de se ter corpos de prova homogêneos.

$$\bar{w} = \sigma \cdot \varepsilon \quad (3.14)$$

Onde:

$\bar{w}$  = energia específica (por unidade de volume) [F][L]/[L]<sup>3</sup>;

$\sigma$  = tensão [F]/[L]<sup>2</sup>;

$\varepsilon$  = deformação específica [L]/[L].

### 3.8.2 Estudo da Compactação Semi-Estática para Obtenção de Corpos de Prova

A seguir, serão descritas as sete metodologias utilizadas para a obtenção de corpo de prova de aproximadamente 5,0 cm de diâmetro e 10,0 cm de altura. Todos os testes foram realizados com o solo Peixe, utilizando os valores de peso específico aparente seco máximo e umidade ótima do ensaio de compactação Proctor Normal (cilindro de 4" de diâmetro). Entre as camadas foi colocado um pequeno círculo de papel alumínio, que possibilitou a separação das camadas após a compactação e assim a determinação da altura de cada camada e da umidade de cada uma.

As sete metodologias de compactação consistiram em:

- Metodologia 1: o CP foi compactado em cinco camadas de 2,0 cm de altura, todas elas com a mesma tensão de compactação, estando o cilindro com sua base fixa. A Figura 3.16a mostra o cilindro com a base fixa.

- Metodologia 2 - o CP foi compactado em cinco camadas de 2,0 cm de altura, todas elas com a mesma tensão de compactação, estando o cilindro solto, ou seja, com um pistão na base. Na Figura 3.16b é apresentado o cilindro com um pistão na base.

- Metodologia 3 - o CP foi compactado em três camadas de 3,33 cm de altura, todas elas com a mesma tensão de compactação, estando o cilindro solto, ou seja, com um pistão na base

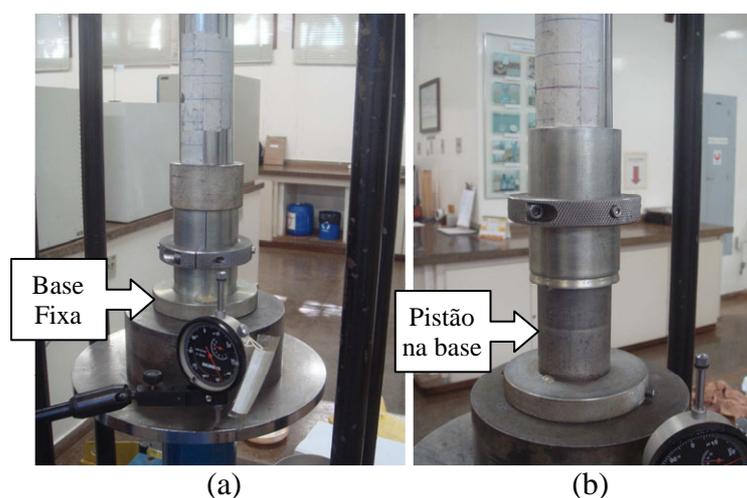


Figura 3.16 - Detalhes da compactação: a) Cilindro com a base fixa; b) Cilindro com pistão na base.

- Metodologia 4 - o CP foi compactado em quatro camadas de alturas variáveis, sendo utilizado o mesmo valor de tensão para a compactação das mesmas e estando o cilindro com a base fixa. Na Figura 3.17 é mostrado o corpo de prova após a moldagem. As alturas utilizadas

foram de aproximadamente: 4,0 cm na camada da base, 3,0 cm na segunda, 2,0 cm na terceira e 1,0 cm para a camada de topo.



Figura 3.17 - Corpo de prova obtido com a metodologia 4.

• Metodologia 5 - o CP foi compactado em cinco camadas de 2,0 cm de altura, com a mesma tensão de compactação, estando o cilindro com sua base fixa. No entanto, foram utilizados espaçadores metálicos de forma que a compactação iniciou-se na camada do meio e alternou entre um lado e outro, conforme esquema mostrado na Figura 3.18.

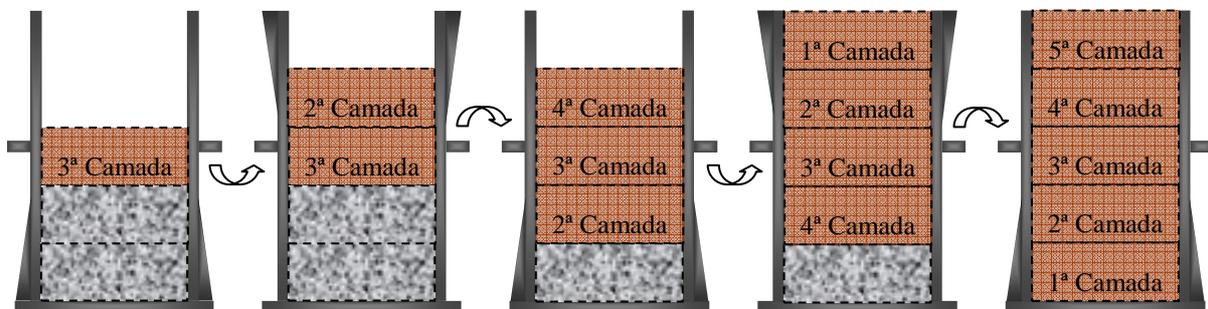


Figura 3.18 - Detalhes da compactação pela metodologia 5.

• Metodologia 6 - o CP foi compactado em cinco camadas de 2,0 cm de altura, com a tensão de compactação variável, estando o cilindro com sua base fixa. Neste caso o critério de parada da prensa foi a altura, não importando a tensão necessária para se chegar a ela.

• Metodologia 7 - o CP foi compactado em dez camadas de 1,0 cm de altura, com a tensão de compactação variável, estando o cilindro com sua base fixa.

Antes da compactação do CP pelas sete metodologias determinou-se por tentativas a tensão necessária para a compactação de uma única camada. Primeiramente foi feita uma calibração do sistema: prensa; extensômetro e anel dinamométrico. Após a calibração colocou-se a quantidade de solo com umidade igual a ótima de compactação no cilindro e

compactou-se semi-estaticamente com velocidade de 2 cm/min. Obteve-se a leitura em divisões no extensômetro do anel dinamométrico, a qual multiplicada pela constante do anel e dividida pela área do CP corresponde à tensão necessária para obter o  $\gamma_d$  da amostra. Quando encontrado o valor de tensão necessário para compactar a camada, repetia-se o procedimento até atingir três valores de tensão e densidade muito próximos. Este procedimento foi realizado para as seguintes alturas de camadas:

- Camada de 2,0 cm de altura com a base do cilindro fixa (utilizado nas metodologias 01, 04 e 05);
- Camada de 2,0 cm de altura com pistão na base (utilizado na metodologia 02);
- Camada de 3,33 cm de altura com pistão na base (utilizado na metodologia 03).

A Figura 3.19a mostra a prensa e demais equipamentos utilizados durante a compactação. Nas Figuras 3.19b e 3.19c são mostrados, respectivamente a camada sendo retirada do cilindro e a camada após compactação.

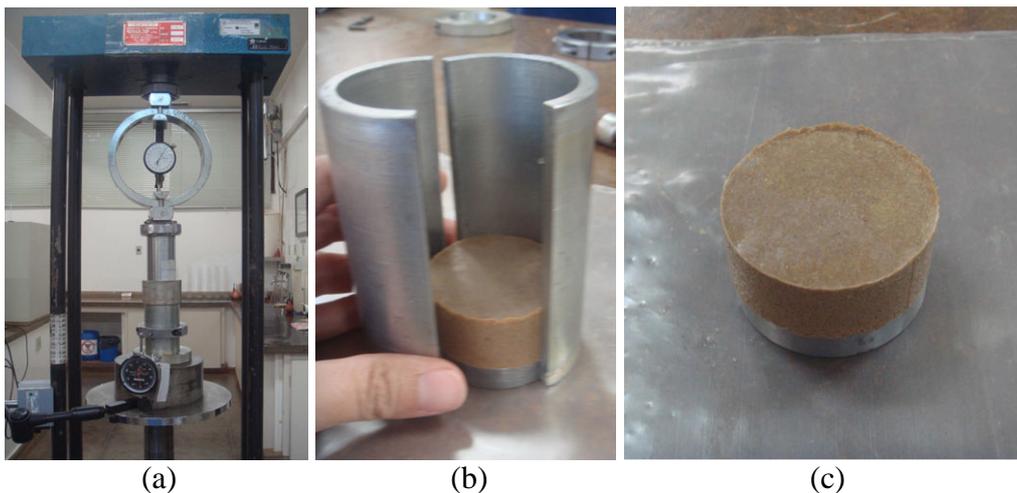


Figura 3.19 - Compactação de uma camada para determinação da força necessária: a) Prensa utilizada na compactação; b) Camada sendo retirada do cilindro; c) Camada de 2 cm após compactação.

Quando aplicada uma das sete metodologias de compactação, determinava-se o peso específico aparente seco máximo e a umidade para cada corpo de prova. O aspecto do corpo de prova após a compactação é mostrado na Figura 3.20a. Em seguida, determinava-se o diâmetro e a altura com auxílio de um paquímetro (Figura 3.20b).

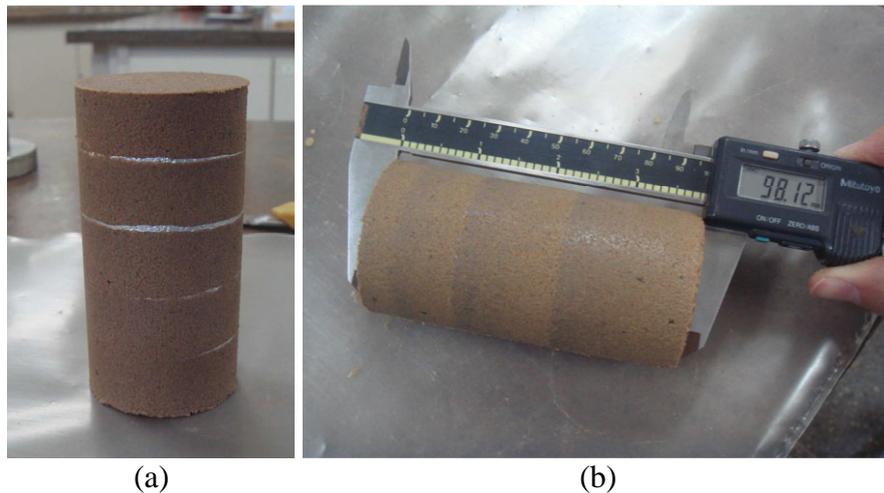


Figura 3.20 - CP após compactação estática: a) CP com 5 camadas de 2 cm separadas com papel alumínio; b) Determinação da altura com auxílio de um paquímetro.

As camadas eram então separadas (Figura 3.21a) e eram determinadas as densidades das camadas utilizando dois processos:

a) Método do Paquímetro (Figura 3.21b): utilizou-se um paquímetro para determinação da altura e diâmetro do corpo de prova e conseqüentemente volume. Em seguida separava-se uma parte do material da camada para a determinação da umidade (Figura 3.21c).

b) Método da balança hidrostática: Após a determinação das dimensões da camada utilizando o paquímetro a mesma era utilizada para determinação do  $\gamma_d$  utilizando o método tradicional da balança hidrostática (Figura 3.22).

Para determinação da densidade optou-se pelo método do paquímetro, pois os resultados obtidos apresentaram maior repetibilidade.

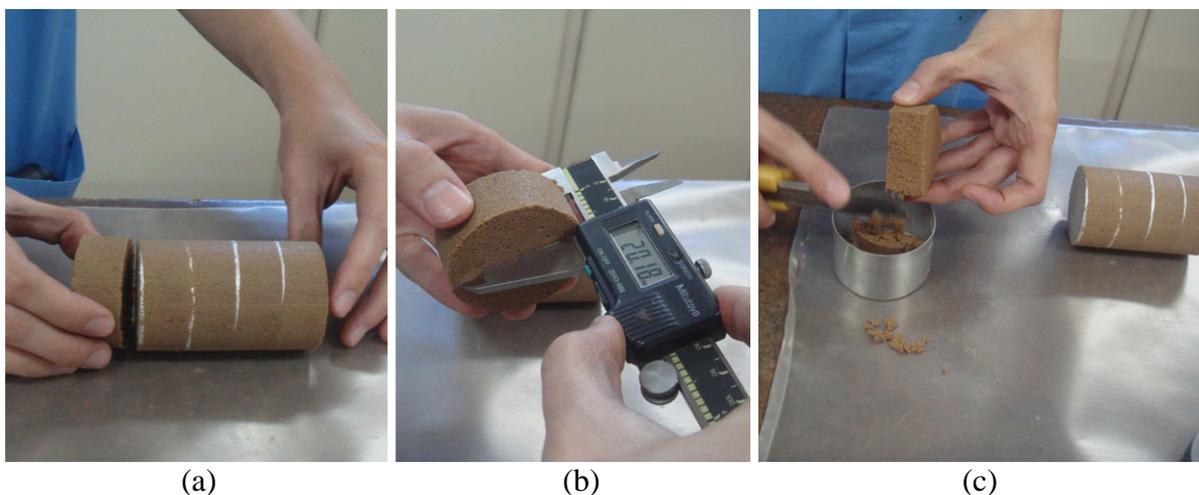


Figura 3.21 - CP após compactação estática: a) Camadas sendo separadas; b) Determinação da altura da camada; c) Coleta de parte da camada para determinação da umidade.

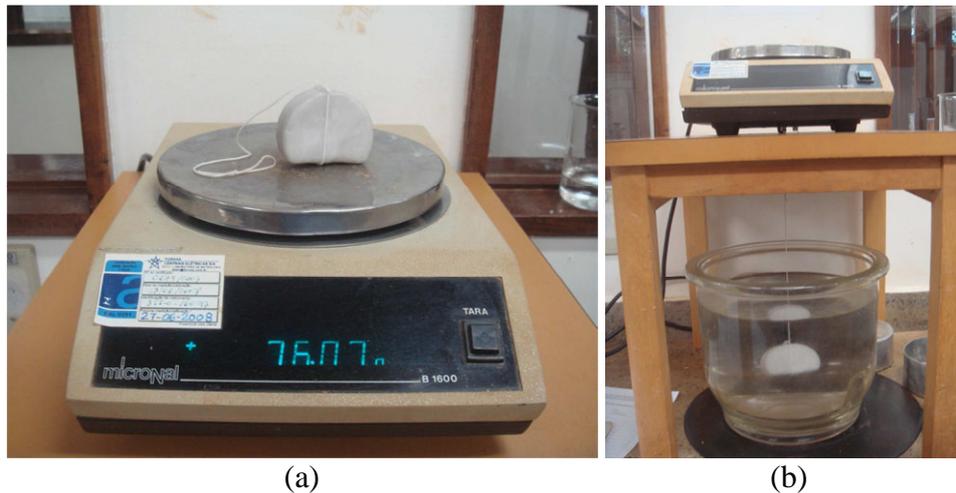


Figura 3.22 - Determinação do peso específico pelo método da balança hidrostática: a) Pesagem da amostra envolvida em parafina; b) Determinação do peso submerso.

### **3.9 OBTENÇÃO DA CURVA DE COMPACTAÇÃO SEMI-ESTÁTICA**

O método de compactação semi-estática consiste em compactar o solo utilizando uma prensa que impõe uma velocidade de deslocamento ou uma taxa de carregamento constante. Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (1987) o método de compactação semi-estática conduz a amostras que têm uma estrutura e um comportamento mecânico muito mais parecido com o apresentado pelo material compactado no campo.

Após a determinação da força necessária para compactar uma camada do solo na umidade ótima de forma a obter o peso específico aparente seco máximo, (conforme mostrado no item 3.8.2) utilizou-se tal valor de força para obter a curva de compactação semi-estática de cada solo. A curva de compactação semi-estática foi obtida compactando corpos de prova de 2,0 cm de altura por 5,0 cm de diâmetro em cinco diferentes teores de umidade. Dessa forma foi possível determinar a umidade ótima segundo a curva de compactação estática.

Para o solo Peixe, foi traçada a curva de compactação semi-estática tanto para o  $\gamma_{dmax}$  e  $w_{ot}$  do cilindro de 4" quanto para o  $\gamma_{dmax}$  e  $w_{ot}$  do cilindro de 6" (grande). Já para os solos Corumbá e Goiânia, utilizou-se apenas o  $\gamma_{dmax}$  e  $w_{ot}$  do cilindro de 6". Isto porque os valores de  $\gamma_{dmax}$  para o cilindro de 6" são menores e tornou possível a compactação no ramo úmido sem exsudação de água.

### **3.10 MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA E PROCESSOS DE CURA**

#### **3.10.1 Metodologia Escolhida para a Obtenção dos Corpos de Prova**

Com base nos resultados das sete metodologias de compactação apresentados no item 3.8.2, optou-se por utilizar a metodologia 6 para a compactação de todos os corpos de prova necessários para os ensaios de: compressão simples, permeabilidade, triaxial e permeabilidade no triaxial. A metodologia 6 consiste na compactação do CP em 5 camadas de 2,0 cm de altura, com a base do cilindro fixa, com força de compactação variável, sendo o critério de parada a altura.

Conforme será descrito no capítulo 4, verificou-se que a compactação de corpos de prova em camadas com força constante não conduzem à obtenção de um CP com menores gradientes de densidade. Constatou-se que a metodologia 6 apresentou os melhores resultados e ainda tinha a vantagem de ser mais rápida por não ser necessária a leitura dos valores de força.

As Figuras 3.23 e 3.24 mostram a seqüência de moldagem dos corpos de prova. A Figura 3.23a mostra a mistura solo-emulsão sendo colocada no molde de compactação. Na Figura 3.23b é mostrada a prensa utilizada para a compactação dos corpos de prova, note-se que a mesma não possui dispositivo de medição de força, visto ter-se optado por metodologia cujo critério de parada é a altura. Na Figura 3.23c é mostrado o cuidado tomado durante a execução da moldagem de se escarificar as camadas de forma a permitir a perfeita união entre elas.

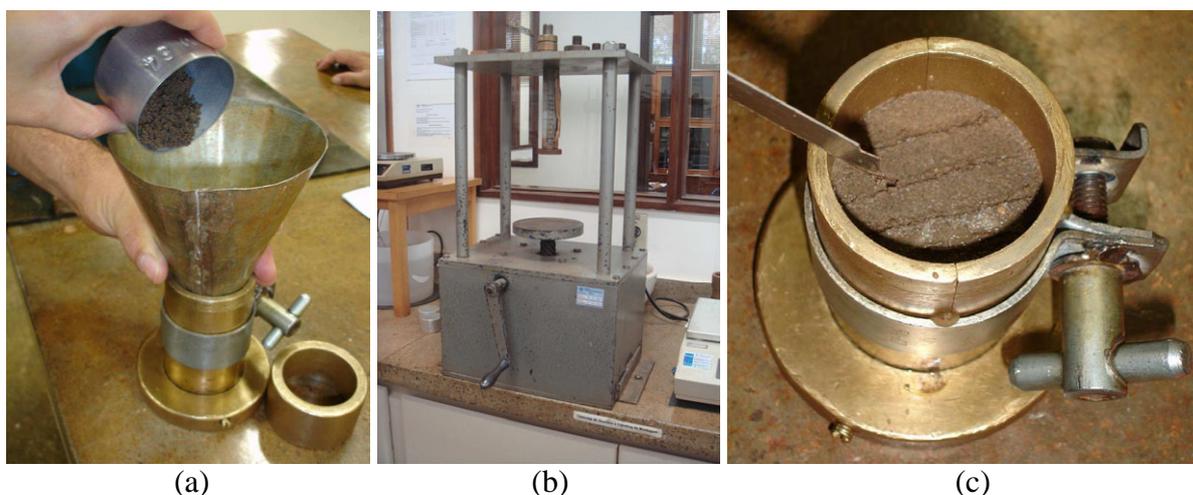


Figura 3.23 - Metodologia de obtenção dos CPs: a) Mistura solo-emulsão sendo colocada no cilindro de compactação; b) Prensa utilizada para a compactação; c) Escarificação das camadas.

Após a compactação das cinco camadas, procedia-se a abertura do cilindro (Figura 3.24a e 3.24b) e os CPs eram medidos e tinham suas massas determinadas (Figura 3.24c).

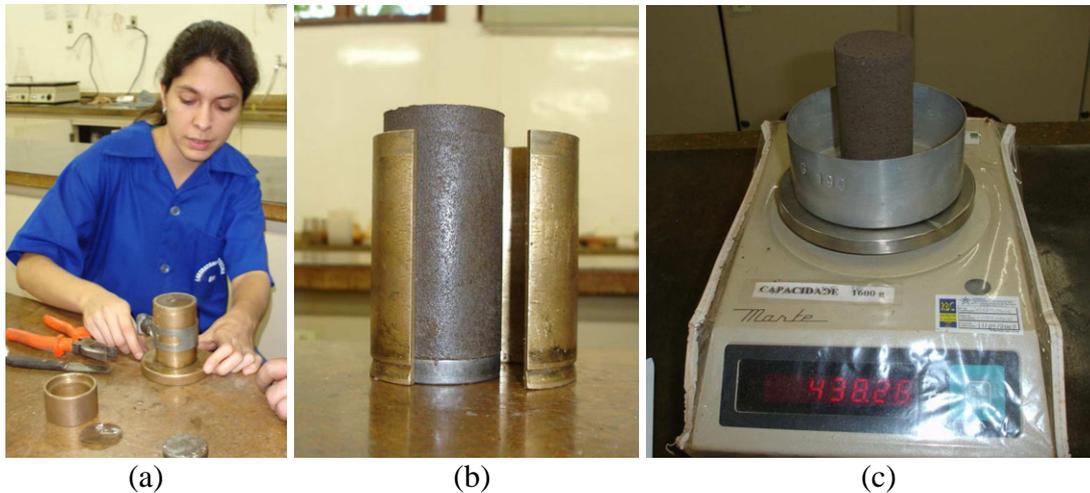


Figura 3.24 - Metodologia de obtenção dos CPs: a) Molde sendo aberto; b) CP após moldagem; c) Determinação da massa do CP.

### 3.10.2 Processos de Cura

Os corpos de prova utilizados nos ensaios de resistência e permeabilidade foram submetidos a cinco diferentes processos de cura:

- a) Sem Cura: os corpos de prova foram ensaiados logo após a compactação;
- b) Estufa e Imersão: os corpos de prova foram deixados em estufa a 40° C por 24 h e depois imersos em água por mais 24 h;
- c) Estufa: os corpos de prova foram deixados em estufa a 40°C por 24 h e depois ensaiados;
- d) Ao ar: os corpos de prova foram deixados ao ar em um ambiente interno por 30 dias. O objetivo era verificar a eficiência da secagem em estufa a 40° C, comparada à secagem ao ar.
- e) Úmida: os corpos de prova foram colocados em um saco plástico, o qual foi fechado de forma a impedir a evaporação de água e deixado em câmara úmida por 30 dias. O objetivo deste tipo de cura foi certificar que a ruptura da emulsão está condicionada a evaporação da água.

Foi adotada para a moldagem dos corpos de prova de todos os ensaios a utilização da umidade ótima e do peso específico aparente seco máximo obtidos no ensaio de compactação dinâmica para cada teor de emulsão e tipo de solo. Apenas um conjunto de ensaios de

compressão simples realizados com o solo Peixe foram testadas duas diferentes condições de moldagem:

a) ramo seco sem cura: os corpos de prova são compactados no ramo seco da curva de compactação e em seguida são levados à ruptura;

b) ramo seco com cura em estufa e imersão: os corpos de prova são compactados no ramo seco da curva de compactação, deixados em estufa a 40° C por 24 h e imersos em água por 24 h.

Após cada etapa da cura como a secagem e a imersão eram realizadas as medições da água evaporada ou infiltrada e das dimensões (altura e diâmetro) dos corpos de prova.

A cura em estufa e imersão foi realizada para os três solos com e sem emulsão asfáltica. No entanto, os solos em estado natural (sem adição de emulsão asfáltica) não permaneciam estáveis em presença de água. A Figura 3.25a mostra o corpo de prova do Solo Peixe sem a adição de emulsão após a imersão em água. Já o corpo de prova mostrado na Figura 3.25b não teve sua estabilidade alterada devido à imersão em água. No caso do solo Peixe a desagregação se dá devido ao fato deste material ser predominantemente arenoso, ao ser colocado em água, desaparece a coesão aparente e o corpo de prova se dissolve. Vale ressaltar que mesmo para baixos teores de emulsão (2%) os corpos de prova ficaram estáveis em água, mostrando o importante papel da emulsão asfáltica.

Também os corpos de prova dos solos Goiânia (Figura 3.26a) e Corumbá (Figura 3.26b) em estado natural não resistiram à imersão em água. Mas quando compactados com a adição de emulsão asfáltica puderam ser imersos em água sem sofrer desagregação.



Figura 3.25 - Corpos de Prova após imersão: a) Solo Peixe sem emulsão (totalmente desagregado); b) Solo Peixe com 2% de emulsão.



Figura 3.26 – Corpos de Prova após imersão: a) Solo Corumbá sem emulsão; b) Solo Goiânia sem emulsão.

Antes e após a cura em estufa de corpos de prova do solo Goiânia examinou-se a superfície dos mesmos em lupa (Figura 3.27) buscando verificar a ocorrência de fissuras significativas que pudessem alterar a permeabilidade dos mesmos.



Figura 3.27 - Lupa Binocular Estereoscópica.

### **3.11 COMPRESSÃO SIMPLES**

Foram realizados ensaios de compressão simples para os três solos em estudo, utilizando diferentes teores de emulsão asfáltica e processos de cura, conforme mostrado nas Tabelas 3.4 e 3.5.

A moldagem dos corpos de prova foi feita conforme metodologia descrita no item 3.10.1, os tipos de cura apresentados foram explicados no item 3.10.2.

Tabela 3.4. Condições de Ensaio de Compressão Simples dos Solos Peixe, Corumbá e Goiânia.

Solos Estudados	Número de Camadas	Condição de Cura	Teores de Emulsão Asfáltica (%)
Solo Peixe Solo Corumbá Solo Goiânia	5 camadas	Sem Cura	0, 2, 4, 6 e 8
		Estufa e Imersão	0, 2, 4, 6 e 8
		Estufa	0 e 8
		Úmida	0 e 8
		Ao ar	0 e 8

Tabela 3.5. Condições de Ensaio de Compressão Simples dos Solos Peixe, Corumbá e Goiânia.

Solos Estudados	Número de Camadas	Umidade de Compactação	Condição de Cura	Teores de Emulsão Asfáltica (%)
Solo Peixe	10 camadas	Umidade Ótima	Sem Cura	0, 2, 4, 6 e 8
		Umidade Ótima	Estufa e Imersão	0, 2, 4, 6 e 8
		Umidade Ótima	Estufa	0, 2, 4, 6 e 8
		Ramo Seco	Sem Cura	0, 2, 4, 6 e 8
		Ramo Seco	Estufa e Imersão	0, 2, 4, 6 e 8

O ensaio de compressão simples foi realizado utilizando-se a mesma célula acrílica usada nos ensaios triaxiais (Figura 3.28a), porém a mesma não foi preenchida com água, sendo utilizada para efeito de melhor aplicação da carga com auxílio do pistão. A Figura 3.28b mostra a colocação da célula acrílica contendo a amostra na prensa. Na Figura 3.28c são mostrados os equipamentos utilizados para a ruptura.

A ruptura de todos os corpos de prova foi realizada com a velocidade de 1,0 mm/min.

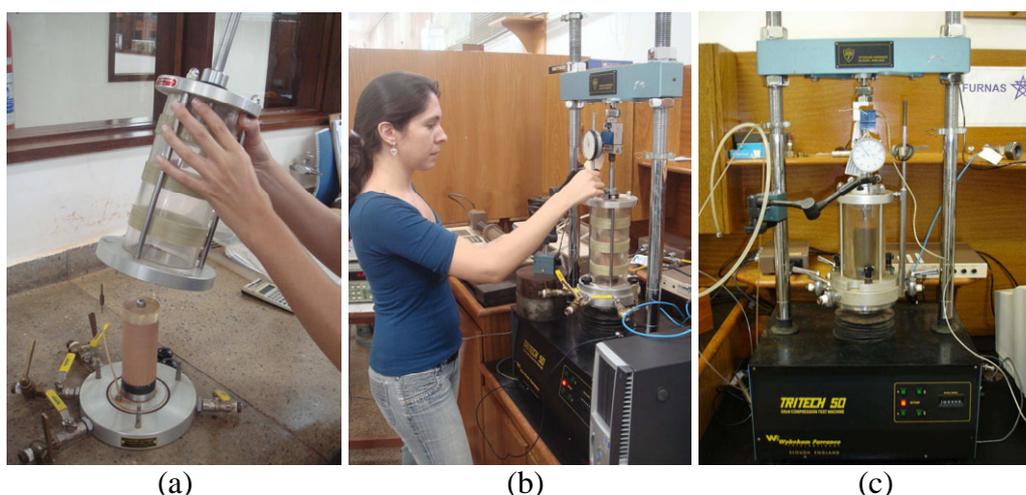


Figura 3.28 - Ensaio de compressão simples: a) Colocação do CP na célula acrílica; b) Colocação da célula na prensa; c) Equipamentos utilizados na ruptura.

### **3.12 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA OU ANÁLISE DA MICROESTRUTURA**

Segundo Kestenbach & Botta Filho (1989), o microscópio eletrônico de varredura (MEV) é geralmente utilizado para observações de amostras espessas, ou seja, basicamente não transparentes a elétrons. A razão principal de sua utilização está associada à alta resolução que pode ser atingida, atualmente da ordem de 3.0 nm, e à grande profundidade de foco, da ordem de 300 vezes melhor que a do microscópio óptico, resultando imagens com aparência tridimensional.

O MEV consiste basicamente de uma coluna óptico-eletrônica, da câmara para a amostra, sistema de vácuo e controle eletrônico e sistema de imagem. As imagens no MEV são construídas ponto a ponto, de modo similar à formação de uma imagem de televisão. Um feixe de elétrons de alta energia é focalizado num ponto da amostra, o que causa emissão de elétrons com grande espalhamento de energia, que são coletados e amplificados para fornecer um sinal elétrico. Este sinal é utilizado para modular a intensidade de um feixe de elétrons num tubo de raios catódicos (TRC). Para construir a imagem completa, o feixe de elétrons é varrido sobre uma área da superfície da amostra enquanto que um feixe no TRC é varrido sincronicamente sobre um rastro geometricamente similar (Kestenbach & Botta Filho, 1989).

De acordo com Kestenbach & Botta Filho (1989), a interação do feixe de elétrons de alta energia com a superfície da amostra resulta na emissão de elétrons e raios-X com uma faixa de distribuição de energia e, em alguns casos, com emissão de radiação catodoluminescente que possui menor energia que raios-X.

Os elétrons gerados pela interação do feixe primário com a amostra podem ser divididos em três tipos: retroespalhados, secundários e Auger. Os elétrons secundários são os mais importantes para a formação da imagem no MEV. São elétrons de baixa energia (abaixo de 50 eV) e são formados pela excitação de elétrons fracamente ligados ao núcleo. Elétrons deste tipo são os utilizados para a obtenção de imagens de alta resolução no MEV (Kestenbach & Botta Filho, 1989).

A emissão de luz visível devido a interação feixe-amostra é chamada de catodoluminescência, e é um fenômeno menos geral que a emissão de elétrons ou de raios-x (Kestenbach & Botta Filho, 1989).

Os elétrons absorvidos correspondem à fração dos elétrons primários que perdem toda sua energia na amostra, constituindo a chamada corrente da amostra (Padilha & Ambrósio Filho, 1985).

Os elétrons transmitidos, particularmente os espalhados elasticamente, são utilizados em microscopia eletrônica de transmissão (Padilha & Ambrósio Filho, 1985).

Por meio da análise em Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV) foi verificada a microestrutura dos três solos compactados em sete diferentes condições de compactação/cura/teor de emulsão, sendo dois para o solo natural e cinco para o solo com 8% de emulsão. As condições estudadas podem ser verificadas na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Condições avaliadas para os três solos em Microscópio Eletrônico de Varredura.

Condição n°	Teor de Emulsão (%)	Umidade de Compactação	Processo de Cura
1	0	Umidade ótima	Sem cura
2		Umidade ótima	Secagem à 40°C
3	8	Umidade ótima	Sem cura
4		Umidade ótima	Secagem à 40°C
5		Umidade ótima	Secagem à 40°C+Imersão
6		Ramo Seco	Sem cura
7		Ramo Úmido	Sem cura

A análise da microestrutura dos três solos nas condições apresentadas na Tabela 3.8 teve como objetivo:

- verificar nas amostras com e sem emulsão, se a secagem em estufa e a imersão promovem mudanças na estrutura (retração ou maior afastamento/proximidade dos grãos);
- verificar como o material asfáltico está ligado ao solo e se ocorre maior fechamento dos vazios com a adição de emulsão;
- verificar se no ramo úmido ocorre o maior envolvimento dos grãos de solo, enquanto no ramo seco o asfalto fica concentrado em alguns pontos e não chega a envolver as partículas.

A preparação das amostras bem como o processo de metalização das mesmas foi realizado conforme metodologia descrita nos procedimentos internos do Laboratório de Furnas Centrais Elétricas S.A. e consistiram basicamente em:

- partir pequenos pedaços de uma amostra compactada de forma que a superfície represente a microestrutura. Recomenda-se não cortar a amostra compactada com a ajuda de ferramentas, pois este procedimento altera a microestrutura, orientando as partículas.
- fixou-se a amostra em um porta-amostra de alumínio, usando emulsão de prata e fez-se com um pincel a interligação da superfície da amostra com o porta amostra (pontos de condução elétrica).

- revestiu-se a superfície da amostra com uma fina camada de material condutor. No caso das amostras desta tese o material condutor utilizado foi o ouro. Este processo denominado metalização da amostra teve duração de aproximadamente 60 s e foi realizado em aparelho metalizador de amostras.

- os porta-amostras contendo solo a ser analisado foram colocados no microscópio eletrônico de varredura que possui um mecanismo de captação de imagens por computador.

A operação do MEV depende de um sistema de vácuo interno (pressão de aproximadamente  $10^{-2}$  Torr), levando conseqüentemente à secagem da amostra.

### **3.13 SUCCÃO PELO MÉTODO DO PAPEL FILTRO**

A técnica do papel filtro para medição da sucção baseia-se no princípio de absorção e equilíbrio que existe quando um material poroso com deficiência de umidade é posto em contato com um papel filtro, com umidade menor. O papel passa a absorver uma certa quantidade de água do solo até que o sistema entre em equilíbrio de sucção. A sucção obtida depende do tipo de transferência de água do solo para o papel, que pode se dar por capilaridade ou por meio de vapor. O ensaio de sucção pontual pelo método do papel filtro realizado para esta tese foi executado de acordo com o sugerido por Marinho (1995).

Para cada solo e para os teores de 0, 4 e 8% de emulsão asfáltica, foram moldados dois conjuntos contendo dez corpos de prova de aproximadamente 2,0 cm de altura e 5,0 cm de diâmetro, na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo. Em cada conjunto de dez corpos de prova, descartava-se aquele que não correspondesse à umidade ou densidade desejados. Um conjunto de dez CPs, além de ser utilizado para a determinação da sucção matricial e total era utilizado no ensaio ruptura diametral. Com o outro conjunto de dez também eram determinados os valores de sucção matricial e total, para a mesma faixa de umidade, no entanto após o ensaio, os corpos de prova eram utilizados para a determinação da densidade pelo método da balança hidrostática. Na Tabela 3.7 são apresentados os ensaios de sucção realizados.

Tabela 3.7 - Condições avaliadas para os três solos nos ensaios de sucção.

Solo	Teor de Emulsão (%)	Nº de CPs	Ensaio
Peixe	0	10	Curva Característica e Ruptura Diametral
		10	Curva característica e Densidade
	4	10	Curva Característica e Ruptura Diametral
		10	Curva característica e Densidade
	8	10	Curva Característica e Ruptura Diametral
		10	Curva característica e Densidade
Corumbá	0	10	Curva Característica e Ruptura Diametral
		10	Curva característica e Densidade
	4	10	Curva Característica e Ruptura Diametral
		10	Curva característica e Densidade
	8	10	Curva Característica e Ruptura Diametral
		10	Curva característica e Densidade
Goiânia	0	10	Curva Característica e Ruptura Diametral
	4	10	Curva Característica e Ruptura Diametral
		10	Curva característica e Densidade
	8	10	Curva Característica e Ruptura Diametral
		10	Curva característica e Densidade

A moldagem dos corpos de prova foi realizada semi-estaticamente, sem o controle da força aplicada para a compactação da camada. Na Figura 3.29a mostra o material sendo colocado no cilindro. Após a moldagem de cada CP determinava-se a massa (Figura 3.29b) e as dimensões (Figura 3.29c) do mesmo.

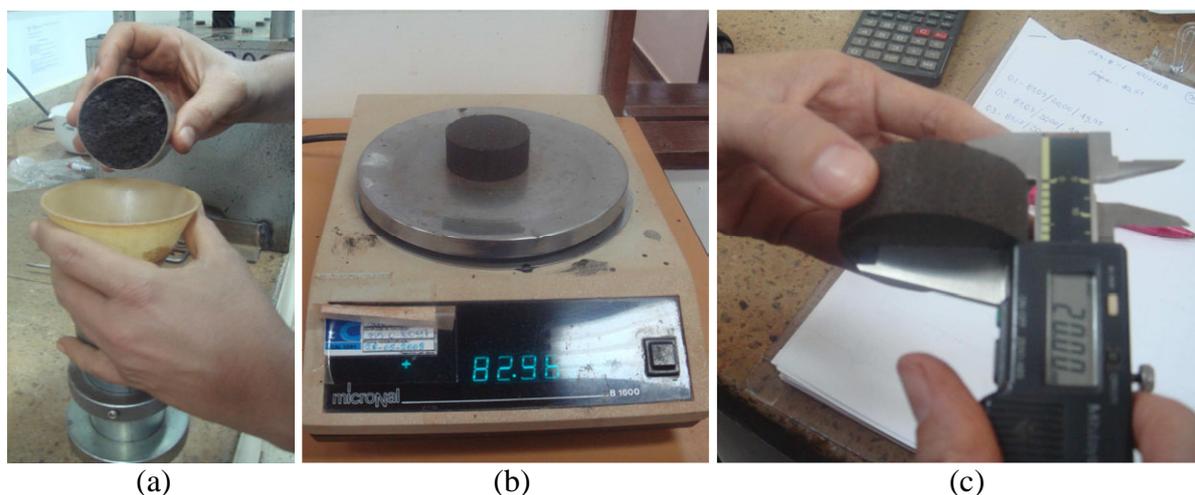


Figura 3.29 - Moldagem dos CPs: a) Material sendo colocado no cilindro; b) Determinação da massa do CP; c) Determinação das dimensões do CP.

Após a compactação realizou-se a secagem de todos os corpos de prova inclusive os sem emulsão asfáltica (Figura 3.30a) e posteriormente, adicionou-se água por gotejamento (Figura 3.31a). Quando necessário, como no caso do solo Peixe com 4 e 8% de emulsão, os

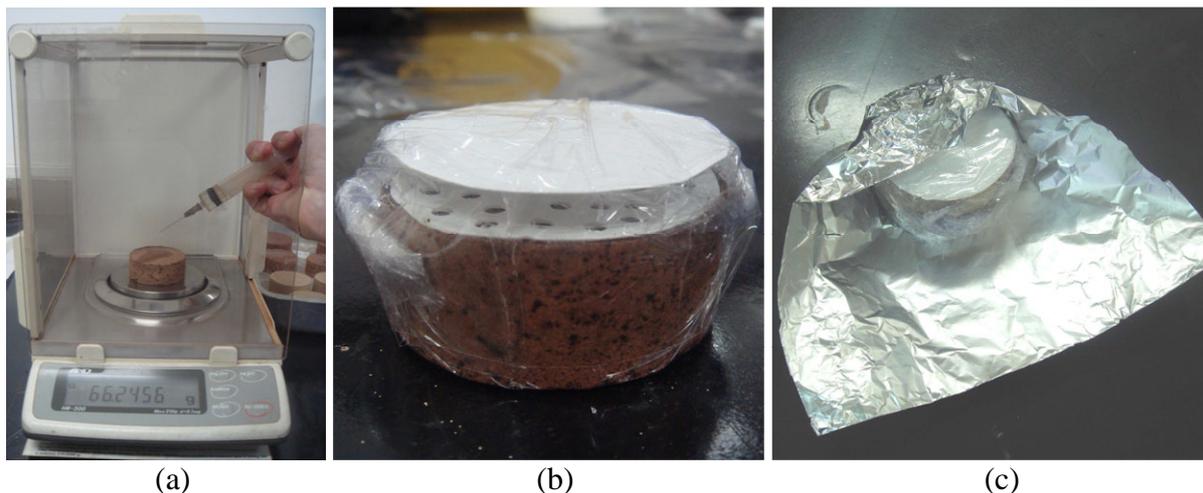
corpos de prova eram imersos em água de forma a acelerar o processo de umedecimento (Figura 3.30b) Optou-se pela secagem dos CPs para posterior umedecimento de forma a garantir a ruptura da emulsão asfáltica antes do fechamento do CP em contato com o papel-filtro.



Figura 3.30 - CPs após moldagem: a) Secagem ao ar, b) Umedecimento por imersão.

Neste ensaio utilizou-se papel filtro da marca Whatman nº 42, diretamente da caixa, sendo este cortado em círculos com o mesmo diâmetro dos CPs.

Colocou-se cuidadosamente o papel filtro na amostra, sendo que de um lado, para a determinação da sucção matricial, colocou-se três círculos de papel filtro e do outro lado, para a determinação da sucção total, utilizou-se um disco de plástico perfurado para separar os dois círculos de papel do solo (Figura 3.31b). Para este último, o espaço de ar deixado entre o solo e o papel filtro fornece uma barreira para os sais, permitindo apenas o fluxo de vapor de água e possibilitando a determinação da pressão total. O conjunto foi firmemente envolvido com duas camadas de filme plástico e uma camada de papel alumínio (Figura 3.31c), sendo cada camada presa ao final com fita adesiva. A Figura 3.32a mostra dois conjuntos de CPs após o fechamento. A amostra foi então colocada em um saco plástico (Figura 3.32b) e posteriormente em uma caixa de isopor.



(a) (b) (c)  
Figura 3.31 - CPs após moldagem: a) Umedecimento por gotejamento b) Detalhe do espaçador de PVC c) Fechamento do CP com dois plásticos-filme e papel alumínio.



(a) (b)  
Figura 3.32 - CPs após fechamento: a) Dois conjuntos de 10 CPs; b) Vedação dos CPs em sacos plásticos antes do acondicionamento em caixa de isopor.

As amostras permaneceram na caixa de isopor por 15 dias, tempo suficiente para atingir o equilíbrio de sucção. Após este tempo, a caixa de isopor foi aberta e as amostras retiradas. Os papéis filtro foram removidos com o uso de uma pinça (Figura 3.33a) e pesados imediatamente após sua retirada em balança de precisão igual a 0,0001 g. (Figura 3.33b) Os papéis filtro foram então colocados cada um em uma cápsula (Figura 3.33c) e secados em estufa (105 a 110°C) por 2 h. Após este tempo determinou-se a massa seca de cada papel filtro.

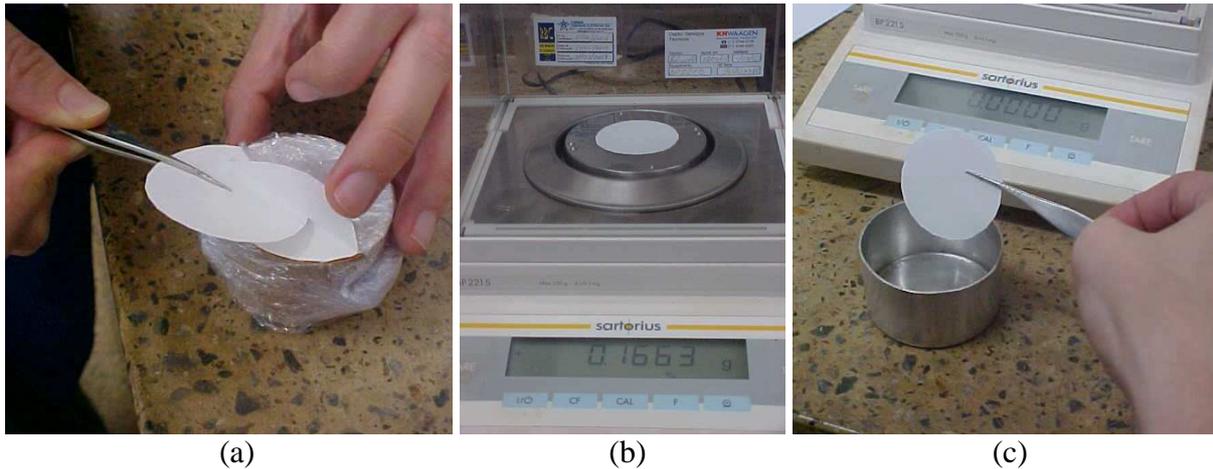


Figura 3.33 - a) Papel-filtro sendo retirado após ensaio; b) Pesagem do papel-filtro; c) Colocação do papel-filtro em cápsula de alumínio para ser levado para estufa.

Após a remoção dos papéis-filtro, determinou-se o peso específico aparente seco dos corpos de prova de um dos conjuntos, sendo que para o outro conjunto realizou-se a ruptura por compressão diametral, conforme mostrado na Figura 3.34.



Figura 3.34 - Equipamento utilizado nos ensaios de compressão diametral.

### **3.14 PERMEABILIDADE EM PERMEÂMETRO COM USO DE BENTONITA**

Os ensaios de permeabilidade foram realizados utilizando permeômetros de carga variável. Nos ensaios realizados com os três solos em estado natural foram realizados ensaios variando-se a umidade e o grau de compactação. Para o solo de Corumbá foram moldados oito corpos de prova e para os solos de Peixe e Goiânia foram moldados seis corpos de prova cilíndricos, com aproximadamente 10 cm de diâmetro e 12,6 cm de altura, compactados estaticamente em três camadas.

Os ensaios de permeabilidade com os corpos de prova de solo-emulsão, para fins de economia de material e tempo de ensaio foram utilizados corpos de prova com aproximadamente 5,0 cm de diâmetro e 10,0 cm de altura. O número de ensaios, bem como o teor e a condição de cura são apresentados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Ensaios de permeabilidade realizados para a mistura solo-emulsão.

Solo	Nº de Camadas	Cura	Teores ensaiados (%)
Solo Peixe	5	Sem Cura	2, 4, 6 e 8
	10	Sem Cura	0
	10	Estufa	0, 2, 4, 6 e 8
	10	Estufa e Imersão	2, 4, 6 e 8
Solo Corumbá	5	Estufa	0, 2, 4, 6 e 8
Solo Goiânia	5	Estufa	0, 2, 4, 6 e 8

A seguir será descrita a metodologia utilizada para a montagem do ensaio de permeabilidade. Vale lembrar que a metodologia de montagem utilizada para o solo natural e para o solo-emulsão foi a mesma, apenas o tamanho do CP e conseqüentemente o tamanho do permeâmetro eram diferentes. Após a compactação, o corpo de prova foi colocado no permeâmetro, sobre uma pedra porosa e papel filtro, sendo sua base revestida com areia grossa e uma “saia” de plástico, a fim de evitar a erosão (Figuras 3.35a a 3.35c).

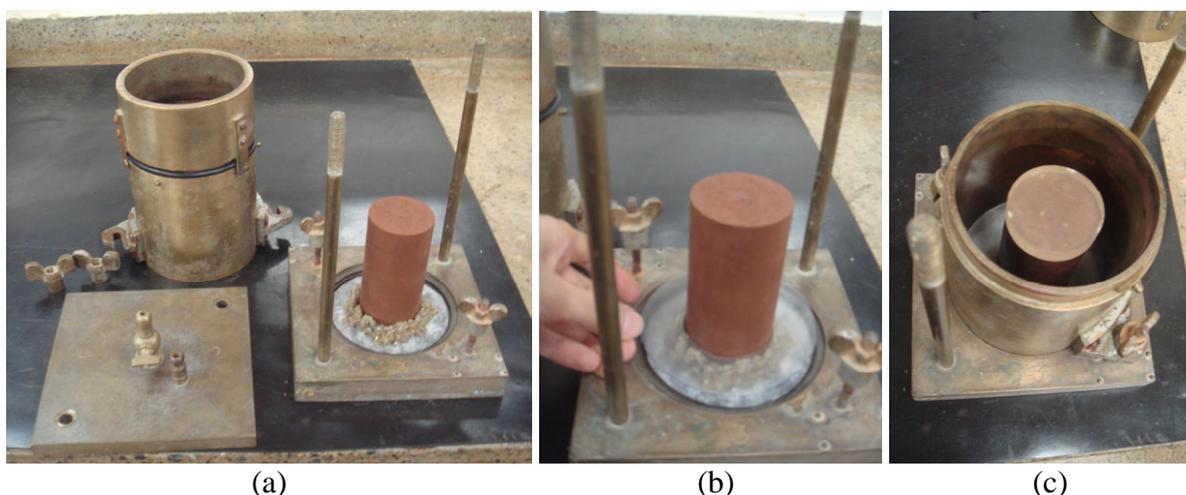


Figura 3.35 - Montagem do ensaio de permeabilidade: a) Corpo de prova colocado no permeâmetro sobre papel filtro; b) Base do corpo de prova revestido com areia grossa e “saia” de plástico; c) Permeâmetro preparado para receber a camada de bentonita.

Para evitar que o fluxo da água encontre outro caminho além da amostra, o espaço entre o molde do permeâmetro e o corpo de prova foi preenchido com bentonita, pois essa tem a função de vedar esse possível percurso, devido à pequena dimensão dos seus grãos. O preenchimento com bentonita é mostrado na Figura 3.36.

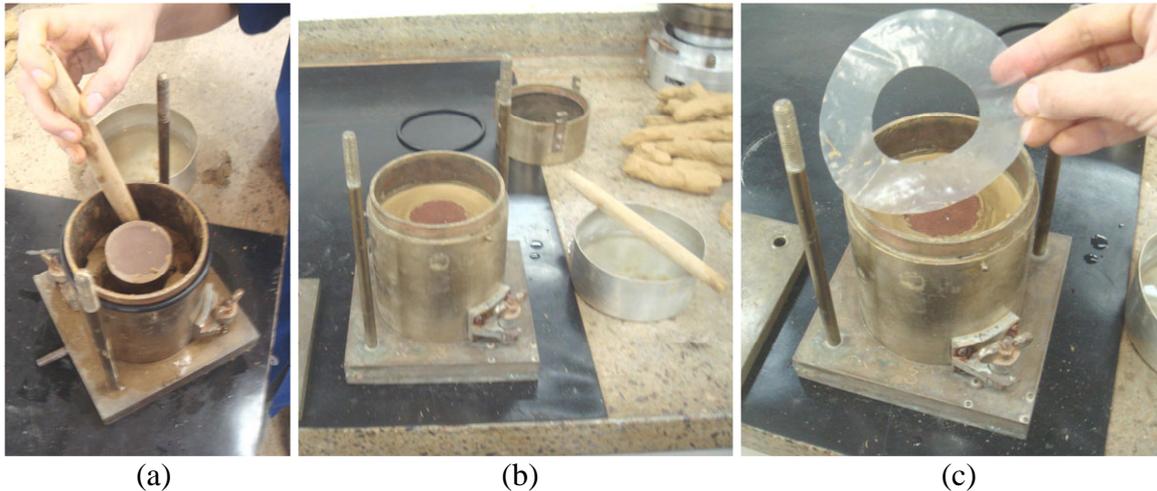


Figura 3.36 - Montagem do ensaio de permeabilidade: a) Colocação da bentonita entre o corpo de prova e o permeômetro; b) Após a colocação da bentonita; c) Saia plástica sendo colocada sobre a bentonita.

Posteriormente foi colocado o papel filtro (Figura 3.37a) e a pedra porosa no topo do corpo de prova, em seguida o seixo rolado para facilitar a distribuição do fluxo (Figura 3.37b). Após a montagem, o permeômetro é fechado (Figura 3.37c) e colocado em um tanque, onde o corpo de prova é saturado por imersão durante 24 h, sofrendo depois saturação por fluxo ascendente, garantindo a eliminação das bolhas de ar.

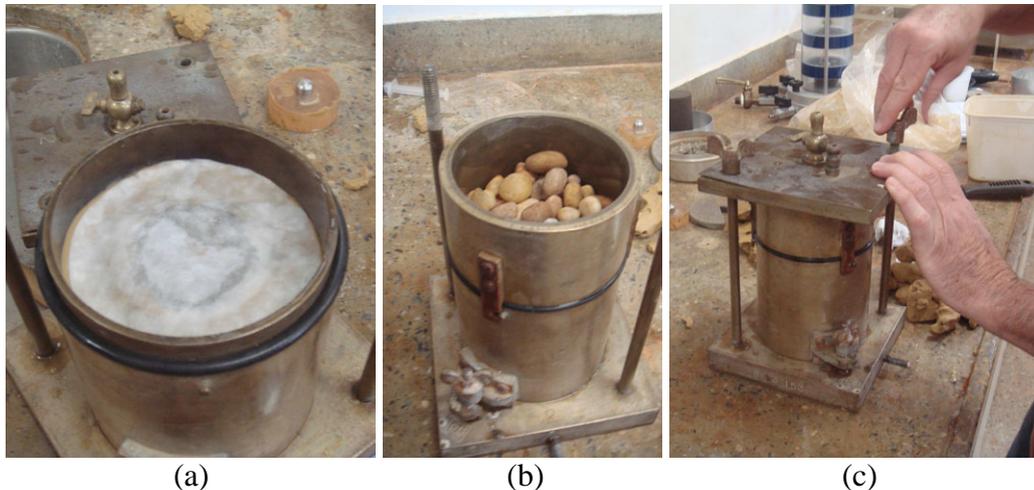


Figura 3.37 - Finalizando a montagem dos corpos de prova: a) Corpo de prova com papel filtro; b) Colocação do seixo rolado após a pedra porosa. c) Fechamento do Permeômetro.

### **3.15 PERMEABILIDADE NO TRIAXIAL**

Tem como objetivo estabelecer valores representativos do coeficiente de permeabilidade de solos finos após os mesmos terem sofrido um processo de adensamento, através de carga variável em que se faz uso da câmara de pressão.

Iniciou-se o processo com a moldagem do corpo de prova e a montagem do ensaio foi feita adaptando o mesmo no suporte e ajustando as pedras e o papel filtro. Em seguida, procedeu-se à saturação do conjunto por percolação.

A consolidação foi feita por meio da aplicação de pressão de 50 kPa e ligando duas buretas de tamanho médio (uma na base e outra no topo), durante 24 h, que tem como finalidade tirar todo o ar existente nos vazios do corpo de prova. A partir da consolidação passou-se ao processo de medição da permeabilidade, colocando uma bureta de 1,0 m na mangueira que sai da base do corpo de prova (gradiente inicial igual a 10), enchendo-a de água e deixando livre a ponta da mangueira que sai do topo. Manteve-se na câmara água sob pressão de 50 kPa e foram feitas dez leituras. O arranjo geral do ensaio, durante a permeabilidade, pode ser verificado na Figura 3.38. Repetiu-se o procedimento com pressões de 100 e 200 kPa.

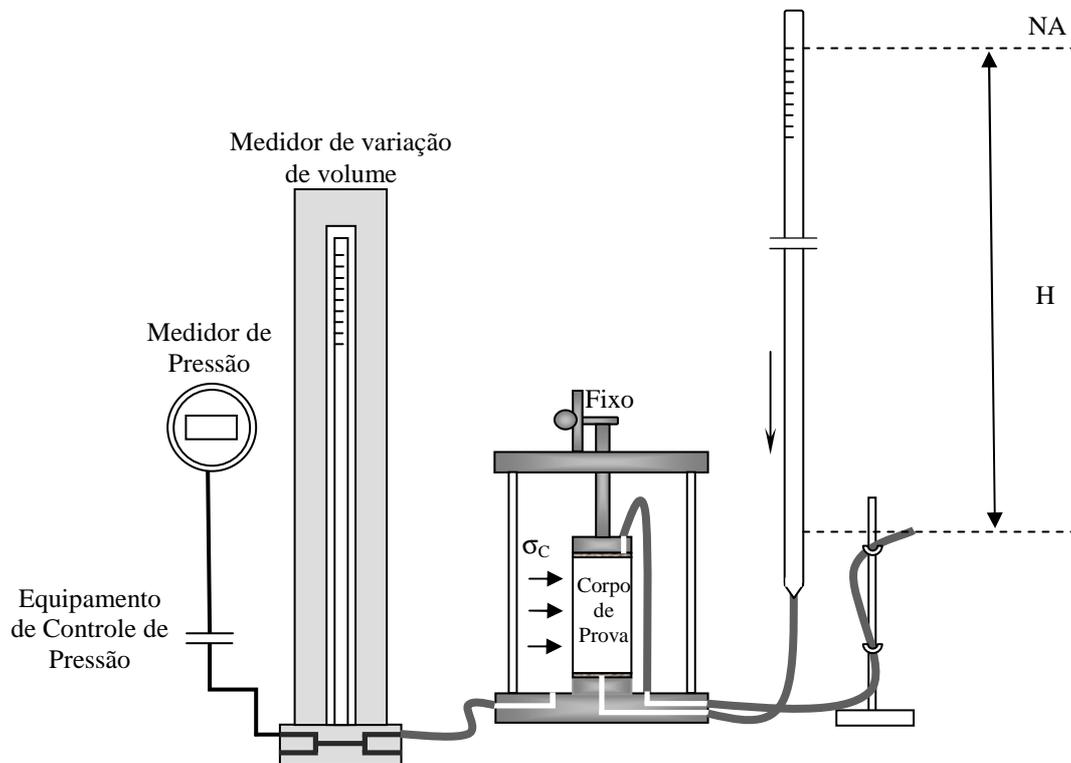


Figura 3.38 - Arranjo geral do ensaio de permeabilidade no triaxial.

O coeficiente de permeabilidade foi calculado utilizando a fórmula:

$$k_{20^\circ} = 2,3 \frac{L \times a}{\Delta t \times A} \times \log_{10} \left( \frac{H_1}{H_2} \right) \times R_T \quad (3.15)$$

Onde:

$k_{20^\circ}$  = coeficiente de permeabilidade;

$H_1$  = altura da carga d'água inicial sobre a amostra;

$H_2$  = altura da carga d'água final sobre a amostra;

$a$  = área da seção transversal da bureta;

$A$  = área da seção transversal média da amostra após adensamento;

$L$  = altura do corpo de prova após adensamento;

$\Delta t$  = tempo de percolação.

### **3.16 PERMEABILIDADE - PERMEÂMETRO PVC**

A idéia da montagem deste ensaio surgiu diante da necessidade de se ter um permeâmetro no qual a amostra pudesse ser deixada por um longo período de tempo e pudessem ser coletadas amostras da água percolada, sem que as mesmas sofressem alteração devido à processos corrosivos que ocorrem nos permeâmetros convencionais, em geral metálicos.

Outro motivo para se montar os permeâmetros com tubos e conexões de PVC foi a excessiva expansão da bentonita nos ensaios de permeabilidade convencionais que permaneciam montados por mais de uma semana.

Com tubo de PVC de 3" de diâmetro externo foram construídos permeâmetros de aproximadamente 15 cm de altura, sendo torneadas roscas dos dois lados do tubo, de forma a permitir a conexão de um CAP roscável no topo e na base.

As amostras foram compactadas diretamente no tubo de PVC, conforme mostrado na Figura 3.39a. A Figura 3.39b mostra o solo Peixe, com adições de 0, 4 e 8% de emulsão, após compactação em tubos de PVC.

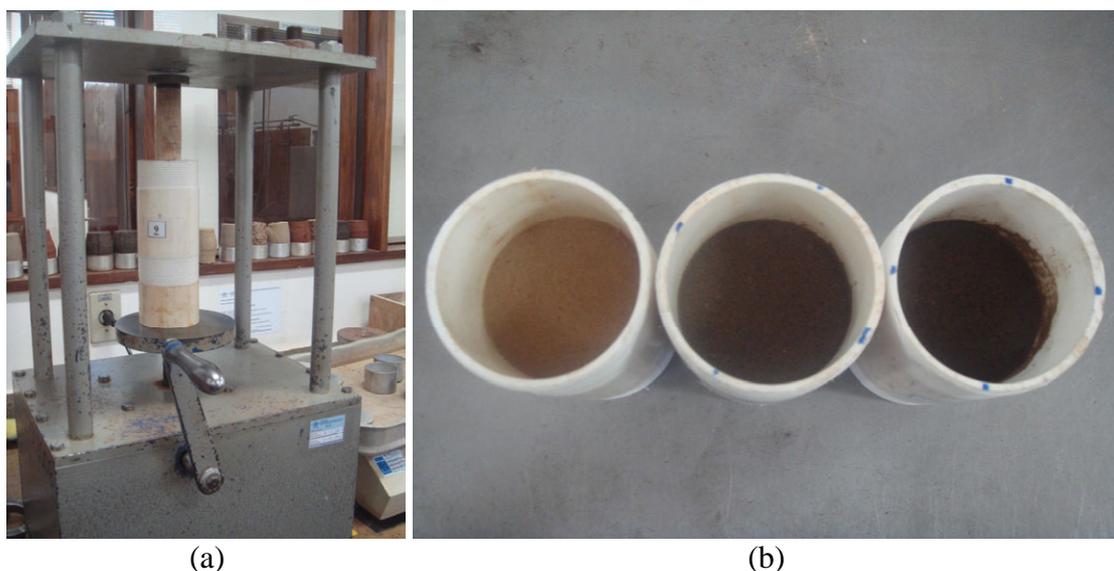


Figura 3.39 - Permeâmetro de PVC: a) Compactação do solo no permeâmetro; b) Solo Peixe compactado nos teores de 0, 4 e 8% de emulsão.

Após a compactação fez-se a montagem do permeâmetro. Para isto era colocado em contato com a amostra, nos dois lados, um círculo de tela da peneira nº 200 (0,074 mm). O espaço restante do tubo, tanto no topo quanto na base era preenchido com cascalho. As Figuras 3.40a e 3.40b mostram os detalhes do processo de montagem.



Figura 3.40 - Permeâmetro de PVC: a) Componentes antes da montagem; b) Fechamento do permeâmetro após a colocação do cascalho.

Após o fechamento do permeâmetro, o mesmo era conectado à buretas calibradas sendo feitas as medições da permeabilidade, conforme mostrado na Figura 3.41.



Figura 3.41 - Permeâmetro de PVC: a) Permeâmetros montados e conectados ao quadro de leitura; b) Detalhe dos permeâmetros conectados às buretas.

A água percolada através do corpo de prova era coletada em vidros esterilizados (Figura 3.42a) e determinava-se o pH da mesma no momento da coleta. Inicialmente tencionava-se realizar testes de potabilidade com a água percolada de forma a verificar possíveis contaminações decorrentes do asfalto e do emulsificante. A Figura 3.42b mostra os

valores de pH obtidos, os quais permaneceram na ordem de 8 para o solo Peixe e 11 para o solo Corumbá.

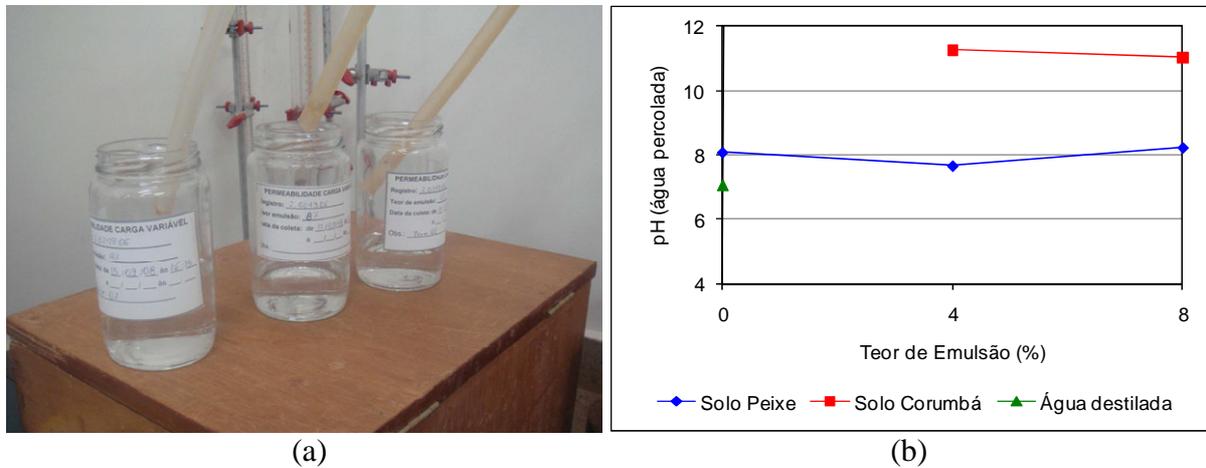


Figura 3.42 - a) Coleta da água percolada; b) Valores de pH da água percolada.

A fim de verificar se a água realmente estava passando através do solo e não na interface solo-molde realizou-se o teste do corante. Neste teste, adiciona-se um corante à água a ser percolada e após algum tempo desmonta-se o ensaio verificando se ocorreu a deposição de corante na lateral do corpo de prova. Conforme detalhes mostrados nas Figuras 3.43 e 3.44 verificou-se que ocorreu a passagem da água na interface solo-molde. Ainda assim serão apresentados os resultados de permeabilidade obtidos para este ensaio.



Figura 3.43 - Teste do corante: a) Passagem de água mais corante pelas amostras; b) Abertura do permeâmetro após o teste com corante.



Figura 3.44 - Teste do corante: a) Cor azul no topo da amostra; b) Cor azul indicando fluxo na lateral da amostra.

### **3.17 ADENSAMENTO E PERMEABILIDADE NO ADENSAMENTO**

Os ensaios de adensamento foram realizados seguindo prescrições da NBR 12007/1990. Foram ensaiados os três solos (Peixe, Corumbá e Goiânia) em estado natural e com 8% de emulsão asfáltica, sendo o material destorroado, passado na peneira nº 10 (2,00 mm). A moldagem dos corpos de prova foi realizada semi-estaticamente, em camada única, em cilindro de tamanho maior que o anel de adensamento a ser utilizado e em seguida o anel de adensamento foi cravado no corpo de prova compactado. Em geral os anéis de adensamento utilizados possuem aproximadamente 100 mm de diâmetro e 30 mm de altura.

Os corpos de prova da mistura solo-emulsão foram submetidos à secagem em estufa à 40° C por 24 h, antes da cravação do anel de adensamento.

Inicialmente foi aplicado um carregamento de 12,5 kPa e em seguida as amostras foram inundadas e a seguir submetidas a estágios de carregamento de 25, 50, 100, 200, 400, 800 e 1600 kPa. No descarregamento foram medidos os deslocamentos para as tensões de 800, 400, 200, 50, 25, 12,5 e 0,00 kPa. Mediu-se a permeabilidade das amostras após a aplicação das tensões de 25, 50 100 e 200 kPa. Este modelo de carregamento foi utilizado para todos os ensaios.

### **3.18 ENSAIOS TRIAXIAIS - $CU_{SAT}$**

O objetivo principal almejado na execução dos ensaios triaxiais foi a obtenção dos parâmetros de resistência dos solos: coesão (c) e ângulo de atrito ( $\phi$ ) para a condição saturada. Para isto, optou-se pela realização de ensaios triaxiais consolidados, não drenados, saturados

( $CU_{SAT}$ ), com medição de poro-pressão. A escolha foi feita por ser este ensaio mais rápido do que o ensaio drenado (CD), e a medição da poro-pressão permitir chegar a parâmetros de tensões totais e efetivas e além disto avaliou-se a poro-pressão gerada nas diferentes condições de ensaio e o módulo secante a 50%.

Os solos de Peixe, Corumbá e Goiânia foram compactados semi-esticamente em 5 camadas, em cilindros de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Os ensaios foram feitos para a condição natural e com a adição de 8% de emulsão asfáltica, submetendo este último à cura em estufa à 40° C por 24 h.

Todos os ensaios foram saturados por percolação e contra-pressão. A saturação por contra-pressão foi encerrada ao se atingir valores mínimos de B iguais a 0,98, medidos em minutos. Após a fase de saturação por contra-pressão foi feita a consolidação. Com o resultado da consolidação foi definida a velocidade de ruptura no valor de 0,083 mm/min para todos os ensaios (três solos).

Na montagem do sistema, no topo e na base do corpo de prova, foram utilizadas pedras porosas comuns (não cerâmicas) e nas laterais colocadas tiras longitudinais de papel filtro, alternadas da base até três quartos da altura.

Para a obtenção da envoltória de resistência, para cada ensaio, foram ensaiados 04 corpos de prova, com pressões confinantes ( $\sigma_3$ ) iguais a 50, 100, 200 e 400 kPa.

# *Caracterização, Compactação e Dosagem*

Este capítulo apresenta os resultados e análises dos ensaios de caracterização, compactação e do estudo de dosagem, realizados com os três solos em estudo e as misturas solo-emulsão, empregando as metodologias descritas no Capítulo 3.

Inicialmente, são apresentados os resultados e análises dos ensaios de caracterização que estão subdivididos em: caracterização geotécnica, composição mineralógica, caracterização das emulsões asfálticas e composição química dos solos e das misturas.

Segue-se com a exposição dos resultados dos ensaios de compactação, realizados para os solos naturais e para as misturas solos-emulsão nos teores de 2, 4, 6 e 8% de emulsão asfáltica. Ainda no escopo do estudo da compactação, foi determinado o gradiente de compactação para os três solos nas metodologias: compactação Proctor e compactação semi-estática. Foi realizado ainda um estudo da metodologia de compactação visando obter a metodologia com menores gradientes de compactação para moldagem de corpos de prova.

Finalmente são analisados os resultados referentes à dosagem, os quais consistem em ensaios de compressão simples para diferentes teores e diferentes tipos de cura. É apresentado ainda o estudo da microestrutura do solo e das misturas, por meio dos quais buscou-se entender como ocorre a distribuição do material asfáltico e o arranjo dos grãos.

## **4.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS**

A Tabela 4.1 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de caracterização dos três solos estudados.

Tabela 4.1 - Resultados dos Ensaios de Caracterização.

Amostra		Solo Peixe	Solo Corumbá	Solo Goiânia
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )		25,97	27,00	27,78
Com defloculante	Pedregulho (%)	0,0	8,1	0,9
	Areia (%)	80,0	46,7	37,2
	Silte (%)	8,5	37,4	23,6
	Argila (%)	11,5	7,8	38,3
Sem defloculante	Pedregulho (%)	0,0	8,1	0,9
	Areia (%)	77,0	47,7	70,6
	Silte (%)	20,0	44,2	28,5
	Argila (%)	3,0	0,0	0,0
w <sub>L</sub> (%)		18	42	45
w <sub>P</sub> (%)		13	25	25
IP (%)		5	17	20
I <sub>a</sub> <sup>(1)</sup>		0,38	1,95	0,48

Obs.: <sup>(1)</sup> No cálculo do I<sub>a</sub> foi considerada a porcentagem menor que 0,42 mm do ensaio com defloculante.

Comparando o peso específico dos sólidos ( $\gamma_s$ ) dos três materiais verifica-se que o solo Goiânia foi o que apresentou maior valor (27,78 kN/m<sup>3</sup>), seguido pelo solo Corumbá (27,00 kN/m<sup>3</sup>), sendo o menor valor obtido para o solo Peixe (25,97 kN/m<sup>3</sup>).

O peso específico dos sólidos está diretamente relacionado com o peso específico dos minerais que compõe o solo. No caso do solo Peixe, o valor obtido se aproxima do peso específico do quartzo (25,99 kN/m<sup>3</sup>), o qual foi identificado neste solo, conforme será apresentado no item 4.2. Para o solo Corumbá, pode-se dizer que o valor do peso específico está sendo definido, principalmente, pela ilita ( $\gamma_s$  entre 25,50 - 28,05 kN/m<sup>3</sup>). No solo Goiânia, o maior valor de peso específico obtido, tem relação com a presença principalmente da hematita ( $\gamma_s = 51,58$  kN/m<sup>3</sup>) sendo reduzido pela presença da gibbsita ( $\gamma_s = 23,54$  kN/m<sup>3</sup>).

Na Figura 4.1 são apresentadas as curvas granulométricas dos ensaios realizados com e sem defloculante para cada uma das amostras.

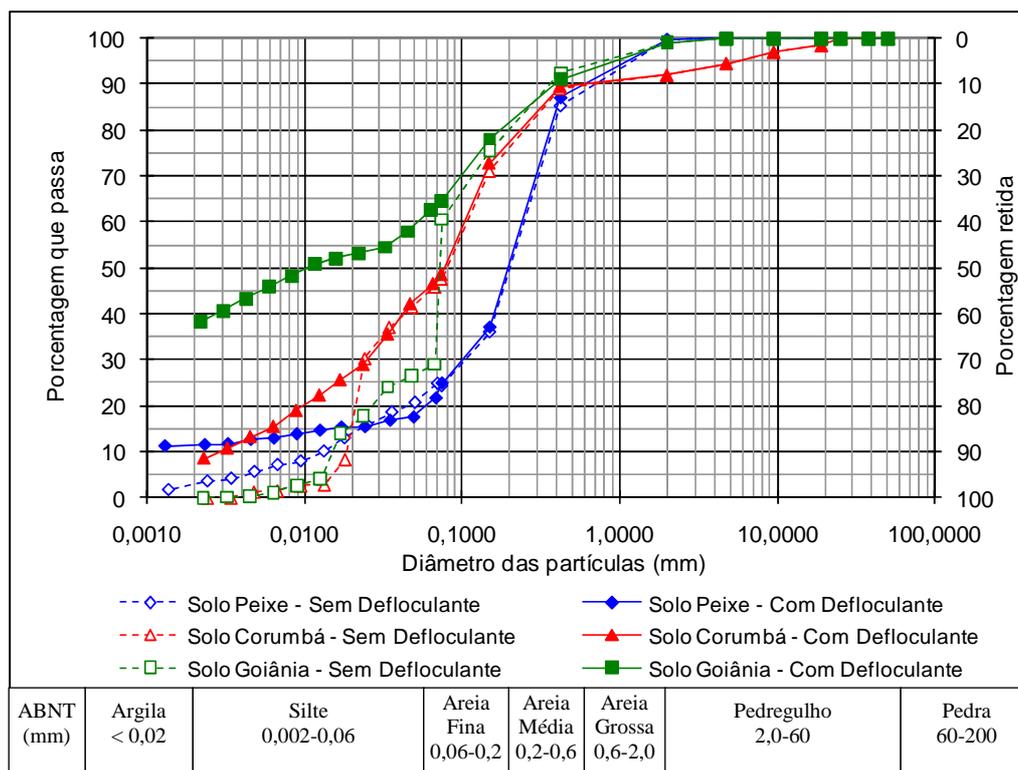


Figura 4.1 - Curvas granulométricas com e sem defloculante dos três solos.

Ao analisar a granulometria do solo Peixe verifica-se o predomínio da fração areia (80%), tendo-se ainda 8,5% da fração silte e 11,5% da fração argila. Apesar de arenoso, este solo apresentou alguma plasticidade ( $IP=5\%$ ). A fração fina (silte+argila) correspondente a 20% dos grãos é a responsável pela ligeira plasticidade apresentada.

Quanto à curva granulométrica sem defloculante para o solo Peixe, verifica-se que parte da fração silte e toda fração argila encontram-se agregadas, verificando-se em termos numéricos um expressivo aumento da fração silte, que passou para 20%, enquanto a fração argila é de apenas 3%. É importante comentar que essa é a forma mais próxima daquela em que o material se apresenta em campo, pois a maioria dos agregados geralmente só se desfaz com a utilização do defloculante.

Para o solo Corumbá verificou-se o predomínio de areia (46,7%) e silte (37,4%), as frações argila (7,8%) e pedregulho (8,1%) foram também verificadas, porém em menor quantidade. Já este solo apresentou  $IP=17\%$ , podendo-se dizer que este é um solo com plasticidade média. Apesar da pequena porcentagem de argila apresentada por este solo, verificou-se que esta é uma argila ativa, ou seja, exerce grande influência na plasticidade. A atividade da argila é, nesse caso, compatível com o baixo nível de intemperização sofrido pelo solo.

Na curva granulométrica sem defloculante verificou-se que a fração silte e toda fração argila encontravam-se em pacotes. Este comportamento difere do observado para outros solos saprolíticos, como o proveniente do APM Manso, descrito por Jacintho (2005). No caso deste último as duas curvas (com e sem defloculante) eram praticamente coincidentes, pois o solo se desagregava com facilidade em presença de água.

Quanto ao solo Goiânia verificou-se o predomínio de argila (38,3%) e ainda uma boa parcela de areia (37,2%), além da presença do silte (23,6%). O IP verificado para este solo foi de 20%, o que indica uma plasticidade alta, segundo Das (2007). No entanto, a plasticidade aqui não está ligada a atividade do solo, mas sim a presença de óxi-hidróxidos de ferro, conforme mostrado por Cardoso (2002).

Quanto à análise da curva sem defloculante, o comportamento do solo Goiânia foi semelhante ao do solo Peixe, ou seja, apresentou frações silte e argila agregadas.

Essa agregação observada nas curvas granulométricas sem defloculante pôde ser quantificada por meio do cálculo do teor de agregação. De acordo com o “Manual de Método de Análise do Solo” da Embrapa (1997), o teor de agregação (TA) é conhecido como grau de floculação e indica a proporção da fração argila que se encontra floculada, informando sobre o grau de estabilidade dos agregados do solo. O TA pode ser calculado pela equação a seguir:

$$TA = \frac{\% \text{ ArgilaComDefloc.} - \% \text{ ArgilaSemDefloc.}}{\% \text{ ArgilaComDefloc.}} \quad (4.1)$$

Foram obtidos os valores de TA=1,00 para os solos Corumbá e Goiânia, indicando que toda a fração argila encontra-se totalmente em pacote ou agregada, respectivamente. Já para o solo Peixe, foi obtido o valor de TA de 0,74, indicando que apenas parte da fração argila encontra-se agregada ou com agregados resistentes à inundação.

#### **4.1.1 Classificação dos Solos**

A Figura 4.2 apresenta a carta de plasticidade para os três solos. Verifica-se que somente o solo Corumbá apresentou fração argila ativa ( $I_a = 1,95$ ), as demais amostras apresentaram índice de atividade baixo ( $I_a < 0,8$ ), sendo classificadas como argilas inativas. Comparando os valores de atividade com os minerais identificados na difração de raios-X, os quais serão apresentados no item 4.2, verifica-se que a alta atividade do solo Corumbá pode ter relação com a presença da ilita ( $I_a$  entre 0,5 e 1,2) neste solo.

A baixa atividade dos solos Peixe e Goiânia está ligada a presença da caulinita (Ia entre 0,3 e 0,5), gibbsita e quartzo, caso destas duas amostras. Todas as amostras foram classificadas como CL (argila de baixa plasticidade), apesar da visível diferença das características das mesmas.

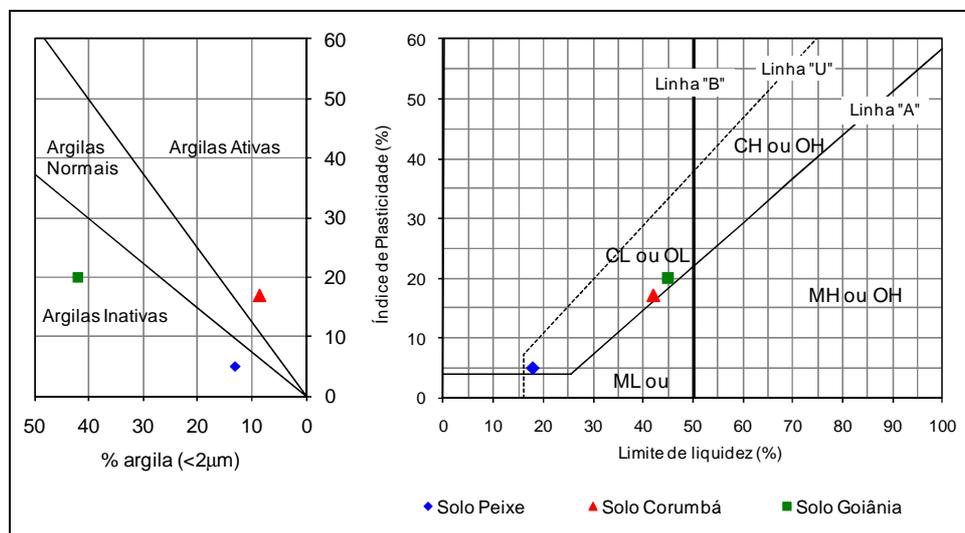


Figura 4.2 - Carta de plasticidade.

A Tabela 4.2 apresenta as classificações do Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) e *Transportation Research Board* (TRB) para as três amostras utilizando a granulometria obtida nos ensaios com e sem o uso de defloculante.

Tabela 4.2 - Classificação das Amostras - Sistemas Tradicionais.

Amostra	SUCS		TRB	
	Com defloculante	Sem defloculante	Com defloculante	Sem defloculante
Solo Peixe	SM	SM	A-2-4	A-2-4
Solo Corumbá	SC	SC	A-7-6	A-7-6
Solo Goiânia	CL	CL	A-7-6	A-7-6

Para as amostras estudadas, verificou-se que a classificação realizando a granulometria com ou sem defloculante não influenciaram no resultado, pois não há variação significativa na granulometria com e sem defloculante no material retido na peneira nº 200 (0,074 mm). Desta forma o uso do defloculante não interferiu nas classificações por ser usado na parte fina do material (material inferior a 2,00 mm), apesar de interferir nas porcentagens de cada fração das amostras. Portanto, os sistemas de classificação não revelam por si sós as peculiaridades relativas às propriedades e comportamento do solo.

O solo Peixe é classificado pelos sistemas SUCS e TRB como areia siltosa. Pela granulometria e análise tátil-visual este solo é tipicamente arenoso, nota-se uma pequena

porcentagem da fração silte, 8,5% (com defloculante) e 20,0% (sem defloculante), ao passo que há 11,5% (com defloculante) e 3,0% (sem defloculante) de argila.

O solo Corumbá é classificado pelos sistemas SUCS e TRB como areia argilosa e solos argilosos respectivamente. Apesar de os dois sistemas apresentarem classificações semelhantes (solos argilosos), esta classificação não reflete a granulometria do material, com predomínio de areia e silte, e características tátil-visuais que determinam um comportamento siltoso. Outro ponto importante a se destacar nesta análise é que pelo sistema SUCS este material tem a mesma classificação do solo Goiânia, apesar da grande diferença de comportamento entre os dois materiais. O solo Goiânia é classificado pelos sistemas SUCS e TRB como solo argiloso, apresentando uma classificação coerente com a granulometria e análise tátil-visual.

O conjunto de resultados mostra que além das classificações deve-se levar em conta as peculiaridades físico-químicas e mineralógicas dos solos. Assim, a classificação do solo Corumbá como argiloso, por exemplo, reflete mais as suas propriedades mineralógicas que texturais, mas em absoluto não está errada nem incoerente.

#### 4.1.2 Caracterização MCT

A Tabela 4.3 apresenta os índices e coeficientes utilizados na classificação MCT Tradicional e Expedita, obtidos utilizando os ensaios de compactação Mini-MCV, perda de massa por imersão e método das pastilhas, além do Grupo MCT no qual cada amostra foi classificada.

Tabela 4.3 - Ensaios da Metodologia MCT: Classificação Tradicional e Expedita.

Amostra		Solo Peixe	Solo Corumbá	Solo Goiânia
Tradicional	c'	0,36	0,60	1,80
	d'	26,3	7,5	74,4
	Pi (%)	110	259	34
	e'	1,23	1,74	0,85
	Grupo MCT	LA	NS'	LG'
	Classificação	Areias Lateríticas	Solos Siltosos Não Lateríticos	Solos Argilosos Lateríticos
Expedita	Consistência	Pouco Plástica	Pouco Plástica	Muito Plástica
	Contração (mm)	0,1	0,72	1,48
	c'	0,00	1,11	1,74
	Penetração (mm)	2	6,67	0,04
	Grupo MCT	NA	NS'/NA'	LG'
	Classificação	Areias Não Laterítica	Solos Siltosos Não Lateríticos / Solos Arenosos Não Lateríticos	Solos Argilosos Lateríticos

Das três amostras ensaiadas verificou-se que pela metodologia tradicional dois solos (Peixe e Goiânia) apresentam comportamento laterítico e o solo Corumbá apresenta comportamento não laterítico. O comportamento laterítico começa a se manifestar quando  $d' > 20$  e  $P_i < 100$  ( $e' = 1,15$ ).

A definição do comportamento laterítico e não laterítico está ligado ao resultado do ensaio perda de massa por imersão ( $P_i$ ), sendo que os solos saprolíticos (não lateríticos) apresentam, geralmente, valores de  $P_i$  nitidamente superiores aos solos de comportamento laterítico (Nogami e Villibor, 1995). As amostras classificadas como não lateríticas apresentam valores de  $P_i$  muito superiores às outras amostras. O  $P_i$  pode ser utilizado também na análise da erodibilidade do material, quanto maior  $P_i$  maior a erodibilidade, fato que foi constatado nas amostras ensaiadas.

Segundo Nogami & Villibor (1995), as argilas lateríticas e as areias finas argilosas possuem geralmente valores de  $d'$  acima de 20, podendo ultrapassar 100 no caso das areias finas argilosas, enquanto que as argilas não lateríticas e as areias puras apresentam estes valores baixos. Este comportamento foi obtido nas amostras ensaiadas.

O coeficiente  $c'$  correlaciona-se com a textura da amostra, sendo que valor de  $c'$  elevado (acima de 1,5) caracteriza as argilas e solos argilosos, valores entre 1,0 e 1,5, caracterizam vários tipos granulométricos, compreendendo areias siltosas, areias argilosas, argilas arenosas, argilas siltosas etc e valores baixos (abaixo de 1,0) caracterizam as areias e siltes não plásticos ou pouco coesivos (Nogami e Villibor, 1995).

As Figuras 4.3 e 4.4 apresentam respectivamente a carta de classificação utilizada para determinar o grupo MCT pelo método tradicional da metodologia MCT e na metodologia MCT expedita, sendo apresentado a localização de cada amostra na carta, obtida utilizando os valores dos coeficientes apresentados na Tabela 4.3.

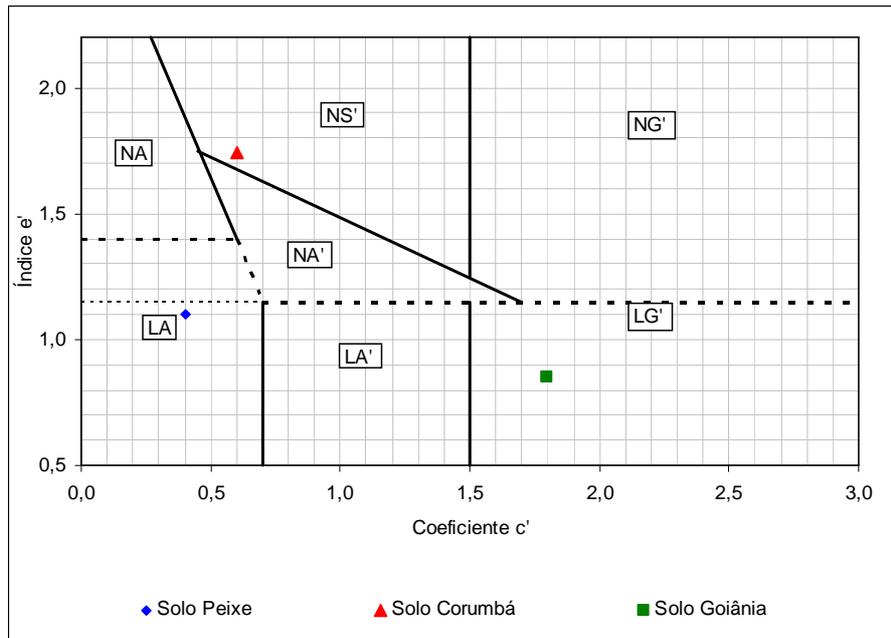


Figura 4.3 - Carta de Classificação Utilizada pelo Método Tradicional da Metodologia MCT

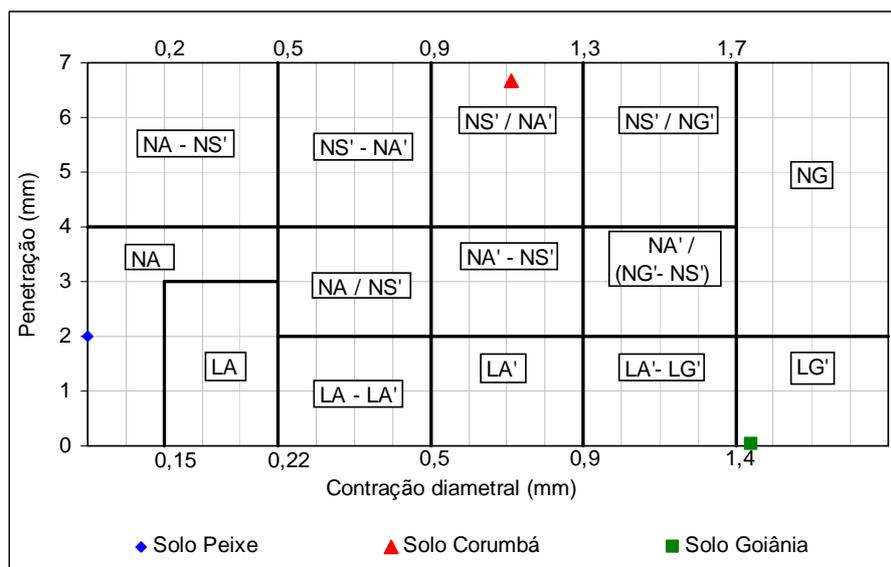


Figura 4.4 - Carta de Classificação Utilizada pelo Método das Pastilhas

A classificação expedita (método das pastilhas) confirmou os resultados obtidos na MCT tradicional para duas amostras (solo Corumbá e solo Goiânia). No entanto, no solo Peixe verificou-se uma discrepância: na classificação tradicional o solo foi apresentado como laterítico e na expedita não laterítico. Considerou-se como apropriado o resultado da classificação tradicional, areia laterítica, pois o comportamento é de um solo laterítico, com baixo  $P_i$ , elevada estabilidade química e presença de quartzo.

## 4.2 COMPOSIÇÃO MINERALÓGICA DOS SOLOS

A difração de raios-X foi realizada segundo quatro análises: amostra integral, fração argila ao natural, fração argila glicolada e fração argila calcinada. Para o solo Peixe foram analisadas duas amostras: solo retido na peneira nº 200 (0,074 mm) denominada amostra A e solo passado na peneira nº 200 (0,074 mm) denominado amostra B. A Tabela 4.4 apresenta os minerais identificados nas análises.

Tabela 4.4 - Minerais Identificados nos Difratomogramas.

Descrição	Solo Peixe - A	Solo Peixe - B	Solo Corumbá	Solo Goiânia
Minerais Principais	quartzo	quartzo	ilita	gibbsita
Minerais Subordinados	vermiculita e caulinita	caulinita e vermiculita	quartzo, caulinita e goethita	quartzo, caulinita e hematita
Minerais Traço	ilita e gibbsita	ilita e gibbsita	gibbsita	vermiculita e goethita

O solo Peixe apresenta predominância (minerais principais) de quartzo, mineral este, segundo Nogami & Villibor (1995), encontrado com bastante frequência nos solos tropicais, em especial nas frações areias e pedregulhos, possuindo elevada estabilidade química e sendo atacado lentamente pelo processo de laterização. A vermiculita e a caulinita apresentam-se como minerais subordinados, sendo que este último mineral geralmente é encontrado em solos maduros que sofreram algum tipo de intemperismo e apresenta geralmente pequena capacidade de troca de cátions e baixa atividade. A ilita e a gibbsita aparecem como mineral traço. A ilita enquanto traço nesse solo constitui um indicativo de que o mesmo está deixando a fase de pouco intemperizado para adentrar na de um solo profundamente intemperizado.

Com relação à comparação entre as frações A e B do solo de Peixe, verificou-se que a mineralogia identificada tanto para a amostra A (material grosseiro), quanto para a B (material fino) foi a mesma, com grande predomínio do quartzo. Nos difratogramas apresentados nas Figuras 4.5 e 4.6 foi possível verificar que a amostra B contém os picos dos argilominerais ilita, caulinita e gibbsita mais definidos, em relação à amostra A, o que indica uma maior quantidade desses minerais na amostra passada na peneira nº 200.

Vale lembrar que a intensidade do pico pode não corresponder exatamente à sua proporção na amostra quando as condições de operação do equipamento e a cristalinidade da estrutura são diferentes. No entanto, ao se comparar dois difratogramas de uma mesma amostra, obtidos por meio de iguais metodologias e equipamentos, pode-se afirmar que a

intensidade de pico dos minerais é um indicativo da maior ou menor presença dos mesmos no solo.

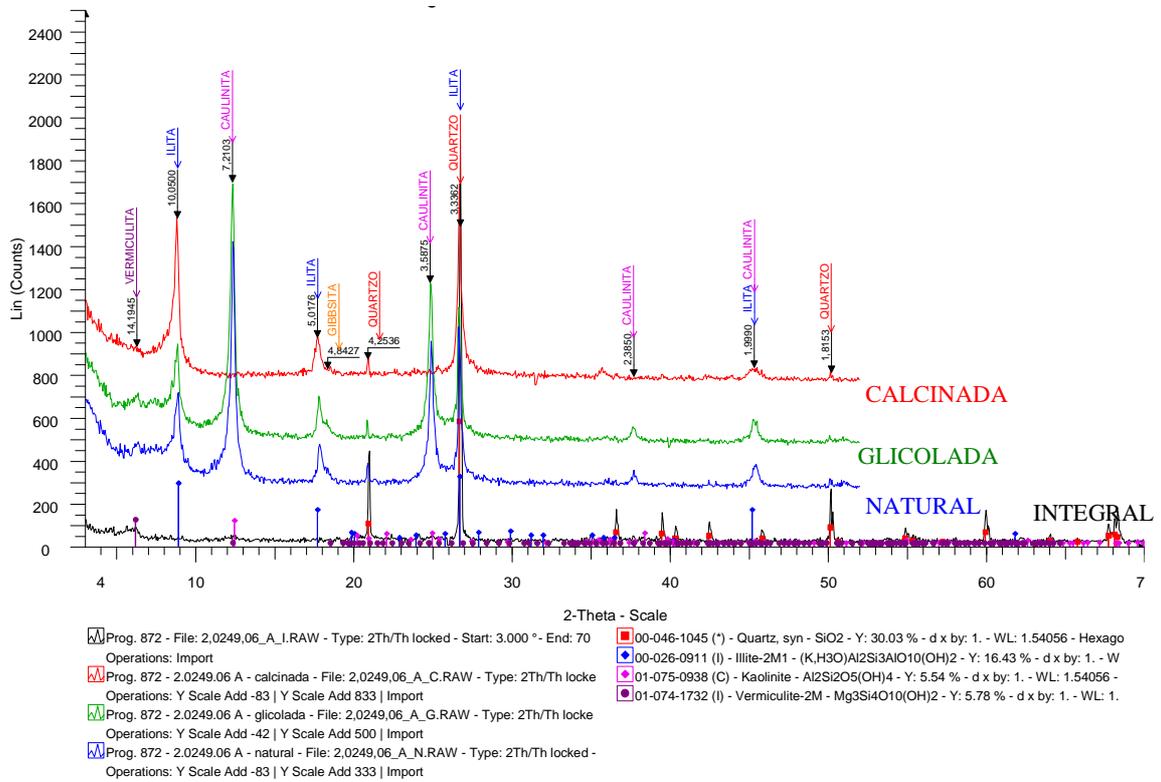


Figura 4.5 - Difratoograma do Solo Peixe A – Material retido na peneira N° 200 (material grosseiro).

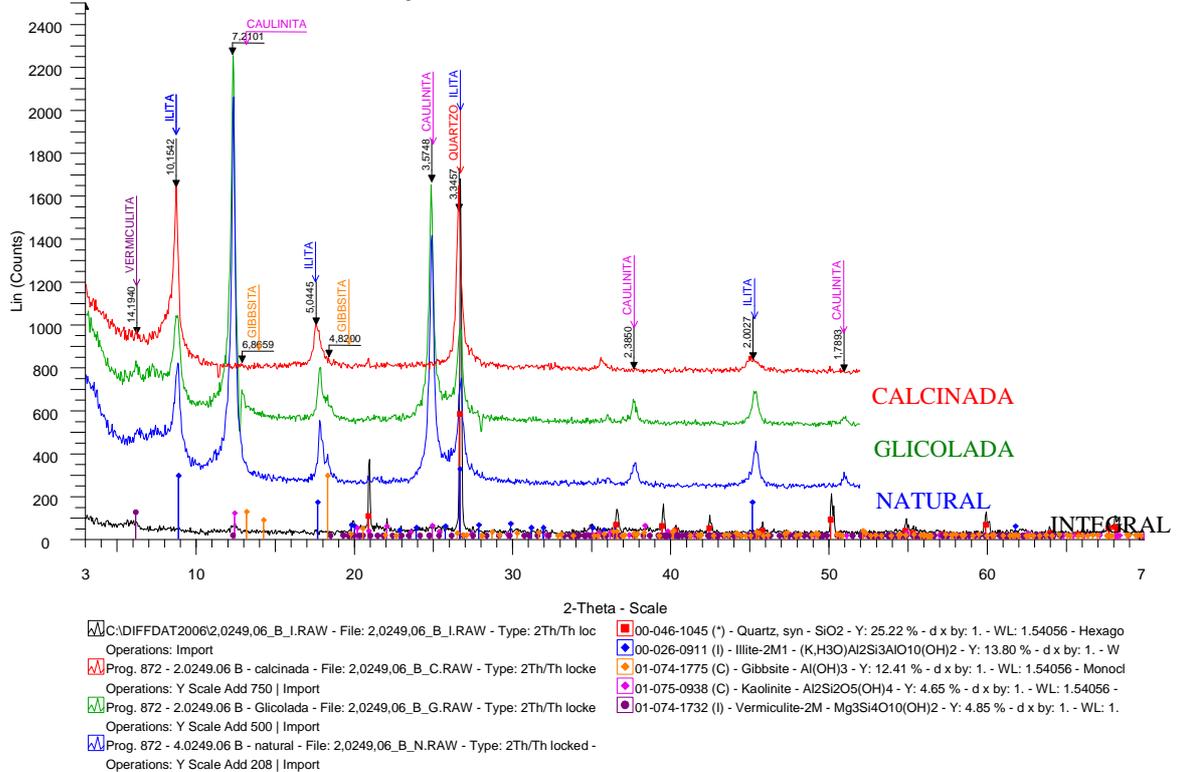


Figura 4.6 - Difratoograma do Solo Peixe B – Material passado na peneira N° 200 (material fino).

O solo de Corumbá apresenta predominância (minerais principais) de ilita, são encontrados como minerais subordinados o quartzo, a caulinita e oxi-hidróxidos de ferro (goethita) e como mineral traço a gibbsita. O aparecimento da gibbsita é um indicativo de que o solo está iniciando a sua passagem de pouco para profundamente intemperizado e talvez compreenda a zona de transição. No Capítulo 2, nas Figuras 2.1 e 2.2 são mostrados os mecanismos de alteração dos minerais com o intemperismo.

No que se refere à presença das micas (ilita), Nogami & Villibor (1995) descrevem a influência das mesmas no comportamento nos solos em geral, citando, por exemplo, a ocorrência do aumento da expansibilidade. Vale ressaltar que a expansão pode ser estrutural e mineralógica, quando da ocorrência de ilitas expansivas. No solo Corumbá, no entanto, a expansibilidade identificada se deve principalmente à expansão estrutural.

Quanto à presença do quartzo, esta pode ser também esperada, principalmente nas frações areia e pedregulho de solos saprolíticos, segundo os comentários de Nogami & Villibor (1995). Estes autores afirmam ainda que uma grande variedade de argilo-minerais pode ser verificada nos solos saprolíticos.

O difratograma do solo Corumbá pode ser verificado na Figura 4.7.

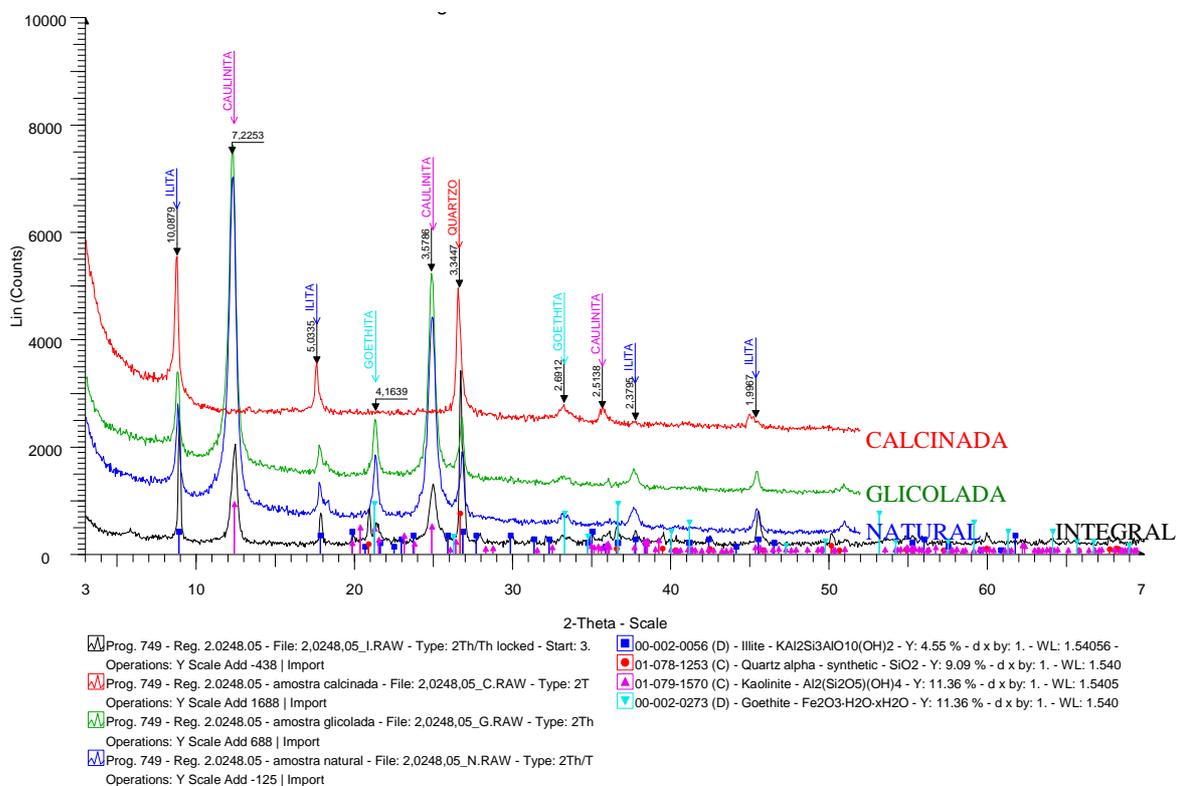


Figura 4.7 - Difratograma do Solo Corumbá.

O solo de Goiânia apresenta predominância (minerais principais) de hidróxidos de alumínio (gibbsita). Os minerais subordinados identificados para o solo Goiânia foram o quartzo, a caulinita e a hematita (óxidos de ferro) e como minerais traço foram identificados a vermiculita e a goethita. A identificação de oxi-hidróxidos de ferro e alumínio, bem como a presença da caulinita neste solo permite que se afirme que este é um típico “Solo Tropical”, formado em região de clima quente e úmido, e submetido a um intenso processo de intemperização até chegar à sua composição atual. O traço de vermiculita neste solo é na realidade pouco provável e pode ser oriundo das intervenções antrópicas na área por meio de adubação. O difratograma do solo Goiânia é apresentado na Figura 4.8.

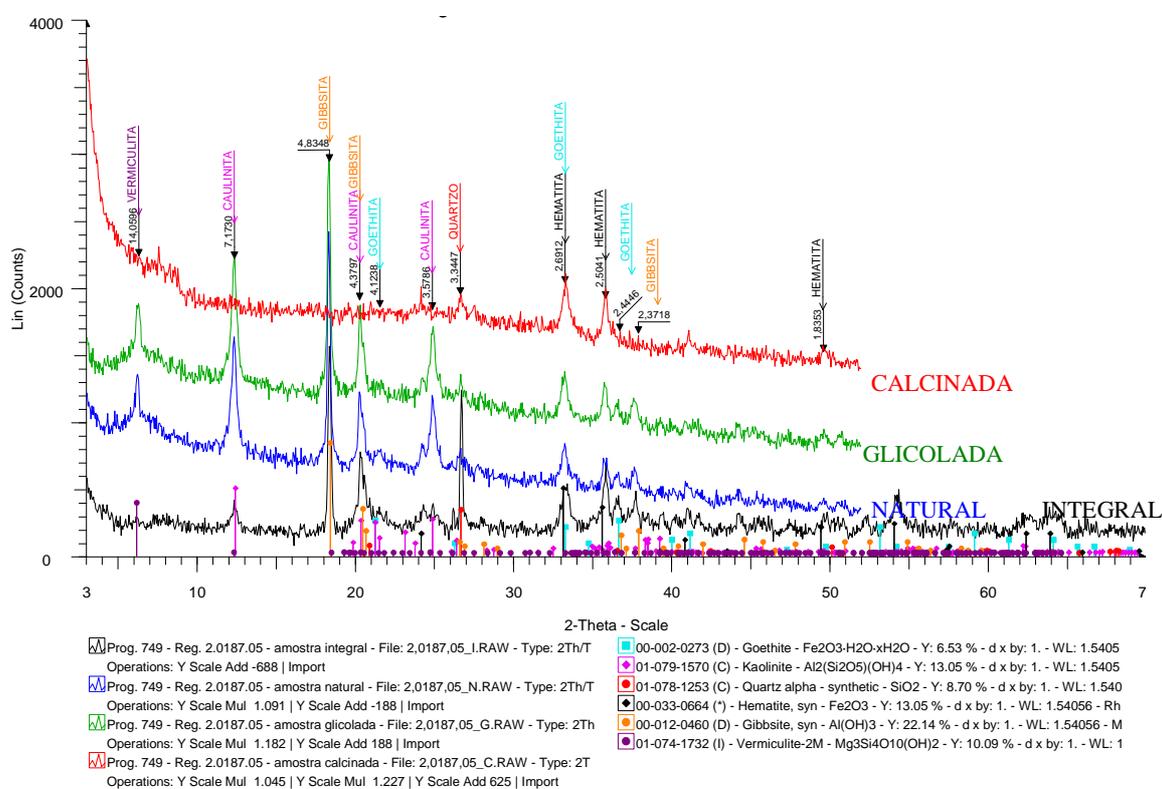


Figura 4.8 - Difratograma do Solo Goiânia.

### 4.3 CARACTERIZAÇÃO DAS EMULSÕES ASFÁLTICAS

Os resultados obtidos para os ensaios realizados com as emulsões RL-1C e EARC estão apresentados na Tabela 4.5. A metodologia utilizada para obtenção dos resultados foi descrita no item 3.4.

Tabela 4.5 - Caracterização das emulsões asfálticas RL-1C e RC.

Ensaio realizado	Especificações	Resultados das emulsões utilizadas		Norma
	RL-1C	RL-1C	EARC	
Viscosidade Saybolt Furol, sSF, a 50°C	max.70	17	14	NBR 14491/2000
Sedimentação, % em peso max.	5	0,0015	0,0000	NBR 6570/2000
Peneiração, 0,84mm, % em peso max.	0,10	0,00	0,00	NBR 14393/1997
Mistura com cimento, % max.	2	0,1	9,5	NBR 6297/2003
Carga da partícula	positiva	positiva	anfotérica	NBR 6567/2000
pH, max.	6,5	3,02	2,84	NBR 6299/1999
Resíduo asfáltico - método expedito resíduo, mínimo, % em peso	60	60,7	63,0	NBR 14376/1999
Massa específica CAP (kN/m <sup>3</sup> )	-	9,85	9,83	NBR 6296/1965

Observa-se que os resultados obtidos para a emulsão RL-1C encontram-se dentro das especificações previstas. Os valores dos ensaios de viscosidade, sedimentação, peneiração e mistura com cimento apresentaram-se dentro da faixa especificada para este tipo de emulsão. Por meio do ensaio de carga da partícula pôde-se confirmar que esta é uma emulsão catiônica, ou seja, possui partículas carregadas positivamente. Quanto ao pH, o valor obtido foi de 3,02, indicando ser este um material ácido, bem abaixo do pH máximo permitido (6,5). Esse valor de pH pode gerar em casos como os dos solos Goiânia e Peixe a sua desagregação ao fazê-lo passar pelo ponto de carga zero.

A determinação do resíduo asfáltico, além de permitir a verificação da qualidade da emulsão é essencial para o cálculo da quantidade de água a ser utilizada nas misturas solo-emulsão. O valor obtido para a emulsão RL-1C, utilizada em praticamente todos os ensaios dessa tese foi de 60,7% de resíduo asfáltico. Conseqüentemente, esta emulsão possui 38,3% de solução aquosa.

Já a emulsão de ruptura controlada, EARC, apresentou uma porcentagem de mistura com cimento maior que a prevista nas especificações e pelo ensaio de carga da partícula verificou-se que essa emulsão é anfotérica (possui cargas positivas e negativas). A maior porcentagem de material retido para o ensaio de mistura com cimento se deve ao tipo de emulsificante utilizado na fabricação da emulsão, o qual tem um tempo de ruptura menor. Pelo fato dessa emulsão não atender às especificações de nenhum dos tipos de emulsão especificados por norma, optou-se pela sua não utilização.

Com a finalidade de verificar a variação da viscosidade das duas emulsões com a temperatura foram realizados ensaios de Viscosidade Saybolt Furol para as temperaturas: 20,

30, 40 e 50° C. Por meio dos resultados apresentados na Tabela 4.6 verifica-se que a emulsão RL-1C é menos viscosa que a emulsão EARC, no entanto, as duas apresentam uma suave redução da viscosidade com o aumento da temperatura. A temperatura de aplicação da emulsão nos solos, para os ensaios realizados em laboratório esteve sempre entre 20 e 30° C.

Tabela 4.6 - Variação da viscosidade com a temperatura.

Temperatura °C	Viscosidade Saybolt Furol (s)	
	Emulsão RL-1C	Emulsão EARC
20	19	22
30	16	19
40	14	17
50	14	17

A Tabela 4.7 apresenta as características da emulsão RM-1C, segundo ensaios realizados pela própria distribuidora. Esta emulsão foi testada apenas em mistura com o solo Peixe (ensaio de compactação e permeabilidade), na tentativa de verificar se com a sua maior viscosidade se teria melhores resultados.

Tabela 4.7 - Caracterização da emulsão asfáltica RM-1C (resultados fornecidos pela distribuidora).

Ensaio realizado	Especificações	Resultados	Norma
	RM-1C	RM-1C	
Viscosidade Saybolt Furol, sSF, a 50°C	20 a 200	48	NBR 14491/2000
Peneiração, 0,84mm, % em peso max.	0,10	0,01	NBR 14393/1997
Carga da partícula	positiva	positiva	NBR 6567/2000
Resíduo asfáltico - método expedito resíduo, mínimo, % em peso	62	62,2	NBR 14376/1999

#### **4.4 COMPOSIÇÃO QUÍMICA DOS SOLOS E DAS MISTURAS SOLO-EMULSÃO**

Neste item são apresentados os resultados dos ensaios químicos realizados com os solos em estado natural e com adições de 4 e 8% de emulsão asfáltica. A metodologia utilizada para a realização dos ensaios foi descrita no item 3.5.

Os resultados aqui apresentados foram inicialmente analisados por Leite & Brandão (2008). Tais autores analisaram ainda as misturas solo-cal e solo-cal-emulsão, resultados estes que não serão apresentados aqui por não pertencerem ao escopo desta tese.

Os ensaios químicos realizados com os solos Peixe, Corumbá e Goiânia fornecem indicativos de alterações na composição química do solo devido à adição da emulsão asfáltica. Os seguintes aspectos devem ser lembrados:

- Apesar de se ter verificado cuidadosamente a metodologia utilizada nos ensaios químicos conforme descritas no item 3.5, os métodos usados foram desenvolvidos para pesquisas agronômicas utilizando solos, e não se tem conhecimento se são adequados para misturas contendo material asfáltico. Com isso, pode ocorrer de se ter algum resultado comprometido, principalmente os que envolvem a utilização do colorímetro.

- Nos ensaios que serão apresentados neste item são esperadas modificações por adição de asfalto apenas nos valores de pH, CTC, V% e MO (presença do carbono mineral). Isto porque na composição química dos asfaltos estão presentes, de forma geral, hidrocarbonetos e heteroátomos (N, S, O, Ni, Fe), elementos estes não identificados por meio dos ensaios aplicados a solos na agronomia.

- Considerando que os ensaios foram realizados algum tempo depois da mistura do solo com a emulsão e que as amostras foram secas ao ar e por vezes colocadas em solução, valores como os do pH e da CTC podem ter sofrido alterações em relação à condição inicial. Resta saber se os resultados correspondem aos valores verificados em campo no caso de uma aplicação prática.

#### 4.4.1 Solo Peixe

Os resultados dos ensaios realizados para a determinação química do solo Peixe são apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Análises Químicas – Solo Peixe (Leite & Brandão, 2008 - modificado).

Solo Peixe	pH		$\Delta$ pH	MO	P	K	Ca	Mg	H+Al	Al	CTC	V
	Água	KCl		%	*	*	**	**	**	**	**	**
Solo Natural	5,4	5,6	0,2	0,5	1,1	47,0	1,3	0,2	1,9	0,7	3,5	46,0
Solo-Emulsão 4%	5,3	4,6	-0,7	2,8	1,4	45,0	1,3	0,2	1,5	0,7	3,1	51,9
Solo-Emulsão 8%	4,3	4,5	0,2	5,7	1,4	46,0	1,4	0,2	1,4	0,4	3,1	55,1

\*mg/dm<sup>3</sup> \*\*cmol/dm<sup>3</sup> <sup>1</sup>

<sup>1</sup> A unidade cmol/dm<sup>3</sup> (centimol de carga por decímetro cúbico) equivale, em valores numéricos, ao antigo meq/100cm<sup>3</sup> (miliequivalente por 100 cm<sup>3</sup>).

Os valores de pH em água e em solução salina de cloreto de potássio (KCl) para o solo natural foram respectivamente de 5,4 e 5,6, caracterizando acidez moderada (conforme Figura 2.3 do Capítulo 2). O  $\Delta$ pH positivo é coerente com valores identificados para estes solos, à ocasião do inventário e reflete o avançado estágio de intemperização e pedogênese do mesmo.

Verificou-se que a adição da emulsão, de forma geral, provocou uma redução do pH que chegou a atingir valores de 4,3 (em água), para o solo com 8% de emulsão, o que caracteriza solo com forte acidez (Figura 2.3). Tal redução pode ter relação direta com o pH da emulsão asfáltica que é de 3,02.

Os valores de matéria orgânica obtidos para o solo Peixe são muito baixos, porém coerentes pelo fato de se tratar de solo de horizonte mais profundo, a camada superficial contendo matéria orgânica foi removida antes da coleta da amostra.

Averiguou-se um aumento considerável da matéria orgânica para os solos com adição de 4 e 8% de emulsão, no entanto, este aumento não veio acompanhado pelo aumento da CTC (a matéria orgânica possui elevada CTC). Foram aventadas duas possibilidades:

a) O método utilizado permite identificar além do carbono orgânico, o carbono mineral presente no material asfáltico. Tal hipótese é sustentada pelos valores obtidos, que correspondem de forma aproximada ao valor da MO do solo somada ao teor de asfalto residual, conforme mostrado a seguir:

- $0,5(\% \text{ MO solo natural}) + 2,4(\% \text{ asfalto residual}) = 2,9\%$  (MO obtida foi de 2,8%)
- $0,5(\% \text{ MO solo natural}) + 4,8(\% \text{ asfalto residual}) = 5,3\%$  (MO obtida foi de 5,7%)

b) O maior valor de MO verificado deve-se à alteração da leitura do colorímetro pela cor escura do asfalto. Conforme explicado por Leite & Brandão (2008), para determinar o teor de MO no solo é adicionado ácido crômico e ácido sulfúrico na solução de solo, sendo provável que o carbono da emulsão tenha sido oxidado a  $\text{CO}_2$  e o cromo reduzido, passando da valência  $6^+$  para  $3^+$ , adquirindo uma cor esverdeada a qual pode ser medida por colorimetria. O colorímetro<sup>2</sup> se baseia no princípio de que a absorvância de uma substância é proporcional à sua concentração. Na mistura solo-emulsão o asfalto faz com que aconteça uma maior redução da valência do Cromo o que torna a solução de solo mais escura absorvendo maior quantidade de luz emitida pelo colorímetro e indicando um maior teor de matéria orgânica no solo.

---

<sup>2</sup> O colorímetro é um aparato que permite que a determinação da absorvância de uma solução em uma frequência particular cores.

No estudo, foi determinada a MO da emulsão asfáltica pura (sem ser misturada ao solo) que forneceu um valor de 10,8%. Caberia verificar se o valor obtido não se deve à dissolução da emulsão, a qual já contém aproximadamente 38% de água, em ácido crômico e água.

Segundo Leite & Brandão (2008), para que o valor obtido para o solo-emulsão correspondesse à MO deveria ter ocorrido o aumento da CTC da mistura, uma vez que a matéria orgânica é rica em colóides negativos que aumentam a CTC no solo. No caso do asfalto, no entanto, a forma em que a matéria orgânica se encontra não implica, conforme mostrado nos resultados apresentados na Tabela 4.8, em aumento da CTC do solo Peixe nem dos demais solos estudados como se verá mais adiante, pelo contrário verificou-se pequena tendência ao decréscimo deste parâmetro, ou seja, a emulsão estaria atuando inibindo as trocas.

Os valores de P, K, Ca e Mg obtidos para o solo Peixe natural são característicos da região e coerentes com os esperados para este solo. Para se chegar a essa afirmação, foram consultados os valores obtidos em estudos agrônômicos, realizados visando a identificação de áreas agriculturáveis em toda região do AHE Peixe Angical e apresentados no EIA-RIMA à ocasião dos estudos de viabilidade (Themag, 2000),

Os baixos valores de alumínio trocável também são característicos da região. A redução numérica do valor com o acréscimo de emulsão se deve à reação aniônica e retirada do Al de compostos covalentes. É comum ocorrer desagregação dos solos quando da redução do teor de alumínio livre presente no solo.

A capacidade de troca catiônica (CTC) do solo natural foi de 3,5 cmol/dm<sup>3</sup>, sendo compatível com a presença predominante do quartzo (inerte), da caulinita (CTC de 3 a 15 cmol/dm<sup>3</sup>), e da gibbsita (baixos valores de CTC). A presença de argilominerais 2:1, mesmo que em pequena quantidade pode ter contribuído para o valor de CTC obtido tendo em vista ser o quartzo inerte.

Nas misturas solo-emulsão foram verificadas pequenas reduções dos valores de CTC. A redução da CTC pode ter relação com a redução do pH, responsável pela diminuição de cargas dependentes de pH.

A CTC é calculada com base nos valores de H+Al, K, Ca e Mg, observando-se alterações coerentes dos resultados das misturas em relação ao solo natural.

A saturação de bases do solo natural apresentou valor situado entre 25 e 50%, sendo classificado como baixo (vide Tabela 2.2), caracterizando um solo distrófico (V<50%). O termo distrófico, bastante utilizado em agronomia, indica solos pobres em nutrientes. Segundo

Cardoso *et al.* (1993), citado por Leite & Brandão (2008), com o desenvolvimento do solo, as bases permutáveis  $Ca^{++}$  podem ser lixiviadas.

#### 4.4.2 Solo Corumbá

Estão apresentados na Tabela 4.9 os resultados das análises químicas do solo Corumbá.

Tabela 4.9 - Análises Químicas – Solo Corumbá (Leite & Brandão, 2008 - modificado).

Solo Corumbá	pH		$\Delta$ pH	MO	P	K	Ca	Mg	H+Al	Al	CTC	V
	Água	KCl		%	*	*	**	**	**	**	**	**
Solo Natural	4,3	5,0	0,7	0,7	1,1	50,0	1,3	0,2	1,9	0,4	3,5	46,1
Solo-Emulsão 4%	4,5	4,9	0,4	3,3	1,7	50,0	1,3	0,2	1,4	0,3	3,0	53,8
Solo-Emulsão 8%	4,0	5,3	1,3	4,6	1,4	52,0	1,5	0,2	1,7	0,3	3,5	51,9

\*mg/dm<sup>3</sup> \*\*cmolc/dm<sup>3</sup>

O solo Corumbá natural apresentou forte acidez (vide Figura 2.3), com valores de pH em água e em KCl de 4,3 e 5,0, respectivamente. O  $\Delta$ pH para o solo natural apresentou valor positivo e bastante elevado, dada a presença de goethita e gibbsita em sua composição mineralógica. Kiehl (1979) relaciona o  $\Delta$ pH positivo com a presença de óxidos de ferro e alumínio.

Os valores de pH para as misturas sofreram pequenas alterações em relação ao solo natural, porém mantiveram-se dentro da faixa correspondente à forte acidez, com exceção apenas do pH em KCl para o solo-emulsão 8% (acidez moderada). Uma particularidade deste solo foi o aumento do  $\Delta$ pH com a adição da emulsão, que juntamente com o aumento do V% refletem o aumento das bases (solo com predominância de cargas positivas juntamente com emulsão catiônica). Vale lembrar ainda que o  $\Delta$ pH é um indicador da atividade de balanço de cargas do sistema coloidal do solo.

A matéria orgânica para o solo Corumbá tem análise idêntica à apresentada para o solo Peixe, cabendo acrescentar, apenas, as somas da MO do solo natural com o teor de asfalto residual para o solo Corumbá:

- $0,7(\% \text{ MO solo natural}) + 2,4(\% \text{ asfalto residual}) = 3,1\%$  (MO obtida foi de 3,3%)
- $0,7(\% \text{ MO solo natural}) + 4,8(\% \text{ asfalto residual}) = 5,5\%$  (MO obtida foi de 4,6%)

Os valores de P, K, Ca, Mg e H+Al estão dentro do esperado para um solo pertencente à horizonte mais profundo e praticamente não sofreram alterações com a adição de emulsão asfáltica.

Quanto à saturação de bases para o solo natural, assim como no caso do solo Peixe, esta apresentou valores entre 25 e 50% o que indica um solo distrófico. Conforme comentado anteriormente, maiores valores de V% foram obtidos para as misturas solo-emulsão.

As variações de pH e V% não interferiram na CTC das misturas solo-emulsão, que continuaram a apresentar baixos valores de CTC, à exemplo do que tinha sido obtido para o solo natural. A baixa CTC obtida para o solo natural (3,5 cmol<sub>c</sub>/dm<sup>3</sup>) tem relação direta com a mineralogia deste, o qual apresenta illita como o mineral com maior CTC (CTC de 10 a 40 cmol<sub>c</sub>/dm<sup>3</sup>), e os demais elementos (quartzo, caulinita, goethita, gibbsita) possuem CTC baixa ou desprezível.

#### 4.4.3 Solo Goiânia

A Tabela 4.10 mostra os resultados das análises químicas do solo Goiânia.

Tabela 4.10 - Análises Químicas – Solo Goiânia (Leite & Brandão, 2008 - modificado).

Solo Goiânia	pH		$\Delta$ pH	MO	P	K	Ca	Mg	H+Al	Al	CTC	V
	Água	KCl		%	*	*	**	**	**	**	**	**
Solo Natural	5,0	5,3	0,3	1,1	1,1	48,0	1,9	0,3	1,7	0,7	4,0	57,7
Solo-Emulsão 4%	5,2	5,3	0,1	3,7	1,4	46,0	1,3	0,3	1,7	0,0	3,4	50,3
Solo-Emulsão 8%	6,0	6,3	0,3	4,6	1,4	46,0	1,4	0,3	1,7	0,0	3,5	51,7

\*mg/dm<sup>3</sup> \*\*cmol<sub>c</sub>/dm<sup>3</sup>

Para o solo Goiânia em estado natural foram obtidos pH em água de 5,0 e pH em KCl de 5,3, valores estes que caracterizam solo com acidez moderada a forte (Figura 2.3). O valor do  $\Delta$ pH (0,3) é inferior ao verificado para o solo Corumbá (0,7), esperava-se que além de positivo o valor fosse maior, visto o solo Goiânia ter como mineral principal a gibbsita (hidróxido de alumínio).

Brady relaciona a ocorrência de solos básicos como possuindo maior facilidade de dispersão. Os solos tropicais profundamente intemperizados como é o caso do solo Goiânia são geralmente ácidos e apresentam elevado nível de agregação da fração final, principalmente a argilosa.

Contrariamente ao que foi verificado para os solos Peixe e Corumbá, o solo Goiânia apresentou um aumento do pH devido à adição de emulsão de asfáltica. O maior valor de pH apresentado pelas misturas foi de 6,3 (pH em KCl, solo emulsão 8%), indicando acidez leve (pH entre 6 e 7). Apesar do aumento dos valores do pH, o  $\Delta$ pH das misturas praticamente não sofreu alterações.

Segundo Sengik (2003), citado por Leite & Brandão (2008), na medida em que se eleva o pH, o hidrogênio retido pelo colóide orgânico e pelas argilas silicatadas, como a caulinita (mineral presente no solo Goiânia), torna-se ionizado e substituível. Outrossim, os íons oxihidratados de alumínio adsorvidos são removidos formando  $\text{Al}(\text{OH})_3$ , liberando posições adicionais de permuta nos colóides minerais. O resultado líquido consiste num aumento da carga negativa dos colóides e, por outro lado num aumento na capacidade de permuta de cátions. Estruturalmente, ao passar pelo ponto de carga zero o solo tende a desagregar-se. Neste caso, como o pH da emulsão era igual a 3,02, certamente isso teria ocorrido.

A extinção do Al após a adição da emulsão pode estar relacionada com a explicação apresentada no parágrafo anterior.

O valor de matéria orgânica apresentado pelo solo Goiânia natural foi um pouco maior do que o apresentado pelos demais solos em estudo, provavelmente devido à algum vestígio da camada superficial orgânica removida no momento da coleta. O aumento do valor da MO com a adição de material asfáltico pode ser interpretada de forma análoga à apresentada para o solo Peixe. Acrescenta-se aqui os valores da soma da MO do solo natural com o teor de asfalto residual:

- $1,1(\% \text{ MO solo natural}) + 2,4(\% \text{ asfalto residual}) = 3,5\%$  (MO obtida foi de 3,7%)
- $1,1(\% \text{ MO solo natural}) + 4,8(\% \text{ asfalto residual}) = 5,9\%$  (MO obtida foi de 5,7%)

Os valores de P, K, Mg, H+Al estão dentro do esperado e praticamente não sofreram alterações com a adição da emulsão.

Já a redução dos valores de Ca com a adição de emulsão pode estar evidenciando uma reação química do cátion com oxigênio do meio aquoso formando CaO - óxido de cálcio, que é alcalino e responsável pelo aumento do pH.

O solo Goiânia apresentou CTC um pouco maior que a dos outros dois solos. Novamente a CTC está relacionada com a mineralogia e a matéria orgânica (um pouco maior neste solos). A presença de elementos como a caulinita (CTC de 3 a 15  $\text{cmol}_c/\text{dm}^3$ ) e principalmente a vermiculita (CTC de 100 a 150  $\text{cmol}_c/\text{dm}^3$ ) elevam a CTC, enquanto os demais elementos (gibbsita, quartzo hematita, e goethita) contribuem para sua redução.

A saturação de bases (V) obtida para o solo natural foi de 57,7%. Solo com V% maior do que 50% são considerados eutróficos<sup>3</sup>.

Com a adição de emulsão asfáltica a CTC e a saturação de bases (V%) sofreram pequenas reduções, proporcionais à redução do Ca. Vale lembrar que V e CTC são calculada com base nos valores de K, Ca, Mg, H+Al (Vide item 3.5).

Segundo Santos (1975), citado por Leite & Brandão (2008), a capacidade de troca catiônica no solo é uma importante propriedade dos argilominerais, visto que os íons permutáveis influenciam poderosamente sobre suas propriedades físico-químico e tecnológicas.

#### **4.5 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO**

Neste item serão apresentados os resultados dos ensaios de compactação realizados com o solo natural e as misturas solo-emulsão (teores de de 2, 4, 6 e 8% emulsão asfáltica), conforme metodologia descrita no item 3.6.

##### **4.5.1 Compactação Proctor Normal dos Solos Naturais**

A Tabela 4.11 e a Figura 4.9 apresentam os resultados dos ensaios de compactação obtidos para os três solos sem a adição de emulsão asfáltica. Verificou-se que características como o diâmetro do cilindro e o tamanho das partículas promove modificações no formato da curva de compactação e conseqüentemente nos valores de peso específico aparente seco máximo e umidade ótima.

Tabela 4.11 - Resumo dos Resultados dos Ensaio de Compactação - Proctor Normal.

Amostra	Peneira utilizada na Preparação da amostra	Diâmetro do Cilindro	W <sub>ot</sub> (%)	$\gamma_{dmax}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Sr (%)
Solo Peixe	Passado na n° 10	4"	10,3	19,47	81,7
		6"	9,3	19,23	70,3
Solo Corumbá	Passado na n° 4	4"	17,3	16,61	76,2
		6"	19,4	15,59	73,0
	Passado na n° 10	4"	19,5	16,10	79,2
		6"	19,4	15,59	73,0
Solo Goiânia	Passado na n° 10	4"	20,1	16,55	84,0
		6"	20,7	16,45	85,1

<sup>3</sup> Solos eutróficos: solos ricos em nutrientes

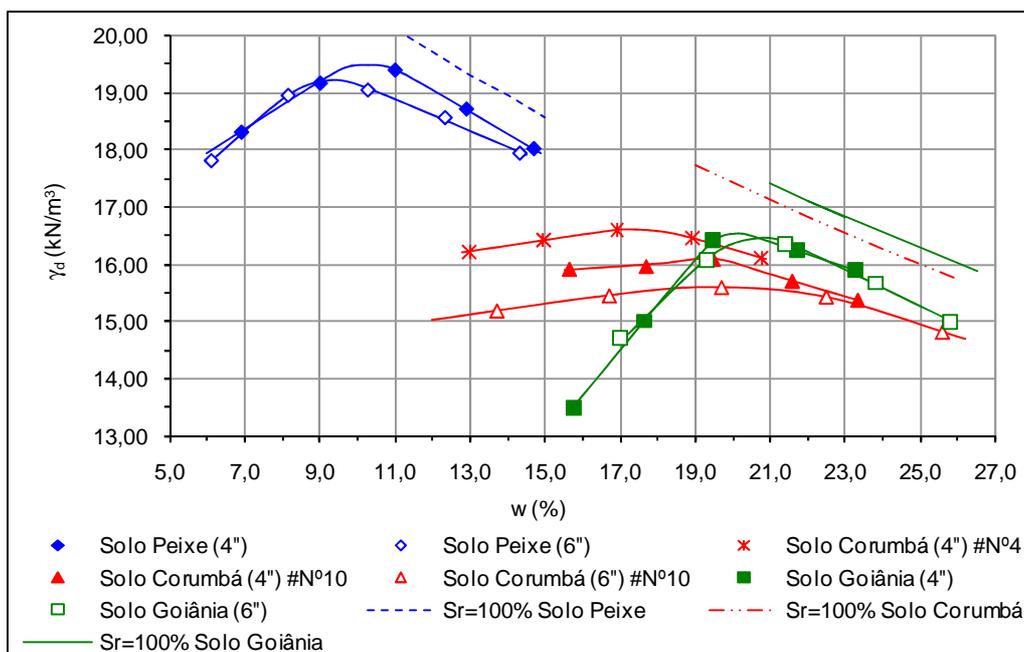


Figura 4.9 - Curvas de Compactação do Solo Natural.

O solo Peixe foi o que apresentou maiores valores de peso específico aparente seco máximo.

Para o solo Corumbá foram verificadas curvas mais abertas, tal formato de curva, quando da compactação do solo em campo, possibilita uma maior faixa de variação da umidade de compactação. Este fato já havia sido observado à ocasião da construção da UHE Corumbá I, conforme descrito por Caproni Júnior *et al.* (1994) e consiste em uma das vantagens dos solos saprolíticos em geral, utilizados na construção de maciços compactados.

O solo Goiânia apresentou curvas de compactação mais fechadas o que implica no fato de que pequenas alterações da umidade geram grandes variações do índice de vazios e, conseqüentemente, do comportamento.

Um fato verificado foi que a compactação em cilindro de maior dimensão (15 cm de diâmetro) implicou na obtenção de menores valores de peso específico aparente seco. Este efeito estaria relacionado a dois fatores: melhor distribuição da energia por meio dos golpes no cilindro de 10 cm de diâmetro e maior número de golpes necessários à compactação com o uso do soquete pequeno neste caso, pois a seqüência de golpes termina por acumular uma energia residual que ajuda na compactação. O solo Goiânia foi o que apresentou menor diferença entre os ensaios realizados nos cilindros pequeno e grande.

Vale ressaltar que serão utilizados como referência para compactação dos ensaios desta tese os valores de  $\gamma_{dmax}$  e  $w_{ot}$  obtidos nos ensaios realizados em cilindros de 10 cm de

diâmetro (pequeno). A única exceção refere-se aos ensaios realizados no estudo da compactação semi-estática que será apresentado no item 4.8.

Antes de continuar as discussões sobre a compactação dos solos faz-se necessário analisar a compactabilidade em cada caso. Assim o solo Peixe apresenta maior peso específico aparente seco e menor umidade devido à sua textura e mineralogia. O grão de quartzo presente de modo marcante na fração areia do solo Peixe possui  $G$  próximo de 2,65, além de ser um mineral inerte e, portanto, com baixa capacidade de retenção de água. É fácil perceber então, que se tal grão de quartzo for substituído por um pacote de argila do solo Corumbá ou por um agregado de argila do solo Goiânia de mesmo volume, estes últimos possuirão um menor peso específico aparente dos grãos (aparente porque no interior dos pacotes ou agregados de argila existem vazios), e por consequência conduzirão estes solos a menores valores de peso específico aparente seco. Corroboram com esse entendimento o fato de que sendo estes solos mais ativos, terão maior poder de retenção de água o que dificulta a compactação como se verá a seguir na exposição sobre a forma da curva de compactação.

As formas das curvas de compactação estão, para os solos estudados, relacionadas aos seguintes fatores: variação da sucção/capilaridade com a alteração da umidade; ação lubrificante da água, principalmente no caso dos solos ricos em minerais primários menos ativos como é o caso do quartzo; quebra de agregados ou de pacotes de argila com o aumento da umidade de compactação; maior ou menor geração de pressão neutra positiva quando da compactação no ramo úmido.

No processo de compactação tem-se a energia externa aplicada e a energia interna resistente. Essa energia interna é função de parâmetros presentes no solo como coesão, ângulo de atrito e sucção/capilaridade, sendo que sobre cada um desses elementos interferem outros de caráter mais específicos como as forças de atração e repulsão presentes nas partículas de argila.

Partindo-se do ramo seco da curva de compactação, o aumento de umidade implica na diminuição da sucção/capilaridade e/ou maior lubrificação entre as partículas. Nos solos tropicais profundamente intemperizados esse aumento favorece ainda à quebra de agregados. Tem-se então, que quanto maior a queda da sucção/capilaridade, maior a lubrificação das partículas ou maior a quebra de agregados e mais inclinado será o ramo seco. A umidade ótima constitui o ponto de oclusão da fase ar dando origem à geração de pressão neutra quando da aplicação da energia de compactação. A geração de pressão neutra aumenta com o aumento do teor de umidade, fazendo com que a energia externa efetiva de compactação diminua. Logo, a inclinação do ramo úmido da curva de compactação dependerá da pressão

neutra gerada e, portanto, do tipo de solo. Tem-se assim, a explicação para as diferenças entre as curvas de compactação obtidas para os diferentes tipos de solo.

Na Figura 4.10 é apresentada a análise da curva de compactação em termos de índices de vazios. Verifica-se que no que se refere aos índices de vazios, as variações para os três solos, em relação aos moldes utilizados, são semelhantes às observadas para a representação em termos de peso específico aparente seco. A mudança de textura adotada no solo Corumbá também não interferiu na influência registrada em termos de peso específico aparente seco. É importante, porém, observar que nesse tipo de tratamento os pontos do ramo úmido para os três solos e para os diferentes tamanhos de molde se alinharam em uma tendência única. Isso indica que quanto ao índice de vazios existe uma única linha intransponível (linha referente ao ramo úmido) e uma única linha ótima para os três solos.

No que se refere aos valores de índices de vazios obtidos, verificou-se que o solo Peixe apresentou valores muito pequenos, variando de aproximadamente 0,3 a 0,5.

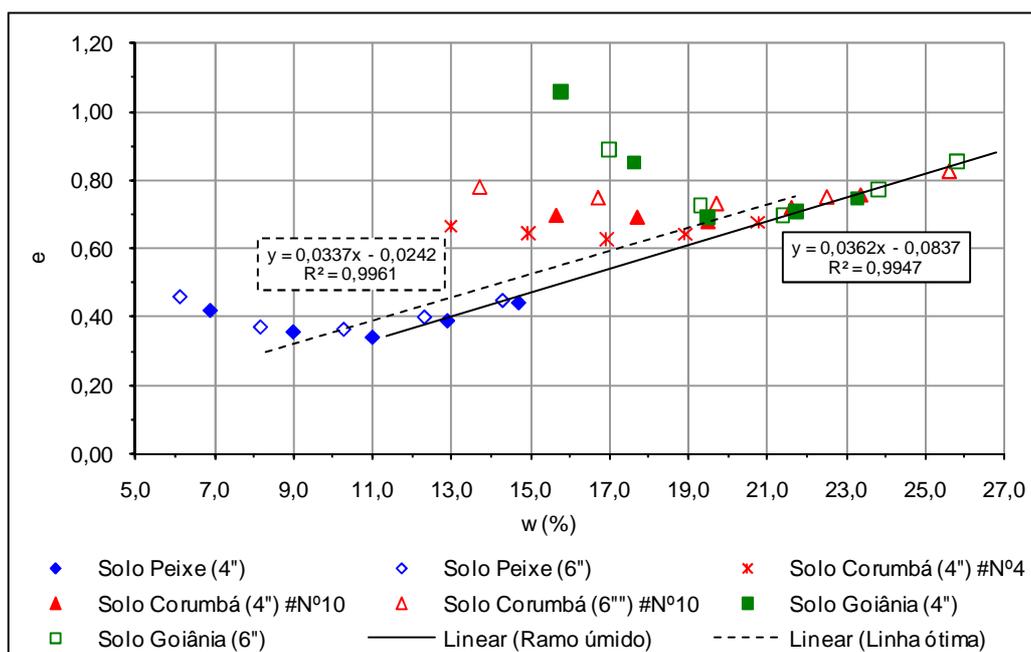


Figura 4.10 - Índice de vazios *versus* umidade de compactação.

#### 4.5.2 Compactação Solo-Emulsão

Nesta seção, são apresentados os resultados dos ensaios de compactação com a mistura solo-emulsão. As curvas de compactação para as misturas solo-emulsão foram traçadas considerando-se duas análises, na primeira o asfalto residual é considerado como um

sólido e somado à massa de grãos no momento que se calcula a umidade e o peso específico aparente seco.

Em outra análise o asfalto é somado à água, sendo esta soma denominada de líquidos da mistura. A porcentagem de líquido em relação à massa de grãos foi denominada teor de líquidos. Esta análise tem como objetivo promover o entendimento da teoria da compactação para as misturas solo-emulsão. Parte-se do princípio que, no momento da compactação, ainda não ocorreu a completa ruptura da emulsão e ela atua no estado líquido tendo papel semelhante ao desempenhado pela água ressalvadas as diferenças oriundas da sua natureza eletroquímica, ou seja, no ramo seco ela atuaria sobre a sucção, lubrificação e eventual quebra de agregados e no ramo úmido propiciando o surgimento de pressão neutra positiva.

#### 4.5.2.1 Solo Peixe

Os valores da umidade ótima, peso específico aparente seco máximo e grau de saturação obtidos para o solo de Peixe no estado natural e com emulsão são apresentados na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 - Resultados dos Ensaios de Compactação - Solo de Peixe com Emulsão.

Teor	Asfalto como Sólido					Asfalto como Líquido				
	W <sub>ot</sub> %	γ <sub>dmax</sub> kN/m <sup>3</sup>	S <sub>r</sub> %	γ <sub>pond</sub> kN/m <sup>3</sup>	e	W <sub>ot</sub> %	γ <sub>dmax</sub> kN/m <sup>3</sup>	S <sub>r</sub> %	γ <sub>s</sub> kN/m <sup>3</sup>	e
0% RL-1C	10,3	19,47	81,7	25,97	0,334	10,3	19,47	81,7	25,97	0,334
2% RL-1C	10,3	19,47	86,8	25,47	0,308	11,7	19,23	88,1	25,97	0,351
4% RL-1C	10,1	19,28	86,8	25,00	0,297	12,8	18,81	89,3	25,97	0,380
6% RL-1C	9,9	19,06	86,1	24,56	0,288	14,0	18,38	89,7	25,97	0,413
8% RL-1C	9,8	18,87	86,4	24,14	0,279	15,2	17,98	90,8	25,97	0,445
8% RM-1C	8,9	19,02	81,5	24,14	0,269	14,3	18,13	87,6	25,97	0,433

A Figura 4.11 apresenta as curvas de compactação para o solo natural e para o solo com adição de 2, 4, 6 e 8% de emulsão RL-1C e 8% de emulsão RM-1C, considerando a relação entre umidade e o peso específico aparente seco. Conforme explicado no item 3.6.3 a umidade apresentada no gráfico foi calculada dividindo-se a massa de água pela soma da massa do solo com o asfalto residual.

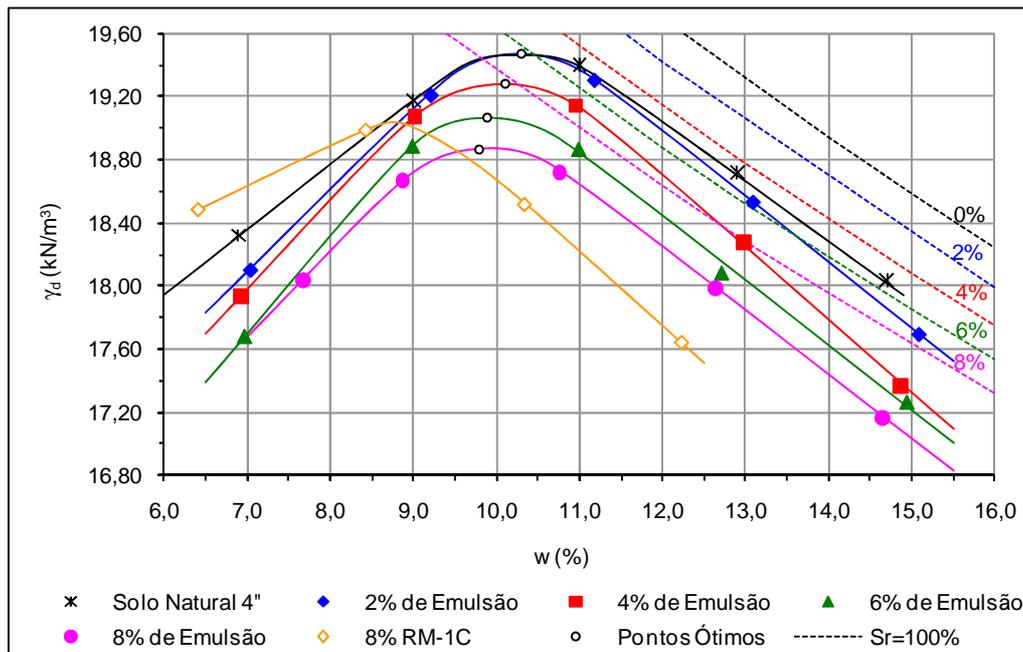


Figura 4.11 - Curvas de Compactação - Solo de Peixe - Asfalto = Sólido.

As curvas de saturação  $S_r=100\%$  mostradas na Figura 4.11 foram calculadas para cada mistura utilizando-se o peso específico ponderado. Este último é calculado levando-se em conta o peso específico dos grãos e o peso específico do asfalto residual.

Observou-se que a adição de emulsão ao solo Peixe praticamente não alterou a umidade ótima de compactação, esta sofreu apenas uma pequena redução, passando de 10,3% para o solo natural para 9,8% para o solo com 8% de emulsão. O peso específico aparente seco sofreu redução com a adição do asfalto, porém, essa redução se deve principalmente ao acréscimo de asfalto, o qual possui peso específico menor que dos grãos de solo. Secundariamente, a redução tem relação com a dissipação da energia de compactação pela mistura asfalto mais água, que impede que esta chegue até a estrutura do solo, além da alteração da viscosidade do fluido, que altera a transferência de energia no processo de compactação.

A curva de compactação obtida para o solo de Peixe misturado com 8% de emulsão RM-1C apresentou menor umidade ótima e maior peso específico aparente seco máximo do que o apresentado para o solo com 8% de emulsão RL-1C. Durante a execução do ensaio, encontrou-se maior dificuldade de homogeneização com a emulsão RM-1C, visto que o tempo de ruptura desta emulsão é menor e não possibilita a mistura eficiente da emulsão asfáltica com o solo. Observa-se ainda que para essa emulsão praticamente não ocorreu variação da diferença de grau de saturação entre o ramo úmido e saturação completa se comparada com a diferença obtida para o solo natural. Nas demais misturas esta distância

diminuiu. Destaca-se ainda que nas misturas com a emulsão RL-1C as variações de umidade ótima, exceto para 2% de emulsão corresponderam aproximadamente a 1/10 do peso do asfalto adicionado, fazendo-se necessário uma maior reflexão sobre a constância dessa taxa de decréscimo.

A Figura 4.12 mostra que, a redução do peso específico aparente seco com a adição do asfalto não significou maior volume de vazios, ao contrário ocorreu a redução do índice de vazios, provavelmente devido ao preenchimento dos vazios com material asfáltico. Logo, confirma-se a hipótese de que a redução do peso específico aparente seco, observada nas curvas de compactação, se deve ao menor peso específico do asfalto que passa a fazer parte da mistura.

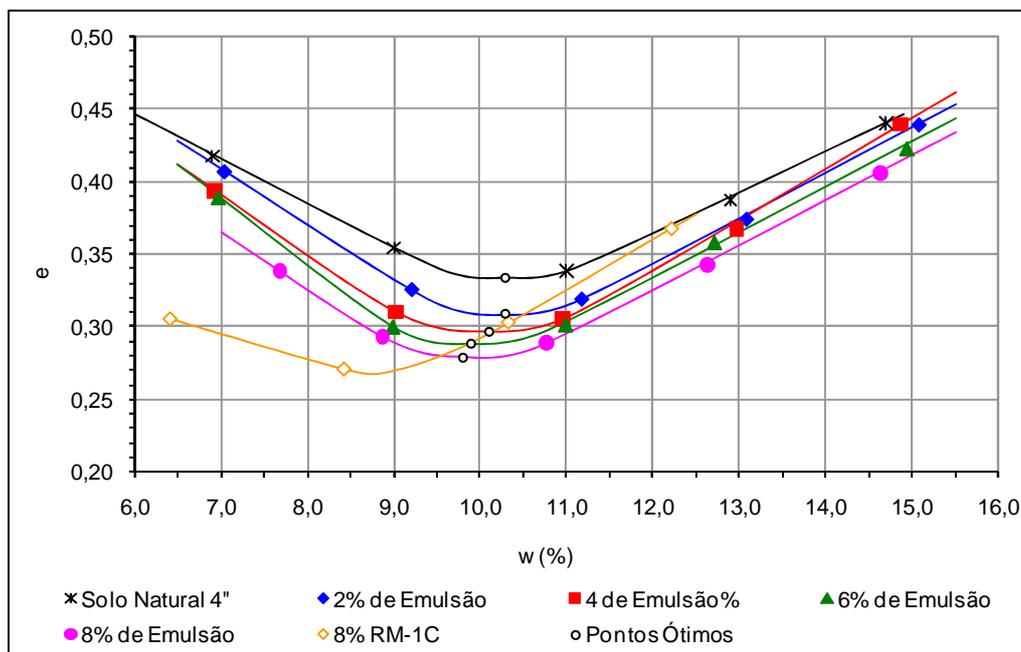


Figura 4.12 - Umidade *versus* Índice de Vazios - Solo de Peixe - Asfalto = Sólido.

A Figura 4.13 apresenta as curvas de compactação para o solo natural e para o solo com adição de 2, 4, 6 e 8% de emulsão RL-1C e 8% de emulsão RM-1C, considerando, a relação entre o teor de líquidos e o peso específico aparente seco. O teor de líquidos foi obtido dividindo-se a soma das massas da água mais asfalto pela massa de solo. Vale lembrar que o asfalto foi considerado “líquido” apenas no momento da compactação, em que, supostamente, ainda não ocorreu a ruptura da emulsão.

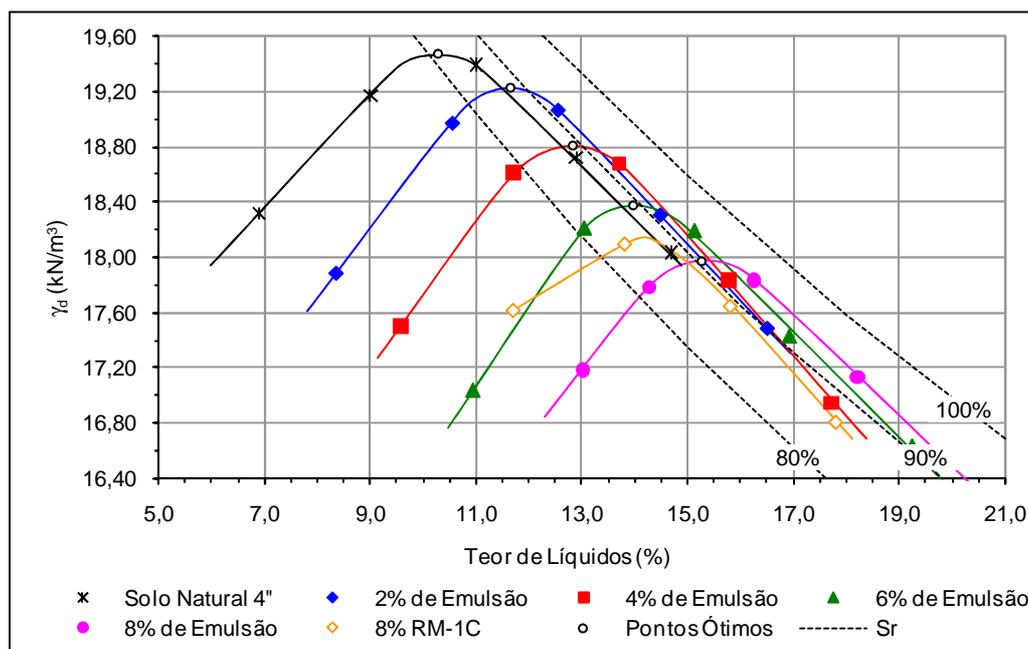


Figura 4.13 - Curvas de Compactação - Solo de Peixe - Asfalto = Líquido.

A primeira observação a ser feita, quanto à Figura 4.13, refere-se ao posicionamento das curvas de compactação e a formação de uma linha ótima de compactação, que consiste na linha que liga os pontos ótimos ( $\gamma_{dmax}$  e teor de fluido ótimo) das curvas. Esse comportamento, quando em solos naturais, indica que os mesmos foram compactados com diferentes energias de compactação. No caso das curvas apresentadas neste trabalho, sabe-se que a energia utilizada foi a mesma, portanto, acredita-se que parte da energia não foi transmitida à estrutura dos grãos devido à presença do asfalto adicionado que altera o potencial eletroquímico e a viscosidade do fluido.

O comportamento apresentado pelas curvas de compactação mostra que, em termos de peso específico aparente seco ou de umidade ótima, não há um “teor ótimo” de material asfáltico para este solo, mas apenas a redução do peso específico à medida que se tem o aumento do teor de material asfáltico.

A obtenção da linha ótima bem definida permite uma aplicação prática, em termos de dosagem, pois torna possível obter, de modo aproximado, o peso específico aparente seco para um teor de emulsão qualquer, encontrando-se na curva de compactação do solo natural o teor de fluido correspondente ao teor de umidade ótimo mais o teor de asfalto residual. Isto se torna simples porque a densidade do betume ou do asfalto residual é aproximadamente a mesma que a da água ( $9,80665 \text{ kN/m}^3$ ).

Observa-se ainda que as curvas de compactação apresentam pequeno deslocamento no ramo úmido, como se fossem uma extensão do ramo úmido do solo natural. Este fato leva a

crer que no ramo úmido o efeito do asfalto na compactação é semelhante ao efeito da água, visto que os dois atuam possibilitando o surgimento de pressão neutra positiva e dissipando a energia aplicada na compactação. O pequeno deslocamento no ramo úmido da curva de compactação à medida em que se aumenta o teor de asfalto pode estar ligado à alteração da natureza eletroquímica do meio e à mudança da viscosidade do fluido. Estas diferenças podem gerar alterações nas forças de repulsão presentes entre as partículas de argila em certas condições de arranjo estrutural. Sabe-se que no solo natural, o afastamento das partículas devido à maior umidade resulta no maior índice de vazios, mas neste caso, parte dos vazios estará preenchida com material asfáltico, restando analisar a sua mobilidade quando do fluxo em uma barragem.

Quanto ao índice de vazios calculado para as misturas, quando se considera o asfalto como um líquido, deve-se ter cautela quanto à sua utilização, visto que nele está considerado o asfalto residual que em condições de solicitação estática ou semi-estática deve se comportar mais como sólido que como líquido. Na Tabela 4.12 foi verificado o aumento do índice de vazios, quando se considera o asfalto como um líquido, isto se deve ao volume ocupado pelo asfalto residual, que nesta análise está incluído no volume de vazios, assim como o volume de água e de ar. O cálculo do índice de vazios, neste caso, teve como intuito estudar o comportamento, mas não tem significação real, pois o espaço preenchido pelo asfalto não se tornará um vazio à exemplo do que ocorre com água, exceto no caso da eventual migração deste, quando da atuação das forças de percolação em condições de fluxo. Ainda que sofra pequenos deslocamentos ao longo do tempo o asfalto não evapora e não flui a ponto de deixar um espaço vazio.

#### **4.5.2.2 Solo Corumbá**

Na Tabela 4.13 é apresentado um resumo de todos os valores obtidos para os ensaios de compactação do solo Corumbá em estado natural e com adição de emulsão asfáltica. Vale a pena aqui retomar a discussão sobre a interferência do asfalto na compactação. Percebe-se desta tabela que enquanto líquido, o asfalto atua dificultando a compactação do solo e propiciando valores mais elevados de vazios nesse sistema, provavelmente devido a mudança das características do fluido global (água + asfalto), porém, quando o asfalto após a cura passa a trabalhar como sólido tem-se uma redução dos vazios. Comportamento semelhante foi observado para o solo Peixe, no entanto, dadas as diferenças físicas, químicas e mineralógicas

entre os dois solos não há que se esperar iguais reflexos nos seus comportamentos mecânico e principalmente hidráulico.

Tabela 4.13 - Resultados dos Ensaio de Compactação - Solo de Corumbá com Emulsão.

Teor	Asfalto como Sólido					Asfalto como Líquido				
	W <sub>ot</sub> %	γ <sub>dmax</sub> kN/m <sup>3</sup>	Sr %	γ <sub>pond</sub> kN/m <sup>3</sup>	e	W <sub>ot</sub> %	γ <sub>dmax</sub> kN/m <sup>3</sup>	Sr %	γ <sub>s</sub> kN/m <sup>3</sup>	e
0%	19,5	16,10	79,3	27,00	0,677	19,5	16,10	79,3	27,00	0,677
2%	18,7	16,08	78,3	26,45	0,644	20,2	15,87	79,2	27,00	0,701
4%	17,8	16,00	75,9	25,93	0,620	20,7	15,61	78,2	27,00	0,730
6%	17,5	15,89	75,6	25,44	0,601	21,9	15,30	78,8	27,00	0,764
8%	17,4	15,71	75,1	24,98	0,590	23,2	14,95	79,3	27,00	0,806

A Figura 4.14 apresenta as curvas de compactação para o solo natural e misturado com os quatro teores estudados.

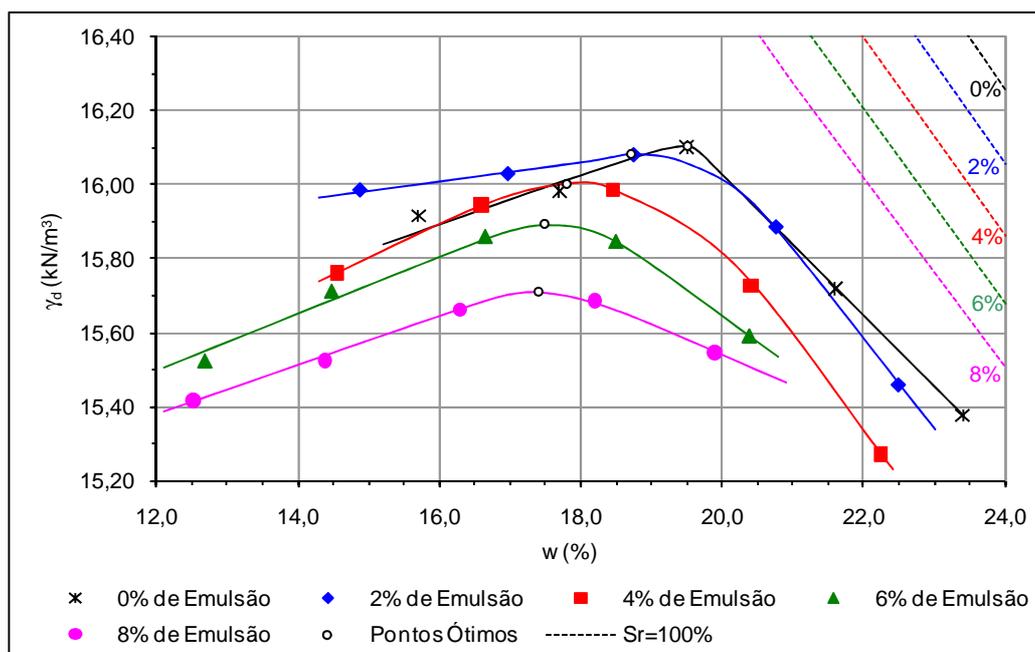


Figura 4.14 - Curvas de Compactação - Solo de Corumbá - Asfalto = Sólido.

Conforme comentado para o solo Peixe, as curvas de saturação Sr = 100% apresentadas na Figura supracitada, referem-se a cada curva de compactação (0, 2, 4, 6 e 8% de emulsão).

De modo semelhante, mas em maior escala do que foi observado para o solo Peixe, no solo Corumbá a adição de material asfáltico gerou até 2% de variação da umidade quando comparado ao solo natural. Pode-se dizer que o asfalto substituiu parte da água necessária para a compactação gerando a redução da umidade.

Conforme mostrado na Figura 4.14, o peso específico também apresentou reduções com a adição do material asfáltico à exemplo do que ocorreu para o solo Peixe. Essas reduções do  $\gamma_d$  das misturas se devem ao baixo peso específico do asfalto, tendo em vista que o índice de vazios do solo com emulsão é menor do que o do solo natural (vide Figura 4.15).

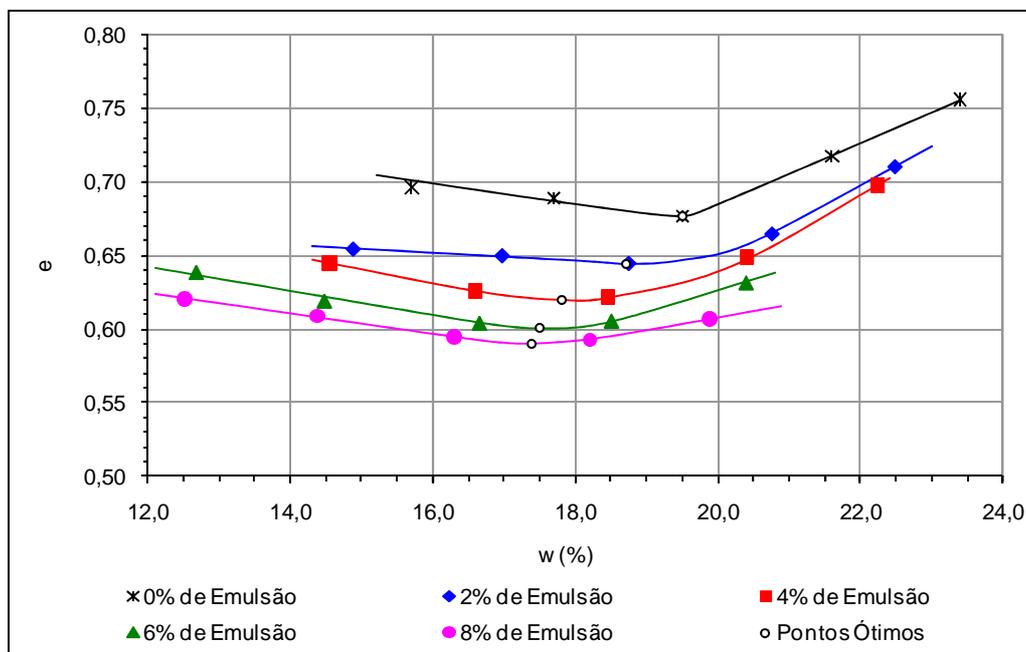


Figura 4.15 - Umidade versus Índice de Vazios - Solo de Corumbá - Asfalto = Sólido.

Na Figura 4.16 são mostradas as curvas de compactação do solo Corumbá e das misturas, considerando a relação teor de líquidos versus peso específico aparente seco.

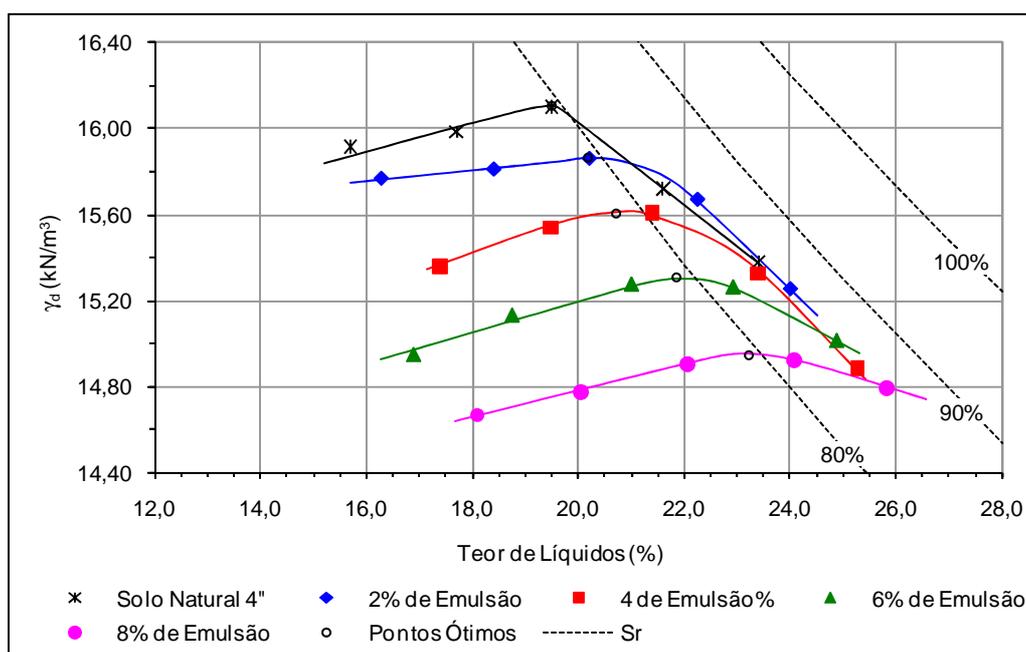


Figura 4.16 - Curvas de Compactação - Solo de Corumbá - Asfalto = Líquido.

O comportamento apresentado pelo solo de Corumbá foi semelhante ao apresentado pelo de Peixe, no que se refere à formação de uma linha ótima de compactação bem definida.

Quanto ao ramo úmido das curvas, verifica-se que ocorre uma redução da inclinação com a adição de emulsão asfáltica. Com a adição as curvas estariam mais abertas, indicando a menor influência que a água exerce sobre geração de poropressão positiva. Esse comportamento é evidenciado quando se constrói o gráfico da inclinação da curva versus teor de emulsão (Figura 4.17).

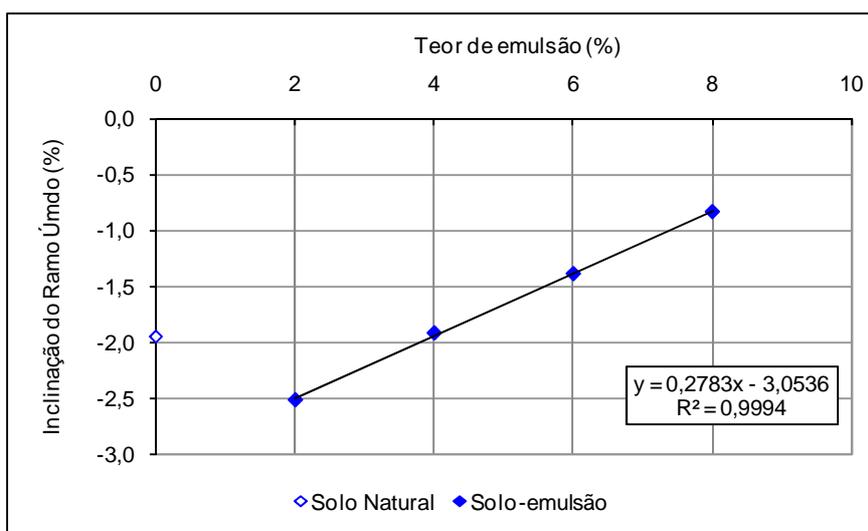


Figura 4.17 - Teor de emulsão versus inclinação do ramo úmido da curva de compactação.

#### 4.5.2.3 Solo Goiânia

Na Tabela 4.14 são apresentados os resultados dos ensaios de compactação realizados para o solo de Goiânia para 2, 4, 6 e 8% e para o solo natural. Também para o solo Goiânia foram feitas análises da curva de compactação considerando o material asfáltico como sólido e como líquido.

Tabela 4.14 - Resultados dos Ensaios de Compactação - Solo Goiânia com Emulsão.

Teor	Asfalto como Sólido					Asfalto como Líquido				
	W <sub>ot</sub> %	γ <sub>dmax</sub> kN/m <sup>3</sup>	S <sub>r</sub> %	γ <sub>pond</sub> kN/m <sup>3</sup>	e	W <sub>ot</sub> %	γ <sub>dmax</sub> kN/m <sup>3</sup>	S <sub>r</sub> %	γ <sub>s</sub> kN/m <sup>3</sup>	e
0%	20,1	16,55	83,9	27,78	0,678	20,1	16,55	83,9	27,78	0,678
2%	19,9	16,52	85,5	27,19	0,645	21,4	16,32	86,3	27,78	0,702
4%	19,8	16,38	85,9	26,63	0,626	22,8	15,98	87,4	27,78	0,738
6%	19,4	16,06	82,6	26,11	0,626	23,8	15,49	85,1	27,78	0,794
8%	19,2	15,95	82,7	25,62	0,607	25,1	15,19	85,8	27,78	0,829

A Figura 4.18 apresenta as curvas de compactação considerando o asfalto como um sólido. Observa-se nessa figura que embora no ramo úmido não fique evidenciada uma mudança de inclinação no ramo seco, aparentemente o asfalto tende a suavizá-la apontando para uma redução no gradiente de alteração da sucção com a umidade, ou o que também é provável, uma menor quebra de agregados com o aumento do teor de asfalto. A curva obtida para 4% de emulsão sai da tendência em termos de graduação, mas dá maior destaque a observação em caráter geral.

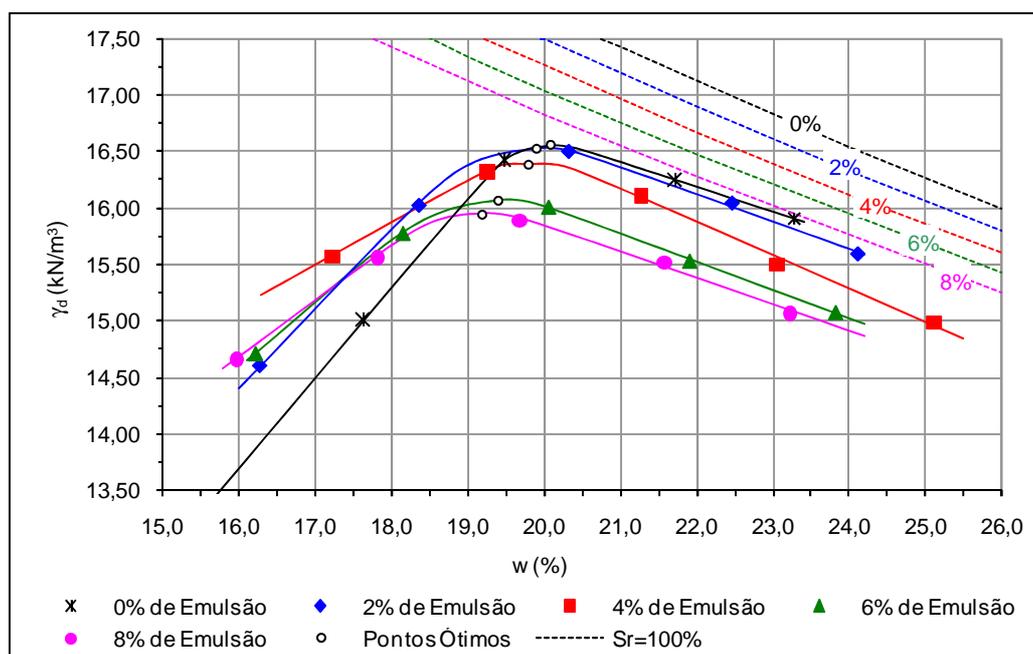


Figura 4.18 - Curvas de Compactação - Solo de Goiânia - Asfalto = Sólido.

Os valores de  $\gamma_{dmax}$  e  $w_{ot}$  para o solo Goiânia com adição de 2% de emulsão asfáltica ficaram muito próximos dos valores obtidos para o solo natural, mostrando que baixos teores não provocam mudanças significativas na compactação deste solo.

A partir do teor de 4% de emulsão as mudanças foram mais significativas, sendo observada a redução da umidade e do peso específico aparente seco com a adição do ligante.

Outro fato observado na Figura 4.18 foi a proximidade das curvas no ramo seco. As misturas solo-emulsão chegaram a apresentar valores de  $\gamma_d$  no ramo seco maiores do que os do solo natural, indicando que a emulsão teve o efeito de facilitar a compactação. Esta constatação é reforçada pelos valores de índice de vazios mostrados na Figura 4.19.

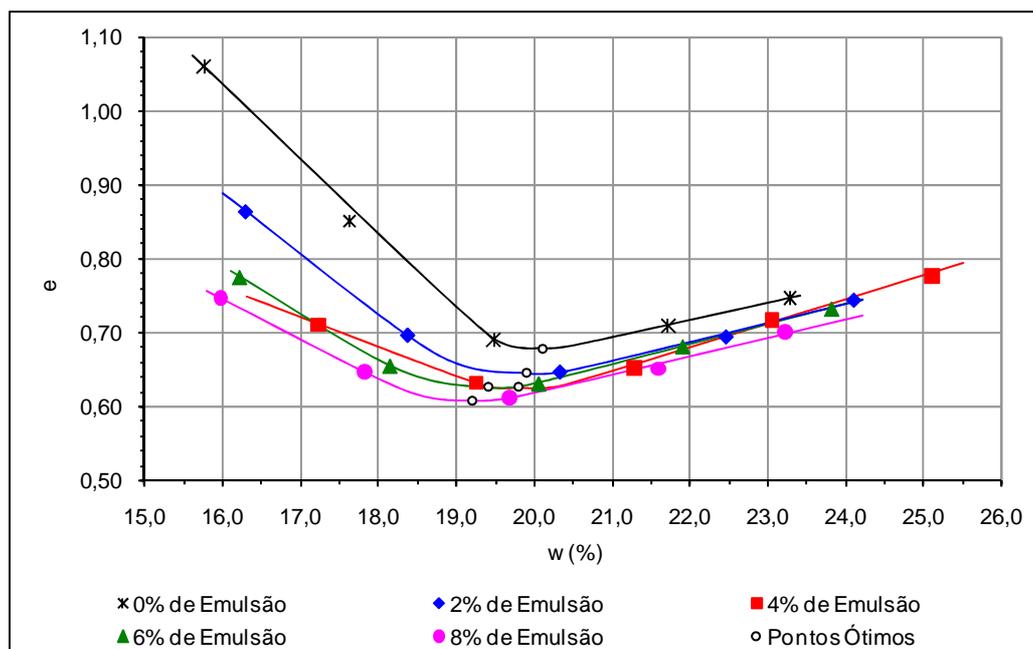


Figura 4.19 - Umidade versus Índice de Vazios - Solo de Corumbá - Asfalto = Sólido.

Na Figura 4.19 observa-se expressiva redução do índice de vazios, dos pontos localizados no ramo seco, com o aumento do teor de emulsão asfáltica. Nos solos contendo finos, o ramo seco da curva de compactação é geralmente bastante afetado pela sucção e nesse caso específico, como já destacado, há que se pensar também na minimização das quebras dos agregados com o aumento do teor de emulsão. No caso da mistura solo-emulsão o betume atuaria reduzindo a sucção e facilitando a compactação.

No ramo úmido a redução do índice de vazios não foi tão expressiva. Durante a execução dos ensaios observou-se certa dificuldade de homogeneização e compactação da mistura no ramo úmido, pois esta ficava excessivamente pegajosa.

A Figura 4.20 mostra a análise da compactação considerando-se o asfalto como líquido.

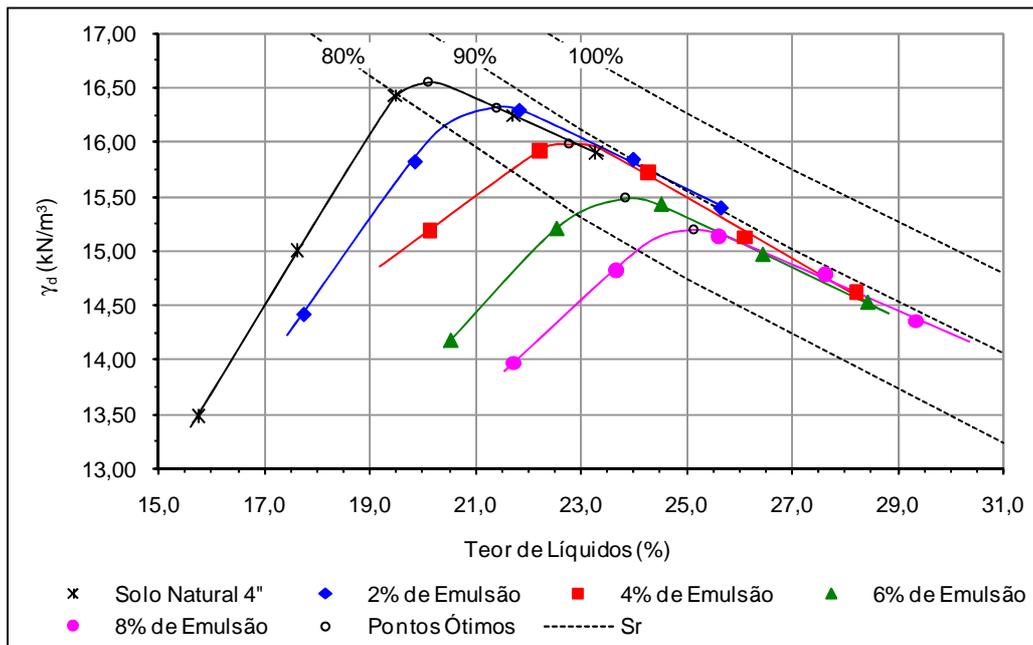


Figura 4.20 - Curvas de Compactação - Solo de Goiânia - Asfalto = Líquido.

No caso da análise do asfalto como um líquido (Figura 4.20), averiguou-se, para o solo Goiânia, comportamento muito semelhante ao apresentado pelos solos Peixe e Corumbá, ou seja, a formação de uma linha ótima de compactação e a coincidência do ramo úmido das curvas.

#### 4.5.2.4 Análises Complementares - Solo Corumbá

Conforme exposto no item 3.6.2, padronizou-se utilizar, para todos os ensaios desta tese, o material passado na peneira nº 10 (2,0 mm). No entanto, em uma etapa inicial da pesquisa, já haviam sido realizados os ensaios de compactação para o solo Corumbá, seguindo as prescrições da NBR 6457 (ABNT, 1986), em que o material deve ser passado apenas na peneira nº 4 (4,76 mm). Dessa forma optou-se por apresentar aqui estes resultados comparando-os com os obtidos posteriormente com o material passado na peneira nº 10.

Na Tabela 4.15 são apresentados os resultados obtidos para o solo Corumbá (passado na peneira nº 4) nos teores de 0, 2, 4, 6 e 8% de emulsão asfáltica RL-1C.

Tabela 4.15 - Resultados dos Ensaios de Compactação- material passado na peneira nº 4 - Solo Corumbá com Emulsão.

Teor	Asfalto como Sólido					Asfalto como Líquido				
	W <sub>ot</sub> %	γ <sub>dmax</sub> kN/m <sup>3</sup>	Sr %	γ <sub>pond</sub> kN/m <sup>3</sup>	e	W <sub>ot</sub> %	γ <sub>dmax</sub> kN/m <sup>3</sup>	Sr %	γ <sub>s</sub> kN/m <sup>3</sup>	e
0%	17,3	16,61	76,2	27,00	0,625	17,3	16,61	76,2	27,00	0,625
2%	17,8	16,30	77,1	26,45	0,623	19,3	16,10	78,3	27,00	0,677
4%	17,5	16,18	76,8	25,93	0,602	20,4	15,79	79,2	27,00	0,710
6%	17,1	16,09	76,4	25,44	0,581	21,5	15,52	79,8	27,00	0,740
8%	16,8	16,02	76,6	24,98	0,559	22,6	15,27	80,9	27,00	0,768

Na Figura 4.21 são comparadas as curvas de compactação realizadas com os materiais de diferentes granulometrias (passado nas peneiras nº 4 e nº 10). Dada a dificuldade de visualização das curvas, as mesmas foram separadas duas a duas, conforme Figura 4.22.

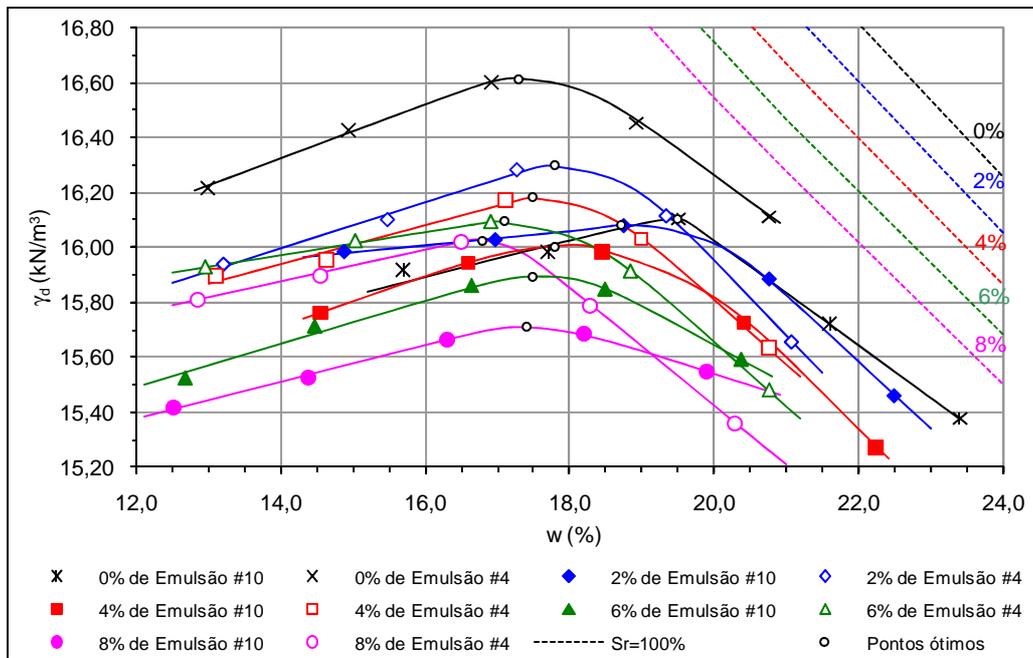


Figura 4.21 - Curvas de Compactação - material passado nas peneiras nº 4 e nº 10 - Solo Corumbá - Asfalto = Sólido.

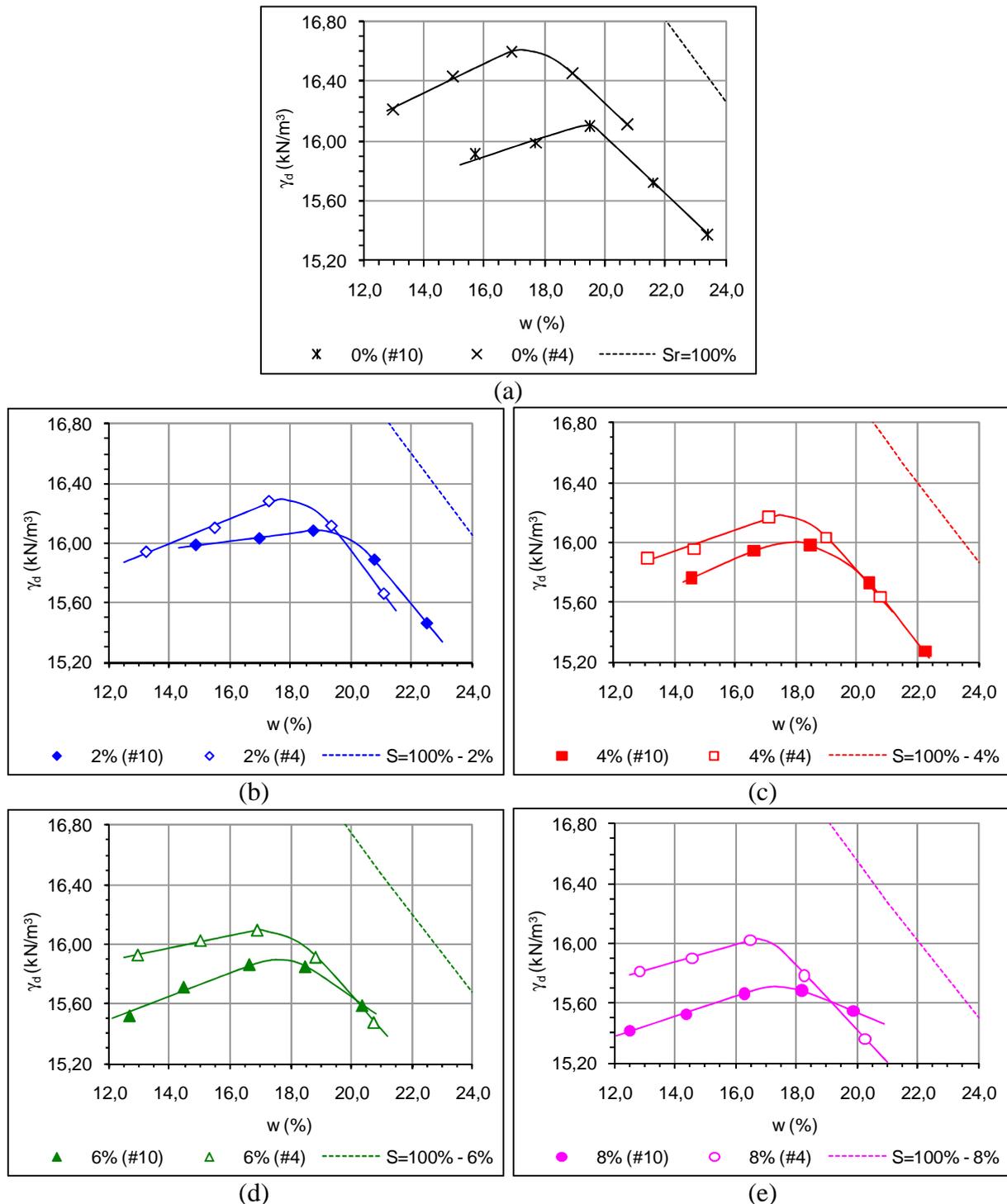


Figura 4.22 - Curvas de Compactação - material passado nas peneiras n<sup>o</sup> 4 e n<sup>o</sup> 10 - Solo Corumbá - Asfalto = Sólido: a) Solo Natural; b) 2%; c) 4%; d) 6%; e)8%.

Verificou-se que, tanto no solo natural quanto nas misturas solo-emulsão, a utilização de material com granulometria maior resultou na obtenção de maiores valores de peso específico aparente seco. Este fato é explicado pelo preenchimento do espaço, que antes era ocupado por solo+água+ar, por um único grão de solo de maior tamanho (retido na peneira

nº 4). Por meio de um cálculo simples é possível confirmar esse comportamento. De posse dos seguintes valores:

- $\gamma_{dmax}$  do material que passa na peneira nº 10 = 16,10 kN/m<sup>3</sup>;
- porcentagem de material retido na peneira nº 4 = 5,5%;
- $\gamma_s$  do solo Corumbá = 27,00 kN/m<sup>3</sup>.

Com isso obtém-se um valor estimado do  $\gamma_{dmax}$  do material que passa na peneira nº 4, conforme equação abaixo:

$$\gamma_{dmax\#4} = \frac{(16,10 \times 94,50) + (27,00 \times 5,50)}{100} = 16,70 \text{ kN/m}^3 \quad (4.2)$$

Ou seja, para se obter o  $\gamma_d$  do solo mais grosso deve-se somar ao  $\gamma_d$  do solo mais fino à porcentagem de grãos maiores multiplicada pelo  $\gamma_s$  do solo. O valor obtido está muito próximo do que foi encontrado na curva de compactação do material que passa na peneira nº 4, ou seja 16,61 kN/m<sup>3</sup>.

Na Figura 4.23 são apresentadas as curvas granulométricas do solo Corumbá com as duas diferentes granulometrias considerando o asfalto como líquido.

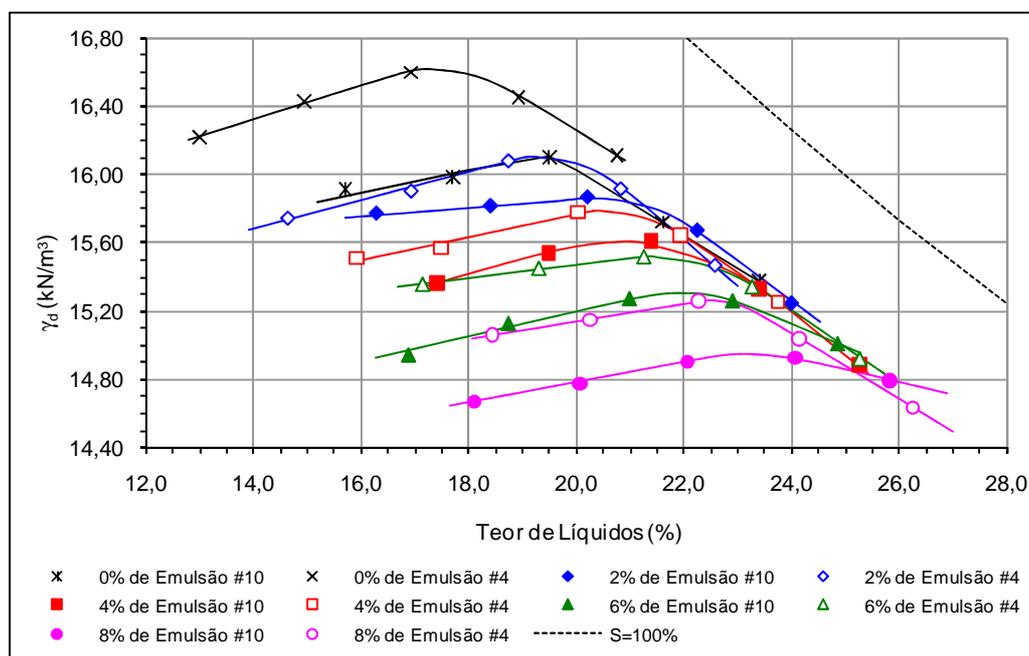


Figura 4.23 - Curvas de Compactação - material passado nas peneiras nº 4 e nº 10 - Solo Corumbá - Asfalto = Líquido.

Interessante observar que a redução de  $\gamma_d$  e aumento de  $w$  do solo natural foram seguidos pelas demais curvas com adição de emulsão.

#### 4.5.2.5 Análise Comparativa dos Três Solos

As Figuras 4.24 e 4.25 apresentam, respectivamente, os gráficos que relacionam o índice de vazios calculado com o teor de umidade considerando-se a emulsão como sólido e como líquido. Verifica-se nesses gráficos que os solos Peixe e Corumbá encontram-se em uma mesma tendência nos dois casos. As linhas de tendência foram definidas considerando-se simultaneamente os dois solos e devem ser consideradas como válidas para o intervalo de umidades avaliado. Verifica-se que o solo de Goiânia não se amolda às tendências. Isso mostra a influência da agregação e, portanto, do intemperismo pelo qual passou o solo em seu comportamento em face da compactação. Nos solos Peixe e Corumbá predominam as partículas independentes e neste último tem lugar ainda os pacotes de argila. Esses gráficos são também relevantes porque mostram que para materiais com características texturais semelhantes (agregados e não agregados) a resposta à compactação tende a seguir a mesma lei de comportamento. As mudanças do ponto dentro dessa lei, ou seja, maiores ou menores valores de umidade ótima ou de índice de vazios mínimo dependem da textura e da natureza químico-mineralógica do solo. Assim, por exemplo, as Figuras 4.24 e 4.25 mostram que embora na mesma tendência geral o solo mais granular passa por pequena variação.

A Figura 4.24 mostra ainda que para os solos Peixe e Goiânia os pontos obtidos para o solo natural desloca-se da tendência obtida para o solo-emulsão.

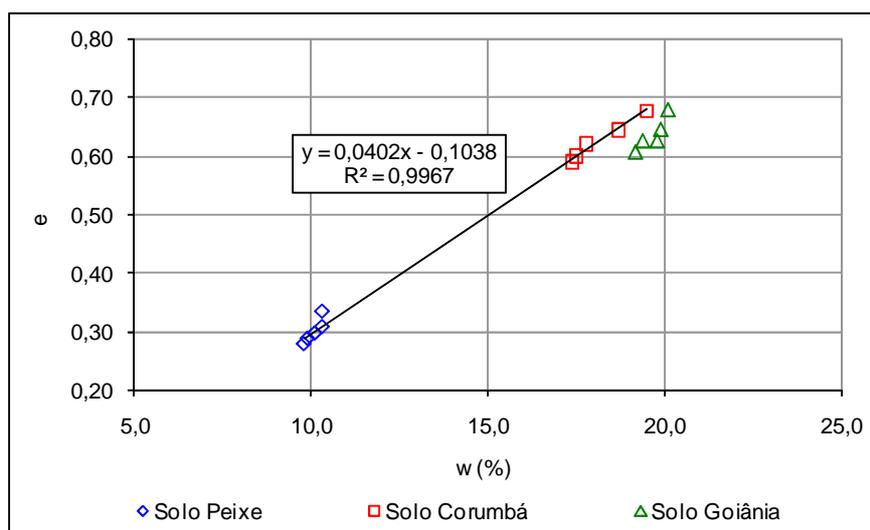


Figura 4.24 - Umidade *versus* índice de vazios.

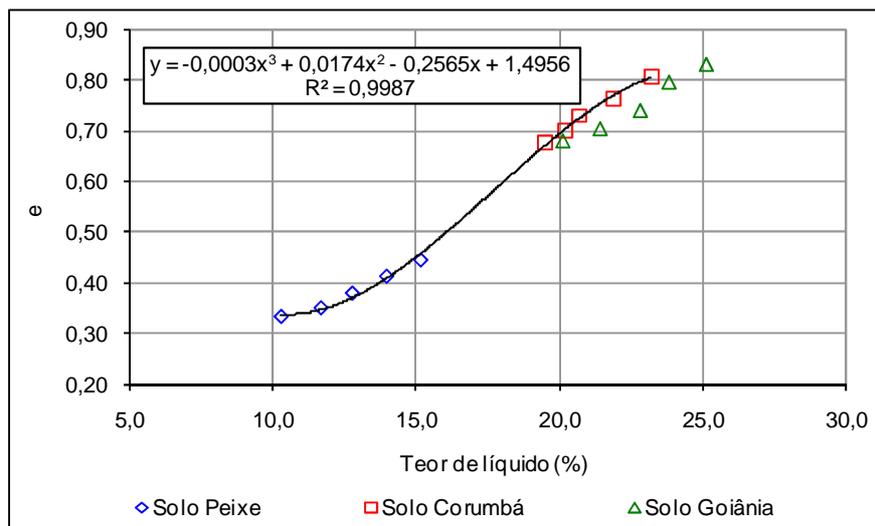


Figura 4.25 - Teor de líquido versus índice de vazios.

#### 4.6 GRADIENTE DE COMPACTAÇÃO

A compactação em laboratório seja ela dinâmica, semi-estática, ou mesmo por outros métodos não gera corpos de prova totalmente homogêneos em termos de peso específico aparente seco e umidade, a menos que se elimine por completo a questão do atrito solo-molde e nesse caso se compacte o solo em uma só camada (Camapum de Carvalho *et al.* 1987). Em geral, existe a tendência de se ter o solo mais compactado e seco na base, por um lado, devido ao efeito da reciclagem da energia de compactação nas camadas inferiores e por outro, estas tornando-se mais compactas fazem com que a umidade migre em sentido contrário, indo para as menos compactas (Camapum de Carvalho, 1981).

A existência de camadas excessivamente compactas em relações às demais pode alterar sensivelmente algumas propriedades como a resistência à compressão simples e a permeabilidade dos solos compactados.

Com a finalidade de verificar os gradientes dos corpos de prova em termos de  $\gamma_d$  e  $w$ , foram feitos ensaios de compactação semi-estática e dinâmica para os três solos ensaiados. Os resultados podem ser verificados nas Tabelas 4.16 a 4.18 e Figuras 4.26 a 4.28.

Tabela 4.16 - Gradiente nos Ensaios de Compactação do solo de Peixe.

Tipo de Compactação	Nº	Topo		Meio		Base	
		w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
Semi-Estática	Média	9,7	18,62	9,4	18,80	9,0	19,47
Dinâmica	Média	9,5	18,91	9,4	19,07	9,3	19,26

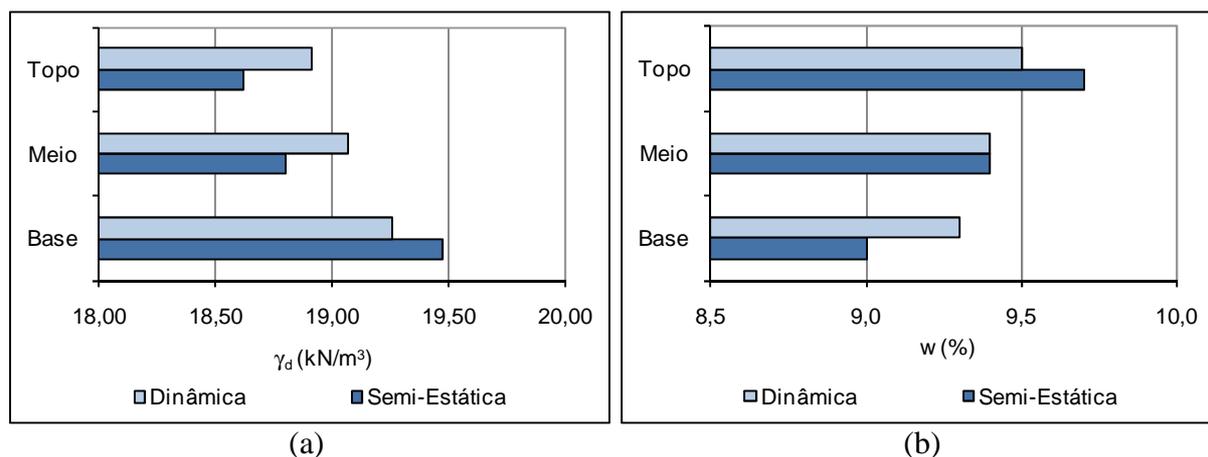


Figura 4.26 - Gradiente nos Ensaio de Compactação - solo de Peixe: a)  $\gamma_d$ ; b)  $w$ .

Como pode ser verificado na Figura 4.26, tanto na compactação dinâmica quanto na compactação semi-estática a base apresentou maior  $\gamma_d$ , e o topo menor, dado o efeito da sobre-compactação. Os maiores gradientes (diferença entre o menor e o maior valor) foram verificados para a compactação semi-estática, isso, no entanto, não é suficiente por si só, para colocá-la em segundo plano em termos de qualidade, pois interferem no processo o número de camadas, a espessura da camada e a relação diâmetro/altura de cada camada e do corpo de prova.

Quanto à umidade, verificam-se maiores umidades no topo do corpo de prova, dada, como já colocado, à migração da água da base para o topo, ou mesmo para fora do corpo de prova, devido à sobre-compactação. A compactação dinâmica apresentou valores de umidade mais homogêneos, enquanto a diferença entre a umidade do topo e da base na compactação semi-estática apresentou-se mais elevada.

Tabela 4.17 - Gradiente nos Ensaio de Compactação do solo de Corumbá.

Tipo de Compactação	Nº	Topo		Meio		Base	
		w (%)	$\gamma_d$ ( $\text{kN/m}^3$ )	w (%)	$\gamma_d$ ( $\text{kN/m}^3$ )	w (%)	$\gamma_d$ ( $\text{kN/m}^3$ )
Semi-Estática	Média	18,7	14,07	19,3	14,75	19,1	15,11
Dinâmica	Média	20,0	15,39	19,8	15,74	19,6	15,75

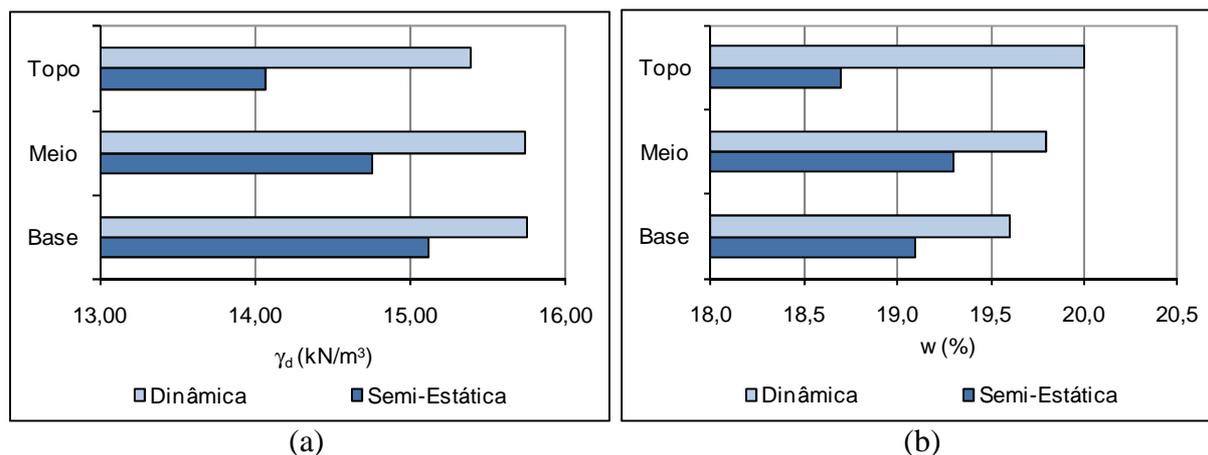


Figura 4.27 - Gradiente nos Ensaio de Compactação - solo de Corumbá: a)  $\gamma_d$ ; b)  $w$ .

O gradiente de compactação para o solo de Corumbá apresentou a mesma tendência de comportamento do solo Peixe, maior gradiente na compactação semi-estática e menores valores de gradiente para as compactações dinâmicas.

Outro fato observado foi que o peso específico aparente seco e a umidade da compactação semi-estática são menores do que a compactação dinâmica. Os menores valores de  $\gamma_d$  se devem possivelmente à expansão após a compactação e antes da medição com o paquímetro. Tal comportamento foi verificado com frequência na moldagem de corpos de prova com estes solos.

Tabela 4.18 - Gradiente nos Ensaio de Compactação do solo de Goiânia.

Tipo de Compactação	Nº	Topo		Meio		Base	
		$w$ (%)	$\gamma_d$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$w$ (%)	$\gamma_d$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$w$ (%)	$\gamma_d$ ( $\text{kN/m}^3$ )
Semi-Estática	Média	20,4	15,42	20,6	16,16	19,9	16,80
Dinâmica	Média	19,9	16,49	19,7	16,75	19,4	16,65

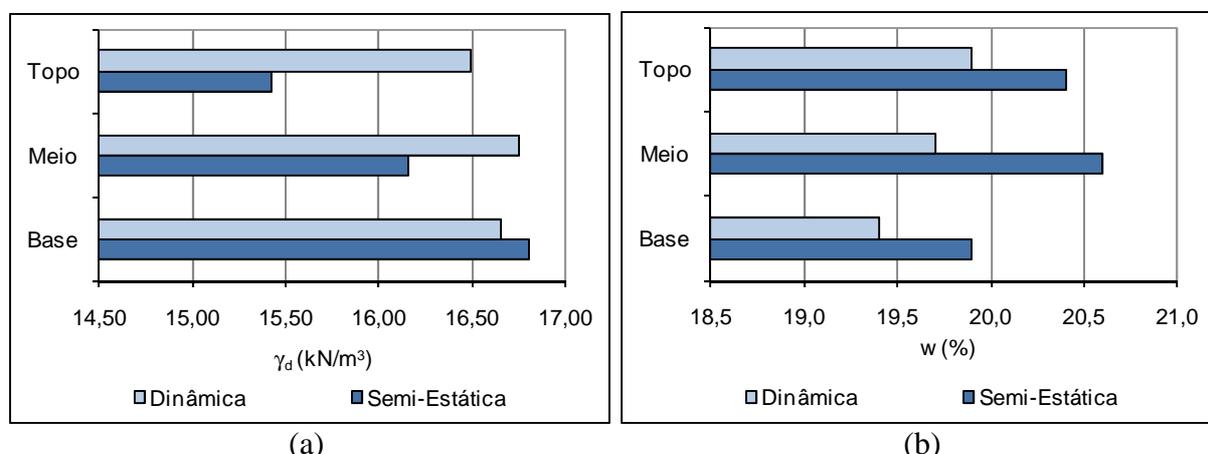


Figura 4.28 - Gradiente nos Ensaio de Compactação - solo de Goiânia: a)  $\gamma_d$ ; b)  $w$ .

Para o solo de Goiânia os maiores gradientes também foram verificados para a compactação semi-estática. Assim como os demais materiais se tem a base mais compacta e com menores teores de umidade.

#### **4.7 ESTUDO DA METODOLOGIA DE COMPACTAÇÃO SEMI-ESTÁTICA PARA O SOLO PEIXE**

Os estudos do gradiente de compactação motivaram a investigação dos métodos de moldagem de corpos de prova normalmente utilizados nos laboratórios em geral. Decidiu-se quantificar a força aplicada para a compactação de cada uma das dez camadas necessárias para a obtenção de um corpo de prova de 10,0 cm de altura e 5,0 cm de diâmetro. O critério adotado foi o de respeitar a altura desejada para o número de camadas, ou seja, para a primeira camada o CP teria 1,0 cm para a segunda, 2,0 cm e assim sucessivamente. Os CPs foram moldados com o solo Peixe em estado natural e com adições de emulsão asfáltica (teores de 2, 4, 6 e 8% de emulsão) e utilizados em ensaios de permeabilidade e compressão simples. Maiores detalhes da metodologia utilizada foram descritas no item 3.8 e os resultados são mostrados no item 4.7.1.

Com os valores obtidos nas medições comentadas no parágrafo anterior, considerou-se a hipótese de se ter corpos de prova mais homogêneos quando da aplicação de pressão constante em todas as camadas. No intuito de examinar a veracidade de tal hipótese optou-se por testar sete diferentes metodologias para o solo Peixe em estado natural. Os resultados são mostrados no item 4.7.2.

##### **4.7.1 Estudo da Energia de Compactação na Moldagem Convencional – Corpos de Prova em Dez Camadas**

Embora a quantidade de camadas ideal para a compactação de um corpo de prova deva ser definido considerando-se o atrito lateral e o efeito da reciclagem da carga imposta as camadas inferiores quando da compactação das superiores (Camapum de Carvalho *et al.* 1987), optou-se por adotar no estudo a compactação em dez camadas, ou seja, camadas com 1cm de altura por 5,0 cm de diâmetro.

Os valores de força obtidos durante a moldagem dos corpos de prova são apresentados na Figura 4.29. Foram moldados 25 corpos de prova, sendo cinco em cada teor de emulsão asfáltica (0, 2, 4, 6 e 8%).

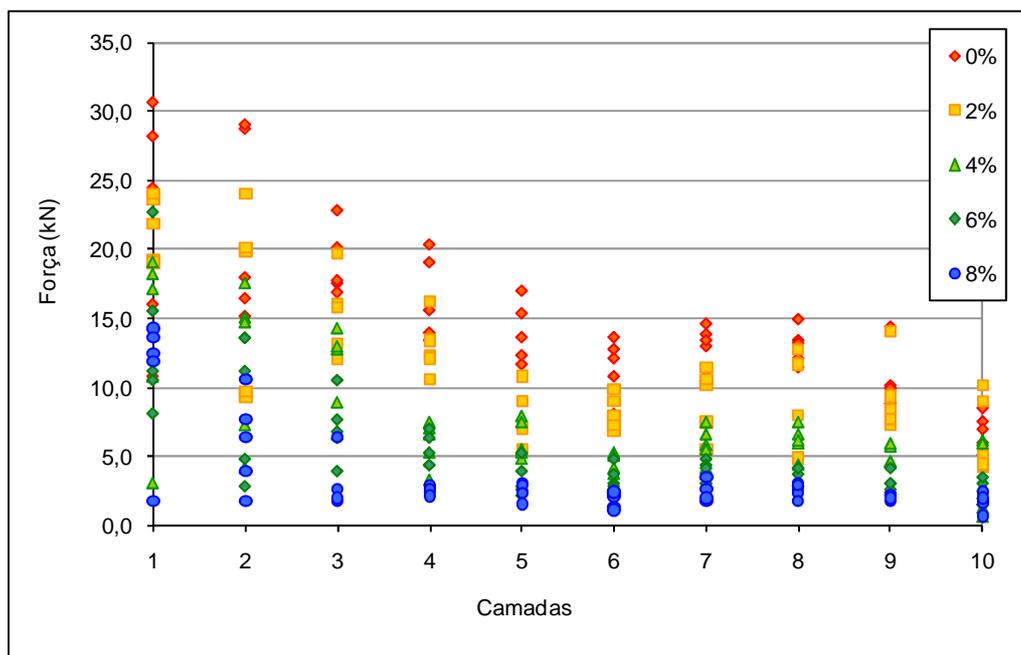


Figura 4.29 - Força utilizada para compactar cada camada.

Testes simples como o de Dixon e de Grubbs permitiram realizar a análise dos valores dispersos. Apenas dois valores foram identificados como dispersos. Pequenos detalhes de ensaio como a presença de grãos de areia entre o pistão e o cilindro podem ter gerado valores dispersos. No entanto, no geral se observa claramente que as primeiras camadas demandam um maior esforço de compactação, assim como nos solos naturais, e a compactação é facilitada com a adição da emulsão.

A presença das camadas inferiores está facilitando a compactação, visto permitir maiores possibilidades de deformação e a migração da água. Também a emulsão age facilitando a compactação, à medida que reduz o atrito e permitindo o deslizamento entre os grãos de solo. Os menores valores de força obtidos nos ensaios com emulsão podem ter relação com o fato das misturas terem menores valores de  $\gamma_d$  de compactação, porém, com menores índices de vazio ao se considerar o asfalto como sólido, conforme explicado no item 4.5.

As médias e os desvios padrões das leituras mostradas na Figura 4.29 são apresentados na Tabela 4.19.

Tabela 4.19 - Força utilizada para compactar as camadas - valores médios e desvio padrão.

Teor	0%		2%		4%		6%		8%	
Camada	Força (kN)									
	Valor Médio	Desvio Padrão								
1	22,0	8,4	21,6	2,3	13,7	6,7	13,7	5,7	10,8	5,1
2	21,5	6,9	16,6	6,7	11,8	5,7	9,3	5,0	6,1	3,4
3	19,0	2,5	15,4	3,0	11,1	3,2	7,1	2,4	3,9	2,4
4	16,5	3,1	12,9	2,1	6,0	1,7	5,5	1,2	2,6	0,3
5	14,0	2,2	8,3	2,0	6,2	1,4	3,4	1,2	2,5	0,6
6	11,5	2,2	8,2	1,3	4,2	1,1	3,5	0,9	1,9	0,6
7	13,2	1,3	9,0	2,4	6,0	1,2	4,0	0,8	2,7	0,8
8	13,0	1,3	8,4	3,7	6,2	1,1	3,6	0,7	2,6	0,5
9	10,6	2,2	9,4	2,7	5,1	0,7	3,1	0,7	2,1	0,2
10	6,8	1,3	6,6	2,8	3,4	2,6	2,4	0,9	1,7	0,7

Conforme explicado em 3.9.1 a obtenção dos valores de força permitiram que fossem calculadas as energias de compactação. Os resultados do cálculo são apresentados na Tabela 4.20. Para visualização gráfica dos mesmos pode-se recorrer à Figura 4.30.

Tabela 4.20 - Energia média utilizada para a compactação de cada camada.

Teor	0%	2%	4%	6%	8%
Camadas	Energia	Energia	Energia	Energia	Energia
	(kN.m/m <sup>3</sup> )				
1	5478	5361	3395	3397	2687
2	3560	2753	1950	1534	1012
3	2366	1910	1382	885	481
4	1639	1286	595	551	258
5	1160	688	517	284	206
6	815	584	297	247	136
7	822	562	370	246	169
8	719	466	340	199	142
9	529	466	256	155	105
10	308	298	155	107	78

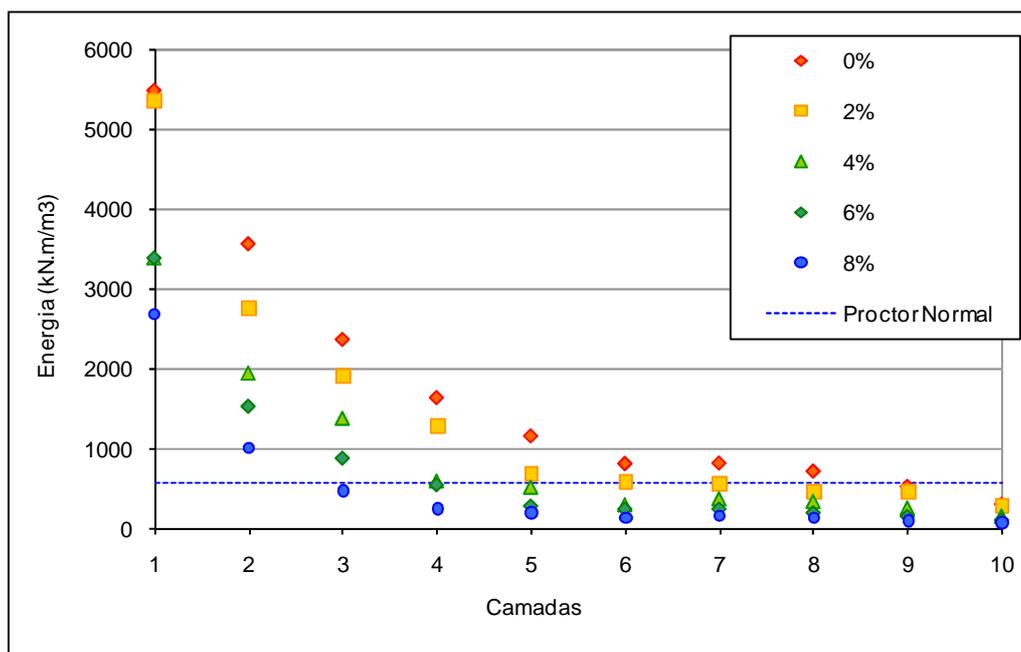


Figura 4.30 - Energia média utilizada para a compactação de cada camada.

Os valores apresentados na Figura 4.30 apenas confirmam o que já tinha sido verificado na análise das forças aplicadas.

Um fato observado foi que à partir da quinta camada, aproximadamente, os valores se aproximam muito da energia aplicada em um ensaio de compactação Proctor normal (583,25 kN.m/m<sup>3</sup>).

Com tais resultados fica demonstrado que, na compactação semi-estática geralmente utilizada para a moldagem de corpos de prova em laboratório, para que cada camada chegue à altura desejada são aplicadas energias variáveis, as quais são maiores para as camadas inferiores (próximas à base) e menores para as camadas próximas ao topo do corpo de prova.

A partir da obtenção de tais resultados, optou-se por estudar a aplicação de energias constantes em todas as camadas, de forma a verificar se haveria a redução do gradiente de compactação. Os resultados deste outro estudo são mostrados no item 4.7.2.

Complementando as análises, fez-se correlação da energia média de cada corpo de prova (ou seja, a média das dez camadas) com o índice de vazios. Na Figura 4.31 são apresentados os valores de energia versus o índice de vazios do corpo de prova.

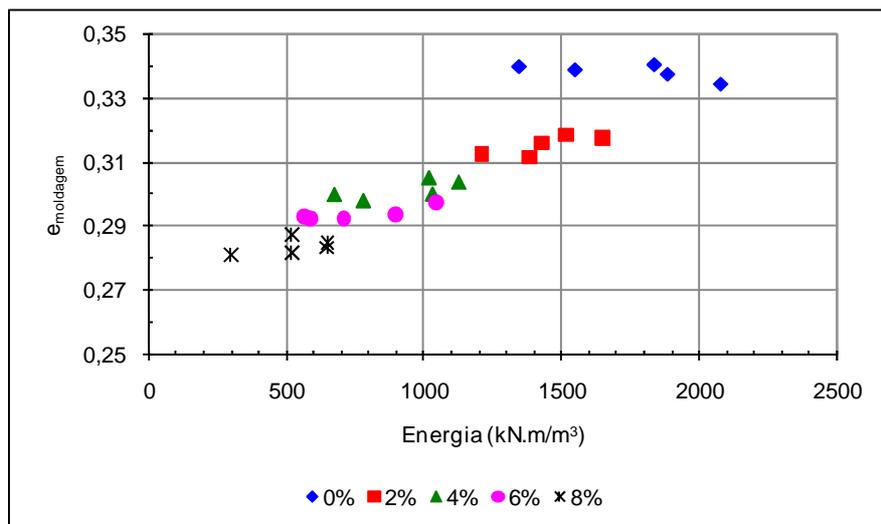


Figura 4.31 - Variação do índice de vazios com a energia aplicada na moldagem - asfalto=sólido.

Os valores de índice de vazios da Figura 4.31 foram calculados da forma convencional, ou seja, o asfalto residual foi considerado sólido e entrou nos cálculos juntamente com o solo. Na análise de um solo sem adições seriam esperados menores índices de vazios com aplicação de maior energia de compactação. Nos solos com material asfáltico quanto maior o teor, menor a energia necessária para a compactação, ainda que o índice de vazios seja menor.

Pode-se considerar que, neste momento, o asfalto esteja tendo a mesma função da água, e conseqüentemente também se poderia chamar de “vazio” o espaço ocupado pelo asfalto. O índice de vazios calculado, considerando o asfalto como um líquido, é mostrado na Figura 4.32. Esta consideração é mais coerente que a anterior, pois neste caso o índice de vazios encontra-se diminuindo com a energia aplicada na moldagem.

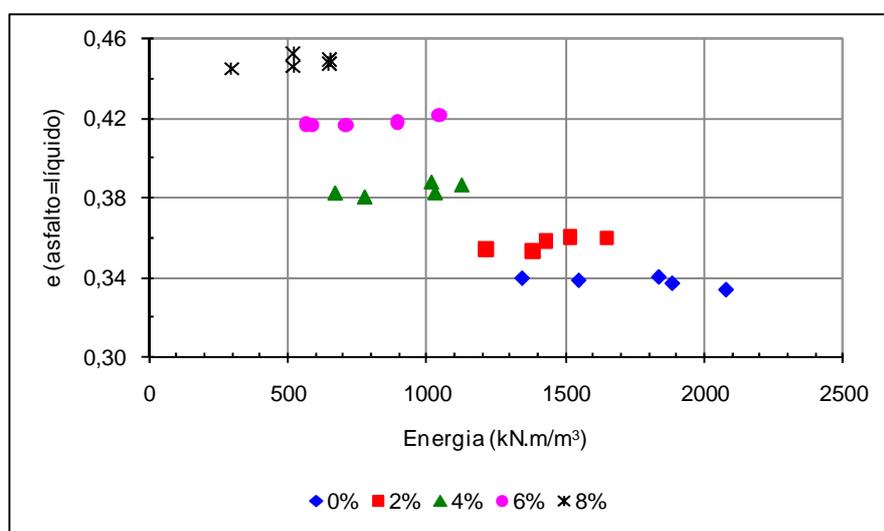


Figura 4.32 - Variação do índice de vazios com a energia aplicada na moldagem - asfalto=líquido.

#### **4.7.2 Estudo da Compactação Semi-Estática para Obtenção de Corpos de Prova**

Conforme explicado no item 3.8.2, antes da compactação do CP nas sete metodologias, era determinada a tensão necessária para a compactação de apenas uma camada. Foram determinadas as tensões necessárias para compactação de camadas com três diferentes alturas:

- H = 2,0 cm, com a base do cilindro fixa (utilizado nas metodologias 01, 04 e 05);
- H = 2,0 cm, com pistão na base (utilizado na metodologia 02);
- H = 3,33 cm, com pistão na base (utilizado na metodologia 03).

A colocação do pistão livre na base implica, devido ao princípio da ação x reação, que a camada ou camadas se submetam a mesma energia de compactação em ambas as faces.

O método de obtenção das tensões foi por tentativa e erro, até se obter valores de  $\gamma_d$  muito próximos ao esperado. O valor encontrado era repetido até se atingir três valores de  $\gamma_d$  e tensão muito próximos ou coincidentes, sendo então calculada a média dos mesmos. Na Tabela 4.21 são mostrados os valores médios obtidos e utilizados na compactação de cinco das sete metodologias estudadas.

Tabela 4.21 - Valores de Tensão necessárias para se chegar à densidade desejada.

Amostra	H da camada (cm)	$\gamma_{dmax}$ (kN/m <sup>3</sup> )	W <sub>ot</sub> (%)	Leitura (divisões)	Tensão (kN/m <sup>2</sup> )
Base Fixa	2,0 cm	19,49	9,3	1640	184,1
Pistão na Base	2,0 cm	19,62	9,5	1610	180,8
Pistão na Base	3,33 cm	19,52	9,4	1600	179,7

Uma análise complementar é apresentada na Figura 4.33, foram plotados todos os pares tensão x  $\gamma_d$  obtidos até se chegar aos três valores escolhidos, e verifica-se o aumento do peso específico aparente seco com o aumento da tensão aplicada.

Igual análise foi realizada em termos de umidade e apresentada na Figura 4.34. No entanto, observou-se que pequenas variações de umidade (aproximadamente 1%) não apresentam uma relação direta com a tensão necessária para a compactação embora esta tenda a diminuir com o aumento da umidade. É claro que essa tendência de aumento ou diminuição depende sempre do ramo no qual se encontra o solo, pois ao ultrapassar a linha ótima o aumento da umidade tende a reduzir a energia efetiva de compactação fazendo-se necessárias

maiores energias para a obtenção dos mesmos resultados. Talvez esse resultado venha a corroborar nas análises das curvas de compactação semi-estática que serão apresentadas no item 4.8.

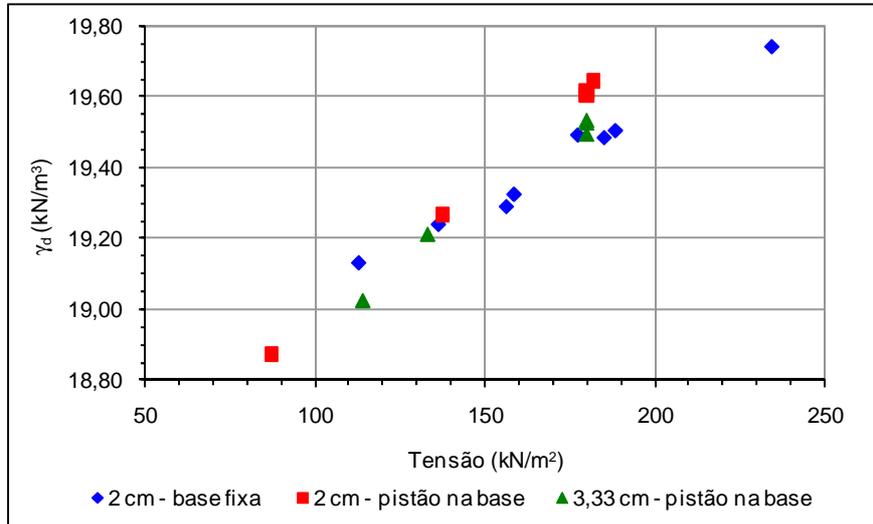


Figura 4.33 - Variação da tensão aplicada *versus*  $\gamma_d$  obtido para a camada.

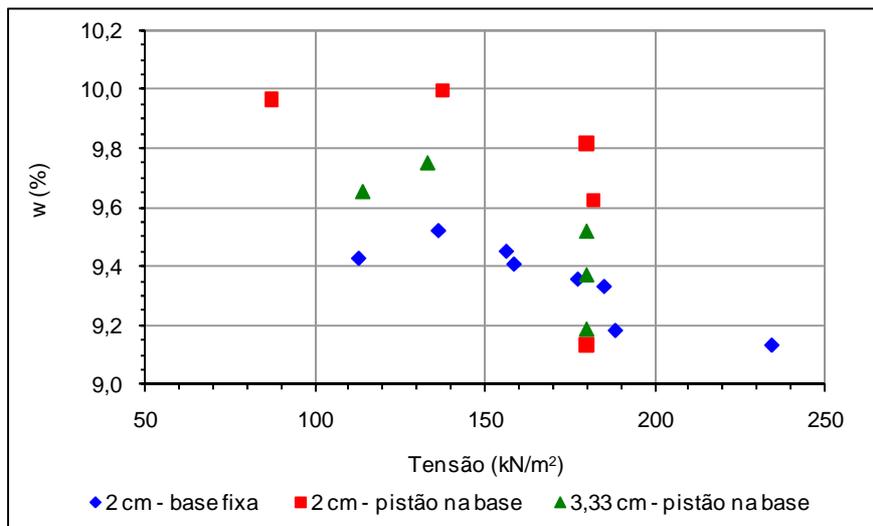


Figura 4.34 - Variação da tensão aplicada *versus* w obtido para a camada.

A Figura 4.35 apresenta os valores de  $\gamma_d$  para cada camada, nas sete metodologias estudadas (as mesmas foram descritas detalhadamente no item 3.8.2), permitindo avaliar os gradientes ocorridos.

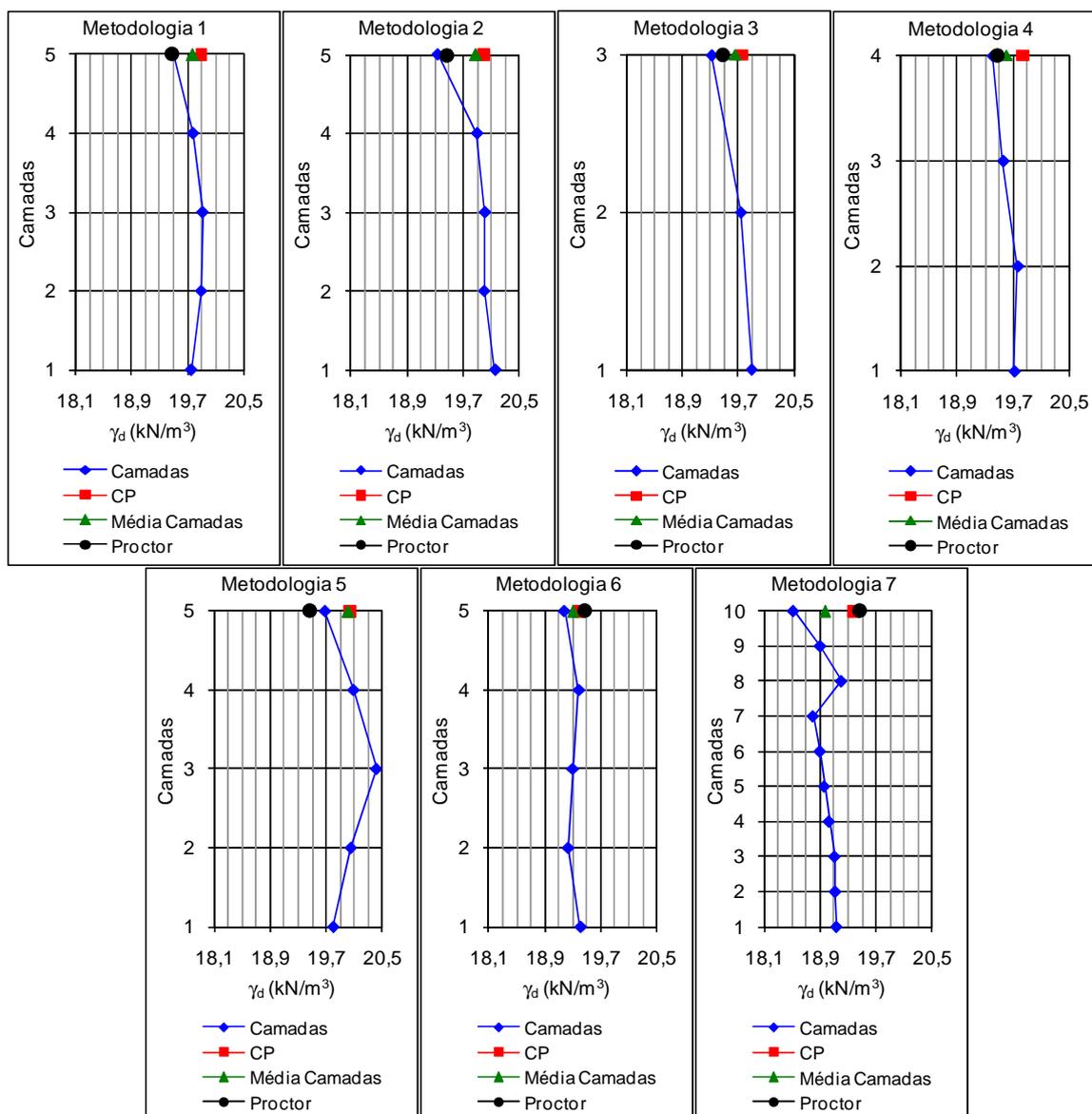


Figura 4.35 - Valores de  $\gamma_d$  nas camadas

O estudo teve como objetivo verificar qual metodologia apresenta menores gradientes de compactação e valores de  $\gamma_d$  mais próximos do obtido no ensaio Proctor normal e representado no gráfico por um círculo preto.

Seguem alguns breves comentários de cada metodologia:

- Metodologia 01: apresentou a 3ª camada um pouco mais compacta. O valor de gradiente máximo obtido foi de  $0,42 \text{ kN/m}^3$  ( $\gamma_{d3^{\text{cam}}} - \gamma_{d5^{\text{cam}}}$ ). Em termos gerais apresentou bons resultados.

- Metodologia 02: neste caso, a 1ª camada foi a mais compacta. O valor de gradiente máximo obtido foi de  $0,81 \text{ kN/m}^3$  ( $\gamma_{d1^{\text{cam}}} - \gamma_{d5^{\text{cam}}}$ ).

- Metodologia 03: semelhante ao que foi apresentado pela metodologia 02, apresentou a 1ª camada mais compacta. O valor de gradiente obtido foi de  $0,59 \text{ kN/m}^3$  ( $\gamma_{d1^{\text{cam}}} - \gamma_{d3^{\text{cam}}}$ ).

- Metodologia 04: quando se considera a diferença de altura entre as quatro camadas (4, 3, 2 e 1 cm de altura) e o fato de se aplicar a mesma tensão de compactação nas mesmas, pode-se dizer que o resultado foi satisfatório. O gradiente máximo foi de  $0,36 \text{ kN/m}^3$  ( $\gamma_{d2^{\text{cam}}} - \gamma_{d4^{\text{cam}}}$ )
- Metodologia 05: Neste caso a 3ª camada (compactada primeiro) foi a que apresentou maiores valores de  $\gamma_d$ . O valor de gradiente obtido foi de  $0,74 \text{ kN/m}^3$  ( $\gamma_{d3^{\text{cam}}} - \gamma_{d5^{\text{cam}}}$ )
- Metodologia 06: Apresentou os melhores resultados, tanto em termos de gradiente de compactação quanto em termos de  $\gamma_d$  médio e total do CP. O valor de gradiente obtido foi de  $0,23 \text{ kN/m}^3$  ( $\gamma_{d1^{\text{cam}}} - \gamma_{d5^{\text{cam}}}$ ).
- Metodologia 07: apresentou  $\gamma_d$  da 8ª camada disperso em relação às demais camadas. Neste ensaio para a obtenção da altura da camada enfrentou-se certa dificuldade de medição, com paquímetro, de camadas muito finas (1,0 cm) e frágeis. O valor de gradiente obtido foi de  $0,69 \text{ kN/m}^3$  ( $\gamma_{d8^{\text{cam}}} - \gamma_{d10^{\text{cam}}}$ ).

A Figura 4.36 apresenta a localização de todos os valores de  $\gamma_d$  e  $w$  obtidos para as sete metodologias em relação à curva de compactação Proctor normal. Os pontos que mais se aproximaram foram os da metodologia 06. Vale lembrar que na compactação semi-estática de um solo arenoso, como é o caso do solo Peixe, dificilmente será obtido mesmo resultado da compactação dinâmica, visto esta última possibilitar a maior acomodação dos grãos, além de não provocar drenagem de água por acréscimo de poro-pressão.

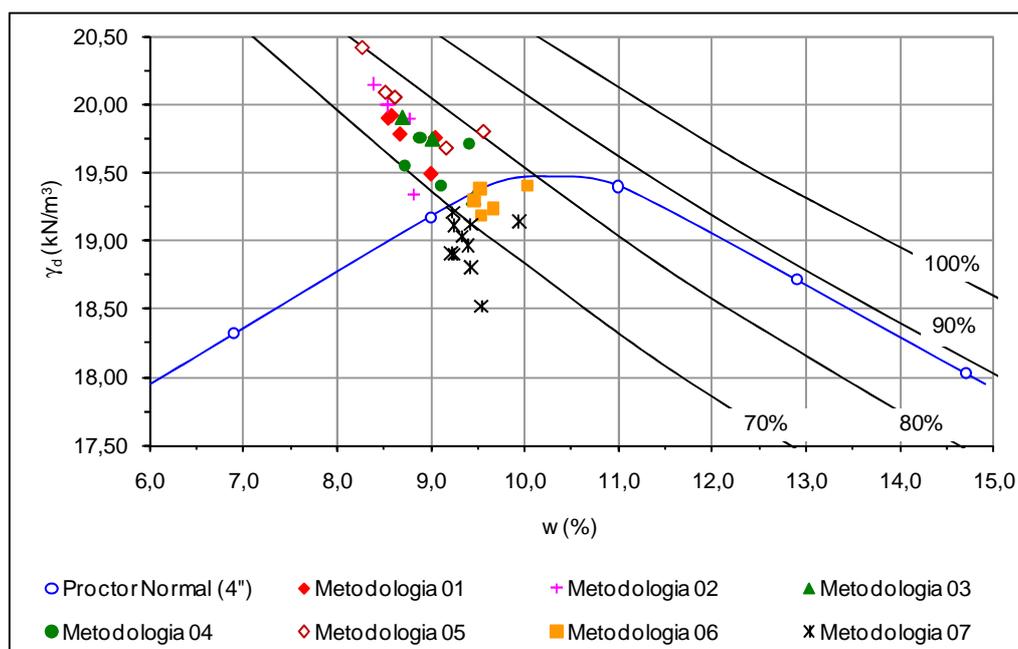


Figura 4.36 - Localização em relação à curva de compactação.

Com base nos resultados apresentados verificou-se que a compactação das camadas utilizando tensão constante não possibilitou a redução dos gradientes de compactação, ao contrário, os melhores resultados foram verificados para energias variáveis ou mesmo altura das camadas variáveis. Resultados diferentes poderiam ter sido obtidos caso se estudasse o atrito lateral solo-molde buscando-se o equilíbrio entre este e o efeito oriundo da reciclagem de energia na compactação das camadas sucessivas. Optou-se, portanto, com base apenas nos resultados aqui obtidos, por utilizar a Metodologia 06 (5 camadas com 2,0 cm de altura e tensão de compactação variável) na moldagem dos corpos de prova desta tese.

#### **4.8 OBTENÇÃO DA CURVA DE COMPACTAÇÃO SEMI-ESTÁTICA**

A Tabela 4.22 apresenta as tensões necessárias para reproduzir a curva de compactação Proctor por meio da metodologia semi-estática utilizando-se velocidade de 2,0 cm/min. Dos três solos, o de Peixe foi o que apresentou maiores valores de tensão necessária à reprodução o que está associado à forma de energia e a sua característica arenosa.

Tabela 4.22 Energias determinadas para camada de 2,0 cm.

Amostra	Cilindro utilizado	$\gamma_{dmax}$ (kN/m <sup>3</sup> )	W <sub>ot</sub> (%)	Leitura (divisões)	Tensão (kN/m <sup>2</sup> )
Solo Peixe	4"	19,49	9,3	1640	184,1
	6"	19,26	8,9	1470	165,4
Solo Corumbá	6"	15,59	19,7	240	27,0
Solo Goiânia	6"	16,38	21,0	90	10,2

A Tabela 4.23 e as Figuras 4.37 e 4.38 apresentam os resultados obtidos nos ensaios de compactação semi-estática realizados sem reuso e com secagem prévia das amostras em condições ambiente.

Tabela 4.23 Resultados dos Ensaio de Compactação Semi-Estática.

Amostra	Cilindro Utilizado	$\gamma_{dmax}$ (kN/m <sup>3</sup> )	W <sub>ot</sub> (%)	Sr (%)
Solo Peixe	(4")	19,55	9,5	76,6
	(6")	19,36	8,1	62,8
Solo Corumbá	(6")	15,65	18,9	71,8
Solo Goiânia	(6")	16,28	21,0	84,2

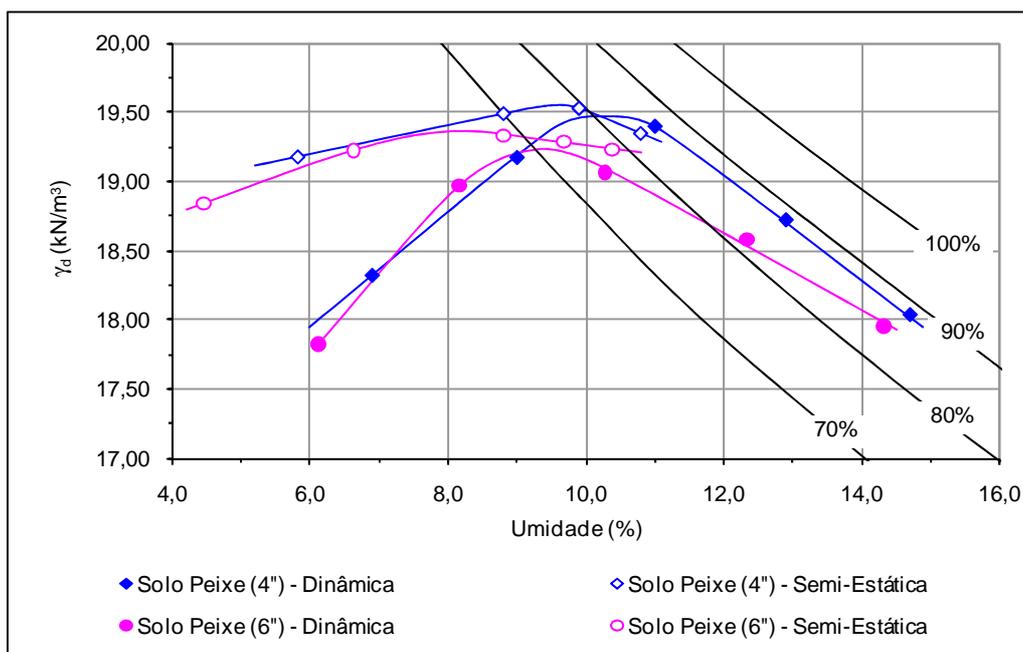


Figura 4.37 - Curvas de Compactação Semi-Estáticas - Solo Peixe.

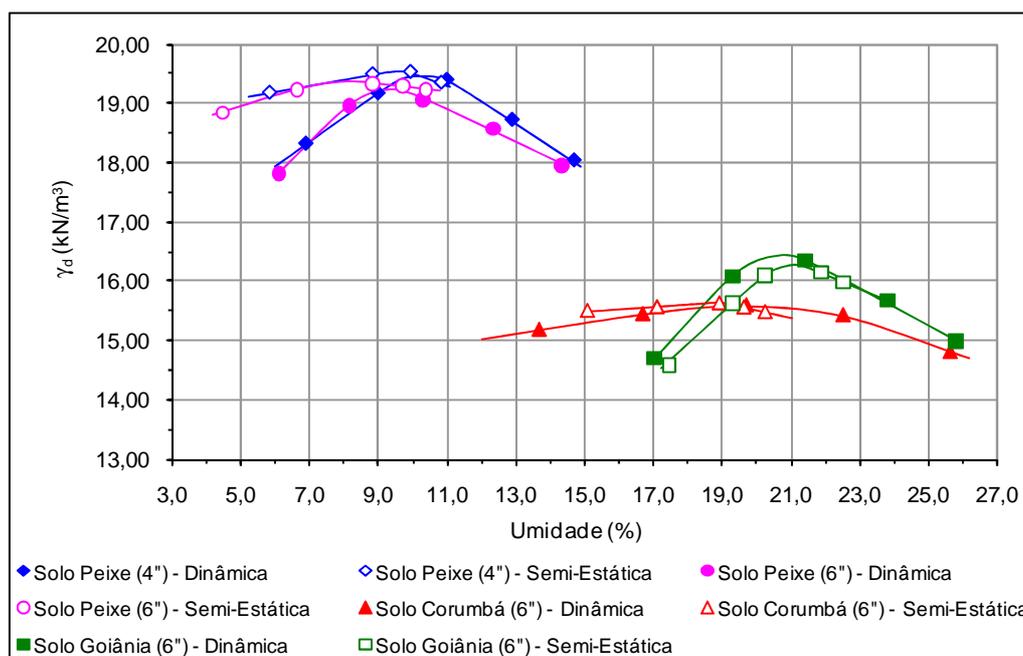


Figura 4.38 - Curvas de Compactação Semi-Estáticas - Peixe, Corumbá e Goiânia

As curvas de compactação semi-estáticas obtidas para os solos de Corumbá e de Goiânia apresentam considerável proximidade das curvas de compactação dinâmica. Para o solo de Peixe a curva de compactação semi-estática apresentou maiores valores de peso específico aparente seco e menores umidades.

No caso dos solos Corumbá e Goiânia, nos ramos seco e úmido, variou-se a umidade, manteve-se a energia constante e foram obtidos por compactação semi-estática, pesos específicos aparentes secos próximos aos da compactação dinâmica, sendo que no ramo seco

a energia semi-estática forneceu valores de peso específico aparente seco ligeiramente inferiores aos oriundos da energia dinâmica. No caso do solo Peixe o efeito não foi o mesmo, a utilização de umidades diferentes e a aplicação de tensões constantes gerou CPs com  $\gamma_d$ 's quase constantes isso estaria indicando que semi-estaticamente a compactação deste solo seria mais sensível à alterações de energia que de umidade. As curvas características deste solo mostradas no Capítulo 5 colocam em evidência a pouca importância da sucção neste solo até aproximadamente 50% de grau de saturação (Figura 5.5). A diferença de peso específico entre as duas formas de energia podem ser atribuídas ao efeito lubrificante da água na energia dinâmica fazendo com que se gerem ganhos expressivos de peso específico com o aumento da umidade de compactação.

É possível, que no caso dos solos Goiânia e Corumbá, o aumento ou redução da umidade esteja possibilitando que parte da energia seja dissipada (seja na água ou devido o atrito dos grãos) sendo obtidas densidades apenas ligeiramente menores que a máxima, as quais são praticamente coincidentes com as obtidas para a curva de compactação Proctor normal.

#### **4.9 COMPRESSÃO SIMPLES**

Neste item são apresentadas as análises dos ensaios de compressão simples realizados para os solos e as misturas. O ensaio de compressão simples é muito utilizado em estudos de estabilização de solos, visto ser este um ensaio simples e de relativa facilidade de execução. Por meio deste ensaio é possível se ter um indicativo da resistência e do comportamento do solo, estando a forma da curva associada à estrutura do solo.

Outro objetivo almejado, ao se realizar os ensaios de compressão simples, foi avaliar o efeito dos processos de cura tais como:

- cura em estufa à 40° C por 24 h seguida de imersão por 24 h;
- cura em estufa à 40° C por 24 h sem imersão posterior;
- cura ao ar por 30 dias sem imersão posterior;
- cura úmida (vedado em saco plástico) por 30 dias sem imersão posterior.

É importante enfatizar que todos os ensaios foram moldados em cilindros de relação diâmetro - altura de 1:2 (5,0 cm de diâmetro e 10,0 cm de altura), em cinco camadas.

Para a condição sem cura foram estudados os teores de 0, 2, 4, 6 e 8% de emulsão asfáltica para os três solos. Na condição de cura em estufa e imersão os teores ensaiados

foram 2, 4, 6 e 8%, visto que os corpos de prova de solo natural (0%) se desmancharam em presença de água.

Para as curas em estufa, ao ar e úmida, foram estudados apenas os teores de 0 e 8% de emulsão, visto representarem, respectivamente, a menor e maior quantidade de asfalto, para os quais seriam esperados obter os comportamentos extremos para as misturas solo-emulsão.

No item 4.9.4 será apresentada uma análise complementar, de resultados de compressão simples para o solo Peixe, utilizando ensaios realizados em uma etapa inicial da pesquisa com corpos de prova moldados em dez camadas.

#### 4.9.1 Solo Peixe

A Figura 4.39a apresenta as curvas de tensão *versus* deformação específica, obtidas para ensaios de compressão simples realizados com corpos de prova do solo Peixe, sem serem submetidos a processos de cura. A Figura 4.39b mostra as curvas referentes aos corpos de prova submetidos ao processo de cura em estufa (40° C) e imersão por 24 h.

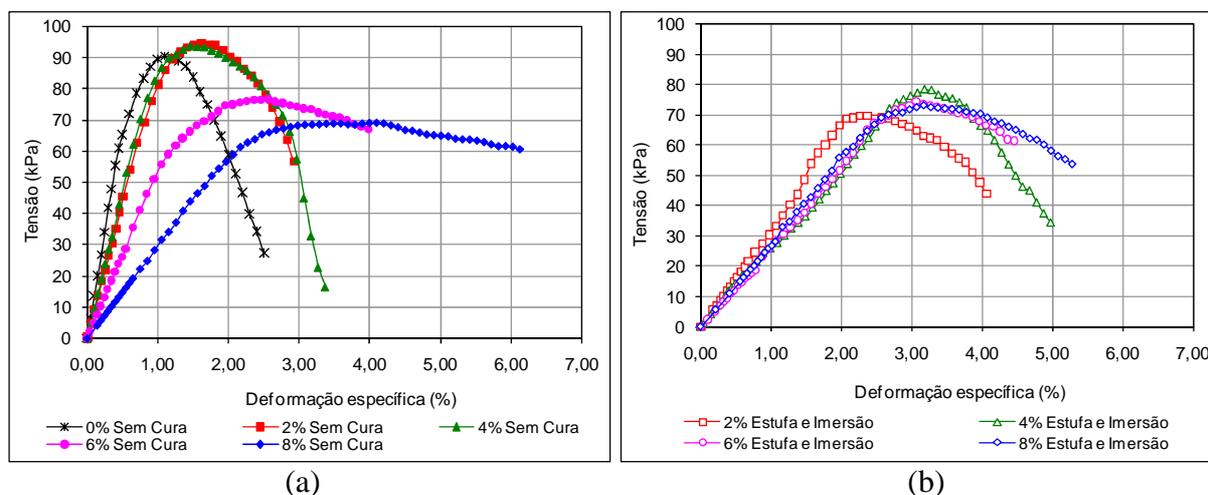


Figura 4.39 - Curvas de Compressão Simples - Solo Peixe: a) Sem Cura; b) Estufa e Imersão.

A Figura 4.40a apresenta os valores de umidade do corpo de prova no momento da ruptura para os respectivos teores de emulsão. A Figura 4.40b mostra os índices de vazios antes da ruptura, em função do teor de emulsão.

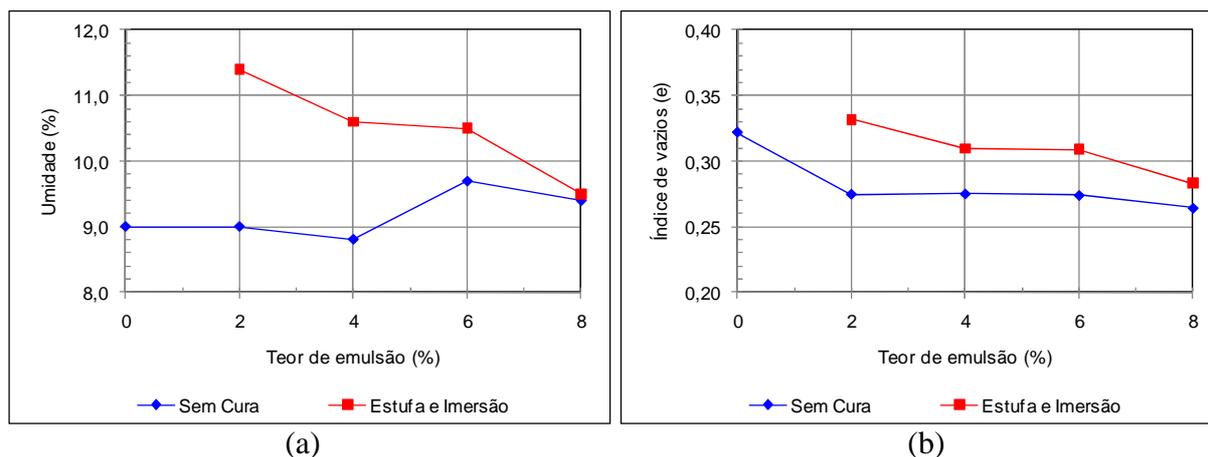


Figura 4.40 – Corpos de prova na ruptura - Solo Peixe: a) Umidade; b) Índice de vazios.

Na Figura 4.39a observou-se que a adição de 2 e 4% de emulsão ocasionou um pequeno aumento da resistência à compressão simples e ligeira redução de módulo inicial, em relação ao solo natural. Para os teores de 6 e 8% foram observados menores valores de resistência em relação à condição natural, já que, neste caso, conforme Figura 4.40a, as umidades dos mesmos são maiores que as demais. Se observadas as curvas características mostradas no Capítulo 5 para os teores de 0, 4 e 8% (Figuras 5.5 a 5.7 respectivamente) observa-se certa coincidência entre elas o que fortalece a importância da umidade como elemento definidor do comportamento do solo. Quanto ao índice de vazios, a variação mostrada na Figura 4.40b se deve ao que já estava previsto, conforme obtido nos ensaios de compactação.

Para a condição de cura em estufa e imersão, mostrada na Figura 4.39b, observou-se uma proximidade das curvas com os teores de 4, 6 e 8% de emulsão. A curva referente a 2% de emulsão apresentou os menores valores de resistência. Neste caso, os resultados estão intimamente ligados com a capacidade do corpo de prova de re-absorver água, conforme verificado na Figura 4.40a.

Na comparação entre os resultados com e sem cura é possível avaliar o efeito da impermeabilização promovida pelo material asfáltico (Figura 4.41). Em cada figura foi incorporado para efeito de comparação o gráfico obtido para 0% de emulsão sem o uso de cura. Observa-se na Figura 4.41 que a cura seguida de imersão tem seu maior efeito para os menores teores de emulsão adicionada ao solo, ou seja, a re-idratação e sobre-hidratação do solo é tanto maior quanto menor o teor de emulsão incorporado sendo que para 8% de emulsão praticamente não se tem mudança no comportamento da mistura. Como as curvas características conforme já indicado são semelhantes para os diversos teores de emulsão, o comportamento estaria ligado a variação de porosidade e principalmente de umidade. É

importante destacar que as alterações também se refletem em termos de deformabilidade de modo semelhante.

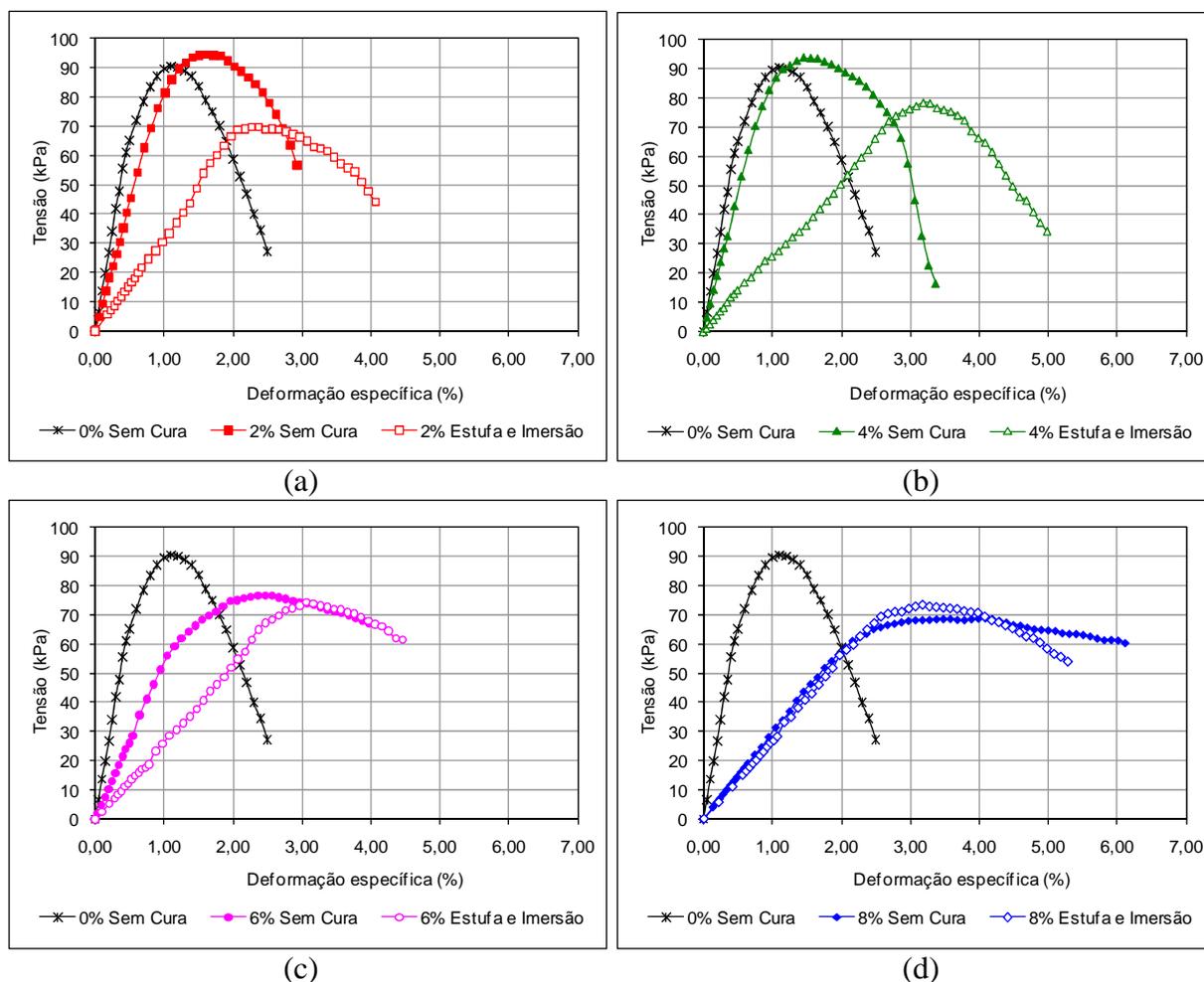


Figura 4.41 - Curvas de Compressão Simples - Solo Peixe - Avaliação do Efeito da Cura: a) 2%; b) 4%; c).6%; d) 8%.

Os resultados das medições de absorção e evaporação dos ensaios com cura em estufa seguida de imersão podem ser visualizados na Figura 4.42. Um fato observado foi que a re-absorção da água é reduzida com o aumento do teor de emulsão. Para o teor de 8%, a umidade recuperada não ultrapassou a umidade inicial, mostrando a menor susceptibilidade deste à ação da água. A curto prazo, a emulsão pode trazer ganhos em relação à absorção de água, à exemplo do que é verificado na aplicação da técnica para a pavimentação. Resta saber se, o ensaio com maior teor de emulsão, quando submetido a maiores tempos de imersão, como no caso do núcleo de uma barragem de terra ou de terra e enrocamento teria maior absorção com a conseqüente provável perda de resistência.

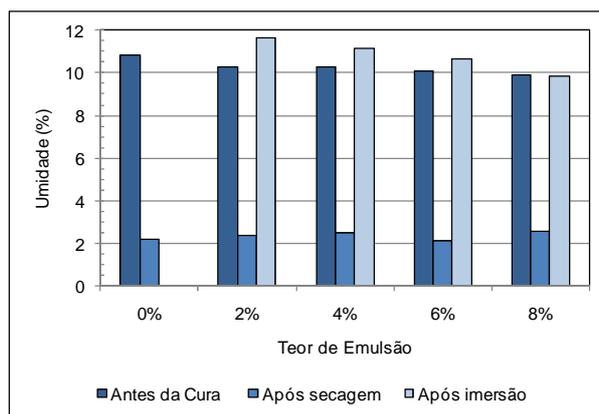


Figura 4.42 - Variação da umidade durante a secagem e imersão - Solo Peixe.

Foram feitos ensaios para determinação da resistência utilizando a cura úmida (corpo de prova, na umidade de moldagem, vedado em um saco plástico por 30 dias). Foram avaliados os teores de 0 e 8% de emulsão e a comparação com os ensaios sem cura é mostrada na Figura 4.43a. A Figura 4.43b mostra os valores de umidade no momento da ruptura.

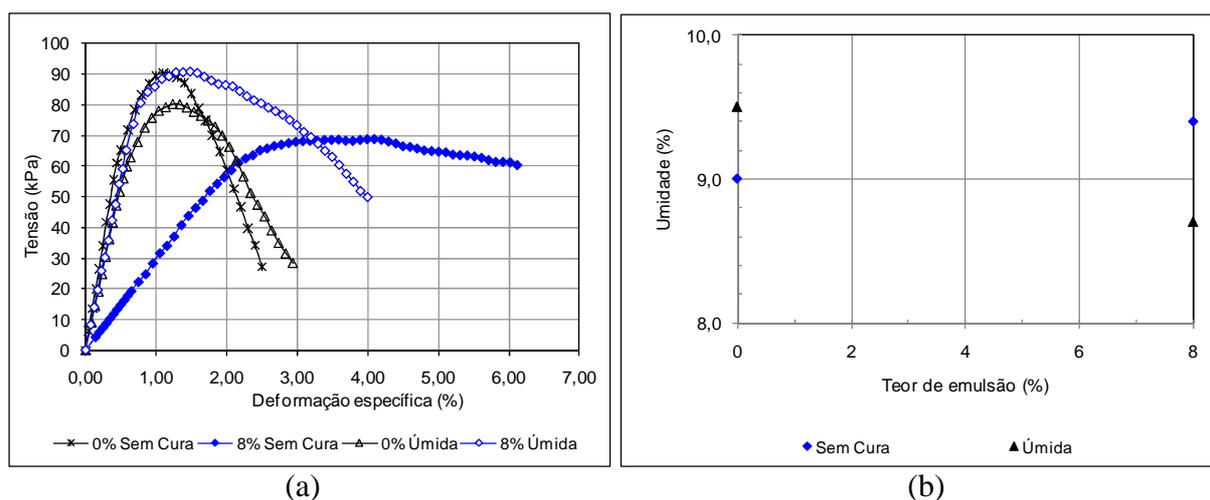


Figura 4.43 - Compressão Simples - Solo Peixe: a) Curvas - Cura Úmida; b) Umidade de ruptura.

Na Figura 4.43, verifica-se, novamente, que a maior resistência registrada para o corpo de prova com 8% de emulsão, submetido a cura úmida, se deve ao menor valor de umidade no momento da ruptura.

Intencionava-se verificar a melhoria da resistência, após a cura úmida, do solo com 8% de emulsão. A hipótese considerava a possibilidade de ocorrência de ruptura da emulsão sem evaporação de água, apenas devido à desestabilização da emulsão quando em contato com o solo. Visava-se assim simular uma eventual situação a ser enfrentada em campo, ou seja, a impossibilidade de permitir a secagem do solo entre uma camada e outra. No entanto, seja pela não ocorrência da ruptura ou mesmo pelo fato de não se ter um ganho de resistência

com a adição da emulsão, não foram verificados aumentos de resistência que comprovassem uma maior interação solo-asfalto.

Na Figura 4.44 pode-se ver o expressivo aumento da resistência devido ao processo de cura por secagem em estufa a 40° C, por 24 h, sem que se permitisse a re-hidratação dos corpos de prova após secagem, colocando mais uma vez em evidência a importância da umidade e, portanto, da sucção. Conforme mostrado na Figura 4.39b, a resistência cai após imersão, passado o efeito da coesão aparente devido à sucção.

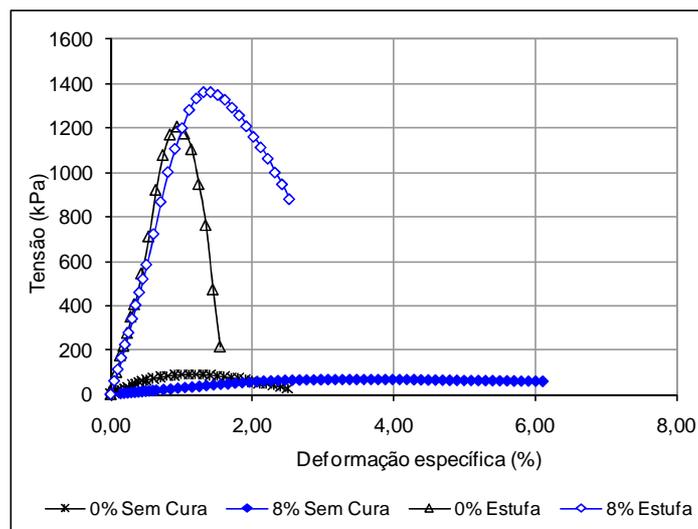


Figura 4.44 - Curvas de Compressão Simples - Solo Peixe - Cura em Estufa.

A Figura 4.45a mostra as curvas obtidas para os corpos de prova submetidos à cura ao ar e em estufa sem que ocorresse re-hidratação posterior. Na Figura 4.45b são apresentadas as umidades de ruptura; secagem ligeiramente maior foi verificada para a cura ao ar.

Analisando as curvas com teor de 8% de emulsão (Figura 4.45a), observa-se que maior valor de resistência é apresentado para a condição de secagem em estufa, em comparação com a secagem ao ar. Verifica-se que a resistência varia conforme a umidade de secagem. No caso da secagem ao ar a umidade está condicionada à umidade ambiente, variando conforme a época do ano.

Optou-se por adotar para os ensaios de permeabilidade, triaxiais e sucção a secagem em estufa, que permite uma condição mais homogênea, enquanto a secagem ao ar sofre alternâncias rigorosas quanto ao gradiente de temperatura entre dia e noite. Outro fator considerado foi que os ensaios com secagem em estufa mostraram-se mais práticos para execução em laboratório, tendo em vista que os benefícios da agilidade na execução dos ensaios que a estufa permite, são grandes.

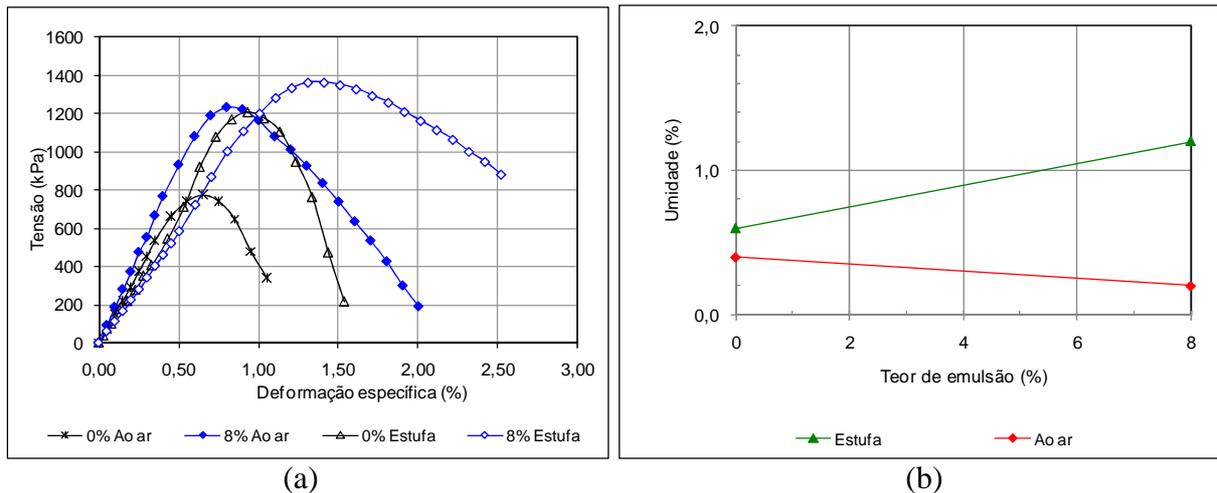


Figura 4.45 - Compressão Simples - Solo Peixe: a) Curvas - Cura ao Ar; b) Umidade de ruptura.

Conforme apresentado até o momento, o solo Peixe foi ensaiado nas condições: sem cura, cura em estufa e imersão, cura em estufa, cura ao ar e cura úmida. As resistências à compressão simples máximas e os Módulos Secantes a 50%, obtidos em cada curva, para todos os ensaios, são comparados nas Figuras 4.46 e 4.47. Cabe observar que as Figuras 4.46b e 4.47b são a representação das 4.46a e 4.47a, respectivamente, em escala diferente.

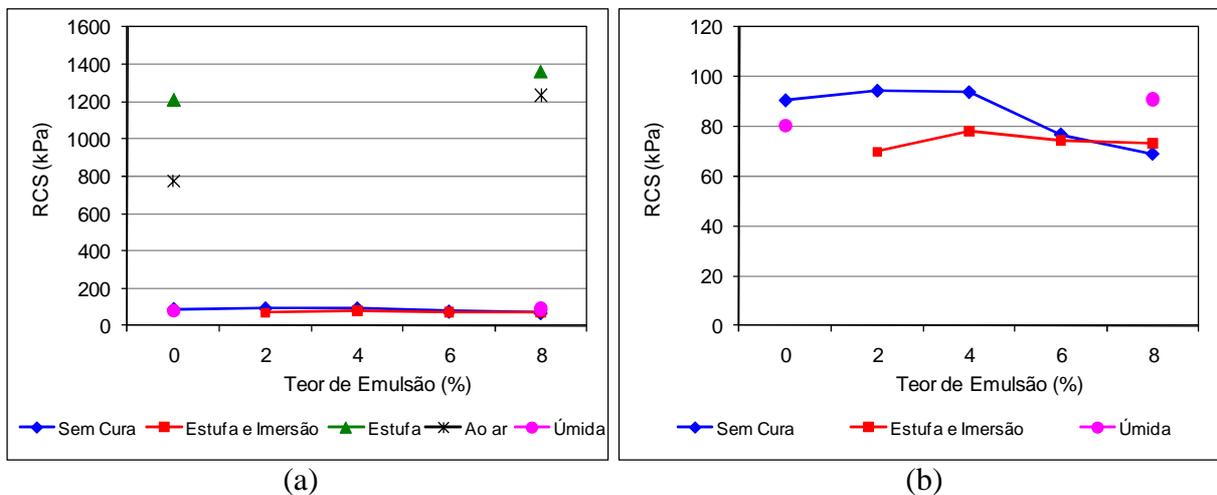


Figura 4.46 - Variação da Resistência à Compressão Simples com o teor de emulsão asfáltica - Solo Peixe.

Maiores valores de resistência foram observados para as condições de secagem ao ar e em estufa. Quanto aos ensaios com umidades próximas da ótima (Figura 4.46b), quando visto em escala apropriada é possível verificar maiores valores de resistência para a condição sem cura teores 2 e 4% e cura úmida, teor 8%.

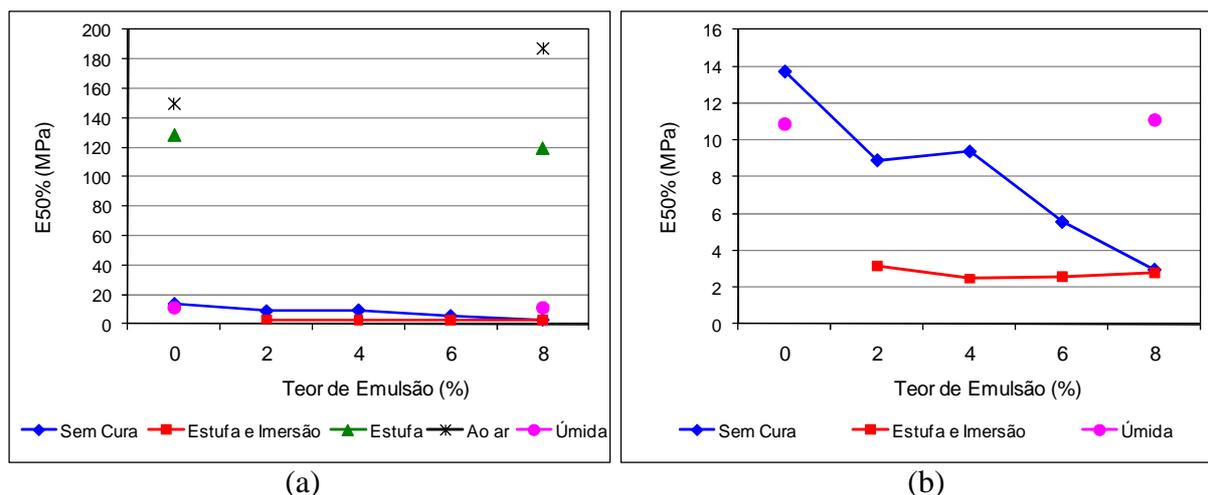


Figura 4.47 - Variação do Módulo Secante à 50% com o teor de emulsão asfáltica - Solo Peixe.

Na Figura 4.47a verifica-se que os maiores valores de módulo secante a 50% foram obtidos para a condição de secagem ao ar, seguidos pela secagem em estufa. Isto se deve às menores umidades observadas para estas duas condições. Nesta mesma figura é possível visualizar a magnitude da diferença entre os valores de módulo obtidos para os ensaios submetidos à secagem (estufa e ao ar) e aqueles com umidades próximas da ótima (sem cura, estufa e imersão e úmida).

Na Figura 4.47b, para a condição sem cura, é possível observar a diminuição dos valores dos módulos secantes com o aumento do teor de emulsão. Já após a imersão, verifica-se que a diferença de módulo desaparece, e este fica praticamente constante. Também após a cura úmida o módulo secante para os teores de 0 e 8% de emulsão apresenta-se praticamente constante.

A Figura 4.48 apresenta a relação entre o grau de saturação na ruptura e a resistência à compressão simples. Verifica-se que a resistência está condicionada ao grau de saturação na ruptura, ou seja, a sucção é a principal responsável pela variação da resistência. É possível, no entanto, que uma pequena parcela seja devida ao efeito cimentante do material asfáltico, como demonstra a Figura 4.49. É importante ressaltar o fato deste solo ter granulometria aberta, o que estaria dificultando a ação do elemento estabilizante.

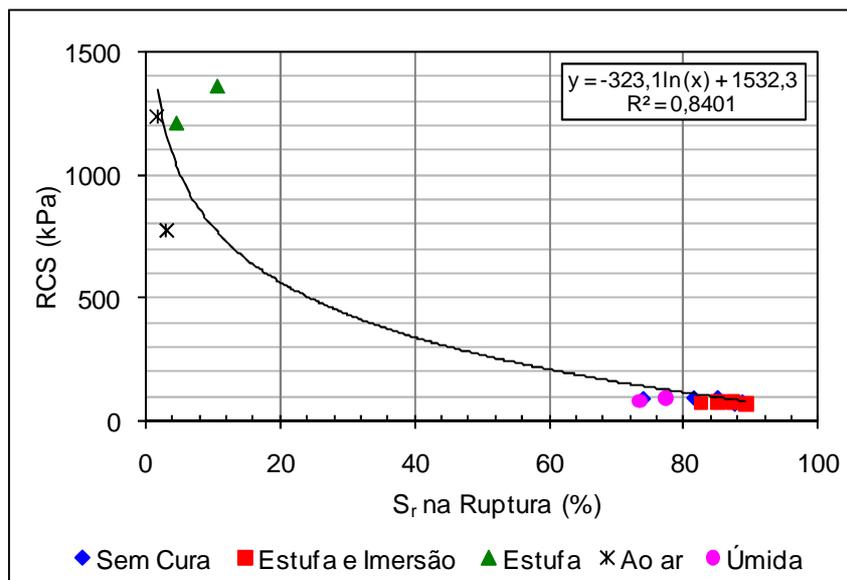


Figura 4.48 - Variação da RCS com o Grau de Saturação - Solo Peixe.

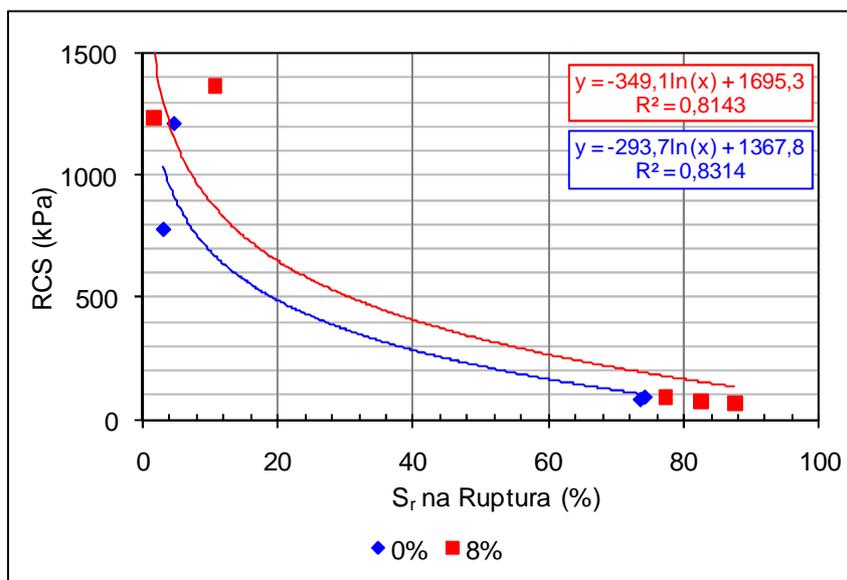


Figura 4.49 - Variação da RCS com o Grau de Saturação - Teores 0 e 8% - Solo Peixe.

As Figuras 4.50a e 4.50b mostram, respectivamente, a relação da RCS com o teor de líquido e com o índice de vazios.

O cálculo do teor de líquido (soma da água mais asfalto residual) pressupõe a hipótese do asfalto ter influências no comportamento como um líquido, reduzindo os valores da resistência. Porém, na Figura 4.50a não pode ser observada uma relação direta entre o teor de líquido e a resistência, mostrando que neste momento o asfalto age como um sólido. Mesmo porque após a cura ocorre a ruptura da emulsão e a adesão das partículas de betume aos grãos, deixando de constituir a condição líquida que alteraria os valores da resistência.

Quanto à Figura 4.50b, não foi verificada uma relação direta da resistência com o índice de vazios, mostrando que a mesma está condicionada pelo teor de umidade na ruptura.

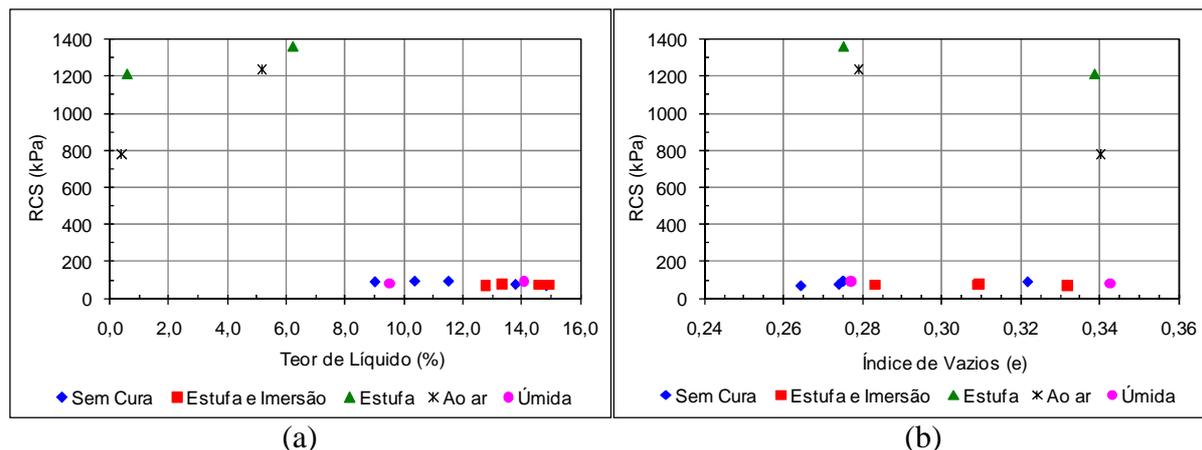


Figura 4.50 - Variação da RCS - Solo Peixe: a) Com o teor de líquido; b) com o índice de vazios.

A Figura 4.51 mostra a variação da resistência à compressão simples com o teor de líquido e com a umidade na ruptura.

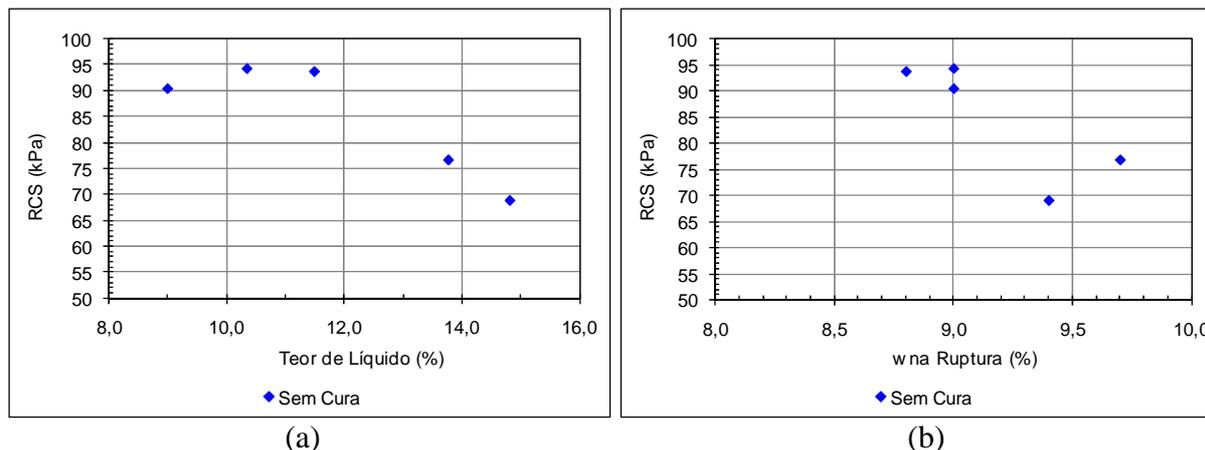


Figura 4.51 - Variação da RCS - Solo Peixe: a) Com o teor de líquido; b) Com a umidade de ruptura.

A Figura 4.52 apresenta o aspecto dos corpos de prova após a ruptura. No caso dos ensaios com secagem em estufa e ao ar, verifica-se que o padrão de ruptura indica a ocorrência de ruptura frágil, conforme formato das curvas de resistência apresentadas na Figura 4.45a. Na ruptura frágil, depois de atingir a tensão cisalhante máxima, a resistência cai acentuadamente ao se aumentar a deformação. Esse tipo de ruptura é típico de areias compactas ou ainda quando da existência de cimentações ou sucção elevada.

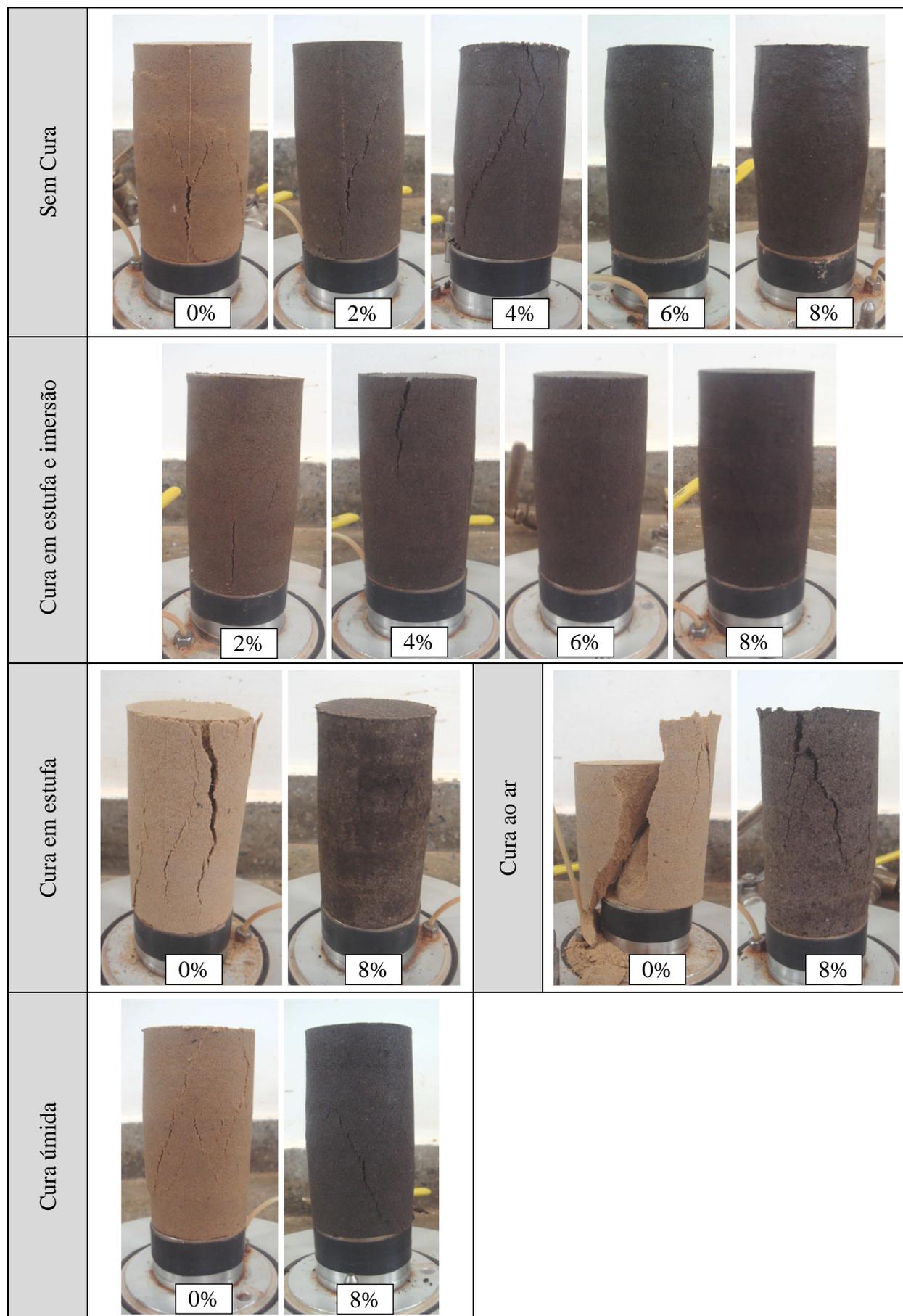


Figura 4.52 - Aspecto dos corpos de prova após a ruptura.

### 4.9.2 Solo Corumbá

Na Figura 4.53a são mostradas as curvas tensão deformação para o solo Corumbá na condição sem cura. A Figura 4.53b mostra as curvas de resistência à compressão simples, após os corpos de prova terem sofrido a cura em estufa e imersão.

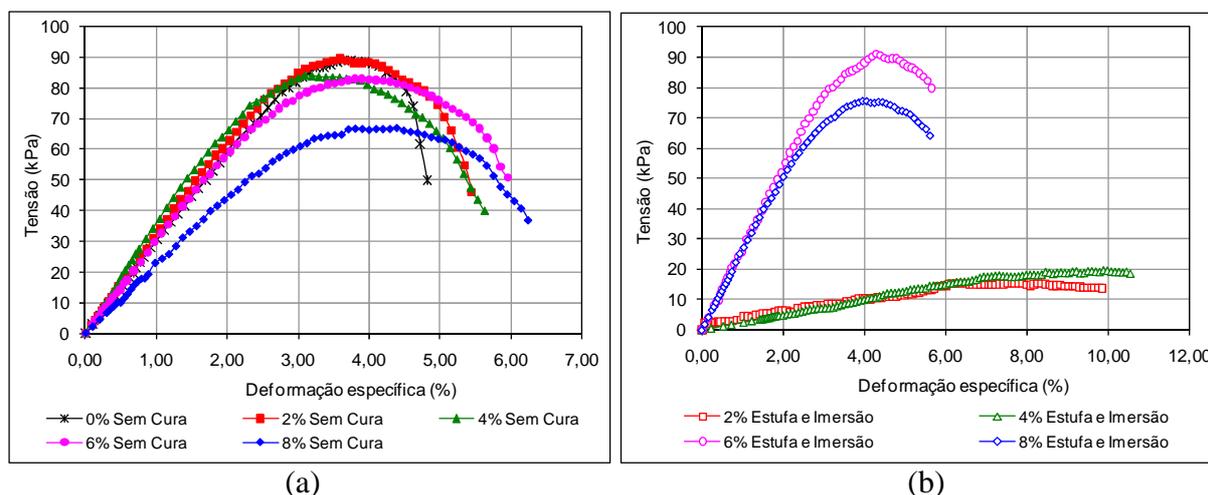


Figura 4.53 - Curvas de Compressão Simples - Solo Corumbá: a) Sem Cura; b) Cura em Estufa e Imersão.

As Figuras 4.54a e 4.54b mostram, para cada teor de emulsão, respectivamente, os valores de umidade e os índices de vazios dos corpos de prova, no momento da ruptura.

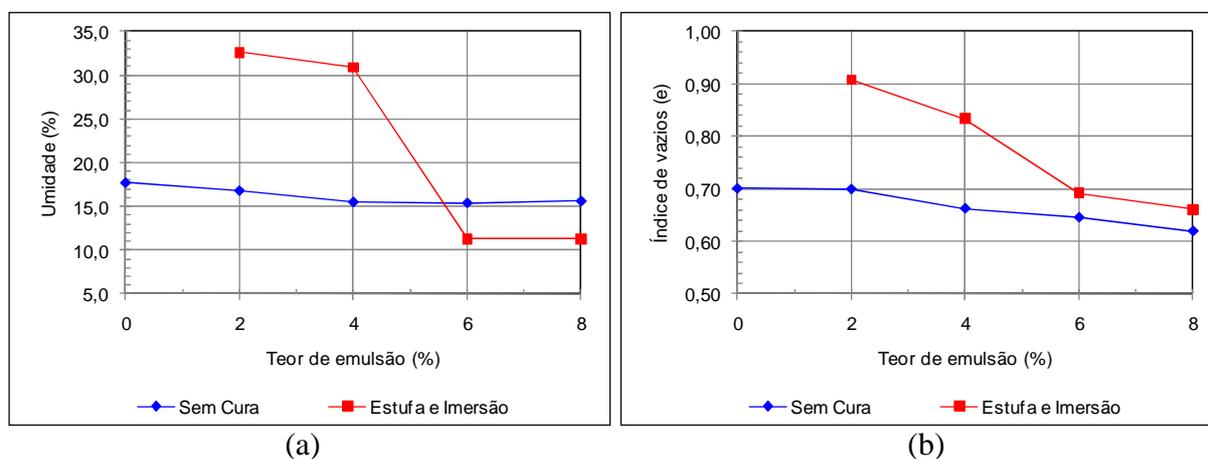


Figura 4.54 – Corpos de prova na ruptura - Solo Corumbá: a) Umidade; b) Índice de vazios.

Para a condição sem cura, as curvas apresentaram pequena variação, ainda assim é possível identificar maior valor de resistência máxima para o teor de 2% de emulsão, quase coincidente com o solo natural.

Para os corpos de prova submetidos a secagem e imersão, as maiores resistências foram verificados para os solos com 6 e 8% de emulsão, visto estes terem absorvido menores quantidades de água, dado o efeito impermeabilizante da emulsão asfáltica. Tal efeito

impermeabilizante é confirmado com auxílio da Figura 4.55 que mostra o comparativo da resistência de corpos de prova com e sem cura (estufa e imersão).

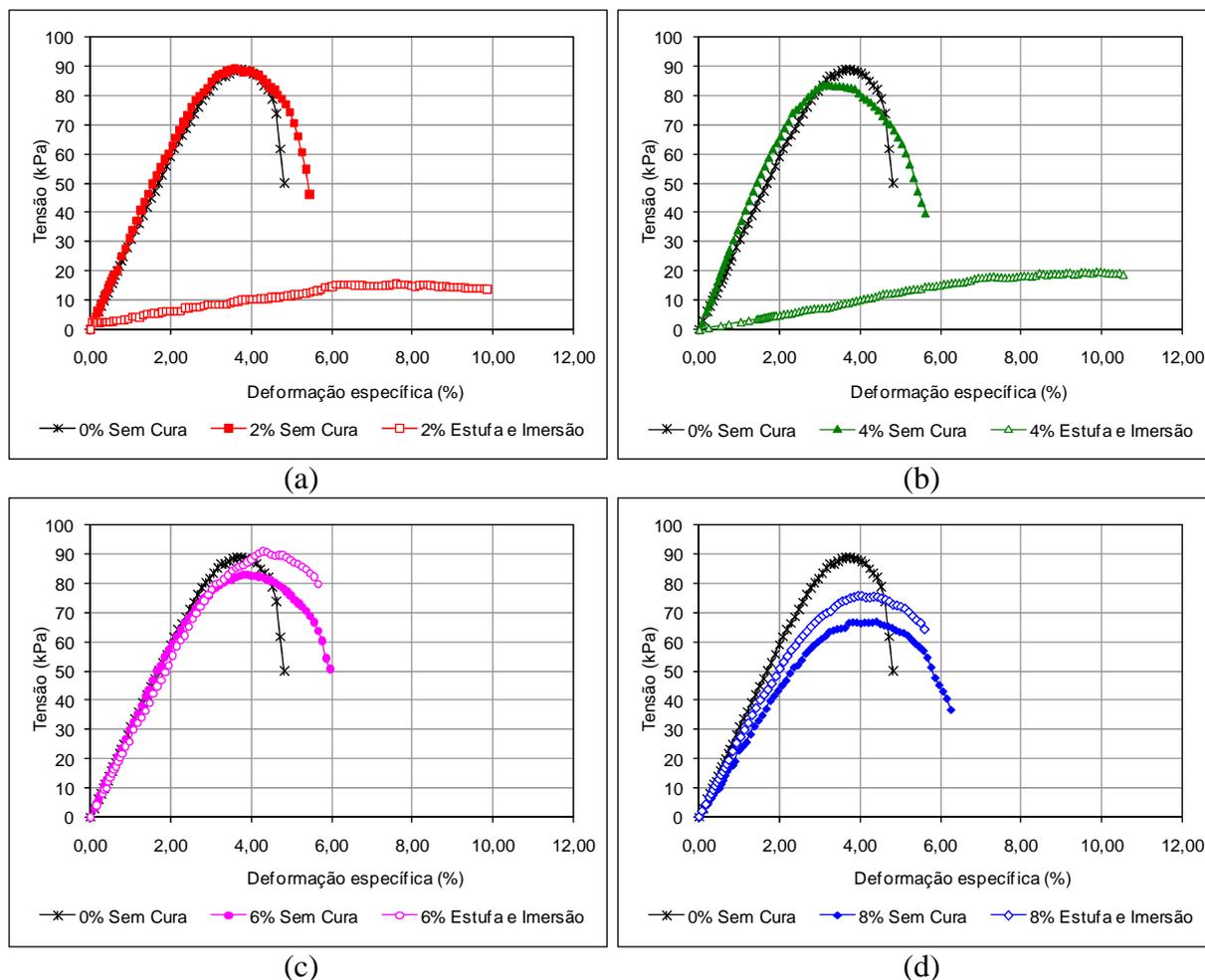


Figura 4.55 - Curvas de Compressão Simples - Solo Corumbá - Avaliação do Efeito da Cura: a) 2%; b) 4%; c).6%; d) 8%.

A variação de umidade durante os processos de secagem e imersão é mostrada na Figura 4.56. Nela são verificadas as altas umidades para os teores de 2 e 4% devido à reabsorção de água durante a imersão, ao mesmo tempo que os teores de 6 e 8% promoveram a impermeabilização.

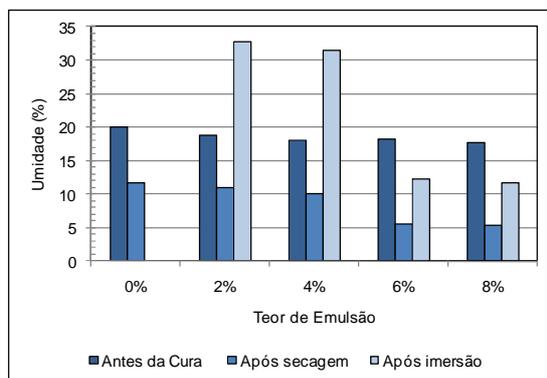


Figura 4.56 - Variação da umidade durante a secagem e imersão - Solo Corumbá.

As curvas de resistência à compressão simples e as umidades no momento da ruptura são apresentadas, respectivamente, nas Figuras 4.57a e 4.57b. Os resultados apresentados confirmam o que já tinha sido comentado para o solo Peixe, isto é, a cura úmida não promove aumentos de resistência significativos, as pequenas diferenças observadas devem-se aos diferentes teores de umidade em que as amostras se encontravam no momento da ruptura.

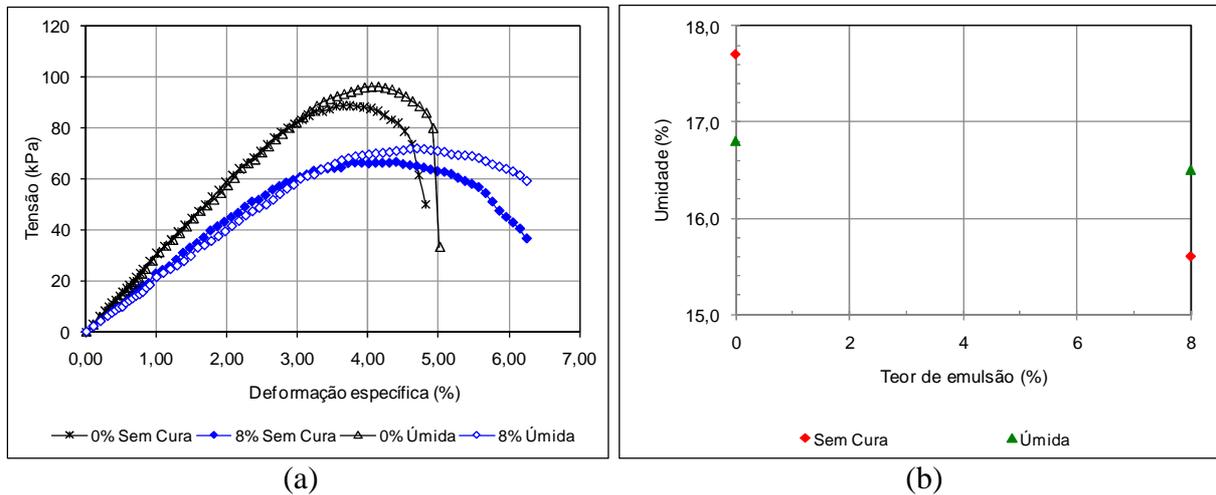


Figura 4.57 - Curvas de Compressão Simples - Solo Corumbá - Cura Úmida.

Deve-se ter cuidado ao se analisar os resultados de ensaios realizados com secagem, visto estes apresentarem, em quase a totalidade dos casos, resistências muito maiores que as do solo na umidade de compactação. O primeiro efeito que ocorre com a secagem é o aumento da coesão aparente, outro efeito observado é que a secagem gera uma espécie de pré-adensamento do solo, ao promover a retração e aproximar os grãos. O principal efeito que deve ser observado em copos de prova que são submetidos a processos de secagem é se a resistência se mantém elevada após o re-umidecimento e em que nível este ocorre, fato observado na cura com secagem e imersão. Assim sendo, na Figura 4.58 pode-se observar o aumento significativo da resistência do solo Corumbá natural e com 8% de emulsão após o processo de secagem em estufa a 40° C.

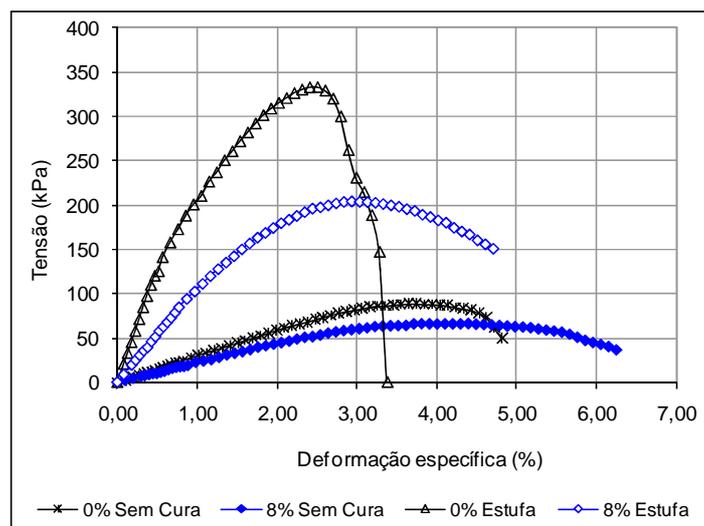


Figura 4.58 Curvas de Compressão Simples - Solo Corumbá - Cura em Estufa.

Na comparação entre a cura em estufa e a cura ao ar (Figura 4.59) verifica-se que a segunda promoveu a obtenção de umidades mais baixas e, conseqüentemente, maiores resistências. A cura ao ar por períodos de 7 ou 14 dias é mencionada por diversos autores como sendo indicada para avaliação da resistência. No entanto, cabe observar que este tipo de cura é influenciado pelas condições climáticas ao longo do ano e variam de região para região, o que torna a cura em estufa uma melhor opção. Nos casos em que a cura ao ar é utilizada deve-se dar mais atenção à umidade de ruptura do corpo de prova do que ao tempo em que o mesmo foi deixado ao ar. A partir dos resultados aqui obtidos e analisados depreende-se que quase sempre os ganhos registrados na literatura se devem a secagem do solo e aumento da sucção e não propriamente a um ganho oriundo da estabilização em si.

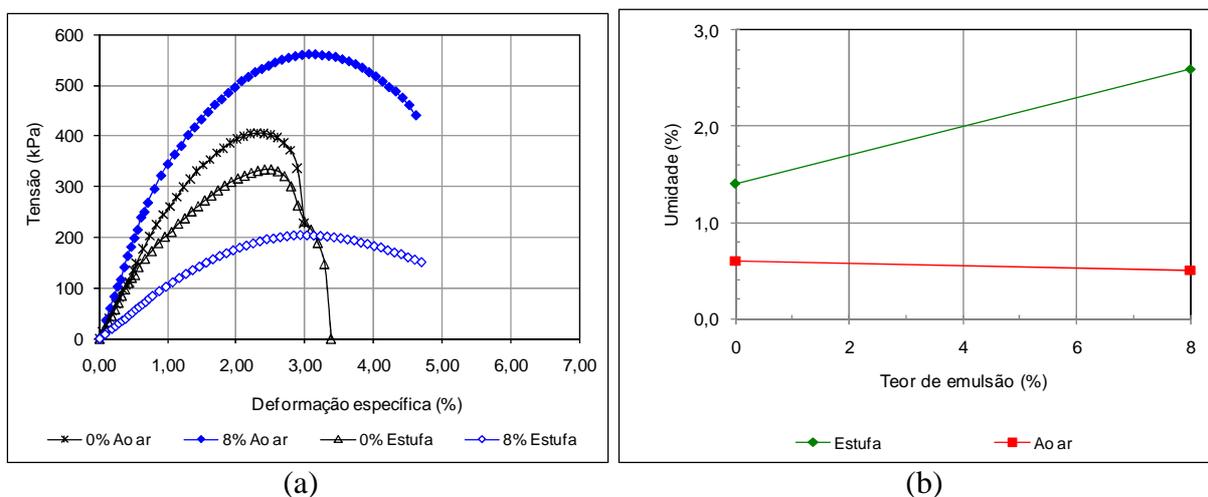


Figura 4.59 - Compressão Simples - Solo Corumbá: a) Curvas - Cura ao Ar; b) Umidade de ruptura.

A Figura 4.60 apresenta os valores de resistência à compressão simples (máxima tensão) em função dos teores de emulsão para os ensaios realizados com o solo Corumbá. A exemplo do que foi verificado para o solo Peixe, a resistência dos ensaios sem cura cai com o aumento do teor de emulsão. Igualmente a secagem promove significativos aumentos de resistência. A Figura 4.61 mostra os valores de módulo secante a 50% em relação aos teores de emulsão asfáltica.

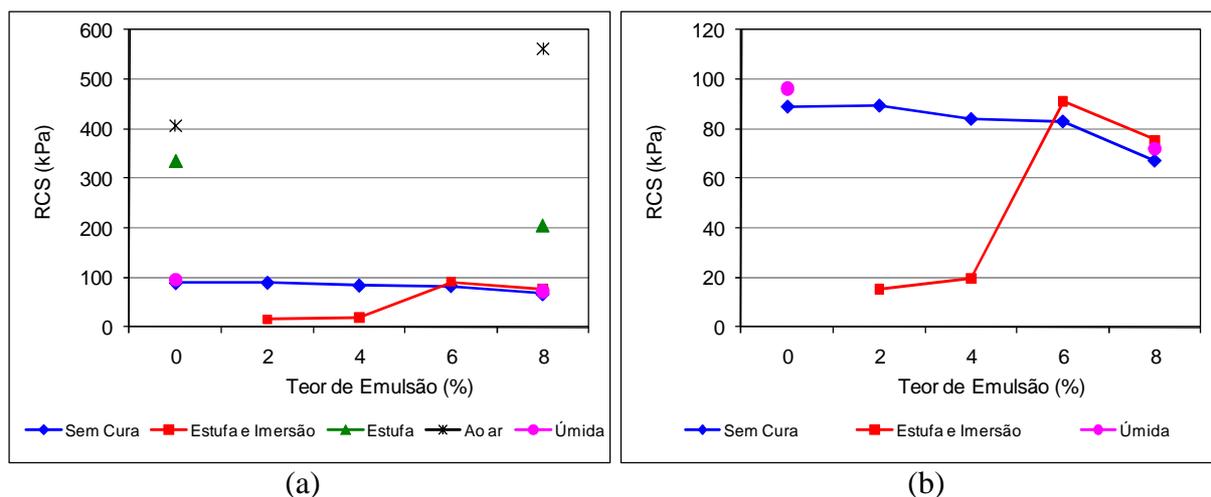


Figura 4.60 - Variação da Resistência à Compressão Simples com o teor de emulsão asfáltica - Solo Corumbá.

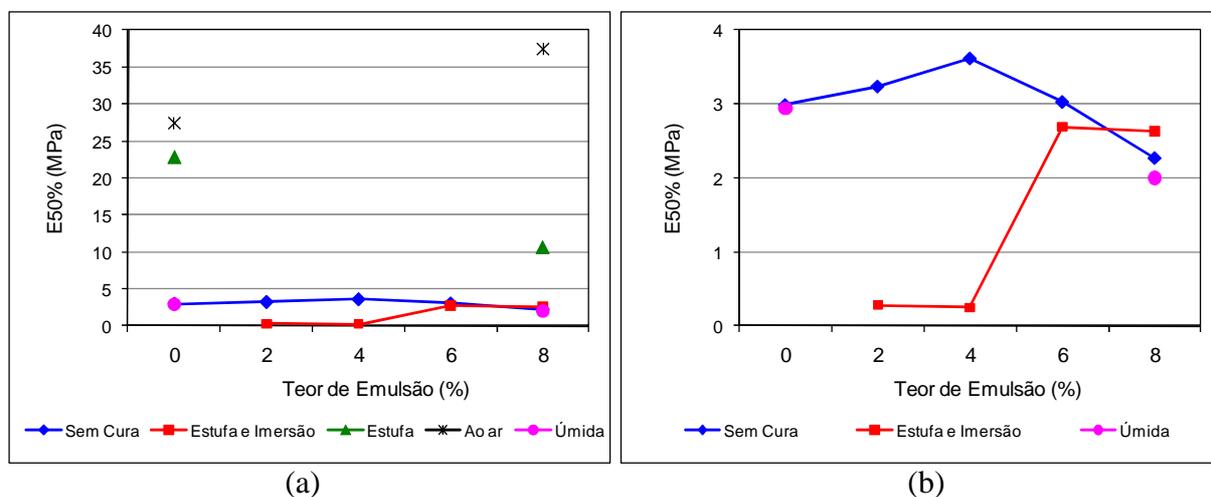


Figura 4.61 - Variação do Módulo Secante à 50% com o teor de emulsão asfáltica - Solo Corumbá.

Os valores de resistência à compressão simples apresentados até o momento confirmam a forte influência da umidade de ruptura na tensão obtida. Esta dependência da umidade é confirmada na Figura 4.62, com maior clareza que o já observado para o solo Peixe, confirmando assim que nos casos analisados os ganhos se devem principalmente às perdas de umidade com conseqüente aumento da sucção.

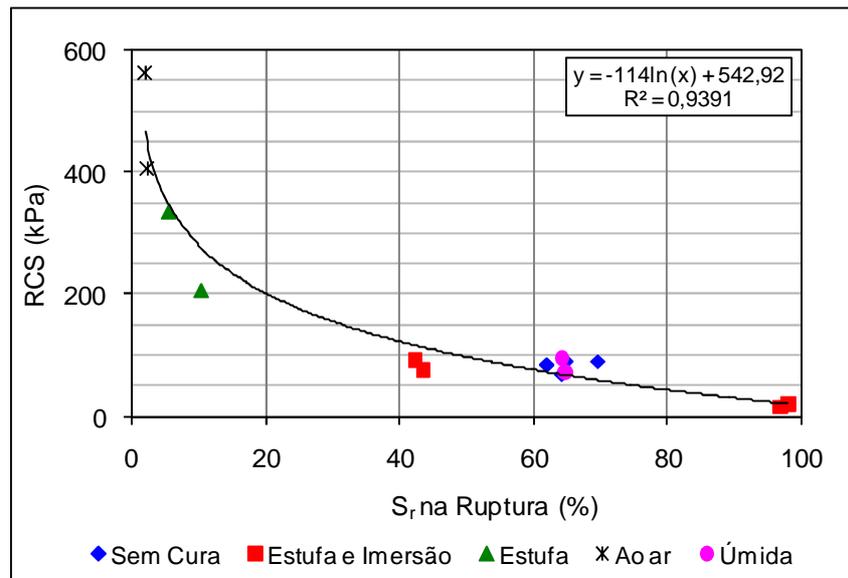


Figura 4.62 - Variação da RCS com o Grau de Saturação - Solo Corumbá.

Quando comparados os teores de 0 e 8% (Figura 4.63) é verificada uma pequena alteração na linha de tendência obtida para um e outro teor. Tal diferença estaria indicando a pequena influência que o asfalto promove no comportamento do solo no que tange à resistência. No caso do solo Corumbá o asfalto está sendo benéfico para umidades mais baixas. Este benefício é pequeno e possivelmente não justificaria a utilização do material asfáltico. Com base nesta análise, em termos de resistência à compressão simples, verifica-se que o asfalto não promoveu melhorias significativas da resistência. Porém, ao longo das análises realizadas nesta tese serão avaliados outros possíveis benefícios promovidos pelo material asfáltico como redução da expansão e da erodibilidade dos solos (em especial o solo Corumbá).

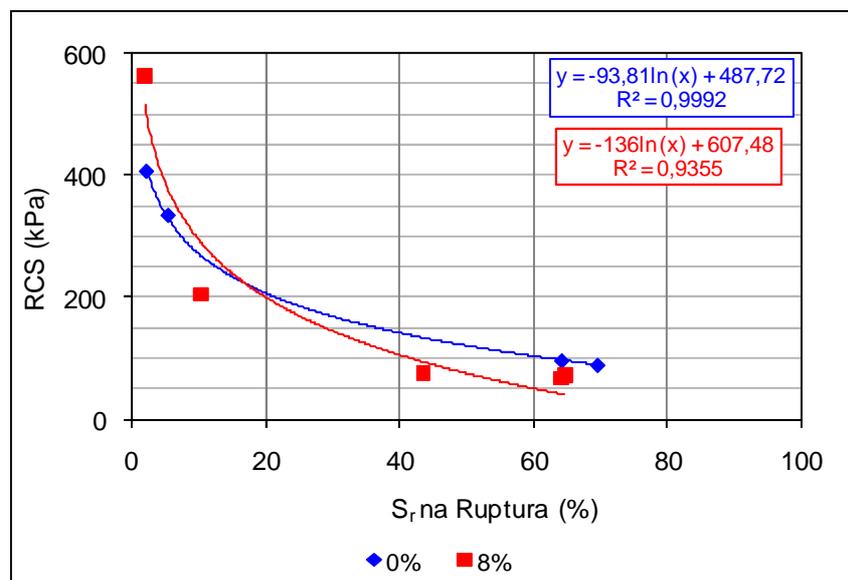


Figura 4.63 - Variação da RCS com o Grau de Saturação - Teores 0 e 8% - Solo Corumbá.

A Figura 4.64a mostra os valores de resistência em relação ao teor de líquido. Para o solo Corumbá observa-se uma melhor tendência do que a observada para o solo Peixe. No entanto, ainda não se pode afirmar que, no momento da ruptura, o asfalto está atuando no comportamento mecânico do solo, à semelhança do que ocorreria com um líquido, tendo em vista que, para os solos Peixe e Goiânia, não foi obtida uma relação RCS x teor de líquidos satisfatória.

Os índices de vazios na ruptura (Figura 4.64b), com exceção de dois pontos, permanecem entre 0,60 e 0,74. Apesar do índice de vazios influenciar nos valores de resistência à compressão simples, sua influência não é tão importante quanto a variação da umidade. Quanto aos dois pontos com maiores índices de vazios, estes se referem aos teores de 2 e 4% que, quando submetidos à imersão, absorveram grande quantidade de água alterando o volume do corpo de prova.

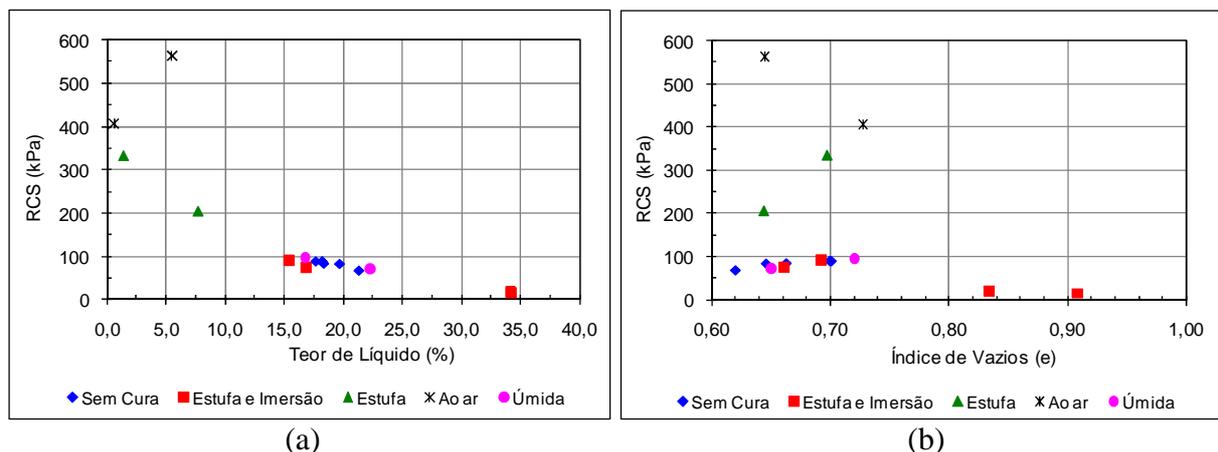


Figura 4.64 - Variação da RCS - Solo Corumbá: a) Com o teor de líquido; b) com o índice de vazios.

A Figura 4.65 mostra o aspecto dos corpos de prova após a ruptura. Quando se analisam estas figuras, deve-se ter em mente que os ensaios foram paralisados em diferentes níveis de deformação, nem sempre foram levados até a ruína dos corpos de prova.

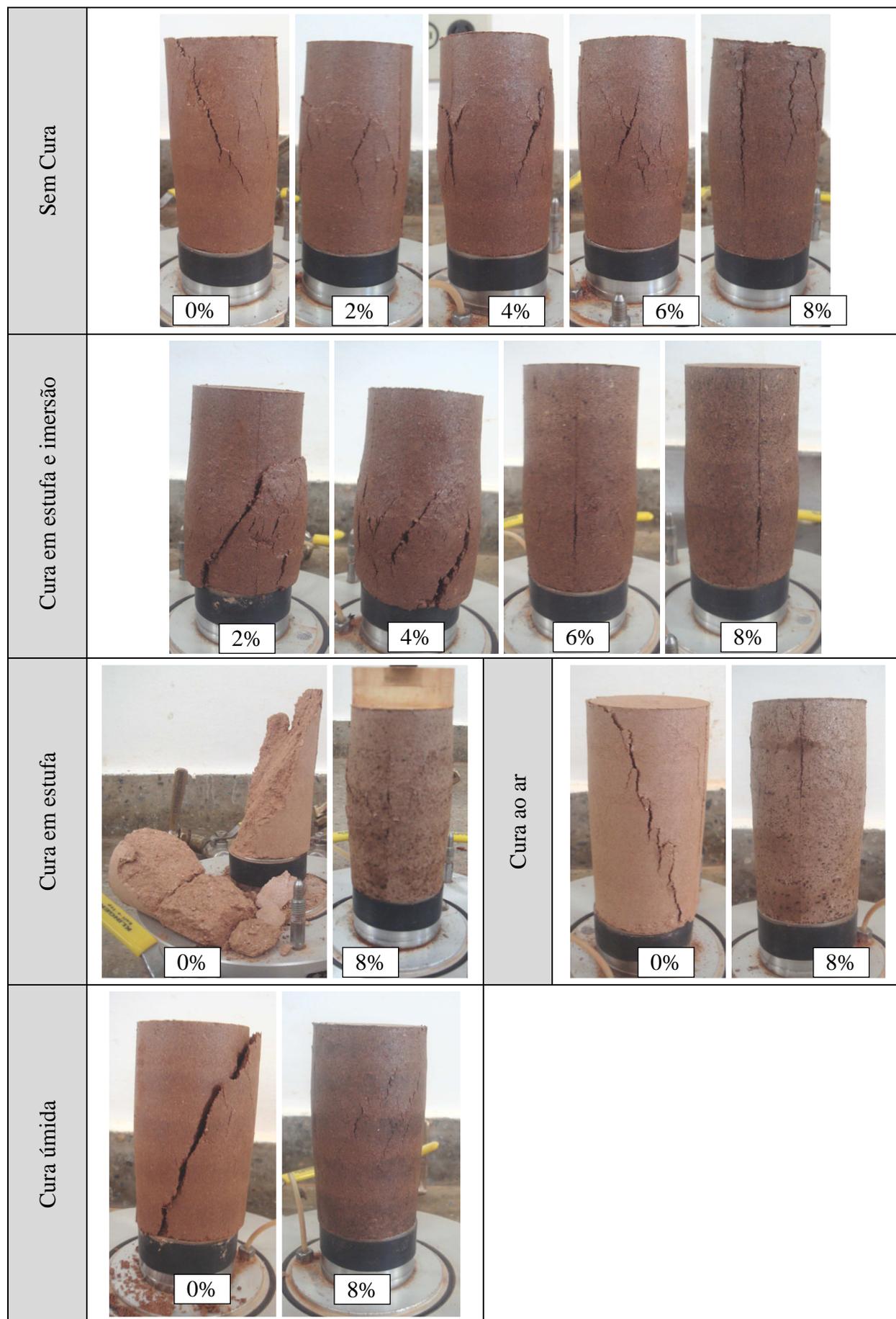


Figura 4.65 - Aspecto dos corpos de prova após a ruptura.

### 4.9.3 Solo Goiânia

As curvas de resistência à compressão simples para as condições sem cura e com cura em estufa seguida de imersão podem ser observadas, respectivamente, nas Figuras 4.66a e 4.66b.

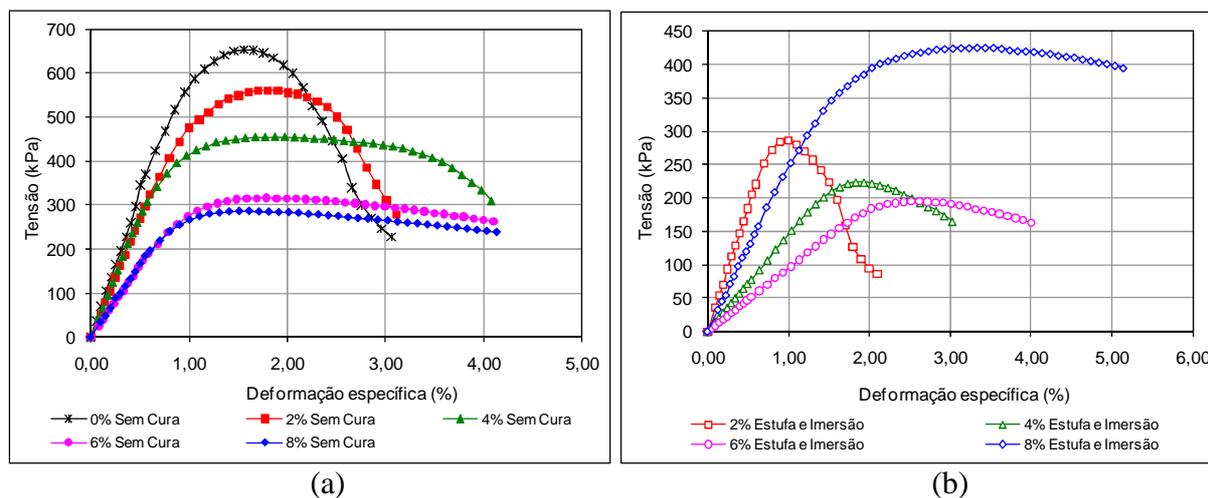


Figura 4.66 - Curvas de Compressão Simples - Solo Goiânia: a) Sem Cura; b) Cura em Estufa e Imersão.

As umidades e os índices de vazios para as condições “sem cura” e “estufa e imersão” são mostrados nas Figuras 4.67a e 4.67b.

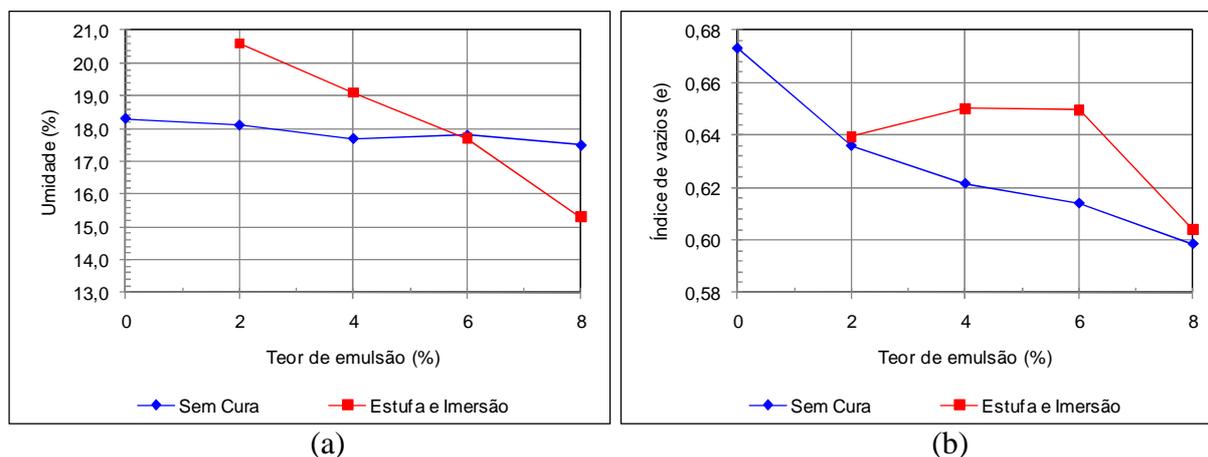


Figura 4.67 – Corpos de prova na ruptura - Solo Goiânia: a) Umidade; b) Índice de vazios.

Quando se analisa a condição sem cura, verifica-se a redução da resistência com o aumento do teor de emulsão. Neste caso a umidade praticamente não sofreu variações. Sendo assim é facilmente visualizado o efeito prejudicial do material asfáltico na resistência.

Quando se verifica a condição de cura em estufa e imersão é possível constatar certa contribuição do material asfáltico, visto que, para os maiores teores de emulsão, a umidade recuperada pelo corpo de prova foi menor e foram obtidos maiores valores de resistência.

Na Figura 4.68 as curvas para as condições “sem cura” e “estufa e imersão” são apresentadas comparativamente. O comportamento observado para o solo Goiânia foi semelhante ao apresentado pelos solos Peixe e Corumbá, ou seja, tem-se a aproximação das curvas (com e sem cura) com o aumento do teor de emulsão. No caso do solo Goiânia a curva para o teor de 8% com secagem e imersão chegou a apresentar maior resistência do que a condição 8% sem cura, dada a menor absorção de água devido à presença do material asfáltico.

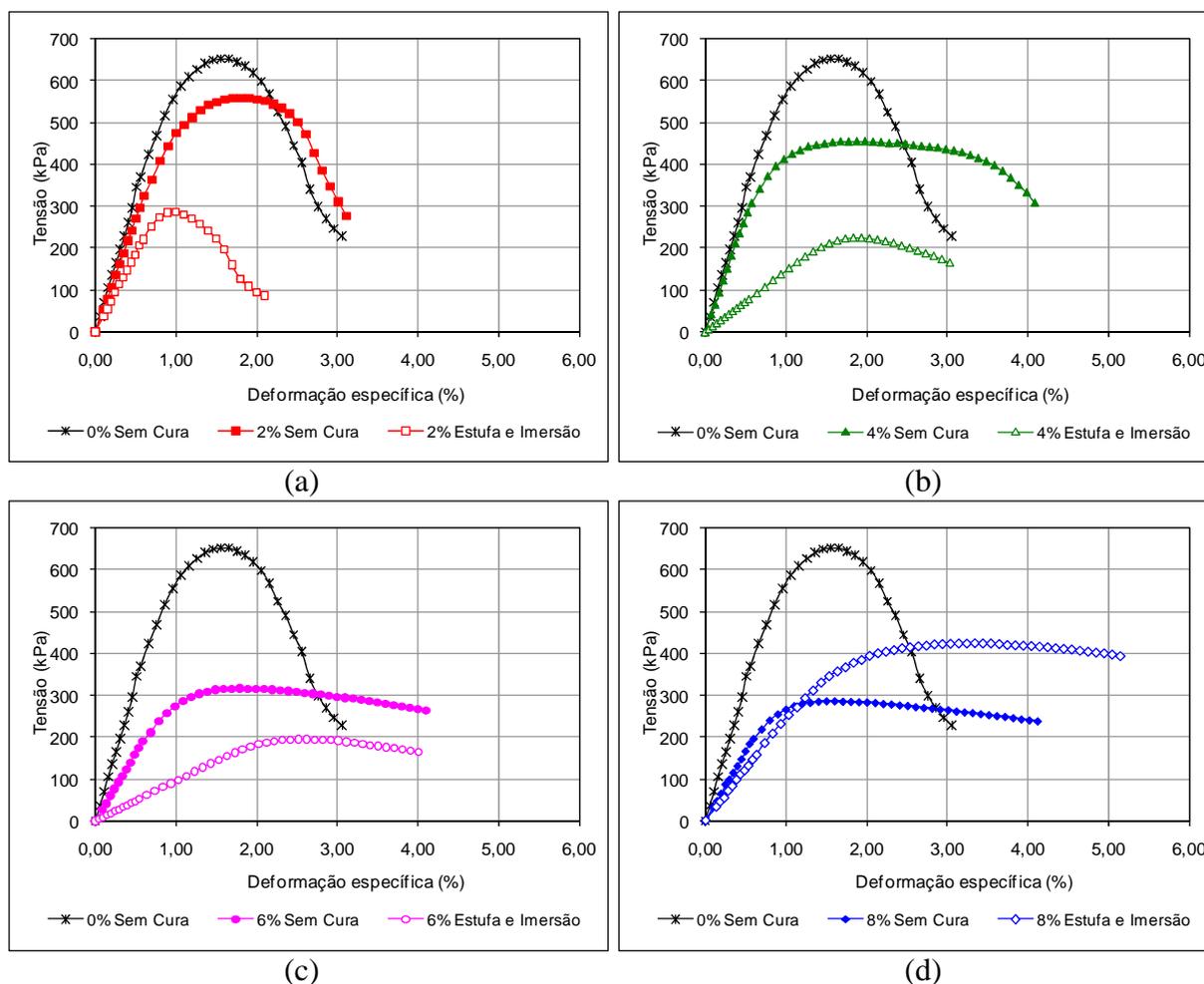


Figura 4.68 - Curvas de Compressão Simples - Solo Goiânia - Avaliação do Efeito da Cura: a) 2%; b) 4%; c).6%; d) 8%.

A menor absorção da água para o teor de 8% pode ser observada, numericamente, na Figura 4.69. Os teores de 2, 4 e 6% de emulsão apresentaram valores de absorção muito próximos.

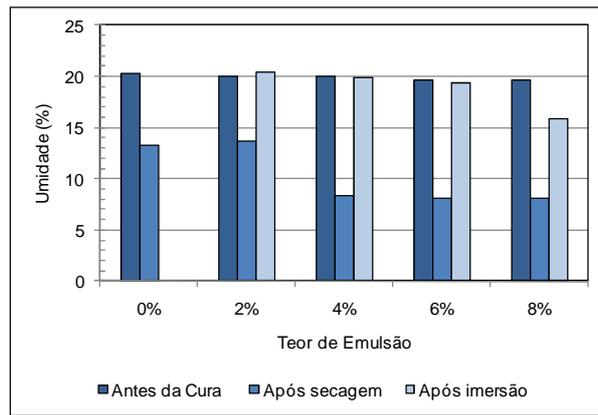


Figura 4.69 - Variação da umidade durante a secagem e imersão - Solo Goiânia.

As curvas de compressão simples para a condição de cura úmida são mostradas na Figura 4.70a. As umidades respectivas são apresentadas na Figura 4.70b. Tanto para 0%, quanto para 8% de emulsão a maior resistência foi obtida para o solo com menor umidade.

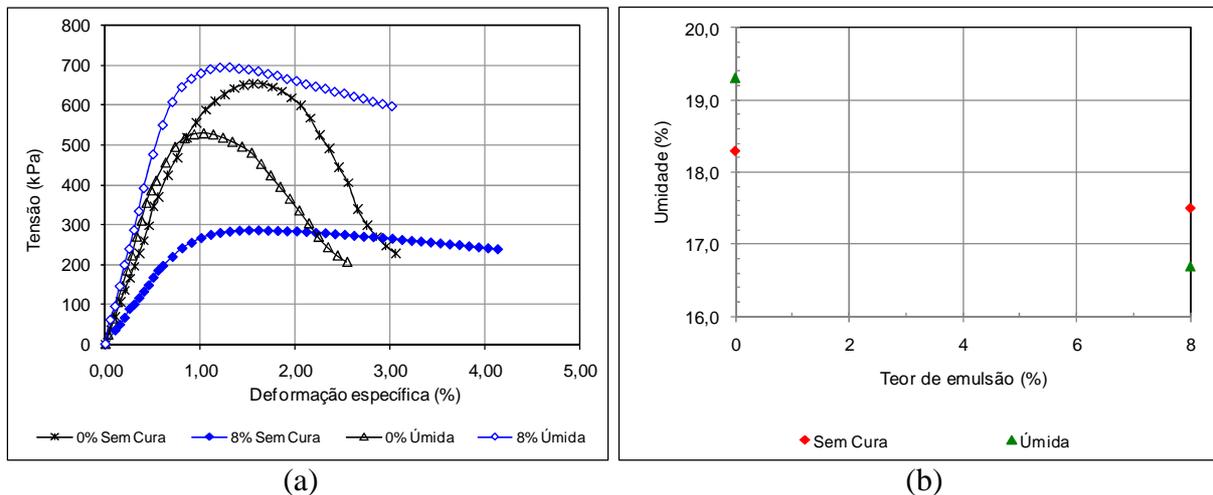


Figura 4.70 - Compressão Simples - Solo Goiânia: a) Curvas - Cura Úmida; b) Umidade de ruptura.

Com a cura por secagem em estufa foram obtidas resistências muito altas, chegando a aproximadamente 3000 kPa para o teor de 0%, resultado este esperado para o solo Goiânia. Os solos lateríticos apresentam altas resistências quando submetidos a secagem, dado o aumento da sucção matricial e/ou tensão capilar.

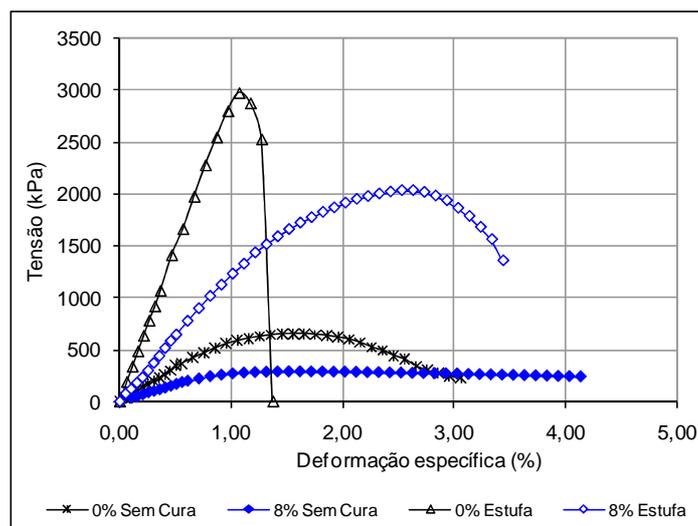


Figura 4.71 - Curvas de Compressão Simples - Solo Goiânia - Cura em Estufa.

A análise comparativa das curas em estufa e ao ar também foi realizada para o solo Goiânia (Figura 4.72) e também para este solo, umidades menores (e maiores resistências) foram obtidas para a secagem ao ar.

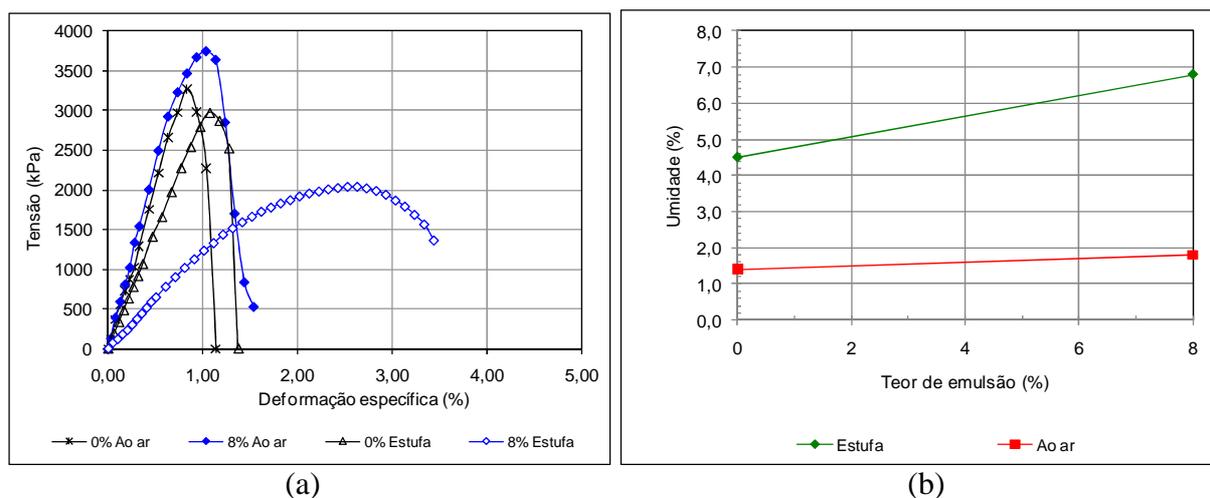


Figura 4.72 - Compressão Simples - Solo Goiânia: a) Curvas - Cura ao Ar; b) Umidade de ruptura.

Os máximos valores de tensões, obtidos em cada curva são apresentados nas Figuras 4.73a e 4.73b. Nelas podem ser observados, os altos valores de resistência dos ensaios submetidos à secagem e a resistência decrescente com o aumento do teor de emulsão para a condição sem cura.

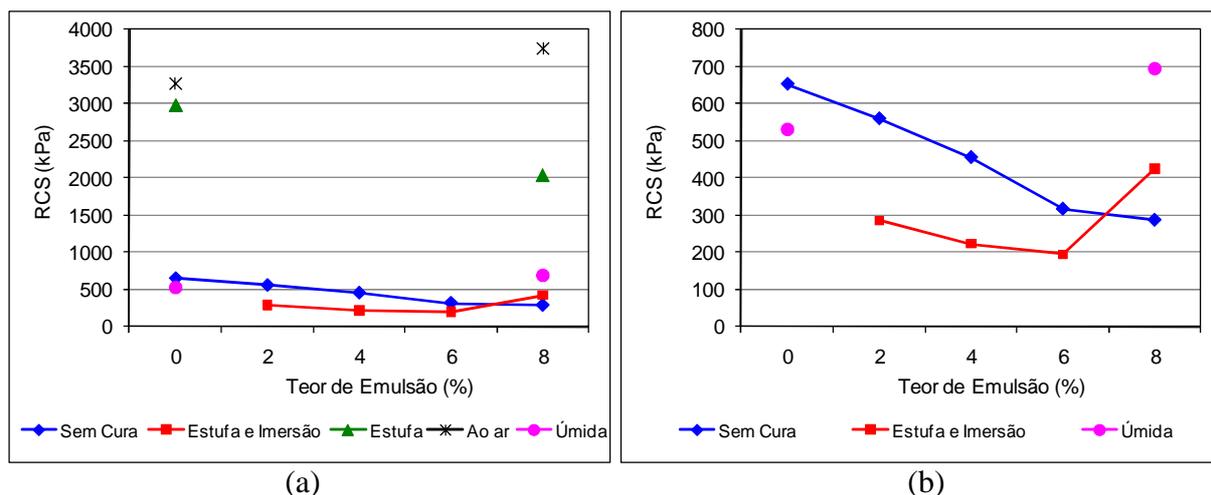


Figura 4.73 - Variação da Resistência à Compressão Simples com o teor de emulsão asfáltica - Solo Goiânia.

Os valores de módulo secante a 50% da RCS são apresentados nas Figuras 4.74a e 4.74b. Os valores de módulo, assim como a resistência são dependentes da umidade, visto que menores umidades são responsáveis por maiores valores de módulo e por rupturas frágeis.

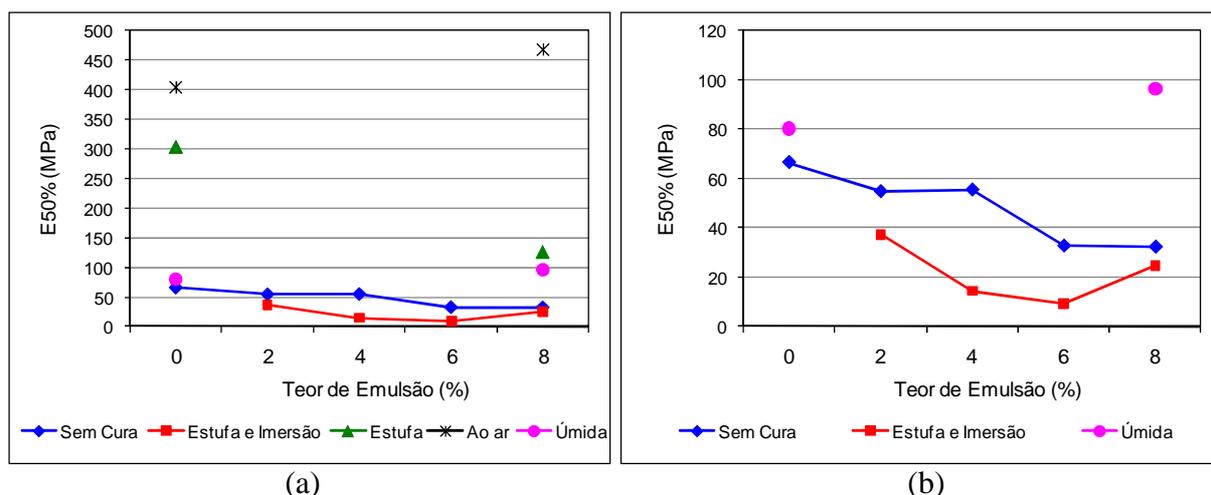


Figura 4.74 - Variação do Módulo Secante à 50% com o teor de emulsão asfáltica - Solo Goiânia.

A relação entre o grau de saturação na ruptura e a resistência pode ser observado na Figura 4.75. Também para o solo Goiânia foi verificado um comportamento que se aproxima de uma curva logarítmica. A comparação entre os teores de 0 e 8% pode ser visualizada na Figura 4.76. Conforme comentado na análise realizada para o solo Corumbá, na comparação entre os teores de 0 e 8% podem ser verificadas pequenas diferenças de resistência, que, no entanto, não comprovam uma possível contribuição do material asfáltico na resistência.

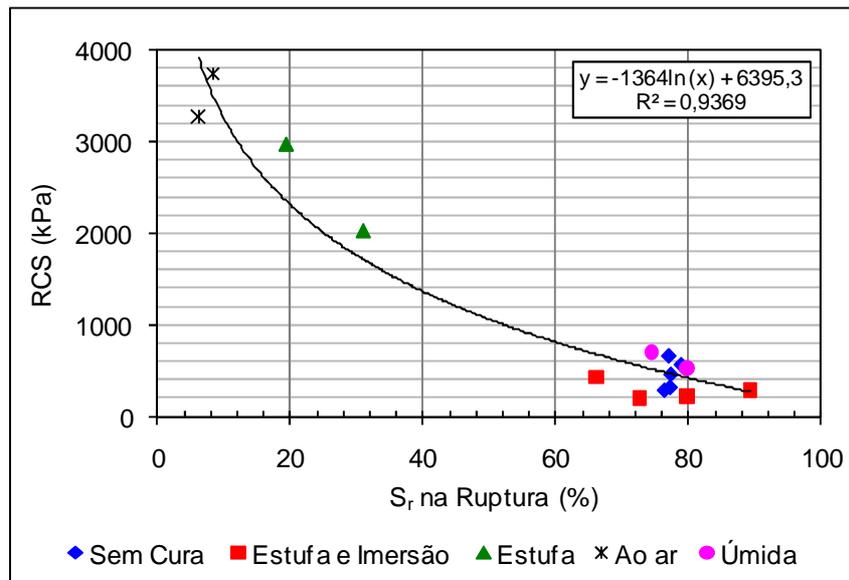


Figura 4.75 - Variação da RCS com o Grau de Saturação - Solo Goiânia.

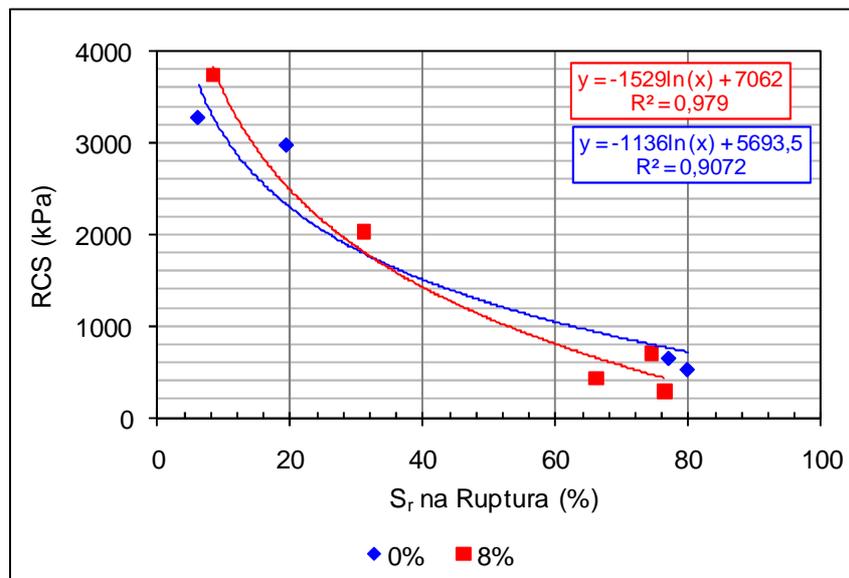


Figura 4.76 - Variação da RCS com o Grau de Saturação - Teores 0 e 8% - Solo Goiânia.

A influência dos teores de líquidos e índices de vazios na resistência à compressão simples é apresentada nas Figuras 4.77a e 4.77b. Apesar de haver certa influência, principalmente do teor de líquido, o grau de saturação continua exercendo influência preponderante sobre a resistência à compressão simples.

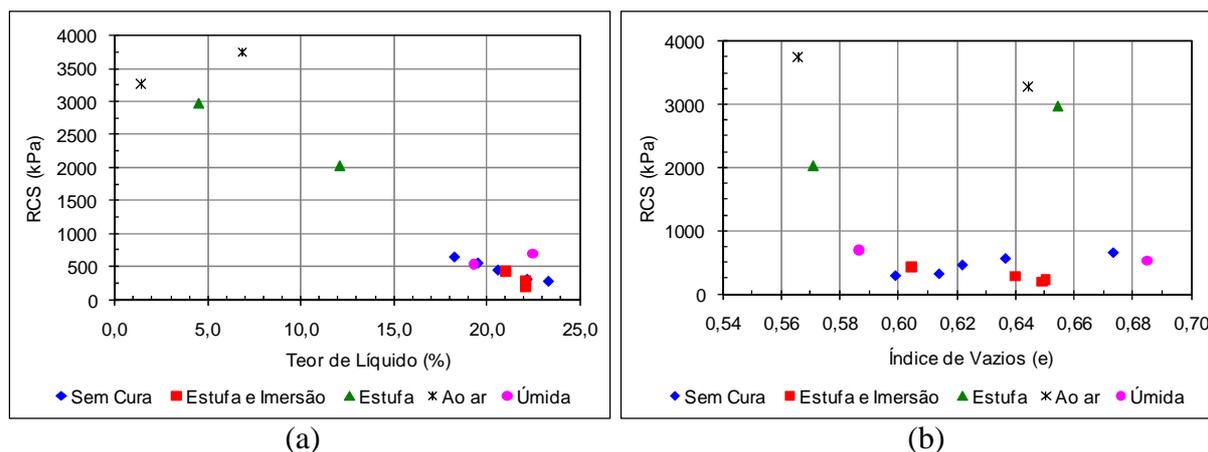


Figura 4.77 - Variação da RCS - Solo Goiânia: a) Com o teor de líquido; b) com o índice de vazios.

As Figuras 4.78 a 4.80 mostram o aspecto da superfície dos corpos de prova antes e após secagem em estufa quando visto em lupa binocular estereoscópica, com ampliações de 16x e 40x. A análise teve como objetivo verificar a formação de trincas devido ao processo de secagem.

Apenas na Figura 4.80 puderam ser verificadas grande quantidade de trincas, porém estas podem estar relacionadas, simplesmente, com o processo de extração do corpo de prova do molde, não significando, necessariamente que se devem ao processo de retração por secagem.

Em síntese, a formação de trincas para o solo Goiânia não foi comprovada por meio de visualização da superfície com auxílio de uma lupa ótica.

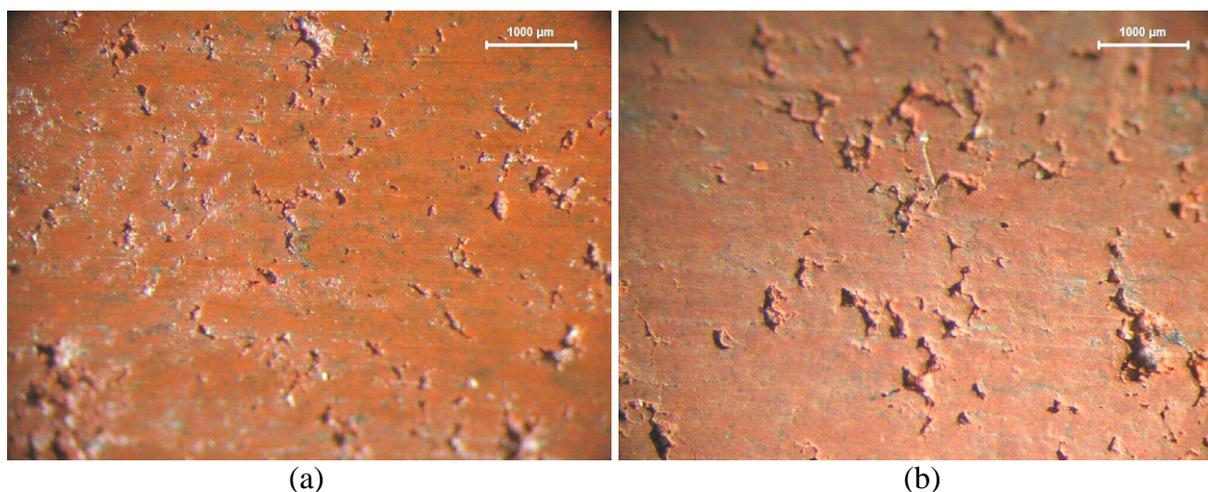
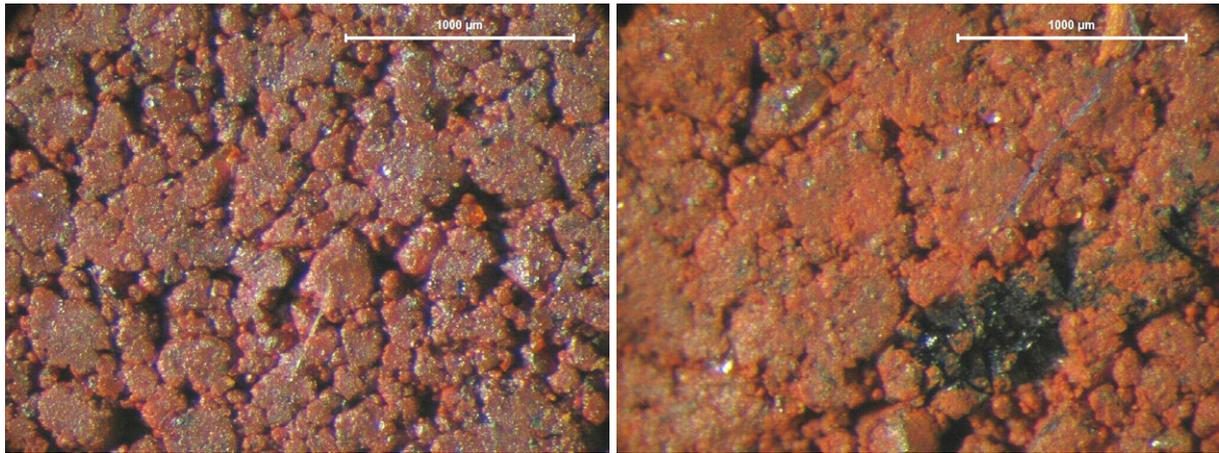


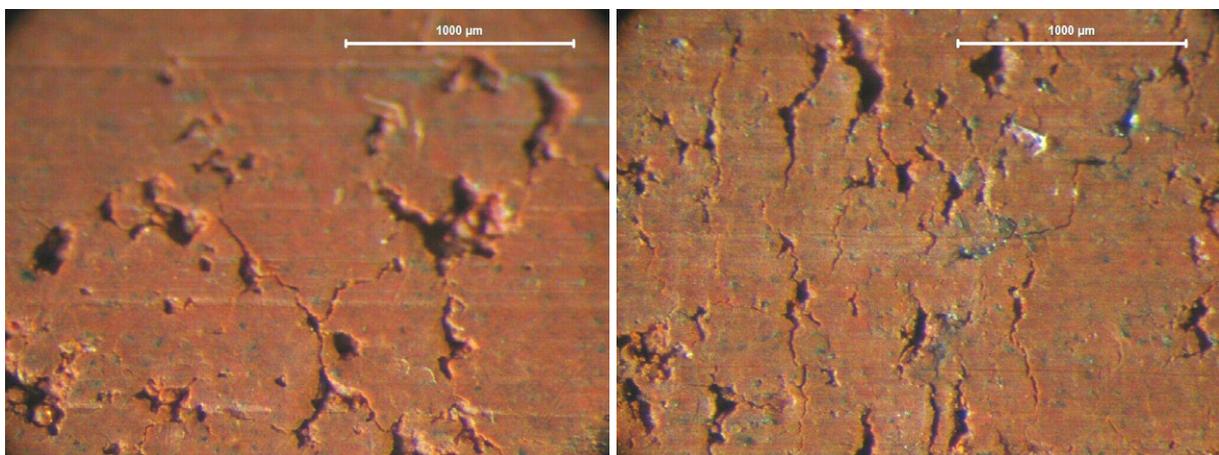
Figura 4.78 - Imagens em Lupa - 16 X - Solo Goiânia 4% de emulsão: a) Antes da Cura; b) Após a Cura.



(a)

(b)

Figura 4.79 - Imagens em Lupa - 40 X - Solo Goiânia 4% de emulsão: a) Antes da Cura; b) Após a Cura.



(a)

(b)

Figura 4.80 - Imagens em Lupa - 40 X - Solo Goiânia Após a Cura: a) 4% de emulsão; b) 8% de Emulsão.

O aspecto dos corpos de prova do solo Goiânia ensaiados pode ser visualizado na Figura 4.81. Para este solo, uma ocorrência peculiar foi observada, trata-se da ruptura na divisão entre as camadas, indicando que as mesmas encontravam-se com menores densidades em suas bases e maiores densidades no topo.

Este comportamento foi observado em todos os corpos de prova, mesmo naqueles de solo-emulsão ou submetidos a processos de cura.

É possível que, para o solo Goiânia, menores gradientes de densidade pudessem ser observados caso se tivesse utilizado a moldagem em 10 camadas.



Figura 4.81 - Aspecto dos corpos de prova após a ruptura.

#### 4.9.4 Análises Complementares - Solo Peixe

Neste item serão apresentados os resultados de ensaios de compressão simples realizados sobre corpos de prova do solo Peixe moldados em dez camadas. Primeiramente serão apresentadas as curvas tensão-deformação e ao final, os resultados serão comparados aos obtidos na moldagem em cinco camadas.

Na Figura 4.82 são apresentadas as curvas tensão-deformação obtidas para a condição sem cura.

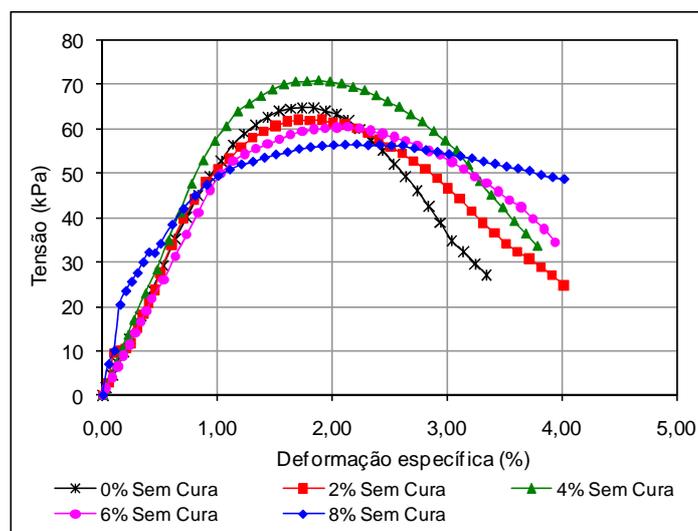


Figura 4.82 Curvas de Compressão Simples - Solo Peixe - 10 camadas - Sem Cura.

Nas Figuras 4.83a e 4.83b são apresentadas, respectivamente, as curvas de compressão simples para as condições: "estufa e imersão" e "estufa". Nas duas figuras verificou-se um representativo aumento de resistência com relação aos resultados apresentados na Figura 4.82. Observa-se uma resistência crescente com o teor de emulsão asfáltica.

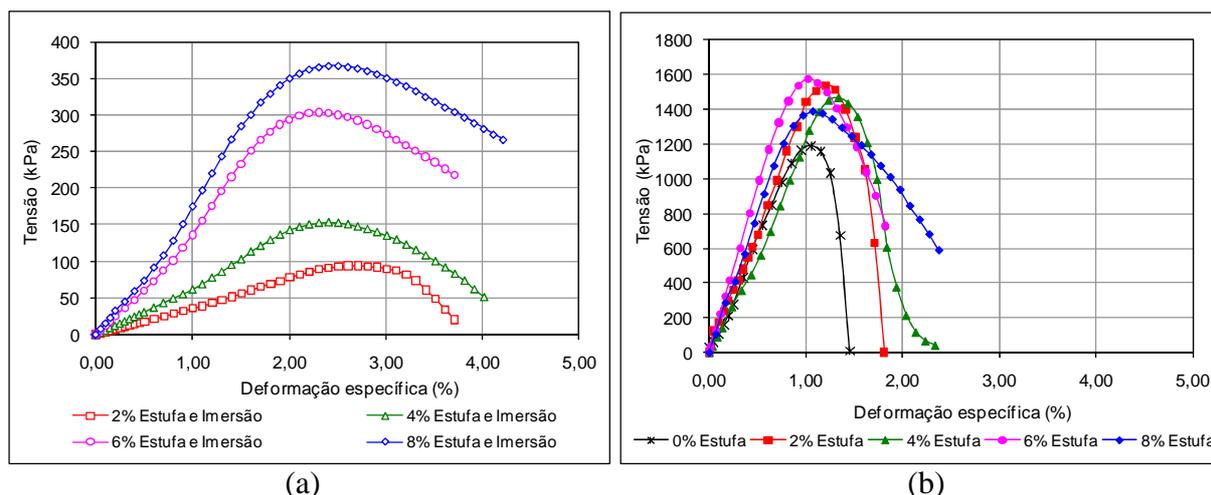


Figura 4.83 - Curvas de Compressão Simples - Solo Peixe - 10 camadas: a) Estufa e Imersão; b) Estufa.

A máxima resistência à compressão simples e o módulo secante a 50% das curvas apresentadas nas Figuras 4.82 e 4.83 foram determinados e os valores estão apresentados nas Figuras 4.84a e 4.84b.

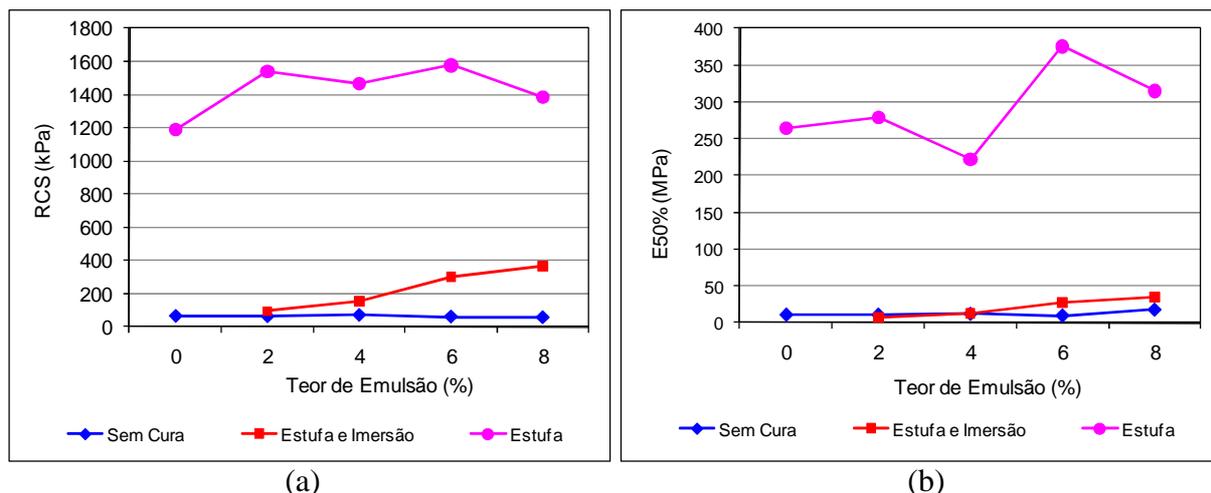


Figura 4.84 - Compressão Simples - solo Peixe - 10 camadas: a) RCS ; b) Módulo secante a 50% da RCS.

Nas Figuras 4.84a e 4.84b observa-se que para as três condições de cura realizadas foram obtidos os seguintes resultados:

- ao realizar a ruptura sem a cura dos corpos de prova não é possível notar ganhos significativos de resistência com a adição de emulsão, também o módulo secante à 50% permanece praticamente inalterado;
- para a cura com secagem e imersão o aumento da resistência foi crescente com o aumento do teor de emulsão, assim como o módulo;
- para a cura em estufa foram obtidos valores de resistência muito maiores que os anteriores, sendo observada a significativa influência da coesão aparente. Já nesta última

condição de cura foi obtido um valor ótimo de resistência para o teor de 6% de emulsão asfáltica.

Avaliando o formato das curvas de compressão simples, verifica-se que o padrão de ruptura para as três condições é muito semelhante, podendo ser considerada como ruptura frágil.

A Figura 4.85 apresenta as curvas de compressão simples obtidas para corpos de prova compactados no ramo seco da curva de compactação e submetidos a duas diferentes condições de cura: a) ruptura logo após a compactação (sem cura) e b) ruptura após a cura em estufa a 40°C por 24 h, seguida de imersão em água por 24 h (estufa e imersão).

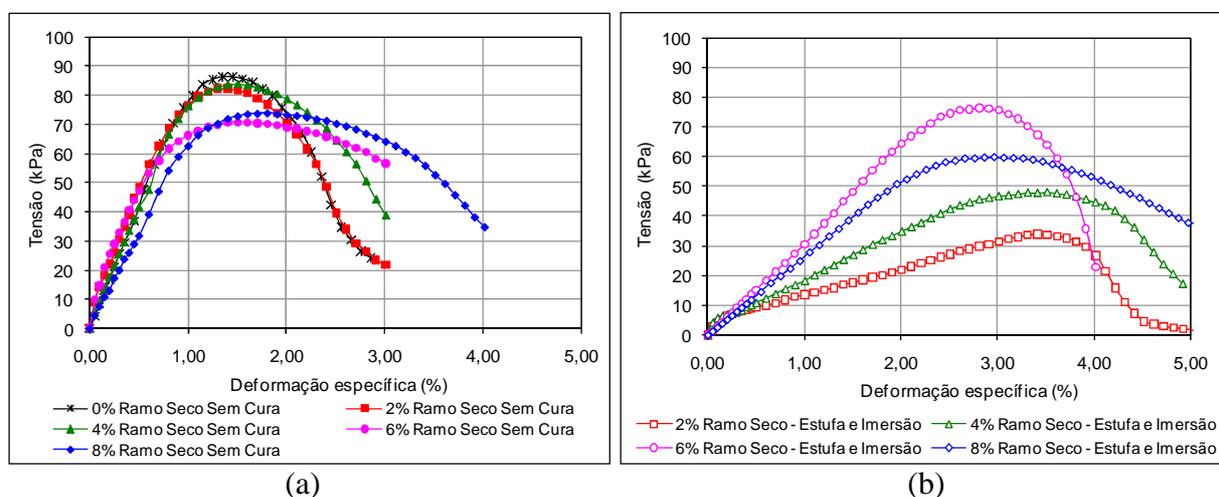


Figura 4.85 - Curvas de Compressão Simples - Solo Peixe - 10 camadas - ramo seco: a) Sem cura; b) Estufa e Imersão.

Nas figuras anteriormente citadas verifica-se que para a compactação no ramo seco das misturas solo-emulsão não foram constatados ganhos de resistência, mesmo após processo de cura. Tal condição de compactação foi estudada acreditando-se que no ramo seco, por ocorrer uma ruptura mais rápida da emulsão asfáltica, poderia haver melhor interação entre o solo e o material asfáltico. No entanto, esta hipótese não foi confirmada nesta investigação.

Também para a compactação em dez camadas, foi verificada que a resistência está diretamente relacionada ao grau de saturação (Figura 4.86).

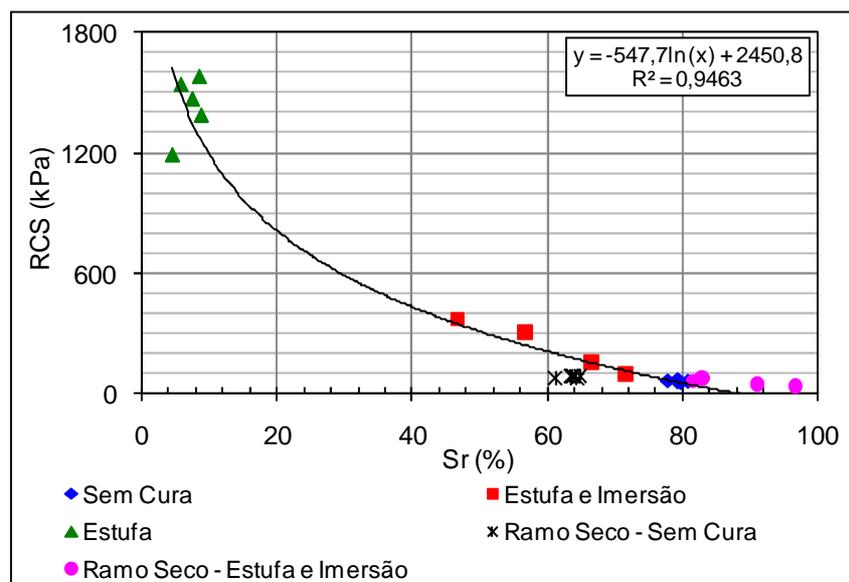


Figura 4.86 - Umidade de ruptura versus RCS - solo Peixe - 10 camadas.

A comparação entre os resultados obtidos para a compactação em cinco camadas (item 4.9.1) e a compactação em dez camadas é mostrada na Figura 4.85. A linha de tendência apresentada é referente ao conjunto de todos os pontos (cinco e dez camadas) e pode-se afirmar que a compactação por um ou outro método não apresentou diferenças significativas em termos de resultados de compressão simples.

Para a análise entre as compactações com cinco e dez camadas não serão apresentadas comparações das curvas tensão-deformação visto a análise ser comprometida por diferenças de umidades no momento da ruptura.

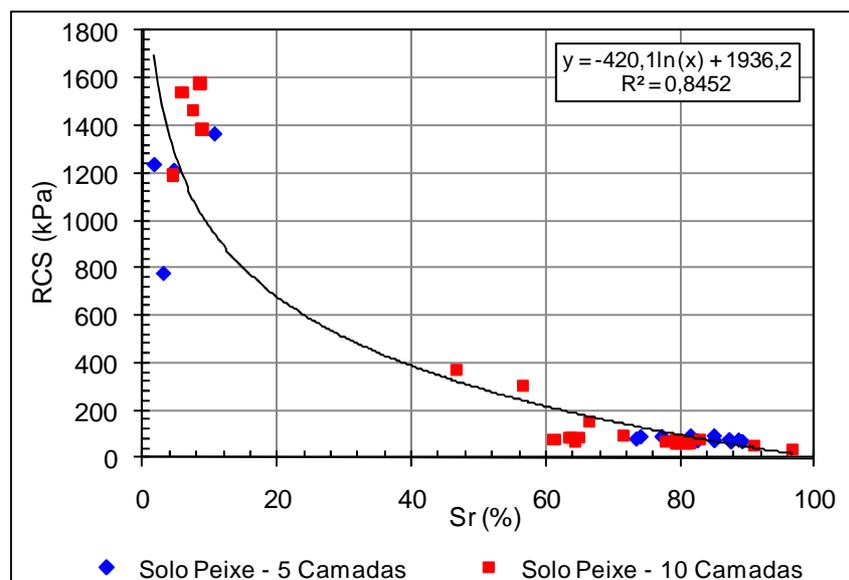


Figura 4.87 - Umidade de ruptura versus RCS - solo Peixe – corpos de prova moldados em cinco e dez camadas.

#### 4.9.5 Considerações Finais - Resistência à Compressão Simples

Para os três solos estudados, foi possível a obtenção de uma correlação entre a umidade e a resistência à compressão simples, expressa por uma linha de tendência logarítmica. Pinto (2000) apresentou correlação semelhante para um solo coluvionar da Serra do mar. A curva foi construída com valores de grau de saturação determinados a partir de uma série de ensaios sobre corpos de prova ensaiados com diferentes teores de umidade. O autor comenta que a menor resistência com o aumento do grau de saturação é fruto da perda de sucção com a elevação do teor de umidade.

Os resultados obtidos para os três solos são apresentados na Figura 4.88. Nota-se que para um mesmo grau de saturação o solo Goiânia é o que apresenta maiores resistências, e o solo Corumbá, mesmo estabilizado com emulsão, apresenta valores bem inferiores aos demais.

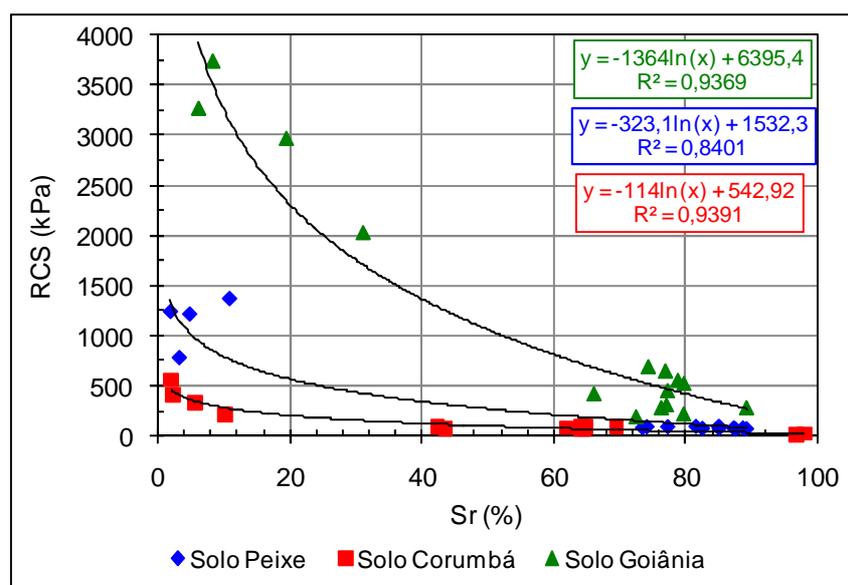


Figura 4.88 - Umidade de ruptura *versus* RCS para os solos Peixe, Corumbá e Goiânia.

#### 4.10 MICROESTRUTURA DO SOLO COMPACTADO

A observação da microestrutura dos solos compactados foi possível com a utilização de Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV), para isto, as amostras foram previamente preparadas, conforme metodologia apresentada no Item 3.12.

Foram analisadas imagens de solos em estado natural e com 8% de emulsão, sendo observados os seguintes tipos de tratamento e compactação do solo:

- sem cura;
- com cura em estufa;
- com cura em estufa e imersão;
- compactado no ramo seco;
- compactado no ramo úmido.

Conforme já verificado em Jacintho (2005), a análise da microestrutura dos solos compactados tem um importante papel na interpretação dos resultados dos ensaios de compactação e demais ensaios destinados ao estudo dos comportamentos mecânico e hidráulico.

#### **4.10.1 Solo Peixe**

A análise da microestrutura do solo Peixe foi dividida em quatro tópicos, de forma a facilitar o entendimento. Na primeira análise avaliou-se a interação solo-asfalto. A segunda análise referiu-se à identificação dos elementos químicos. Em seguida foi observada a influência dos processos de secagem e imersão sobre os solos. Por fim, avaliou-se a microestrutura do solo Peixe compactado nos ramos seco e úmido.

##### **4.10.1.1 Efeito da Emulsão na Microestrutura**

As imagens do solo Peixe, em ampliação de 200 vezes, em estado natural e com a adição de 8% podem ser visualizadas nas Figuras 4.89a e 4.89b, respectivamente.

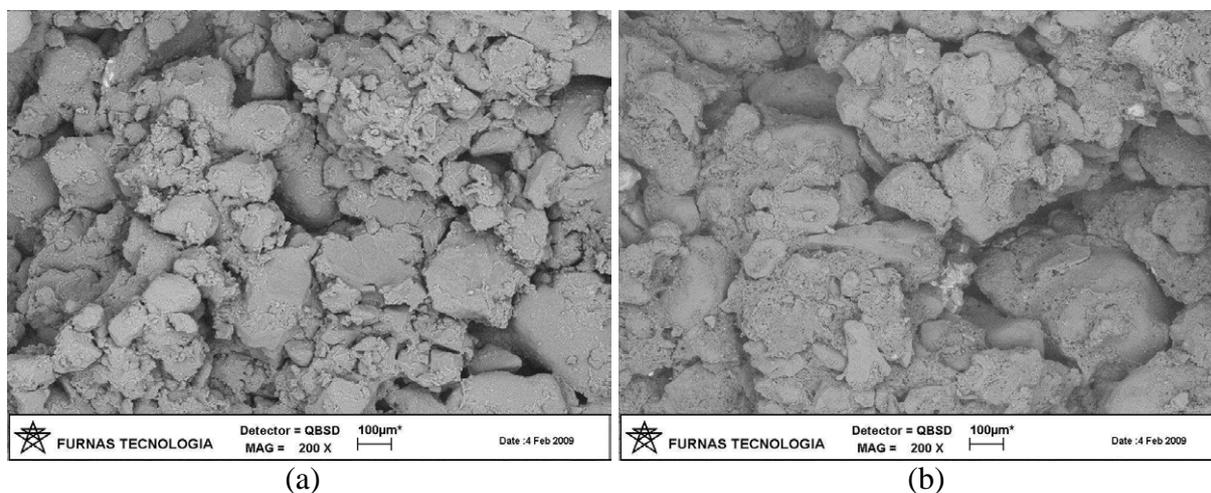


Figura 4.89 - Solo Peixe - ampliação 200 vezes: a) 0%; b) 8%.

Na Figura 4.89a é possível observar a proximidade e o contato dos grãos de solo sem a adição de ligante. Com a adição do asfalto (Figura 4.89b) nota-se a formação de grandes grumos ou agrupamentos de grãos. Conforme observado por Jacintho (2005), o asfalto forma uma massa com as partículas de tamanho silte e argila e os grãos de quartzo da fração areia permanecem com parte da superfície limpa, sem envolvimento de material asfáltico.

As Figuras 4.90a e 4.90b mostram os solos com 0 e 8% de emulsão, na ampliação 2000 vezes. Na Figura 4.90b pode-se ver claramente qual é o aspecto do asfalto em imagens microscópicas, semelhantes à mini-crateras, contrastando com a superfície lisa, característica do quartzo, mostrada na Figura 4.90a.

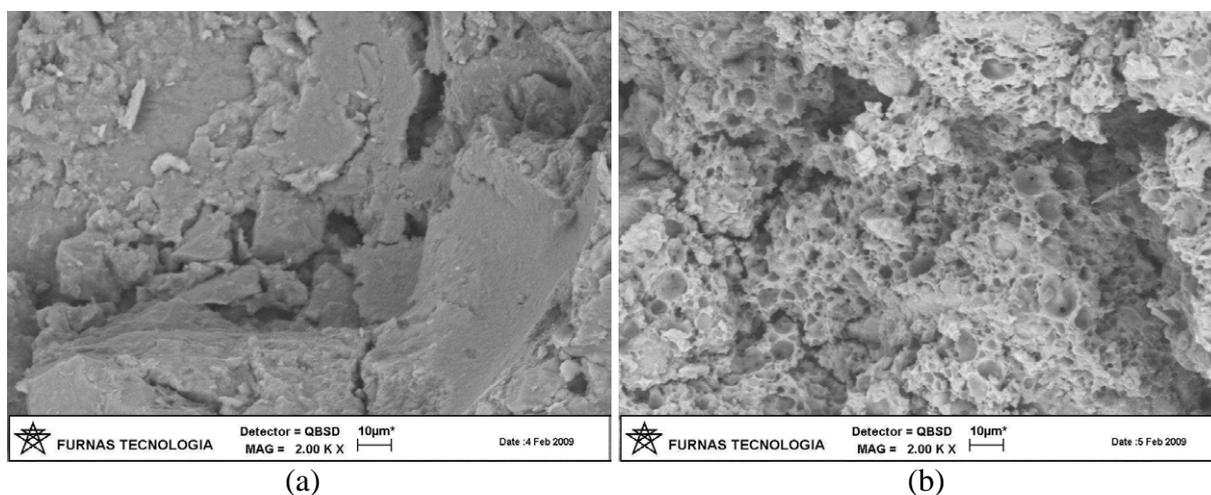


Figura 4.90 - Solo Peixe - ampliação 2000 vezes: a) 0%; b) 8%.

#### 4.10.1.2 Análise Química - Espectros

No Microscópio Eletrônico de Varredura, ao se incidir um feixe de elétrons primários sobre a amostra são gerados três tipos de elétrons, entre eles os elétrons Auger. Com auxílio de um detector de raios-X e de um sistema de aquisição é gerado um espectro relativo ao número de contagens em função da energia, em keV, que fornece informações sobre a composição química do material.

Foi feita uma detecção da composição química de um grão maior, sem envolvimento de asfalto, indicado na Figura 4.91a. A composição química mostrada na Figura 4.91b confirma a ocorrência do quartzo ( $\text{SiO}_2$ ) neste solo.

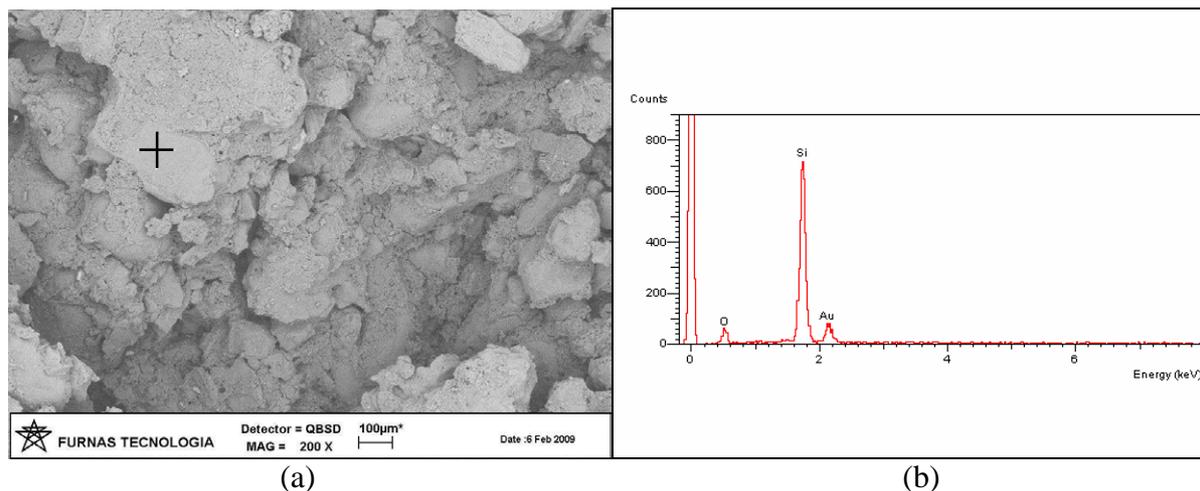


Figura 4.91 - Solo Peixe: a) Local de detecção da composição química; b) Análise química - quartzo.

Na Figura 4.92a é indicado, para a mesma Figura um novo ponto de detecção da composição química, sobre a massa formada pela mistura do asfalto com as partículas mais finas. Nesta detecção foram apresentados outros elementos como o Al, K e Fe que indicam a ocorrência de argilominerais como a caulinita ( $\text{Si}_4\text{O}_{10}\text{Al}_4(\text{OH})_8$  ou  $4\text{SiO}_2 \cdot 2\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$ ), a illita ( $\text{Si}_{(8-y)} \cdot \text{Al}_4 \cdot \text{O}_{20} \cdot \text{K}_y \cdot \text{Al}_4(\text{OH})_4$ ) e a gibbsita ( $\text{Al}(\text{OH})_3$ ).

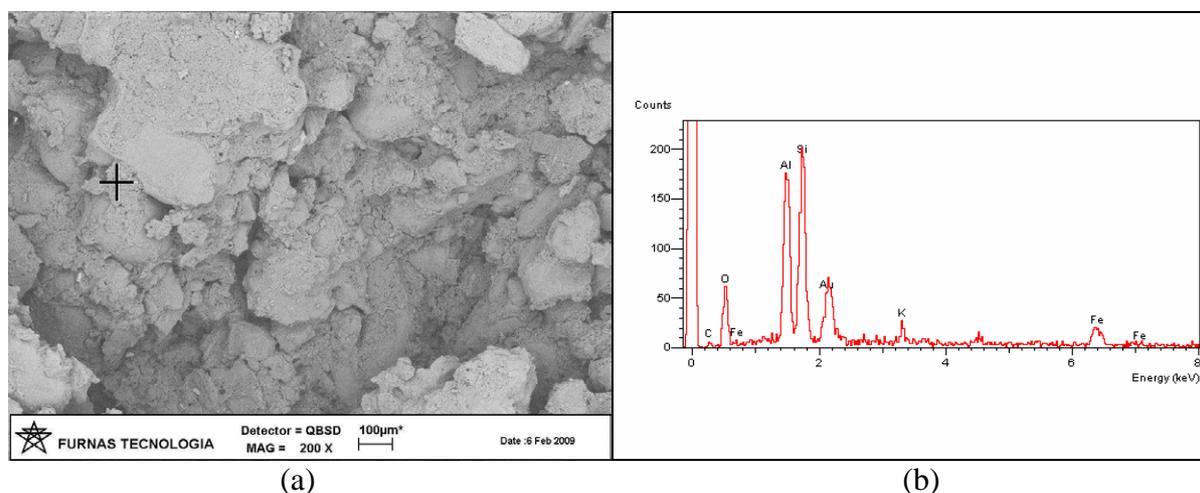
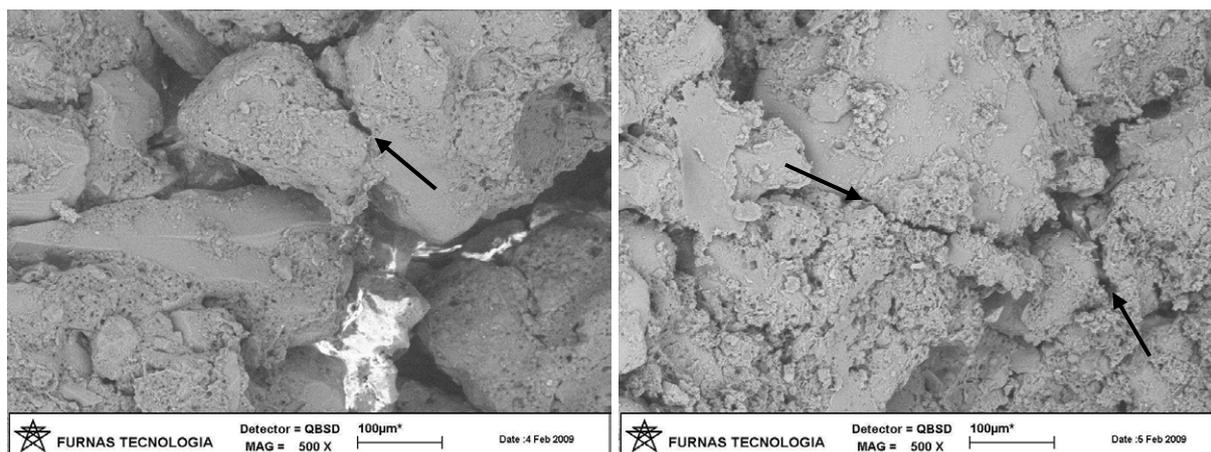


Figura 4.92 - Solo Peixe: a) Local de detecção da composição química; b) Análise química.

#### 4.10.1.3 Avaliação dos Efeitos da Secagem e da Imersão

Nas Figuras 4.93a, 4.93b e 4.94 são mostradas imagens do solo Peixe com 8% de emulsão (ampliação de 500 vezes) para as condições: “sem cura”, “cura em estufa” e “cura em estufa e imersão”.



(a) (b)  
Figura 4.93 - Solo Peixe - 8% de emulsão - ampliação 500 vezes: a) Sem Cura; b) Estufa.

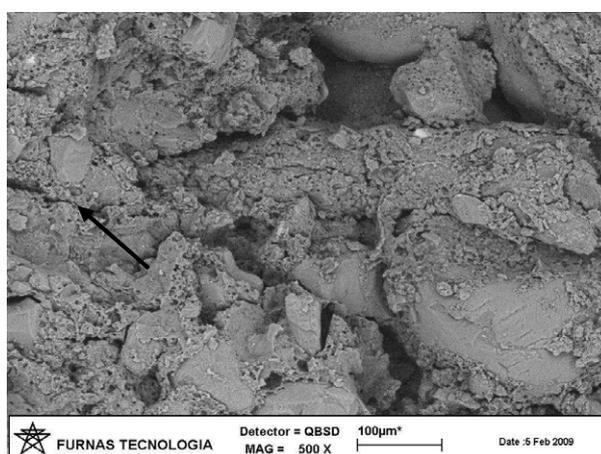
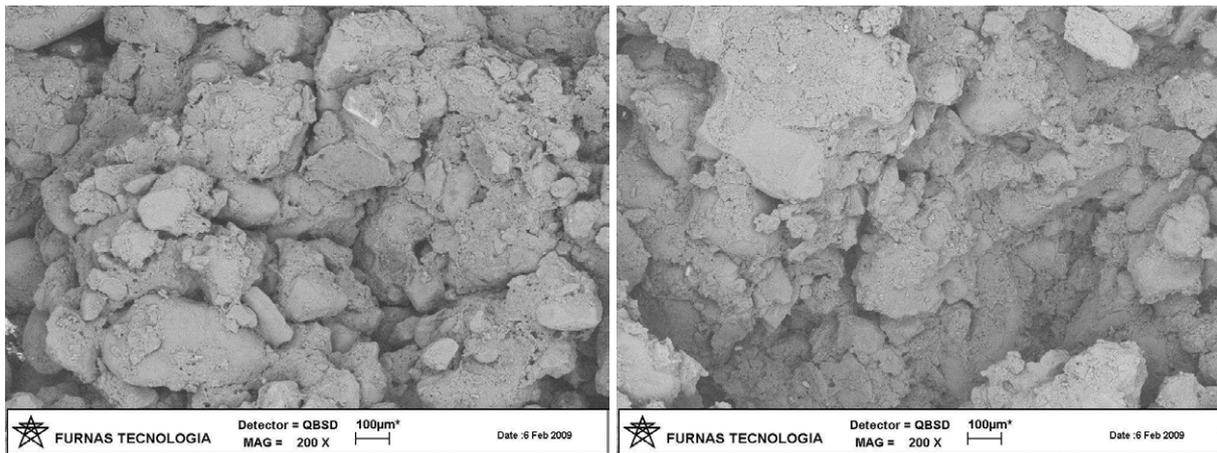


Figura 4.94 - Solo Peixe - 8% de emulsão - ampliação 500 vezes - Estufa e Imersão.

Nas três figuras foram observadas trincas, não sendo possível afirmar que os processos de secagem e imersão foram responsáveis pelo seu surgimento. Acredita-se que tais ocorrências para as três condições se devem à secagem da amostra durante a preparação para o MEV e a ação do vácuo a que a amostra fica submetida.

#### **4.10.1.4 Distribuição do Material Asfáltico nos Ramos Seco e Úmido**

Durante a execução do ensaio de compactação dinâmica, observou-se que o asfalto se distribuiu de forma mais homogênea no solo com maior teor de umidade. Este fato é evidenciado quando se compara as Figuras 4.95a e 4.95b. Na Figura 4.95a podem-se observar distintamente diversos grãos sem cobertura de material asfáltico, enquanto na 4.95b percebe-se o maior fechamento dos vazios e envolvimento dos grãos com o ligante.



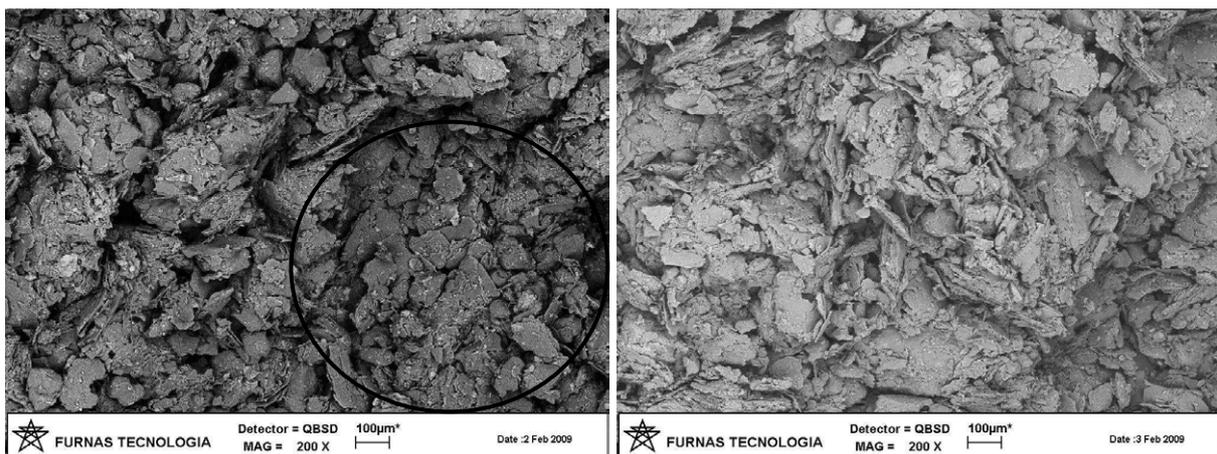
(a) (b)  
Figura 4.95 - Solo Peixe - 8% de emulsão - ampliação 200 vezes: a) Ramo seco; b) Ramo úmido.

#### 4.10.2 Solo Corumbá

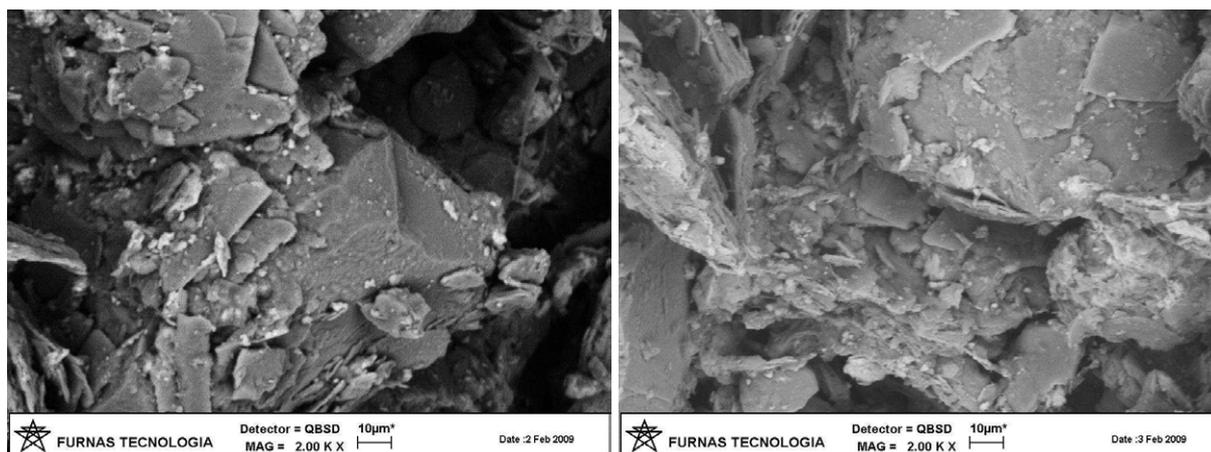
Foram realizadas, para o solo Corumbá, análises semelhantes às apresentadas para o solo Peixe. As diferenças entre os dois solos ficam evidenciadas também nas imagens.

##### 4.10.2.1 Efeito da Emulsão na Microestrutura

Imagens do solo Corumbá com e sem emulsão, com ampliações de 200 e 2000 vezes podem ser verificadas nas Figuras 4.96 e 4.97, respectivamente.



(a) (b)  
Figura 4.96 - Solo Corumbá - ampliação 200 vezes: a) 0%; b) 8%.



(a) (b)  
Figura 4.97 - Solo Corumbá - ampliação 2000 vezes: a) 0%; b) 8%.

Um primeiro aspecto a ser comentado refere-se à orientação das partículas apresentada por este solo. Na Figura 4.96a é possível visualizar, especialmente na região indicada com um círculo, que as partículas encontram-se em pacotes, ou seja, conservam a estrutura do material de origem.

Quanto à distribuição das partículas no solo com e sem adição de ligante, aparentemente, na Figura 4.96b (8% de emulsão), ocorre um maior fechamento dos vazios. Ainda nesta figura, observa-se que as partículas apresentaram menor orientação (estado floculado).

Nota-se que, para o solo Corumbá, o asfalto praticamente não permanece visível (vide Figura 4.97b). Uma hipótese para explicar este fato consiste na ocorrência de maior atração entre este solo e o asfalto, de forma que os grãos juntam-se em torno da molécula de asfalto, e este permanece no interior de grupamentos de grãos.

No solo Peixe a visualização da emulsão é mais freqüente visto ter poucos finos para a quantidade de asfalto adicionada. Já o solo Corumbá, interage com o material asfáltico que, aparentemente, permanece no interior dos grupamentos de grãos. Os grãos se juntariam em torno de uma molécula de asfalto, de forma que ele não permanece visível.

#### **4.10.2.2 Análise Química - Espectros**

Estruturas reliquiares, como os pacotes de argilominerais, típicas dos solos saprolíticos foram identificadas nas imagens obtidas para o solo Corumbá, conforme mostrado na Figura 4.98a. Ao se determinar a composição química (Figura 4.98b) foram

identificados elementos como Si, Al e K, presentes na composição da ilita - mineral principal do solo Corumbá.

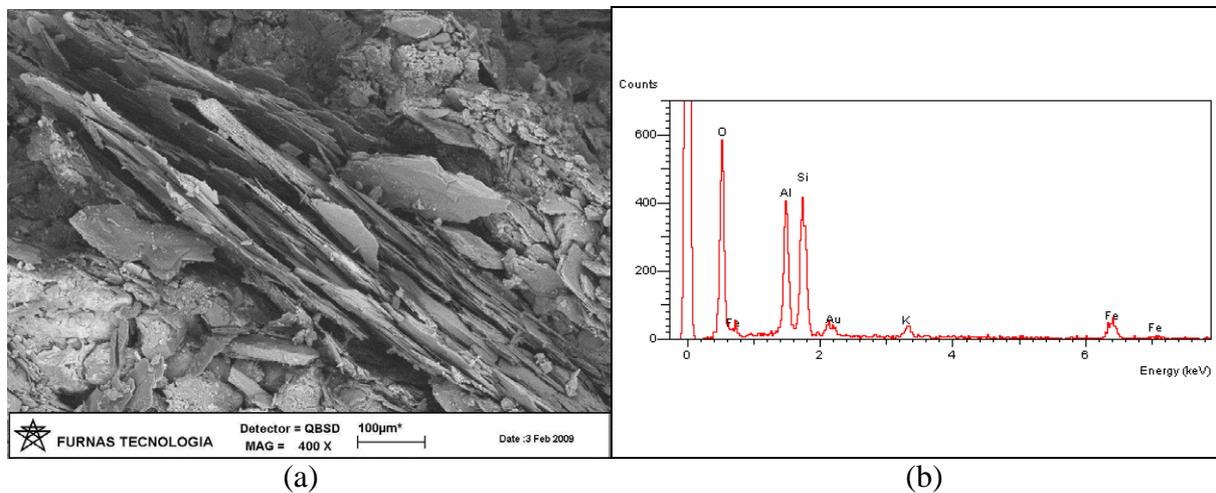


Figura 4.98 - Solo Corumbá: a) Imagem de detecção da composição química; b) Análise química - Ilita.

#### 4.10.2.3 Avaliação dos Efeitos da Secagem e da Imersão

Assim como observado para o solo Peixe, no solo Corumbá, não foi possível identificar mudanças na estrutura em consequência dos processos de secagem e imersão. As imagens são mostradas nas Figuras 4.99 e 4.100. Verifica-se que a estrutura encontra-se preservada nas três imagens. O aspecto diferenciado apresentado pela amostra que sofreu secagem (Figura 4.99b) se deve à posição das partículas em relação à superfície analisada, neste caso as lamelas são vistas lateralmente.

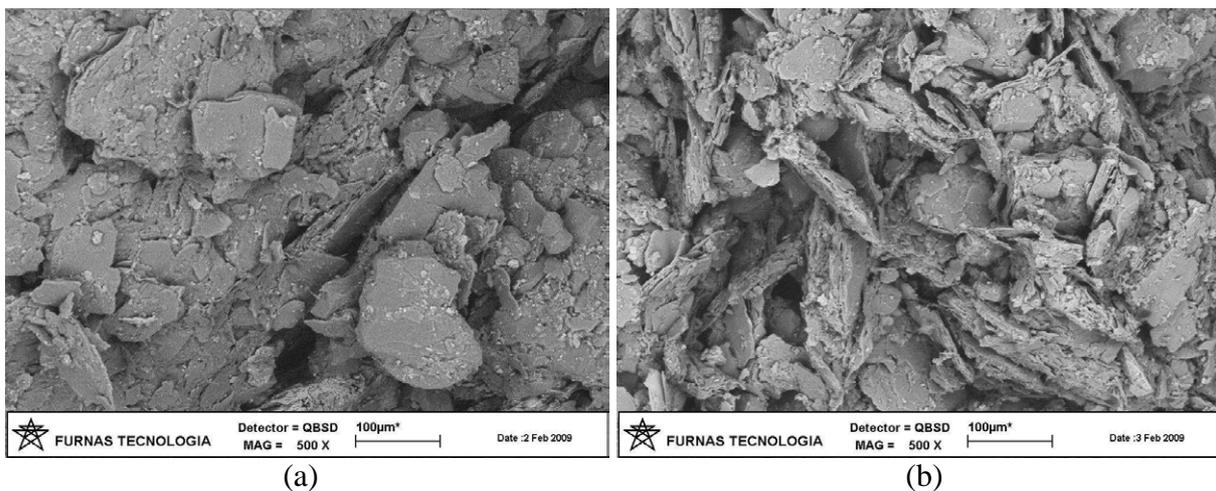


Figura 4.99 - Solo Corumbá - 8% de emulsão - ampliação 500 vezes: a) Sem Cura; b) Estufa.

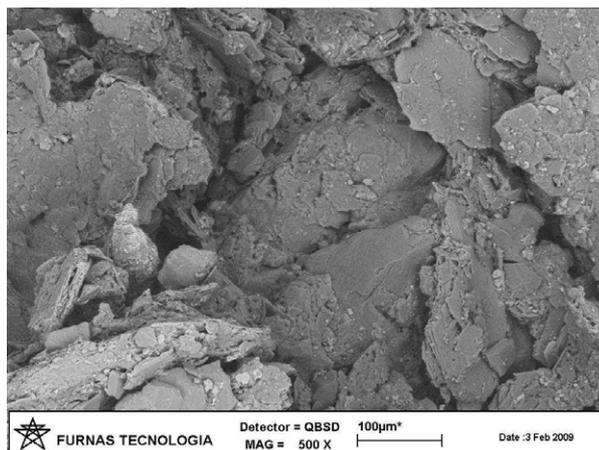


Figura 4.100 - Solo Corumbá - 8% de emulsão - ampliação 500 vezes - Estufa e Imersão.

#### 4.10.2.4 Distribuição do Material Asfáltico nos Ramos Seco e Úmido

No ramo úmido (Figura 4.101b) percebe-se claramente a maior orientação das partículas, que se encontram todas em um mesmo plano, e maior fechamento dos vazios, enquanto no ramo seco (Figura 4.101a) as partículas encontram-se em todas as direções, caracterizando uma estrutura floculada.

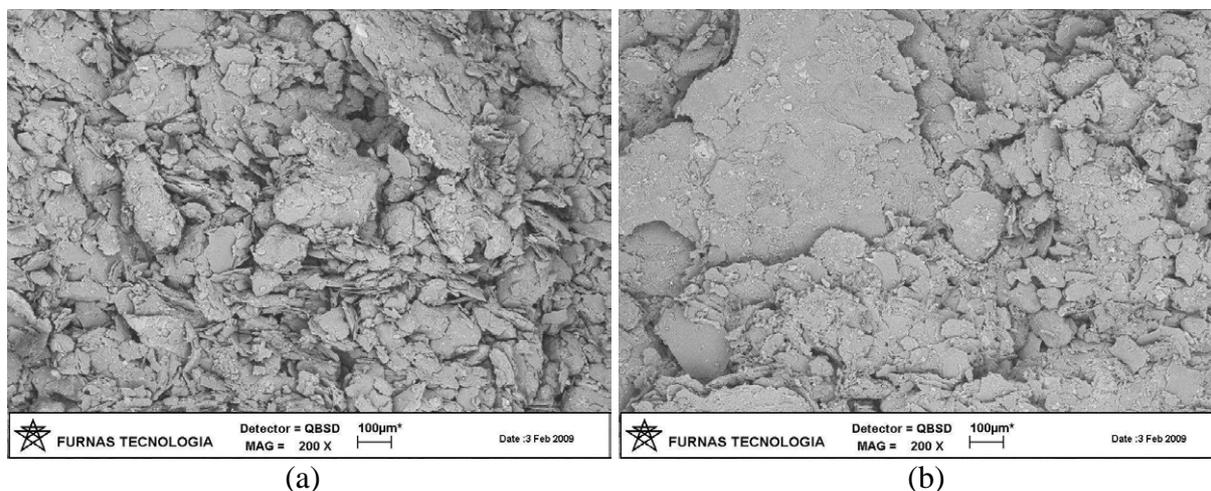


Figura 4.101 - Solo Corumbá - 8% de emulsão - ampliação 200 vezes: a) Ramo seco; b) Ramo úmido.

#### 4.10.3 Solo Goiânia

Também para o solo Goiânia foi avaliado o efeito do material asfáltico e observados os efeitos da secagem/imersão e das compactações nos ramos secos e úmidos na microestrutura. No entanto, devido a problemas com o detector de raios-X, não foram realizadas determinações de composição química para o solo Goiânia.

Um aspecto observado para o solo Goiânia foi que por ser este um solo agregado não se verifica orientação das partículas.

#### **4.10.3.1 Efeito da Emulsão na Microestrutura**

Nas Figuras 4.102 e 4.103 são apresentadas imagens do solo Goiânia nos teores de 0 e 8% de emulsão em ampliações de 200 vezes e 2000 vezes, respectivamente.

Nas Figuras 4.102a e 4.102b percebe-se que as partículas tamanho argila presentes no solo Goiânia aparecem na imagem como uma grande massa, dado o tamanho diminuto das partículas e o fato das mesmas encontrarem-se agregadas, não sendo possível distinguir as mesmas de forma individualizada. Na comparação entre as Figuras 4.102a e 4.102b é possível observar uma maior aglutinação na segunda, que contém a adição de betume.

Nas figuras com ampliação de 2000 vezes é possível divisar agregados de formato arredondado, os mesmos são formados pelo agrupamento de partículas tamanho argila (menores que 2  $\mu\text{m}$ ).

Na Figura 4.103b, no canto inferior direito, pode ser visualizado o material asfáltico, em seu aspecto característico, formando pequenas mini-crateras.

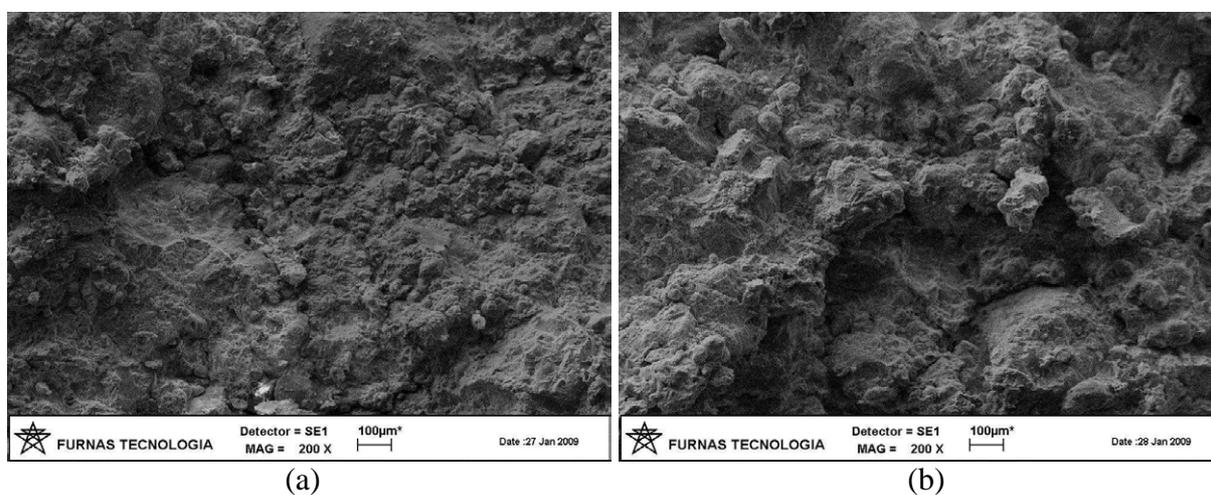


Figura 4.102 - Solo Goiânia - ampliação 200 vezes: a) 0%; b) 8%.

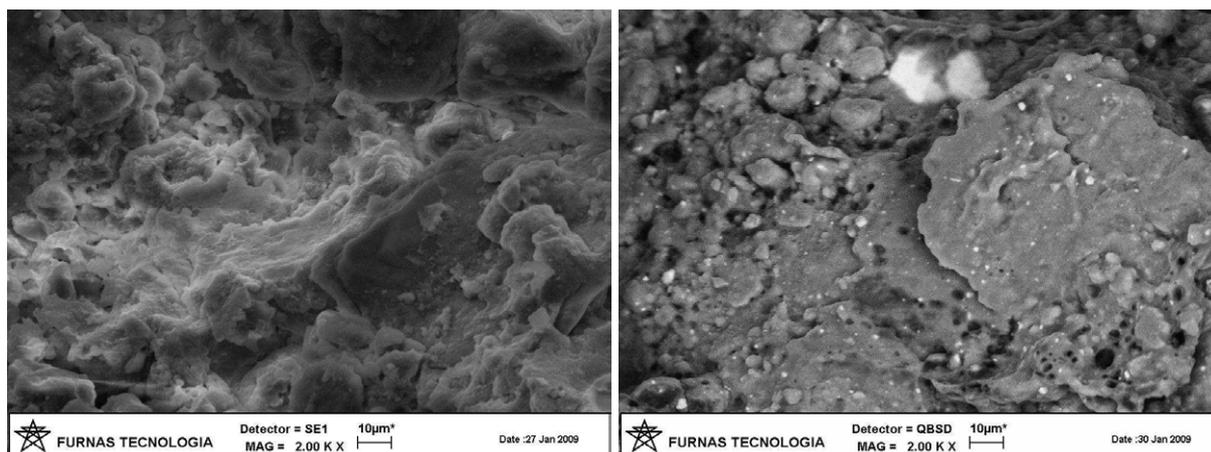


Figura 4.103 - Solo Goiânia - ampliação 2000 vezes: a) 0%; b) 8%.

#### 4.10.3.2 Avaliação dos Efeitos da Secagem e da Imersão

Novamente ressalta-se a influência da secagem e do vácuo intenso na estrutura da amostra, Wolle (1974) ressalta que, devido à contração durante a secagem, podem ocorrer além da variação das distâncias entre as partículas, alterações de posição e também quebras de partículas ou contatos.

As imagens para as condições: “sem cura”, “estufa” e “estufa e imersão” são apresentadas, respectivamente, nas Figuras 104a, 104b e 105. Comparando-se as três imagens, pode-se afirmar que, quanto ao aspecto, o solo sem cura (Figura 104a) se assemelha ao solo submetido à secagem (Figura 104b), enquanto o solo que sofreu secagem e imersão (Figura 105) mostra uma estrutura bem aberta, com a presença de grandes vazios.

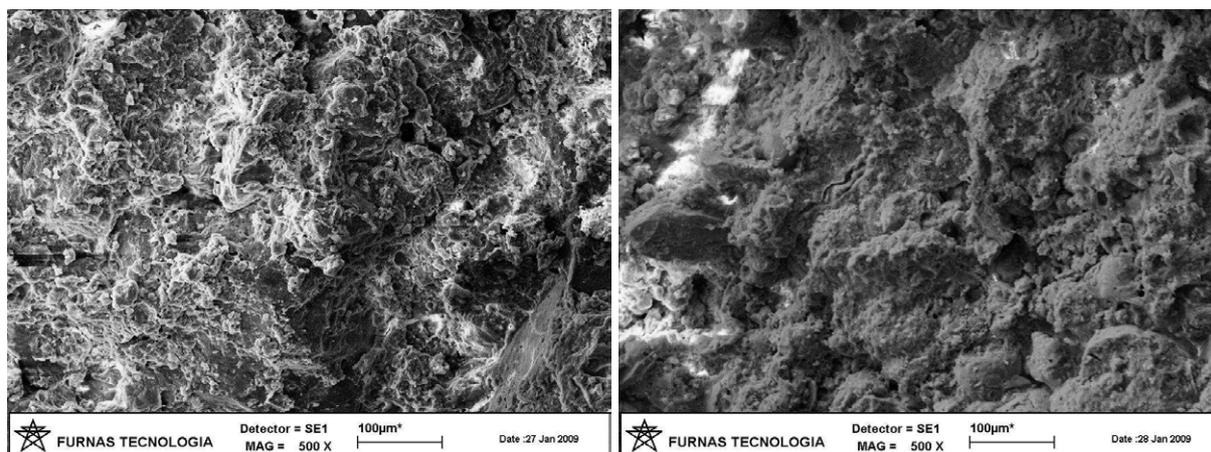


Figura 4.104 - Solo Goiânia - 8% de emulsão - ampliação 500 vezes: a) Sem Cura; b) Estufa.

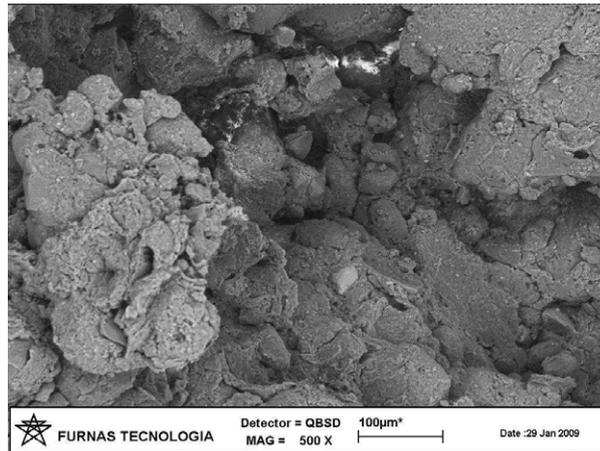


Figura 4.105 - Solo Goiânia - 8% de emulsão - ampliação 500 vezes - Estufa e Imersão.

#### 4.10.3.3 Distribuição do Material Asfáltico nos Ramos Seco e Úmido

As Figuras 4.106 e 4.107 mostram o solo Goiânia com 8% de emulsão asfáltica compactado nos ramos seco e úmido, nas ampliações 200 vezes e 500 vezes. Percebe-se que no ramo seco (Figuras 4.106a e 4.107a) as partículas estão agregadas formando pequenos grumos, enquanto no ramo úmido (Figuras 4.106b e 4.107b) há uma melhor distribuição dos poros.

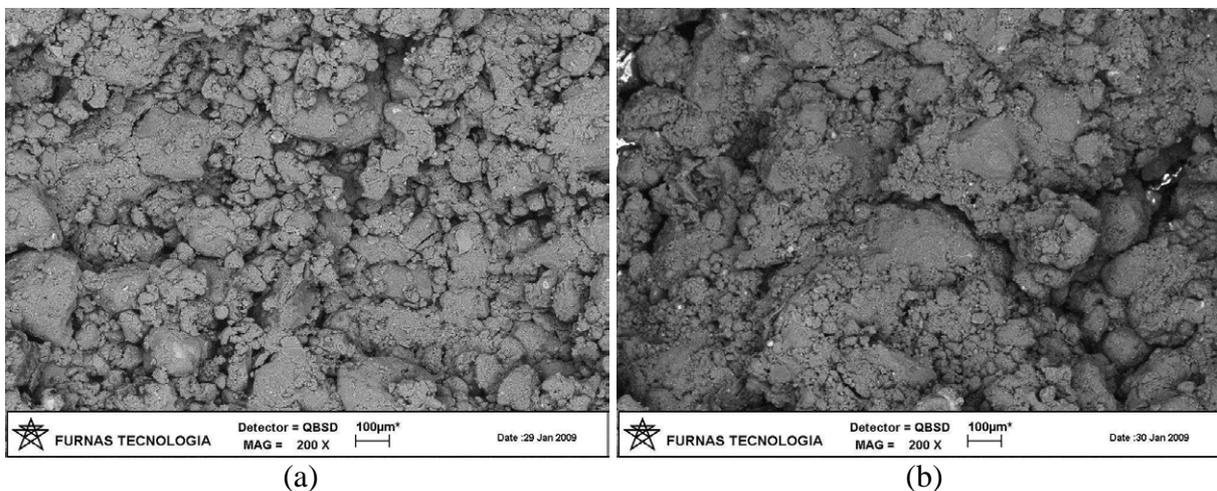
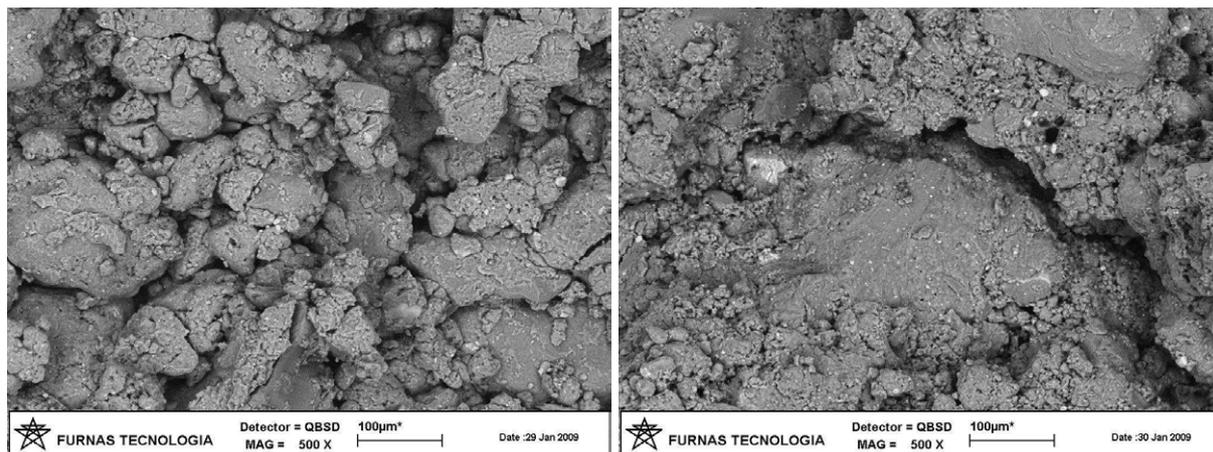


Figura 4.106 - Solo Goiânia - 8% de emulsão - ampliação 200 vezes: a) Ramo seco; b) Ramo úmido.



(a)

(b)

Figura 4.107 - Solo Goiânia - 8% de emulsão - ampliação 500 vezes: a) Ramo seco; b) Ramo úmido.

# *Comportamento Hidráulico e Mecânico*

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios de sucção, permeabilidade e triaxiais. Os ensaios foram realizados visando o estudo das propriedades hidráulicas e mecânicas, de forma a avaliar a interferência da emulsão asfáltica no fluxo e na resistência dos solos estudados. Já os ensaios de sucção mostraram-se de grande relevância, pois auxiliam o entendimento do efeito do material asfáltico no solo, quanto ao comportamento hidráulico e mecânico.

A permeabilidade foi determinada de três formas diferentes, sendo uma pelo ensaio de permeabilidade a carga variável em permeâmetro com uso de bentonita, outra utilizando um permeâmetro de tubo de PVC e também por meio de utilização de célula triaxial submetida à contrapressão de 50, 100 e 200 kPa no processo de saturação. Sabe-se que a permeabilidade dos solos varia com diversos fatores como o índice de vazios, a umidade, a distribuição dos poros, a viscosidade da água, entre outros. Pode-se acrescentar ainda a influência das forças eletrostáticas que atuam entre a água de percolação e os grãos. A adição do material asfáltico altera tais forças, podendo vir a interferir na permeabilidade dos solos.

Neste capítulo, em todos os resultados analisados, o asfalto será considerado como um sólido, não sendo realizada a análise do asfalto como líquido.

## **5.1 SUCÇÃO PELA METODOLOGIA DO PAPEL FILTRO**

A metodologia utilizada no ensaio de sucção pela técnica do papel filtro encontra-se descrita no item 3.13. Para determinação da sucção matricial foram utilizados três papéis filtro, no entanto, apenas os valores de sucção obtidos pelo papel filtro do meio serão considerados para apreciação dos resultados. Neste procedimento o papel em contato com o solo não é considerado, por contaminar-se, e o externo serve apenas para recuperar alguma determinação que eventualmente tenha sido perdido.

### 5.1.1 Solo Peixe

As curvas de sucção matricial e total para o solo Peixe com 0, 4 e 8% de emulsão são mostradas nas Figuras 5.1, 5.2 e 5.3. As indicações “A” e “B” referem-se aos dois conjuntos de ensaios realizados, que se complementam.

A curva de sucção mostrada na Figura 5.1a refere-se ao solo Peixe em estado natural, nela a distribuição bimodal dos poros indica, claramente, as entradas de ar nos macro e microporos. Esta curva mostra que a partir de aproximadamente 50% de grau de saturação se tem macroporosidade no solo, enquanto até 24% de grau de saturação se tem microporos. A presença marcante de macroporos é favorável ao fluxo e a permeabilidades elevadas como característica do solo.

Nota-se que para maiores valores de grau de saturação a curva de sucção total não coincide com a curva de sucção matricial, sobressaindo significativa sucção osmótica. Marinho (1995) explica que a sucção osmótica é a diferença entre a tensão efetiva média na amostra saturada (sucção matricial) e a sucção total. Se o fluxo ocorre apenas através de vapor o papel filtro mede sucção total, uma vez que está entrando em equilíbrio com forças osmóticas e capilares que retém a molécula de água no solo. Quando o fluxo ocorre apenas por capilaridade, a sucção matricial é medida. Nesse caso, o componente osmótico não age como força adicional que impede o fluxo de água para o papel filtro.

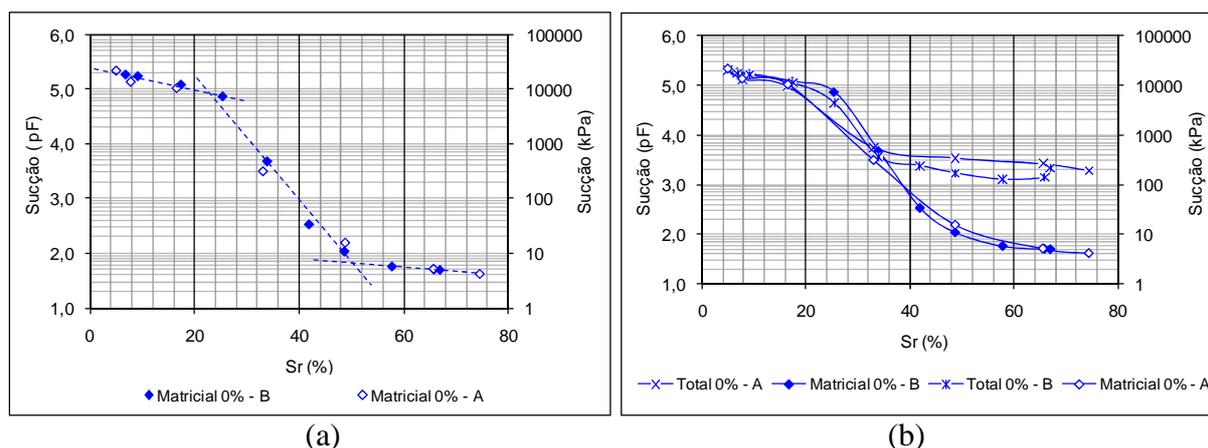


Figura 5.1 - Curvas características - Solo Peixe - 0%: a) Matricial; b) Matricial e total.

Para o solo com 4% de emulsão o ponto de entrada de ar nos macroporos é facilmente identificado, já a entrada de ar nos microporos não pode ser visualizada com facilidade. Conforme comentado anteriormente, na análise da microestrutura, a maior interação do material asfáltico ocorre neste solo justamente com as parcelas silte e argila, que se

encontravam, em boa parte, antes da estabilização, estruturadas. Com a adição do material asfáltico ocorre a desagregação de estruturas devido o caráter ácido da emulsão, além do envolvimento por asfalto de qualquer estrutura que não tenha se desfeito. Portanto, a macroporosidade continua marcada sendo, no entanto, os agregados parcialmente desfeitos eliminando-se a presença marcante de microporosidade.

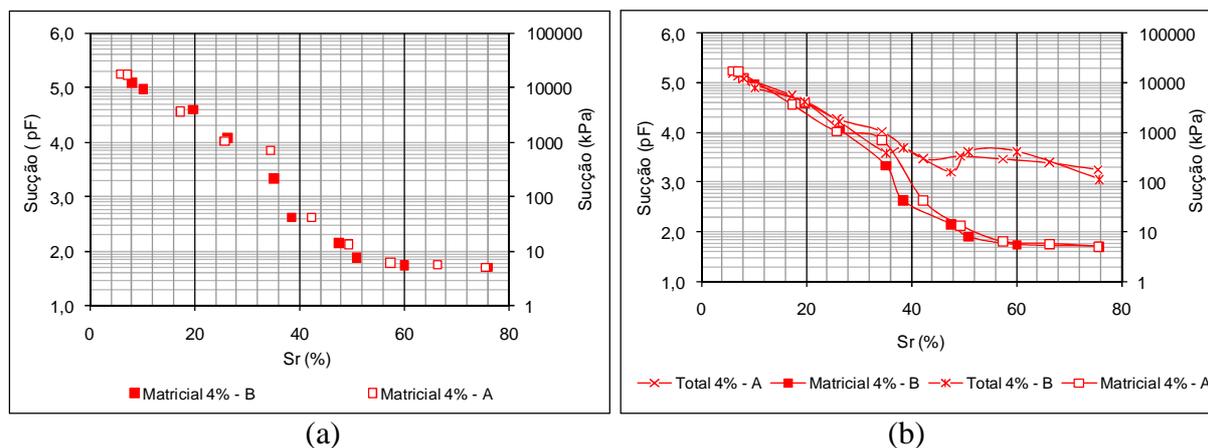


Figura 5.2 - Curvas características - Solo Peixe - 4%: a) Matricial; b) Matricial e total.

Também para o solo Peixe com 8% de emulsão, o ponto mais visível é a entrada de ar nos macroporos, já a entrada de ar nos microporos não é facilmente identificada.

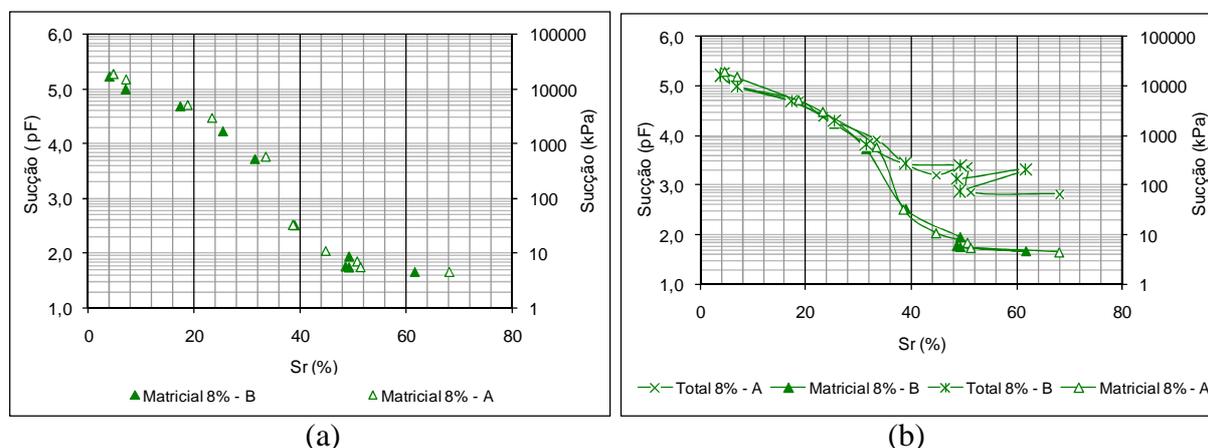


Figura 5.3 - Curvas características - Solo Peixe - 8%: a) Matricial; b) Matricial e total.

Ao comparar as curvas de sucção para os teores de 0, 4 e 8% (Figura 5.4) verifica-se que, com 8% de emulsão, o ponto de entrada do ar nos macroporos está localizado um pouco mais à esquerda, indicando maior volume de macroporos o que, em princípio, deve refletir-se no aumento da permeabilidade verificado no item 5.4.

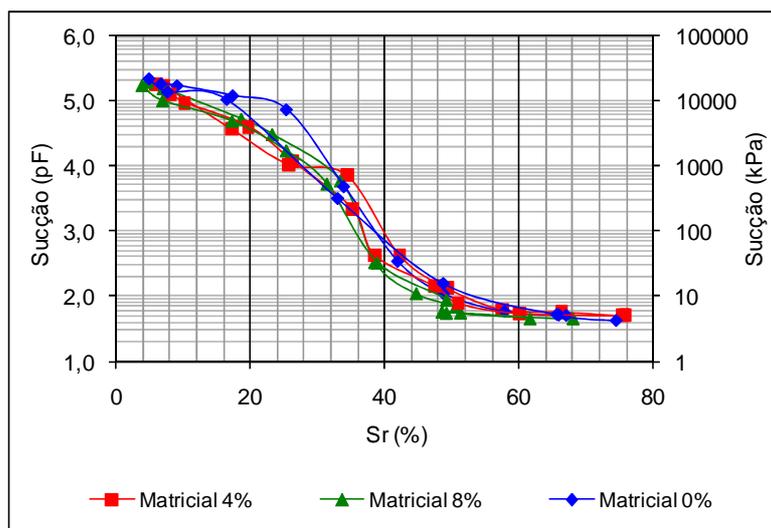


Figura 5.4 - Curvas características - matricial - Solo Peixe.

As curvas de sucção matricial e total para os teores 0, 4 e 8% de emulsão são mostradas na Figura 5.5.

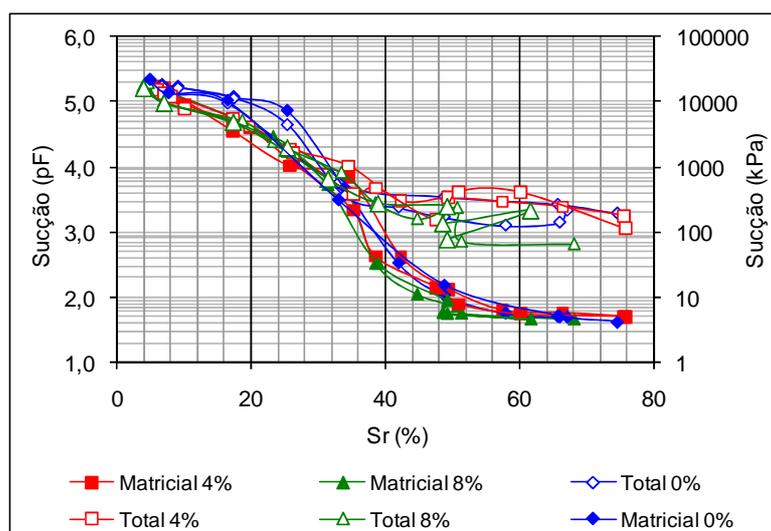


Figura 5.5 - Curvas características - matricial e total - Solo Peixe.

As curvas características transformadas, segundo o modelo proposto por Camapum de Carvalho & Leroueil (2000) podem ser verificadas na Figura 5.6. Para menores graus de saturação observa-se o distanciamento entre as curvas para o solo natural e as curvas com emulsão asfáltica. Este distanciamento reflete as mudanças na estrutura e na composição química dos solos com a adição da emulsão, sendo esta mais significativa para menores umidades.

Com base na Figura 5.6, pode-se afirmar que, quando se consideram amostras compactadas de solo natural e de solo com emulsão (4 ou 8%), com mesmo índice de vazios e

mesmo grau de saturação, maior sucção é observada para o solo natural. Isto reflete a ação do material asfáltico que reduz a capilaridade e conseqüentemente a sucção.

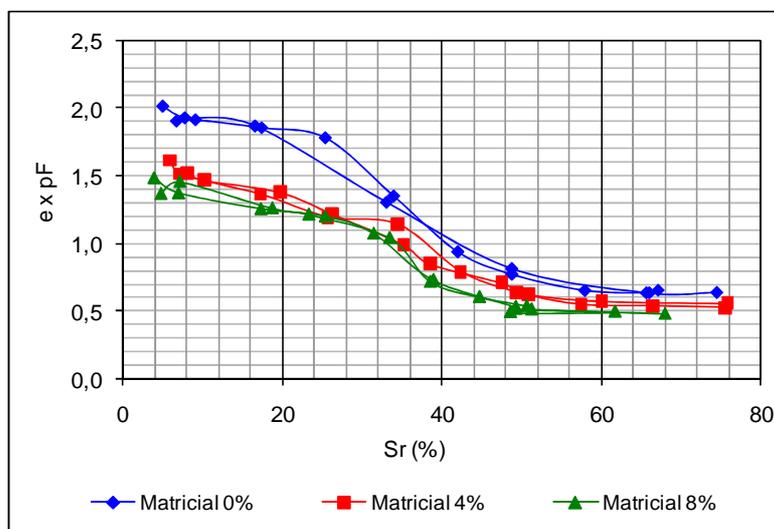


Figura 5.6 - Curva característica transformada - matricial - Solo Peixe.

Na Figura 5.7 são mostradas as curvas de sucção total e matricial transformadas pelo índice de vazios. Nota-se que também para a sucção total é possível observar um distanciamento entre as curvas para os teores de 0, 4 e 8% de emulsão.

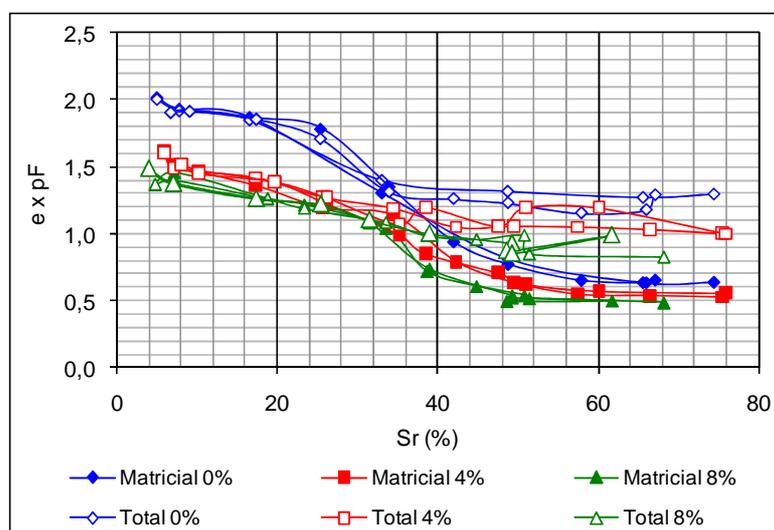


Figura 5.7 - Curva característica transformada - matricial e total - Solo Peixe.

A relação entre as máximas tensões de ruptura diametral e os valores de sucção matricial pode ser observada na Figura 5.8. Como era de se esperar, para maiores valores de sucção tem-se maiores valores de ruptura diametral. É interessante notar que para um mesmo valor de sucção, os maiores valores de tensão de ruptura à compressão diametral são obtidos para os solos com adição de material asfáltico. Desta forma pode ser observado certo efeito

benéfico do material asfáltico, no que se refere à resistência do solo Peixe. Isso pode estar se dando pelo fato da emulsão, aparentemente, destruir os agregados e permitir que as partículas independentes atuem melhorando o comportamento à tração do solo. Nos ensaios de compressão simples descritos no item 4.9, a verificação de aumento da resistência esteve comprometida pela variação da umidade (e conseqüentemente da sucção). A proximidade dos valores obtidos para 4 e 8% de emulsão aponta para o fenômeno descrito em que a resistência seria mais função da desagregação do microagregados que efetivamente do teor de asfalto.

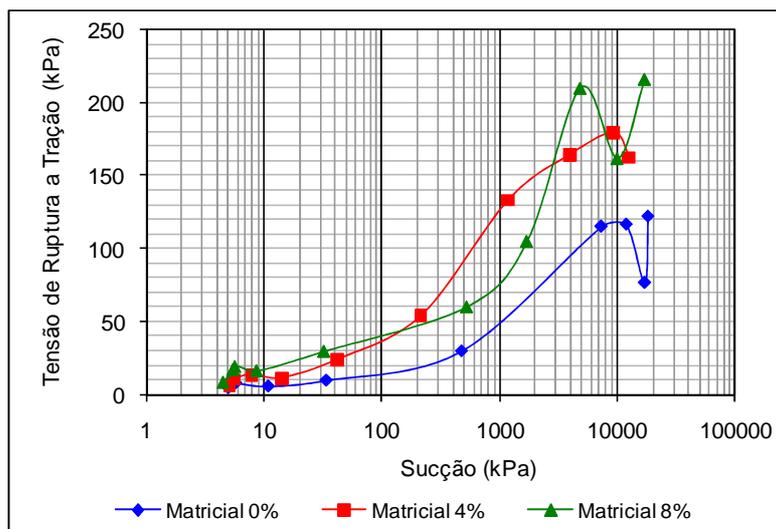


Figura 5.8 - Tensão de ruptura a tração *versus* sucção - Solo Peixe.

Os índices de vazios e umidades dos pontos ensaiados são mostrados na Figura 5.9. Nota-se que, de forma geral, o índice de vazios das misturas é menor que o do solo natural. Para um solo sem adições era de se esperar que a redução do índice de vazios se refletisse em aumento da sucção.

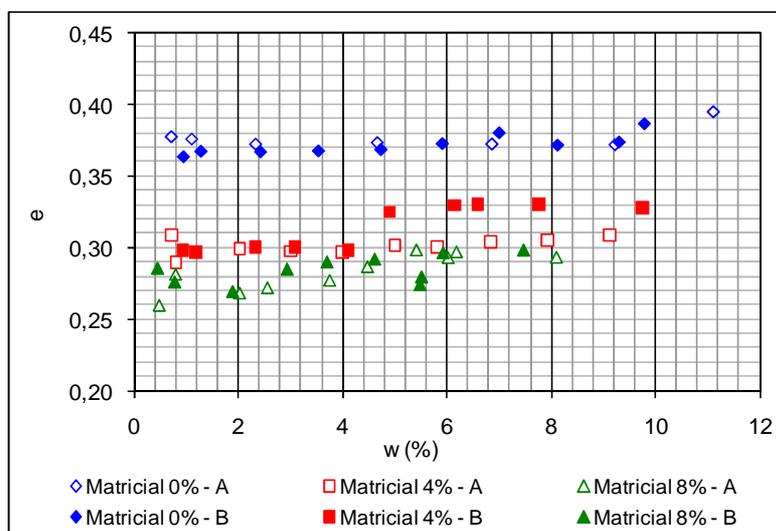


Figura 5.9 - Umidade *versus* índice de vazios - Solo Peixe.

### 5.1.2 Solo Corumbá

A curva característica para o solo Corumbá natural (Figura 5.10) apresenta tendência a comportamento monomodal com distribuição de poros bem graduada e pressão de entrada de ar de aproximadamente 4 kPa. Observa-se que as curvas em termos de sucção total só tocam a curvas de sucção matricial no grau de saturação igual a 24% ponto a partir do qual estaria entrando no domínio dos microporos.

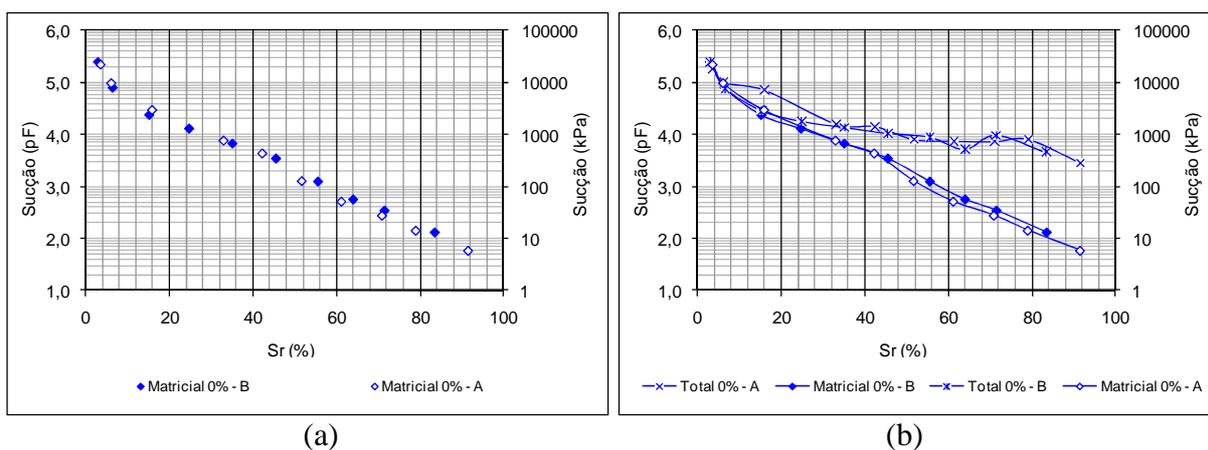


Figura 5.10 - Curvas características - Solo Corumbá - 0%: a) Matricial; b) Matricial e total.

Já as misturas contendo 4 e 8% de emulsão asfáltica (Figuras 5.11 e 5.12) apresentam tendência a formar um modelo bimodal com o término de entrada de ar nos macroporos em aproximadamente 76% de grau de saturação para 4% de emulsão e 70% de grau de saturação para 8% de emulsão. A entrada de ar dos microporos se deu respectivamente para 4 e 8% de emulsão à 40 e 36% de grau de saturação.

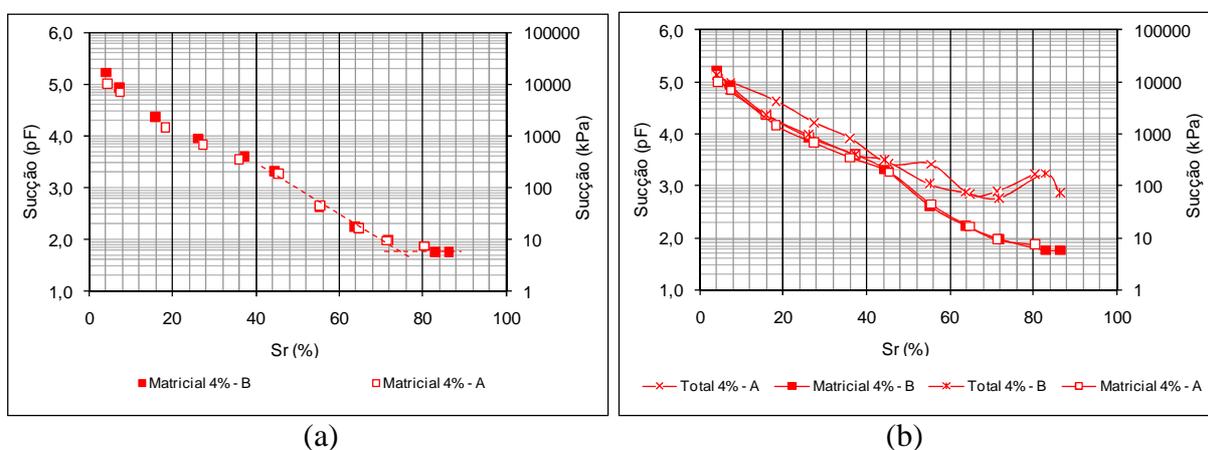


Figura 5.11 - Curvas características - Solo Corumbá - 4%: a) Matricial; b) Matricial e total.

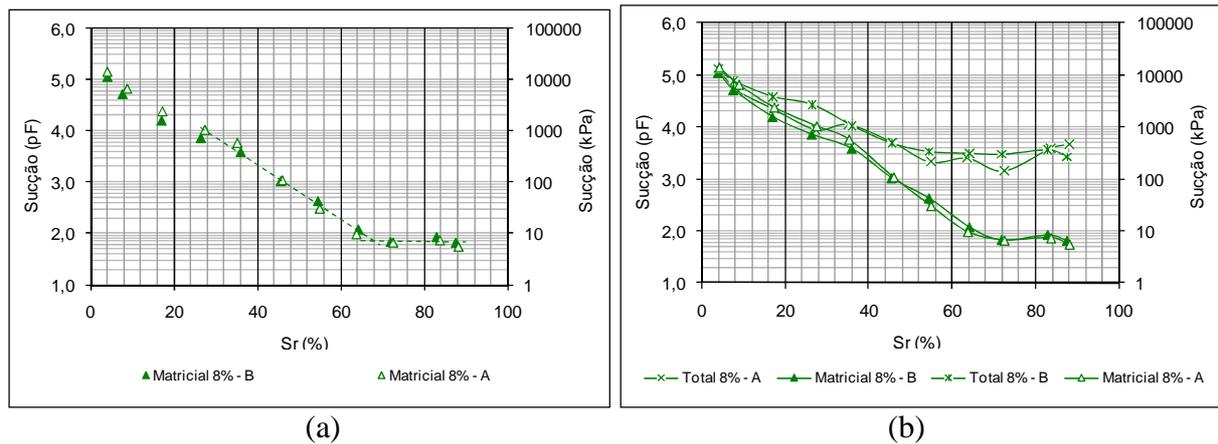


Figura 5.12 - Curvas características - Solo Corumbá - 8%: a) Matricial; b) Matricial e total.

No solo Corumbá as curvas de sucção para o solo com emulsão asfáltica, mostradas na Figura 5.13 apresentaram um suave abaulamento para baixo, formato este semelhante ao observado por Camapum de Carvalho *et al.* (2000) para um material granular estabilizado com emulsão asfáltica. Os autores comentam que o comportamento se deve à característica viscosa do betume, que sob efeito do aumento das tensões devido a atuação da sucção nos pontos de contato nos quais ela recobre as partículas, flui gerando uma nova distribuição e volume de poros, mesmo para sucções superiores às de pressão de entrada de ar.

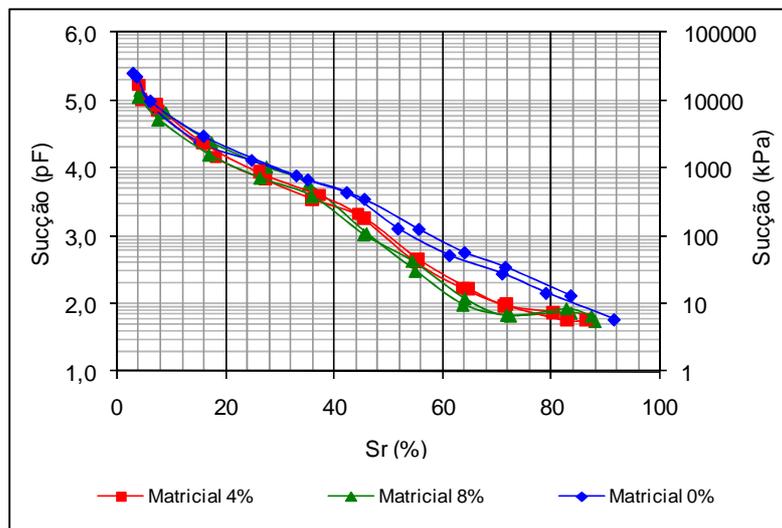


Figura 5.13 - Curvas características - matricial - Solo Corumbá.

Na Figura 5.14 são mostradas as curvas de sucção total e matricial para os três teores de emulsão asfáltica.

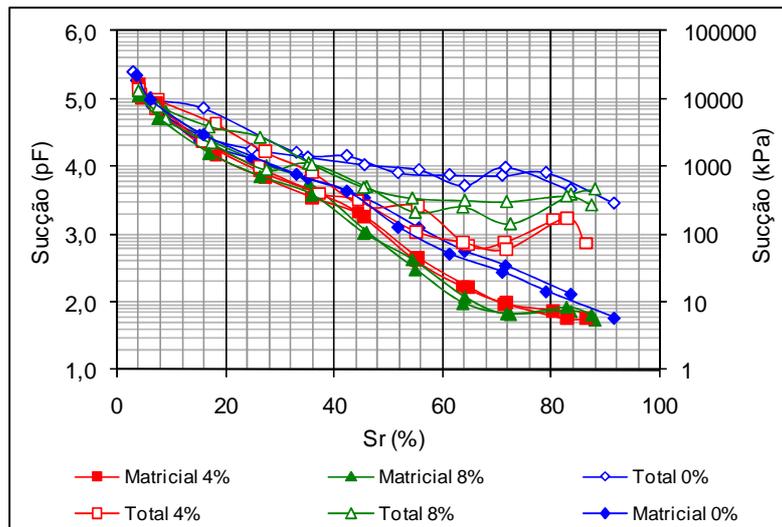


Figura 5.14 - Curvas características - matricial e total - Solo Corumbá.

As curvas de sucção transformadas são mostradas na Figura 5.15. O agrupamento dos pontos em três diferentes conjuntos reflete leis de comportamento diferentes para os três teores de emulsão. Com isso confirma-se que a emulsão promove mudanças estruturais e químicas importantes, chegando a alterar também a sucção.

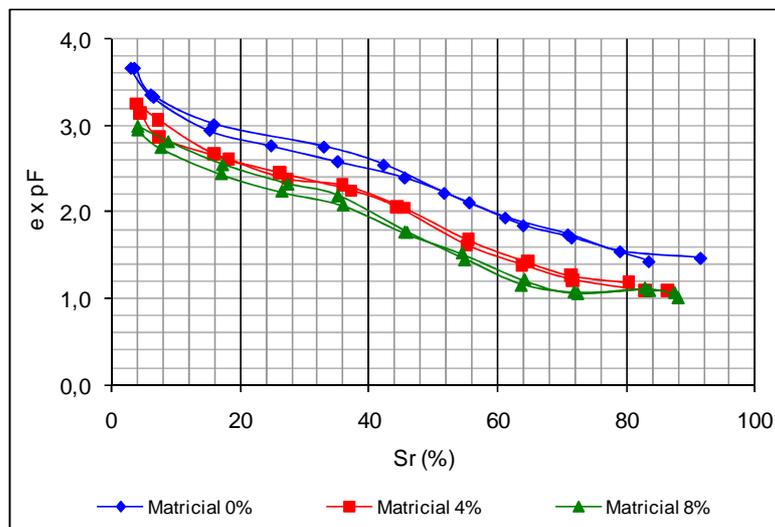


Figura 5.15 - Curva característica transformada - matricial - Solo Corumbá.

A Figura 5.16 mostra as curvas de sucção matricial e total transformadas pelo índice de vazios. Também a sucção total é dividida em grupos de pontos, estando a curva do solo natural um pouco mais acima das curvas referentes aos solos com teores de 4 e 8% de emulsão.

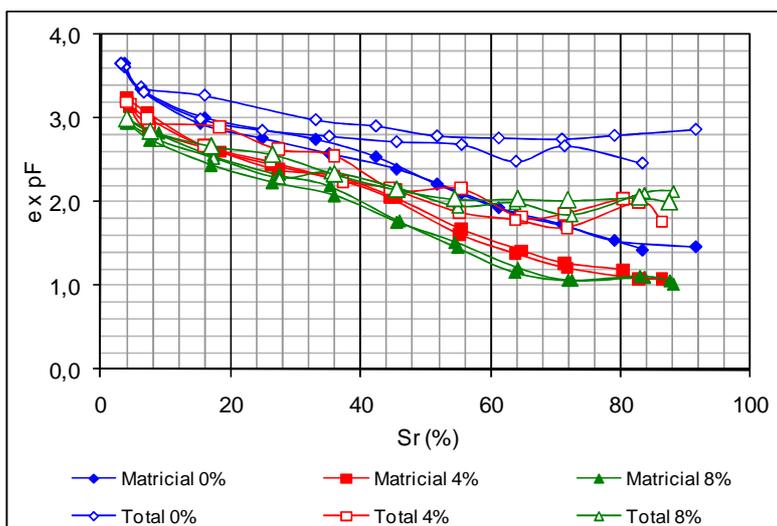


Figura 5.16 - Curva característica transformada - matricial e total - Solo Corumbá.

A Figura 5.17 mostra a variação da tensão de ruptura diametral com a sucção. À semelhança do que foi observado para o solo Peixe, nota-se que para um mesmo valor de sucção, o solo natural apresentou os menores valores de resistência à tração por compressão diametral. Também neste caso a adição de emulsão asfáltica pode estar promovendo alguma melhoria da resistência, principalmente para maiores valores de sucção.

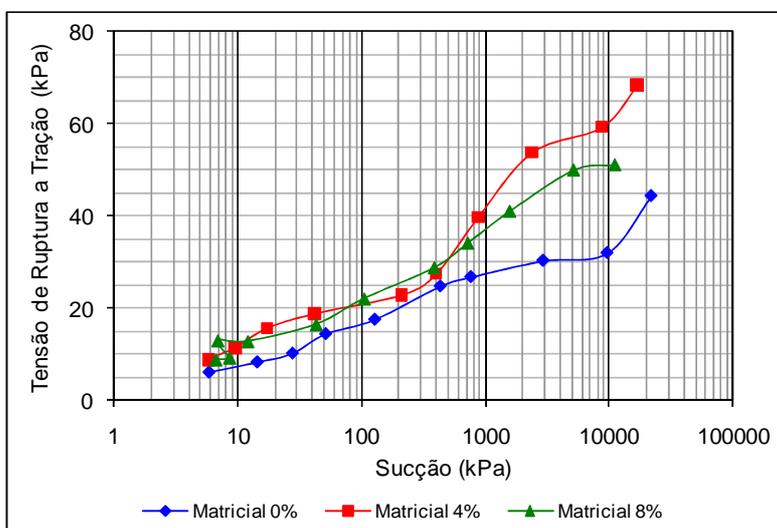
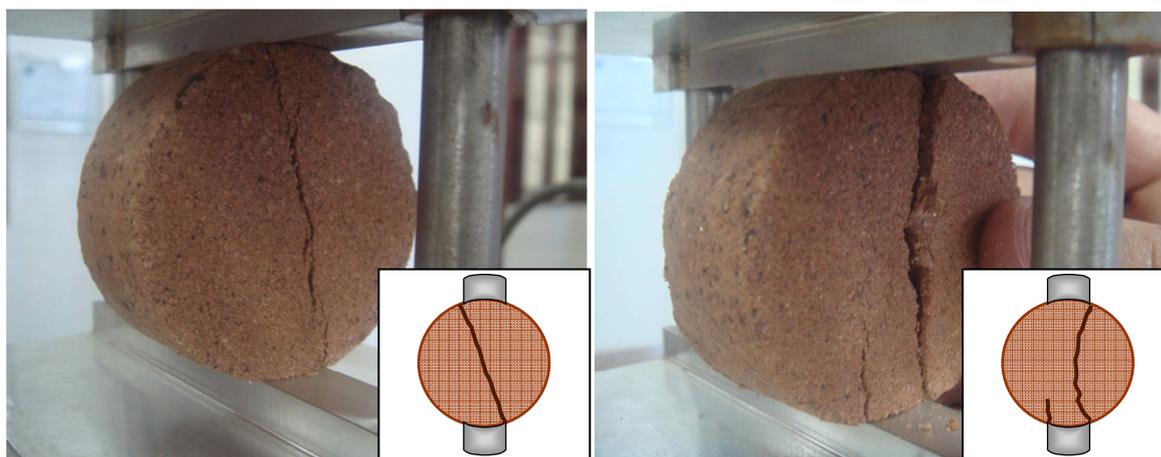


Figura 5.17 - Tensão de ruptura a tração *versus* sucção - Solo Corumbá.

Ao final dos ensaios de compressão diametral, verificou-se que boa parte dos corpos de prova rompeu à semelhança do que é mostrado na Figura 5.18, ou seja, ou na diagonal ou em apenas uma lateral. Isto ocorreu porque não foi utilizado elemento que induzisse a ruptura. Em muitos casos foi observada uma parcela de recuperação da resistência (resistência residual).



(a) (b)  
 Figura 5.18 - Ruptura diametral: a) na diagonal; b) apenas de uma lateral.

A Figura 5.19 mostra os valores de índice de vazios e umidade para os pontos ensaiados. Observa-se que o ponto do solo natural com maior umidade sofreu alteração em sua estrutura (sofreu expansão). Já no solo com 8% de emulsão, o índice de vazios permanece praticamente inalterado, mesmo para umidades próximas de 20%, o que demonstra o efeito benéfico da emulsão na redução da expansão destes solos, quando em presença de água.

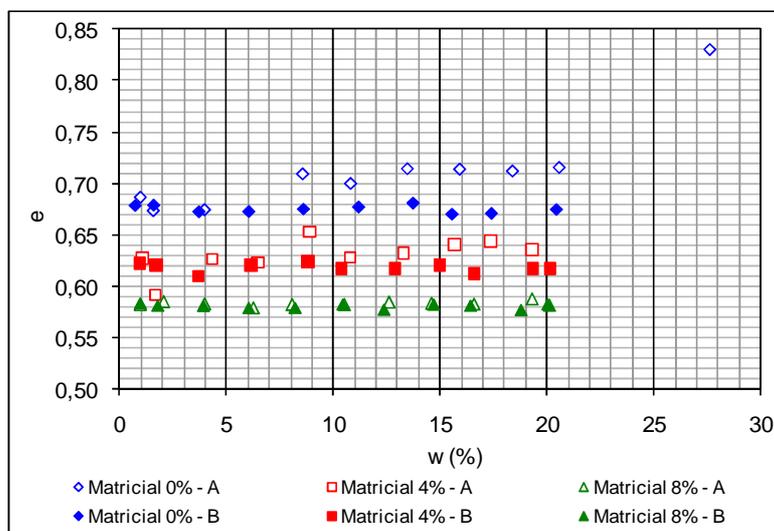


Figura 5.19 - Umidade versus índice de vazios - Solo Corumbá.

### 5.1.3 Solo Goiânia

As curvas características de sucção total e matricial para o solo Goiânia com 0, 4 e 8% de emulsão são mostradas, respectivamente, nas Figuras 5.20, 5.21 e 5.22. À semelhança do que foi observado por Aguiar (2008), a curva de sucção total do solo Goiânia não sofre grande influência da parcela de sucção osmótica, visto que a curva característica de sucção total encontra-se praticamente sobreposta à curva de sucção matricial.

Nos ensaios de sucção por papel filtro apresentados nesta tese foi utilizada a metodologia de secagem de todos os corpos de prova para posterior umedecimento. O processo de secagem pode gerar pequenas modificações da estrutura, como a retração (principalmente no solo argiloso) que dificulta o processo de re-umedecimento. Dessa forma, o maior grau de saturação conseguido com o re-umedecimento foi em torno de 80%, não sendo possível a visualização do ponto de entrada de ar nos macroporos. O patamar que pode ser verificado para o solo Goiânia natural refere-se ao ponto de entrada de ar nos microporos. No entanto, para efeito de interpretação dos resultados e tomando por base a curva característica obtida para o solo com 8% de emulsão será considerada para todas as amostra a pressão de entrada de ar de 10 kPa ( $pF=2$ ). Nesse caso, prolongando-se a curva característica da Figura 5.20a obtida para o solo natural até encontrar o  $pF$  de 2 se obtém como grau de saturação correspondente ao término da entrada de ar o valor de 84%. Adotando-se raciocínio análogo para o solo estabilizado com 4% de emulsão se obtém a partir da Figura 5.21a para o grau de saturação correspondente ao término da entrada de ar do macroporos o valor de 82%, ou seja, praticamente o mesmo volume de macroporos do solo natural.

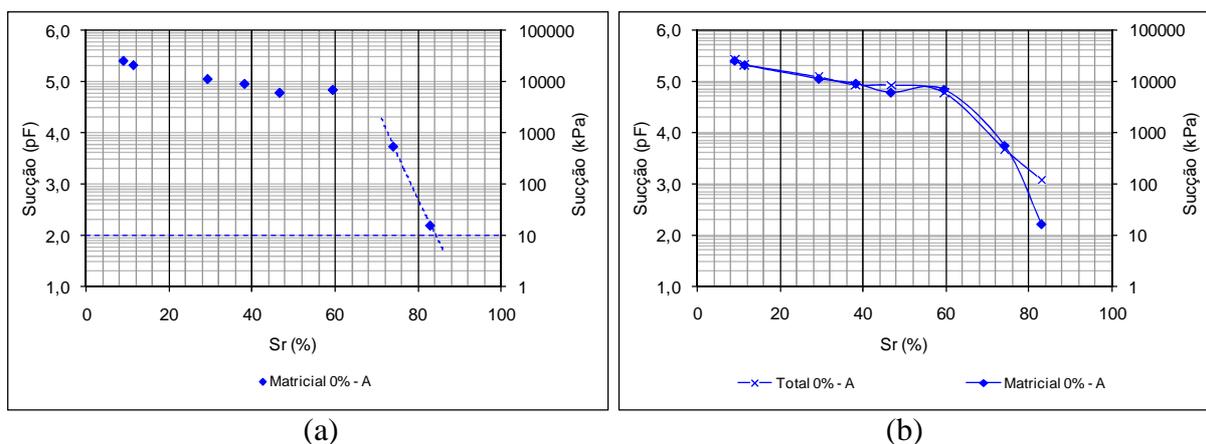


Figura 5.20 - Curvas características - Solo Goiânia - 0%: a) Matricial; b) Matricial e total.

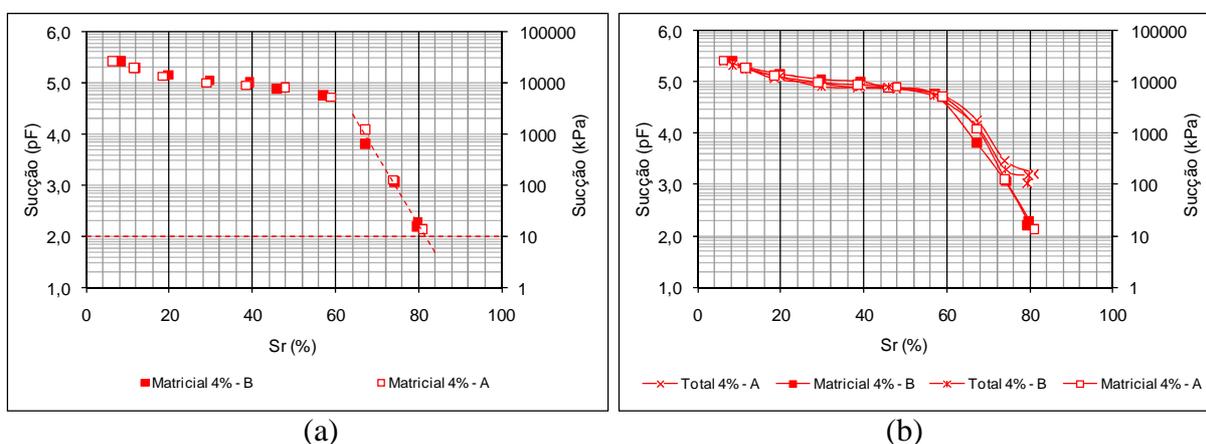


Figura 5.21 - Curvas características - Solo Goiânia - 4%: a) Matricial; b) Matricial e total.

Para o solo Goiânia com 8% de emulsão o patamar referente ao ponto de término de entrada de ar nos macroporos foi obtido para grau de saturação de aproximadamente 70%, indicando que este solo com emulsão asfáltica possui maior volume de macroporos do que os solos natural e estabilizado com 4% de emulsão. Esperava-se desse comportamento maior permeabilidade para o solo estabilizado com 8% de emulsão, o que não ocorreu, conforme será mostrado em 5.3.2.2, apontando para outra influência da emulsão que aquela do simples aumento da macroporosidade.

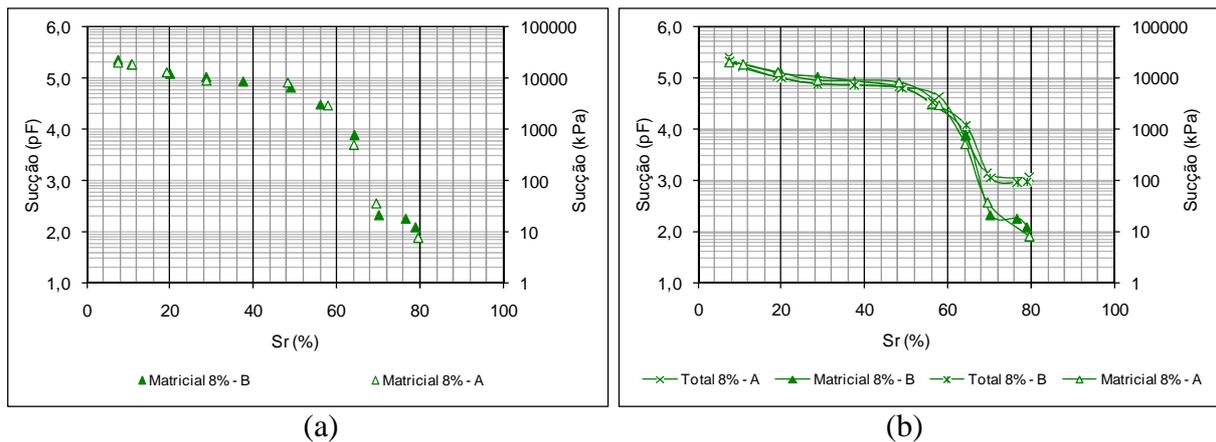


Figura 5.22 - Curvas características - Solo Goiânia - 8%: a) Matricial; b) Matricial e total.

As curvas características para os teores de 0, 4 e 8% de emulsão são mostradas na Figura 5.23. Observa-se que elas são praticamente coincidentes até Sr em torno de 50%, ou seja, no domínio dos microporos. Para condições de  $Sr > 50\%$ , para um mesmo grau de saturação, observam-se maiores valores de sucção para o solo natural. Ou seja, também no solo Goiânia a emulsão indica certa redução da sucção, aglutinando as partículas e dando origem à formação de macroporos à medida em se aumenta o teor de emulsão.

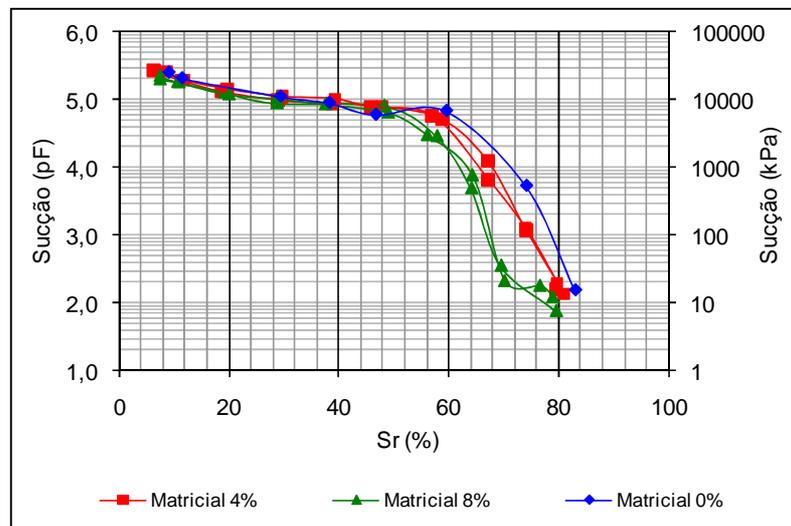


Figura 5.23 - Curvas características - matricial - Solo Goiânia.

A Figura 5.24 mostra as curvas de sucção total e matricial para o solo Goiânia com adições de 0, 4 e 8% de emulsão. Observa-se que mesmo as curvas de sucção total permanecem praticamente coincidentes até grau de saturação por volta de 50%, ou seja, até o limite do domínio dos microporos.

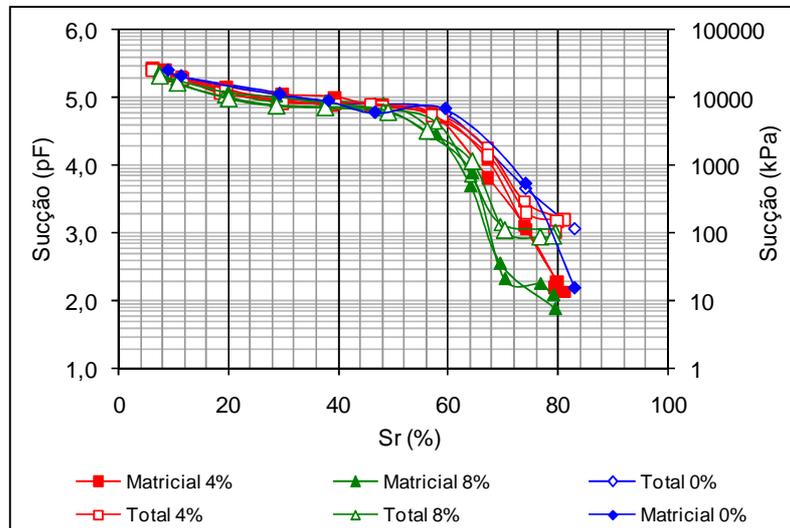


Figura 5.24 - Curvas características - matricial e total - Solo Goiânia.

As curvas características transformadas são mostradas nas Figuras 5.25 e 5.26. Observa-se para o solo Goiânia comportamento semelhante ao obtido para os solos Peixe e Corumbá, ou seja, as curvas para as três condições estudadas não ficaram coincidentes após a normalização, demonstrando diferenças na estrutura do solo e no comportamento das mesmas.

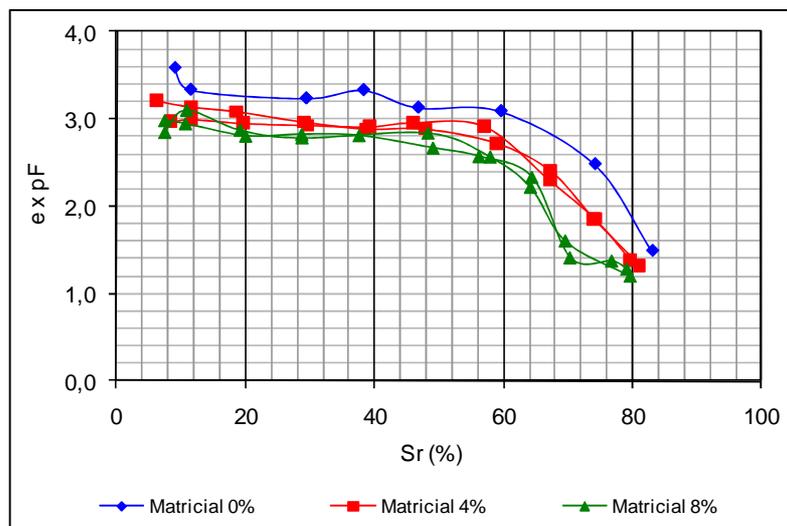


Figura 5.25 - Curva característica transformada - matricial - Solo Goiânia.

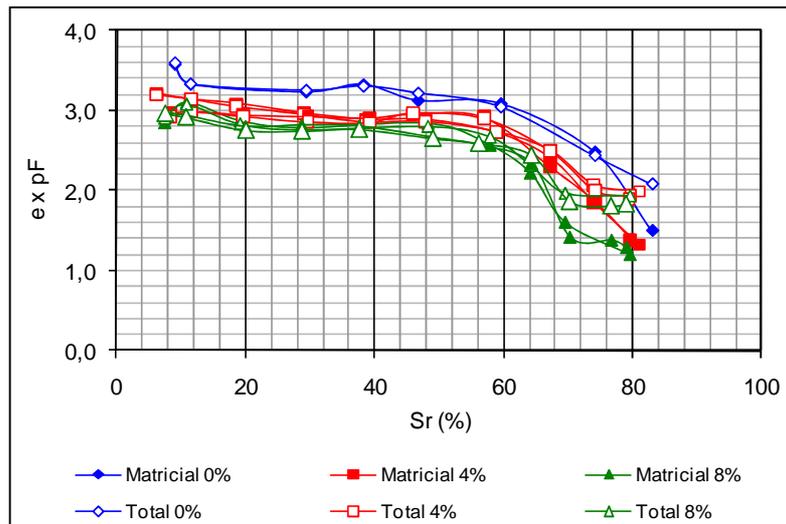


Figura 5.26 - Curva característica transformada - matricial e total - Solo Goiânia.

A Figura 5.27 mostra a variação da resistência à compressão diametral com a sucção, nota-se que as três curvas apresentam-se muito próximas, indicando que a utilização de material asfáltico traz pouco ou nenhum benefício, em termos de resistência, para este solo.

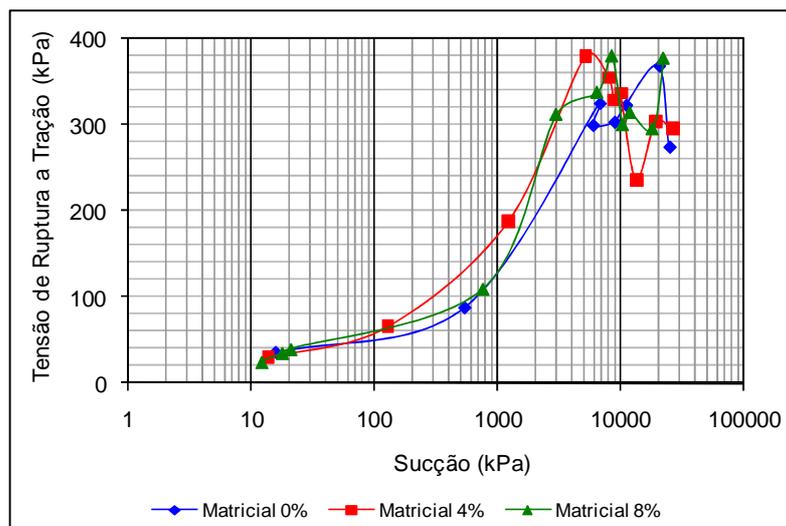


Figura 5.27 - Tensão de ruptura a tração *versus* sucção - Solo Goiânia.

A Figura 5.28 apresenta os valores de umidade e índice de vazios dos pontos ensaiados. Os menores índices de vazios observados para as menores umidades refletem a retração do solo por secagem. Parte deste volume, reduzido por retração, cresce com a adição de água.

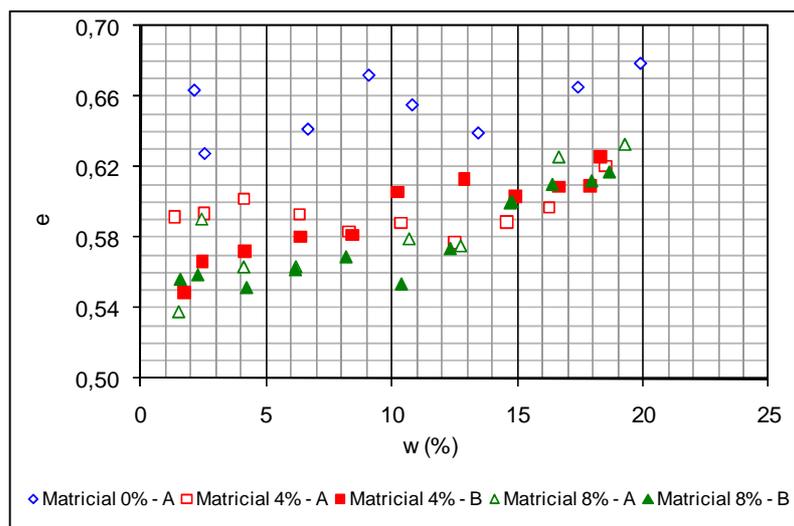


Figura 5.28 - Umidade versus índice de vazios - Solo Goiânia.

## 5.2 PERMEABILIDADE EM PERMEÂMETRO COM USO DE BENTONITA - SOLO NATURAL

Conforme explanado no item 3.14, os ensaios de permeabilidade em permeâmetro com uso de bentonita para os solos sem emulsão asfáltica, foram realizados com corpos de prova de 4" (aproximadamente 10,0 cm) de diâmetro.

De uma forma geral, pode-se antecipar que dos três solos compactados no estado natural, o que apresentou maior permeabilidade foi o solo Corumbá ( $1,8 \times 10^{-5}$  cm/s), seguido pelo solo Peixe ( $1,2 \times 10^{-6}$  cm/s), enquanto o solo Goiânia apresentou-se menos permeável que os demais ( $1,2 \times 10^{-7}$  cm/s). No início da pesquisa imaginava-se que a preocupação com a redução da permeabilidade deveria estar centrada no material arenoso (solo Peixe), no entanto, com base nos valores de permeabilidade obtidos verificou-se que o solo Corumbá também tem grande relevância para os estudos da permeabilidade.

### 5.2.1 Solo Peixe

A Tabela 5.1 apresenta os resultados dos ensaios de permeabilidade para o solo Peixe em estado natural (corpos de prova de 4" de diâmetro). A Figura 5.29 mostra os valores de peso específico aparente seco e umidade utilizados nos ensaios de permeabilidade e a localização dos mesmos em relação à curva de compactação Proctor normal do solo natural.

Tabela 5.1 - Resultados dos ensaios de permeabilidade para o Solo Peixe em estado natural.

Ensaio n <sup>o</sup>	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	GC (%)	w-wot (%)	k <sub>20°C</sub> (cm/s)	e <sub>inicial</sub> -
1	8,2	18,88	97	-2,1	1,3E-05	0,376
2	10,3	18,99	98	0,0	2,1E-06	0,368
3	11,7	19,15	98	1,4	1,1E-06	0,356
4	8,3	19,45	100	-2,0	3,4E-06	0,335
5	11,8	19,42	100	1,5	1,1E-06	0,337
6 <sup>(1)</sup>	10,2	19,43	100	-0,1	1,2E-06	0,336

Obs.: (1) Ensaio realizado para a condição de umidade ótima e peso específico seco máximo.

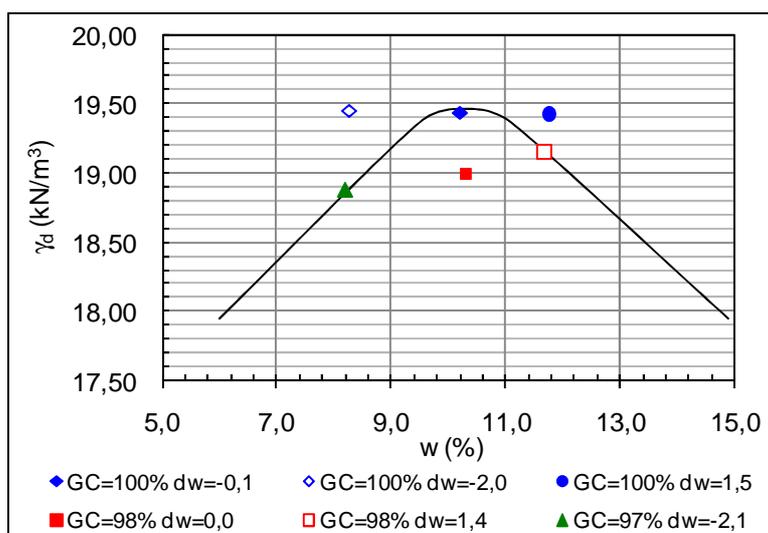


Figura 5.29 - Relação da umidade *versus* peso específico aparente seco - solo Peixe.

A Figura 5.30 apresenta a variação da permeabilidade com a umidade de moldagem.

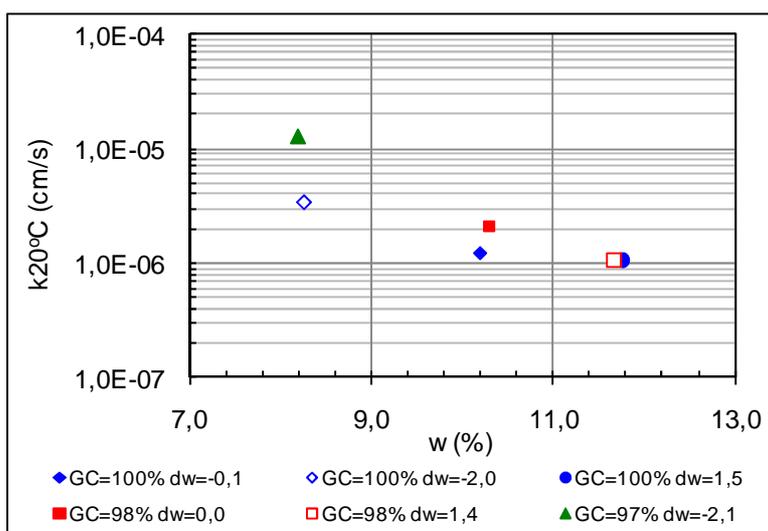


Figura 5.30 - Permeabilidade *versus* umidade de compactação - solo Peixe.

A umidade de compactação e o índice vazios se relacionam com a distribuição de poros no solo. Nesse contexto o grau de saturação é útil na avaliação dessa distribuição de poros e pode guardar relação direta com a permeabilidade. A Figura 5.31 mostra que para o presente caso os resultados obtidos se aglutinam em torno de uma tendência única apontando para a expectativa de permeabilidades elevadas para o solo compactado em pequenos graus de saturação. Essa observação é importante, pois mostra que no campo faz-se necessária atenção especial para a condição de compactação, não bastam o controle de grau de compactação e umidade, faz-se necessário avaliar o estado do solo compactado em termos de distribuição de poros. Cabe destacar que é o grau de saturação do final da compactação que tem relação com a distribuição de poros e, portanto, com a permeabilidade. Camapum de Carvalho & Leroueil (2004) exemplificaram as mudanças de distribuição de poros segundo a condição de compactação.

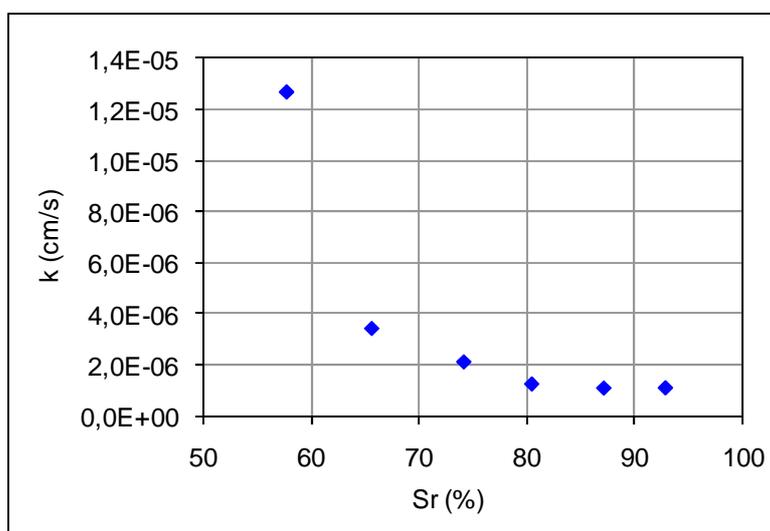


Figura 5.31 - Variação da permeabilidade com o grau de saturação de compactação - solo Peixe.

Com base nos valores apresentados na Tabela 5.1 e Figuras 5.29 e 5.30, verifica-se que apesar do caráter arenoso, o solo de Peixe possui permeabilidade relativamente baixa, mas que a mesma pode ser elevada se atenção especial não for dada às condições de compactação (Figura 5.31). Os dois solos arenosos, provenientes do AHE Peixe Angical, estudados por Jacintho (2005) possuíam permeabilidades de  $3 \times 10^{-7}$  cm/s e  $1 \times 10^{-5}$  cm/s, areia argilosa e areia, respectivamente. A permeabilidade do solo ora estudado encontra-se entre os valores dos solos estudados anteriormente.

Verifica-se que, com o aumento da umidade de compactação ocorre pequena redução da permeabilidade, essa redução foi observada mesmo para o grau de compactação de 98%.

Em geral, esse comportamento é devido à presença de material argiloso no solo, pois com a variação de umidade sua estrutura fica mais sujeita à modificações.

A Figura 5.32 mostra o estado da amostra e da bentonita antes e depois do ensaio de permeabilidade. Nota-se que a bentonita praticamente não expandiu, ao contrário do comportamento que será mostrado, ainda neste capítulo, nas Figuras 5.39, 5.40 e 5.41. No entanto, é importante ressaltar, que nestes ensaios com corpos de prova de 4” o tempo de ensaio foi menor, não ultrapassando sete dias, tempo este insuficiente para que a bentonita sofresse ação mais ampla da água.



Figura 5.32 - Aspecto do corpo de prova: a) Antes do ensaio; b) Após ensaio.

### 5.2.2 Solo Corumbá

A Tabela 5.2 apresenta os resultados de permeabilidade para o solo Corumbá. Os reduzidos valores do grau de compactação e a grande variação de umidade se devem ao fato destes ensaios terem sido realizados com os valores de  $\gamma_d$  e  $w$  relativos à curva de compactação com o material passado na peneira nº 4 (4,76 mm), cuja análise foi apresentada no item 4.5.2.4. A localização dos valores ensaiados, em relação às curvas de compactação é mostrada na Figura 5.33.

A Figura 5.34 apresenta a variação da permeabilidade com o teor de umidade inicial de compactação para o solo de Corumbá. Verifica-se que o grau de compactação não influenciou significativamente na permeabilidade mesmo com a variação de umidade, pois tanto para o grau de compactação de 98,5% como para 100% a permeabilidade sofreu alterações insignificantes.

Tabela 5.2 Resultados dos ensaios de permeabilidade para o Solo Corumbá em estado natural.

Ensaio n°	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	GC (%)	w-wot (%)	k <sub>20°C</sub> (cm/s)	e <sub>inicial</sub> -
1	15,8	15,31	95	-3,7	1,8E-05	0,764
2	20,4	15,36	95	0,9	8,5E-06	0,758
3	17,7	15,46	96	-1,8	1,8E-05	0,747
4	15,8	15,44	96	-3,7	1,1E-05	0,749
5	19,8	15,44	96	0,3	1,2E-05	0,748
6	17,6	15,70	97	-1,9	1,8E-05	0,720
7	15,7	15,68	97	-3,8	1,8E-05	0,722
8	19,7	15,68	97	0,2	1,3E-05	0,722

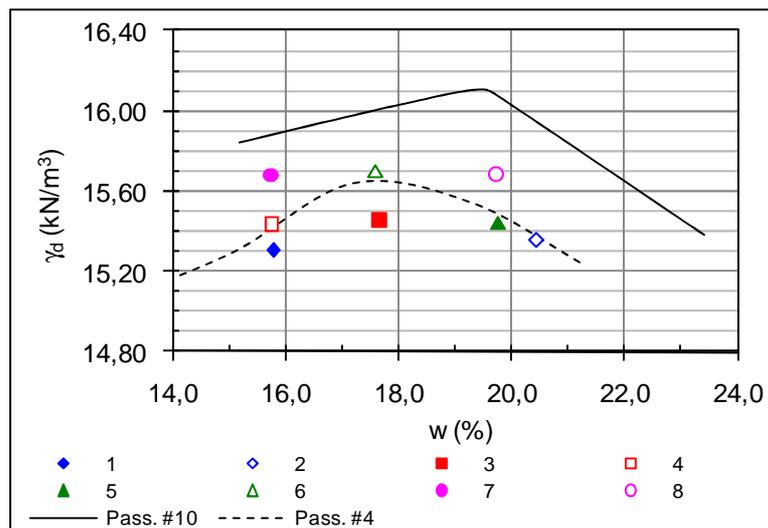


Figura 5.33 - Relação da umidade versus peso específico aparente seco - solo Corumbá.

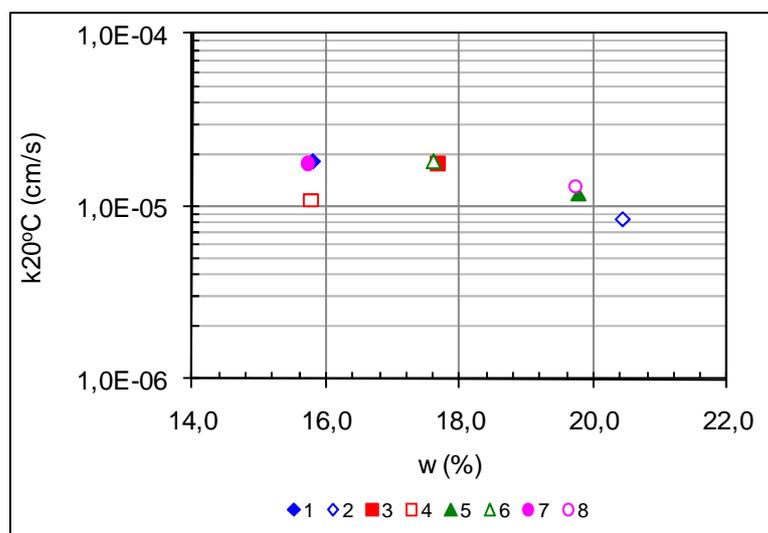


Figura 5.34 - Permeabilidade versus umidade de compactação - solo Corumbá.

### 5.2.1 Solo Goiânia

Os resultados de permeabilidade para o solo Goiânia em estado natural são apresentados na Tabela 5.3. Também para o solo Goiânia, foram utilizados valores de referência para  $\gamma_d$  e  $w$  diferentes dos demais resultados desta tese. Isto porque os ensaios foram realizados no início do doutorado, antes da obtenção da curva de compactação de referência para a tese e levou-se em consideração valores obtidos em outras pesquisas com o mesmo solo. A localização dos valores de  $\gamma_d$  e  $w$  ensaiados em relação às curvas de compactação pode ser verificada na Figura 5.35.

Tabela 5.3 Resultados dos ensaios de permeabilidade para o Solo Goiânia em estado natural.

Ensaio n°	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	GC (%)	w-wot (%)	k <sub>20°C</sub> (cm/s)	e <sub>inicial</sub> -
1	21,1	16,04	97	1,0	9,4E-07	0,732
2	19,3	16,04	97	-0,8	5,7E-07	0,732
3	22,9	16,03	97	2,8	6,2E-07	0,734
4	21,1	16,37	99	1,0	1,2E-07	0,698
5	19,5	16,34	99	-0,6	4,6E-07	0,700
6	22,9	16,35	99	2,8	7,0E-07	0,699

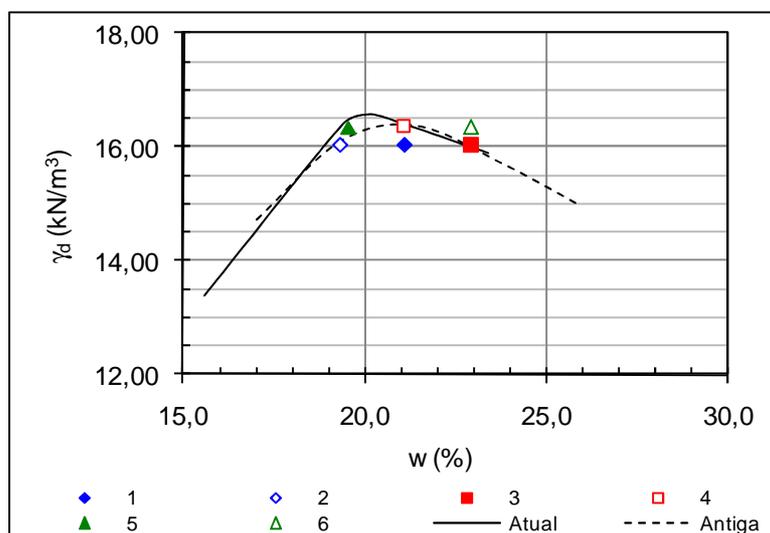


Figura 5.35 - Relação da umidade *versus* peso específico aparente seco - solo Goiânia.

Na Figura 5.36 pode ser visualizada a variação da permeabilidade com a umidade para o solo de Goiânia. Nota-se que para as umidades de 19,5% e 23% e diferentes graus de compactação, a permeabilidade pode ser considerada praticamente a mesma, porém na umidade ótima (aproximadamente 21%) isso não ocorre, havendo uma diminuição da permeabilidade para o grau de compactação de 100%.

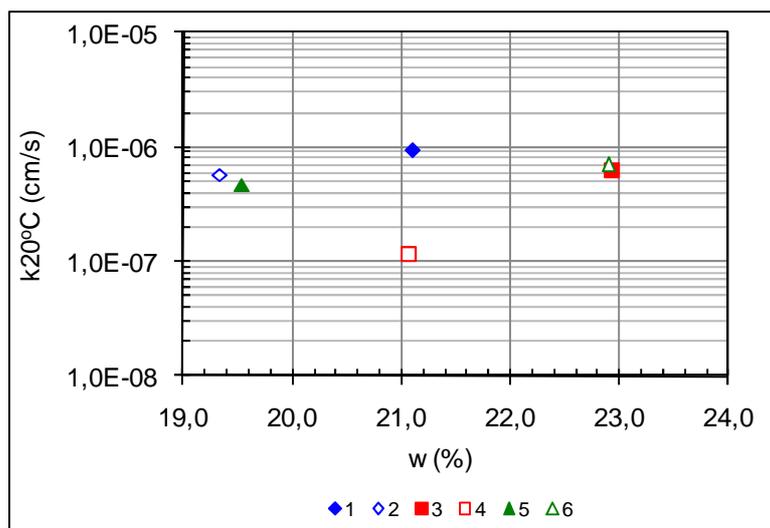


Figura 5.36 - Permeabilidade *versus* a umidade de compactação - solo Goiânia.

### **5.3 PERMEABILIDADE EM PERMEÂMETRO COM BENTONITA - SOLO-EMULSÃO**

Nesta seção serão discutidos os resultados dos ensaios de permeabilidade em permeâmetro com bentonita realizados com corpos de prova de aproximadamente 5,0 cm de diâmetro e 10,0 cm de altura para os três solos com e sem adição de material asfáltico.

A princípio serão comentadas algumas limitações da utilização desta metodologia para a obtenção do coeficiente de permeabilidade. Vale lembrar que ela difere da metodologia utilizada para o solo natural (item 5.1) no que se refere ao tamanho do corpo de prova (que sendo menor acaba ficando mais vulnerável aos efeitos da bentonita) e quanto ao tempo de ensaio.

Conforme comentado no item 3.14, a utilização de corpos de prova de tamanhos reduzidos nos ensaios de permeabilidade teve como finalidade economizar material (visto os solos estarem sendo utilizados em diversos estudos), utilizar menor quantidade de bentonita para a impermeabilização e facilitar a execução dos ensaios.

#### **5.3.1 Limitações da Metodologia Adotada**

Um fator prejudicial ao ensaio foi a expressiva expansão da bentonita, que pode ser visualizada nas Figuras 5.37, 5.38 e 5.39.

Na Figura 5.37a é mostrada a condição inicial do ensaio, na 5.37b vê-se que a bentonita preencheu toda a altura do cilindro, levando junto o corpo de prova e na 5.37c a bentonita ultrapassou os limites do permeâmetro.

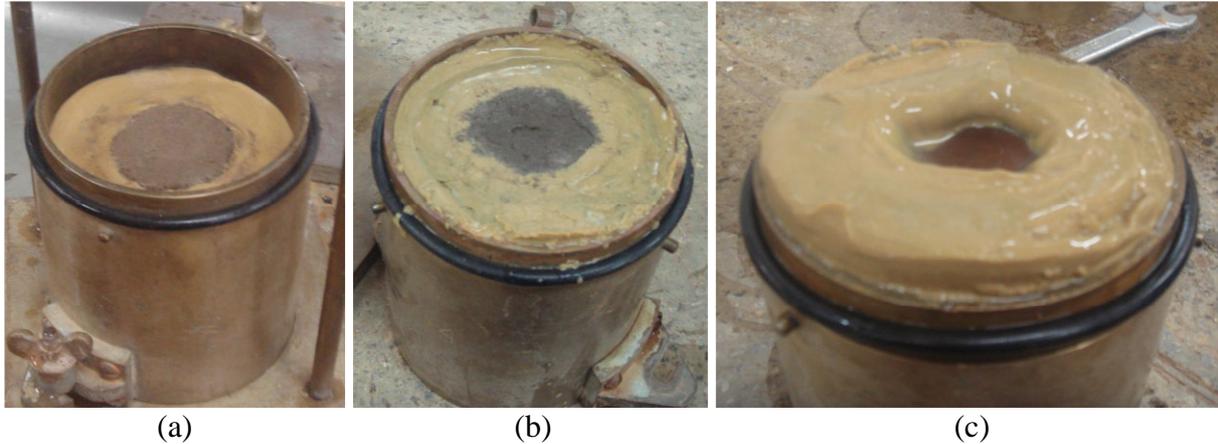


Figura 5.37 - Aspecto do ensaio de permeabilidade: a) Antes do ensaio; b) Expansão da bentonita até a altura do permeâmetro; c) Expansão da bentonita acima do permeâmetro.

Na Figura 5.38a, a tensão de expansão da bentonita chegou a quebrar a pedra porosa. Na Figura 5.38b a bentonita encobriu o corpo de prova.



Figura 5.38 - Aspecto do ensaio de permeabilidade: a) A expansão da bentonita causou a quebra da pedra porosa; b) Bentonita encobrindo o corpo de prova;

Para o solo Goiânia o efeito da expansão foi curioso, pois a bentonita penetrou entre as camadas do corpo de prova desintegrando-o (Figuras 5.39a e 5.39b).



(a) (b)  
Figura 5.39 - Solo Goiânia – corpo de prova com bentonita entre as camadas: a) 0% de emulsão; b) 2% de emulsão.

Uma ocorrência observada após ensaios de permeabilidade realizados com corpos de prova do solo Peixe, com emulsão e sem cura, foi o carregamento do material betuminoso impregnando a pedra porosa (Figuras 5.40a). Na Figura 5.40b é exemplificado o aspecto do papel filtro para os demais ensaios de permeabilidade, em que o material asfáltico não foi carregado.



(a) (b)  
Figura 5.40 - Final de ensaio: a) Carreamento do material betuminoso - Solo Peixe - sem cura - 8%; b) Solo Corumbá - Estufa - 8%.

### **5.3.2 Solo Peixe**

Nas Figuras 5.41 a 5.45 são apresentadas as seqüências de determinações de permeabilidade ao longo do tempo para as condições ensaiadas. Em boa parte dos ensaios verificou-se a redução da permeabilidade com o tempo de ensaio. Acredita-se que essa

redução possa estar ocorrendo devido à colmatção dos poros com a bentonita, devido à redução da seção de fluxo pela bentonita nas extremidades dos corpos de prova, ou mesmo devido à compressão do corpo de prova pela ação expansiva da mesma. Por isso padronizou-se utilizar apenas as dez primeiras leituras de cada ensaio para o cálculo da permeabilidade média (mostrada na Tabela 5.4).

Na Figura 5.41 são comparadas as permeabilidades do solo Peixe natural obtidas com um corpo de prova de 4" de diâmetro e dois corpos de prova de 2" de diâmetro (sem cura e cura em estufa). Quando observadas apenas as primeiras leituras (até quatro dias) pode-se afirmar que a permeabilidade dos três ensaios possui valores muito próximos.

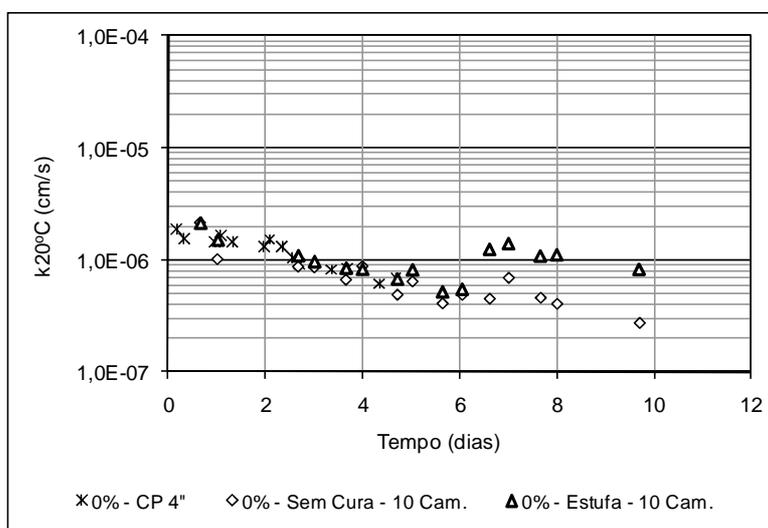


Figura 5.41 - Variação da permeabilidade com o tempo de ensaio - Solo Peixe - 0% de emulsão.

Na Figura 5.42 são mostrados os resultados para corpos de prova moldados em 5 camadas e não submetidos à processos de cura. Estes ensaios apresentaram o carreamento do material asfáltico, conforme mostrado na Figura 5.40a. Por isso, os ensaios de permeabilidade para os outros dois solos (Corumbá e Goiânia) foram realizados sempre após a cura em estufa. Para a condição sem cura a menor permeabilidade foi obtida para os teores de 6 e de 8% de emulsão.

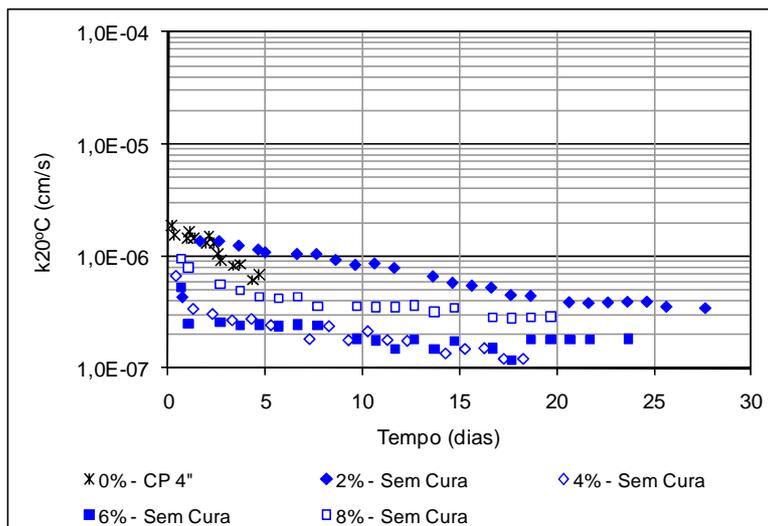


Figura 5.42 - Variação da permeabilidade com o tempo de ensaio - Solo Peixe - sem cura - cinco camadas.

Na Figura 5.43 observa-se que para o teor de 4% de emulsão foram obtidos os maiores valores de permeabilidade, uma pequena redução da mesma ocorreu para os teores de 6 e 8%, no entanto, os valores obtidos são maiores que os apresentados para o solo natural. Acredita-se que este resultado está relacionado ao processo de secagem em estufa a 40° C, já que os finos (fração silte e argila) que vedavam os vazios do solo natural encontram-se agora misturados com a emulsão e a massa finos-asfalto e, após a secagem, se une aos grãos maiores gerando uma maior quantidade de macroporos.

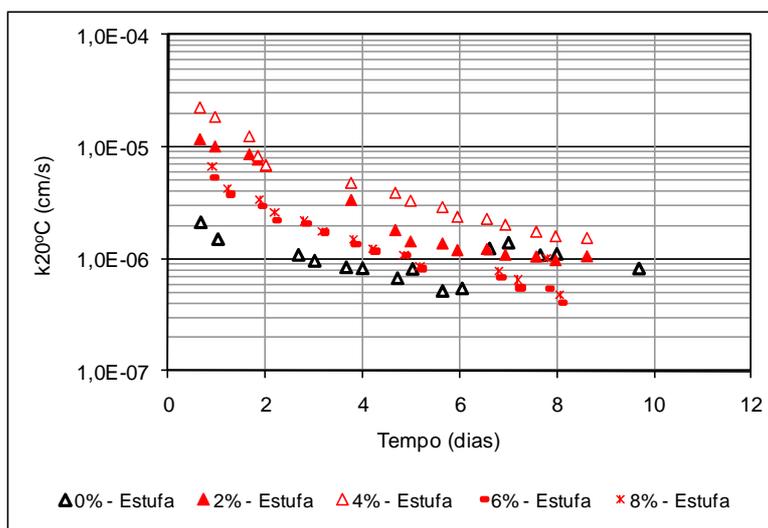


Figura 5.43 - Variação da permeabilidade com o tempo de ensaio - Solo Peixe - estufa - dez camadas.

Na Figura 5.44 estão apresentados os resultados dos ensaios realizados para a condição estufa e imersão. Vale lembrar que o solo natural não resiste ao processo de imersão, por isso a comparação será feita com o solo natural submetido apenas ao processo de secagem em estufa. Vê-se que os valores de permeabilidade para as misturas solo-emulsão na condição

estufa e imersão são consideravelmente maiores que os apresentados para o solo natural. Isso corrobora com a hipótese de que a imersão não confinada dos corpos de prova pode estar promovendo um aumento dos vazios, em consequência do afastamento dos grãos devido à eliminação da coesão aparente.

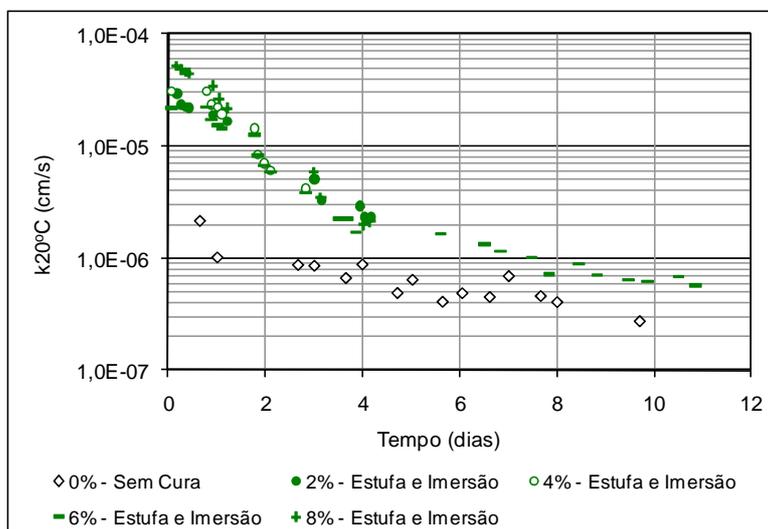


Figura 5.44 - Variação da permeabilidade com o tempo de ensaio - Solo Peixe - estufa e imersão - dez camadas.

Na Figura 5.45 são comparados todos os ensaios, para as condições: “sem cura”, “estufa” e “estufa e imersão”. É possível identificar distintamente os três conjuntos de ensaios, sendo a condição “estufa e imersão” responsável pelos maiores valores de permeabilidade. Com isso, é possível afirmar que o processo de cura pode estar ocasionando o aumento dos vazios, devido a trincas ou alterações sofridas durante a secagem e a imersão.

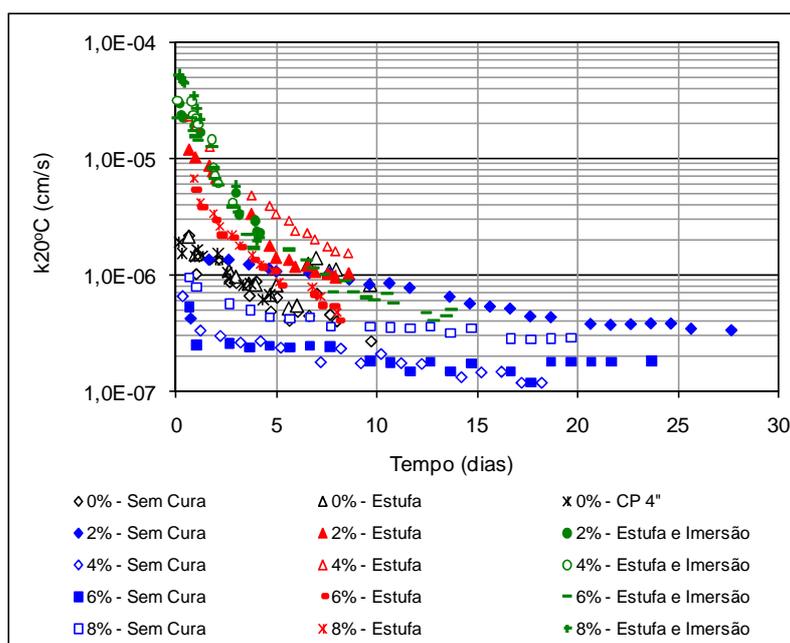


Figura 5.45 - Variação da permeabilidade com o tempo de ensaio - Solo Peixe.

Os valores médios das permeabilidades (obtidos pela média das dez primeiras leituras de cada ensaio) e as demais características dos corpos de prova são mostradas na Tabela 5.4. Conforme já visualizado por meio dos gráficos supracitados os menores valores de permeabilidade foram obtidos para a condição sem cura.

Tabela 5.4 Resultados dos ensaios de permeabilidade para o solo Peixe com emulsão.

Condições Moldagem	Teor (%)	N <sup>o</sup> Cam.	W <sub>(após cura)</sub> (%)	γ <sub>d</sub> (após cura) (kN/m <sup>3</sup> )	k <sub>20°C</sub> (cm/s)	γ <sub>pond</sub>	e <sub>(após cura)</sub>
Sem Cura	0	10	10,2	18,99	8,4E-07	25,97	0,367
Sem Cura	2	5	8,6	19,94	1,0E-06	25,97	0,277
	4	5	10,1	18,94	2,9E-07	25,47	0,320
	6	5	9,7	19,01	2,6E-07	25,00	0,291
	8	5	9,4	18,92	5,2E-07	24,56	0,276
Estufa	0	10	0,5	18,99	9,9E-07	25,97	0,367
	2	10	2,2	18,93	5,4E-06	25,47	0,345
	4	10	3,3	18,62	8,6E-06	25,00	0,342
	6	10	4,6	18,10	2,2E-06	24,56	0,357
	8	10	5,7	17,76	2,5E-06	25,97	0,359
Estufa e Imersão	2	10	14,3	19,16	1,6E-05	25,47	0,329
	4	10	10,9	18,77	1,7E-05	25,00	0,331
	6	10	10,3	18,34	1,3E-05	24,56	0,339
	8	10	11,3	17,97	2,9E-05	25,97	0,343

A Figura 5.46 mostra a variação da permeabilidade com a adição de material asfáltico. Verificou-se que a emulsão não está reduzindo a permeabilidade como era esperado. O aumento da permeabilidade devido à adição de emulsão contraria resultados obtidos por Jacintho (2005), no entanto, naquele estudo o material tinha melhor distribuição das partículas e não foi submetido a processos de cura. Acredita-se que o material asfáltico não promove, como era esperado, a colmatação dos poros, mas apenas o envolvimento dos grãos.

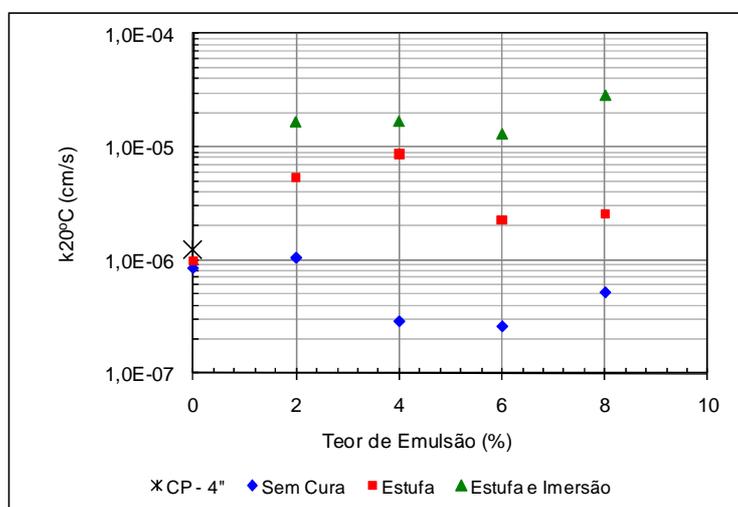


Figura 5.46 - Variação da permeabilidade com o teor de emulsão - Solo Peixe.

As Figuras 5.47 e 5.48 mostram, respectivamente, a variação da permeabilidade com o índice de vazios ( $e$ ) e com o volume de vazios ( $V_v$ ). Os resultados apresentados nos gráficos não correspondem ao esperado para estes ensaios, visto que normalmente tem-se a redução da permeabilidade com a redução do índice de vazios, e nos gráficos os pontos se apresentaram dispersos. Verifica-se que quando da cura em estufa a permeabilidade está aumentando com a redução do “ $e$ ”. Apresenta-se como possível explicação a hipótese de que a mudança na estrutura do solo, devido à adição de asfalto, promove a redução do índice de vazios, no entanto, estes aparecem na mistura na forma de macroporos, facilitando o fluxo. Nas Figuras é possível a visualização de quatro grandes grupos, onde três deles refletem as condições de cura e o outro está relacionado às condições de moldagem.

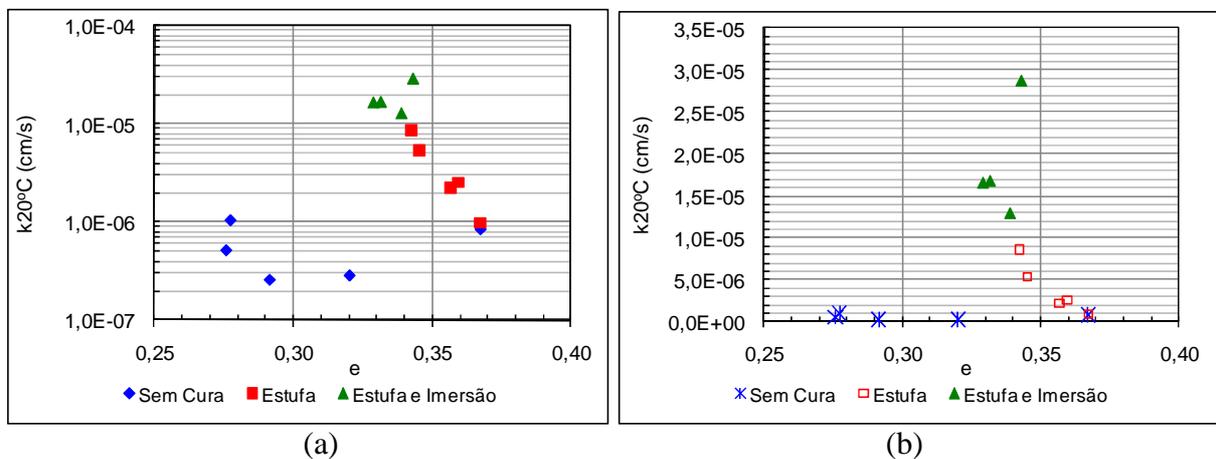


Figura 5.47 - Variação da permeabilidade com o índice de vazios - Solo Peixe: a) em escala log; b) em escala decimal.

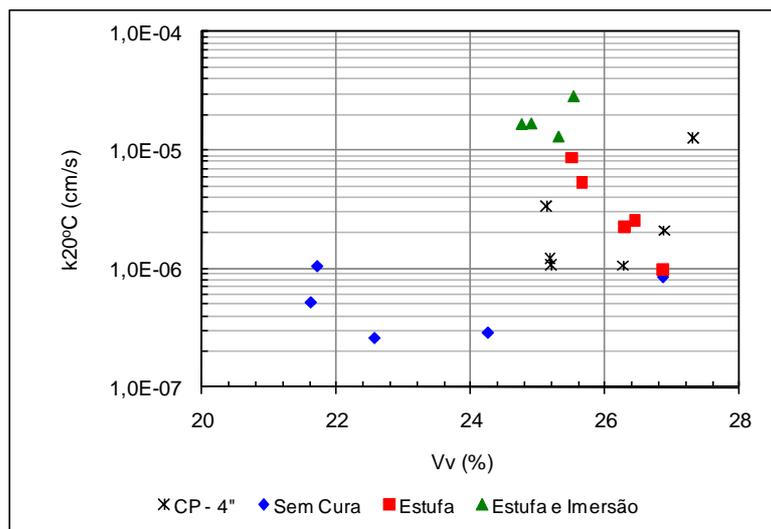


Figura 5.48 - Variação da permeabilidade com o volume de vazios - Solo Peixe.

As Figuras 5.49a e 5.49b mostram a variação da permeabilidade com a umidade antes do ensaio e com a umidade final de ensaio. Pode-se afirmar que, de certa forma, a umidade

final do ensaio reflete a permeabilidade obtida, visto haver uma suave tendência para a condição estufa de se ter maiores valores de permeabilidade para umidades finais maiores. Já os ensaios na condição estufa e imersão, a umidade final está relacionada à maior ou menor mudança de estrutura durante a imersão, a qual depende do teor de emulsão empregado.

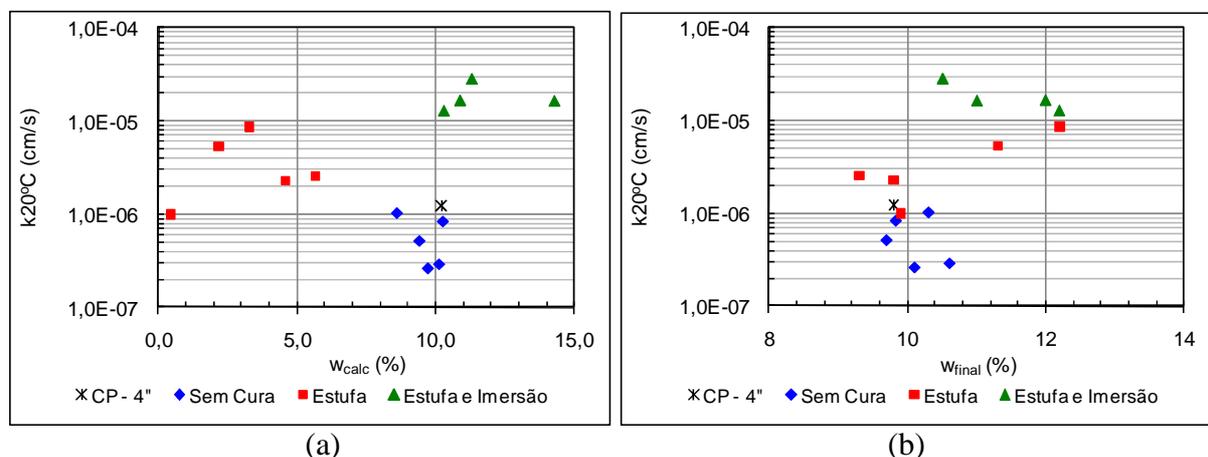


Figura 5.49 - Variação da permeabilidade - Solo Peixe, com: a) a umidade após a cura; b) a umidade após o ensaio.

### 5.3.3 Solo Corumbá

Para o solo Corumbá foi feita análise semelhante à apresentada para o solo Peixe, ou seja, primeiramente verificou-se a variação da permeabilidade com o tempo de ensaio, conforme apresentado nas Figuras 5.50. Os valores de permeabilidade indicados na Tabela 5.5 referem-se à média das dez primeiras leituras. Tal medida foi adotada visando evitar a utilização de valores após o corpo de prova sofrer a ação da expansão da bentonita que é mais expressiva, quanto maior a permanência da mesma em presença da água e, portanto, quanto maior o tempo de ensaio.

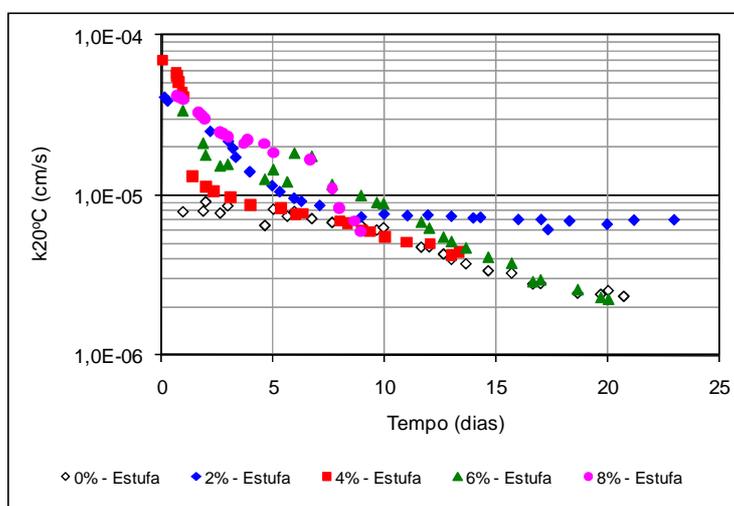


Figura 5.50 - Variação da permeabilidade com o tempo de ensaio - Solo Corumbá - estufa.

Os maiores valores de permeabilidade no início das leituras podem estar indicando que os corpos de prova ainda não estavam saturados. No entanto, cabe observar que durante a realização de todos os ensaios teve-se o cuidado de, antes de iniciar as leituras, submeter o conjunto à percolação por fluxo ascendente, até que a água surgisse no topo do permeâmetro.

De forma geral verifica-se que a permeabilidade do solo Corumbá em estado natural é um pouco menor que as demais. Uma possível explicação é a maior orientação das partículas para o solo natural observada na análise da microestrutura.

Observa-se que os valores de permeabilidade das misturas solo-emulsão, apresentados na Tabela 5.5, estão muito próximos e apenas o solo natural apresentou valor ligeiramente menor que os demais.

Tabela 5.5 - Resultados dos ensaios de permeabilidade para o solo Corumbá com emulsão.

Condições Moldagem	Teor (%)	N <sup>o</sup> Cam.	W <sub>(após cura)</sub> (%)	γ <sub>d</sub> (após cura) (kN/m <sup>3</sup> )	k <sub>20°C</sub> (cm/s)	γ <sub>pond</sub>	e <sub>(após cura)</sub>
Estufa	0	5	1,6	15,57	7,9E-06	27,00	0,734
	2	5	2,3	15,42	3,0E-05	26,45	0,715
	4	5	4,4	15,15	3,6E-05	25,93	0,712
	6	5	5,8	14,90	1,8E-05	25,44	0,707
	8	5	7,4	14,58	3,1E-05	24,98	0,714

As Figuras 5.51a e 5.51b mostram, respectivamente, a variação da permeabilidade com o teor de emulsão e com o volume de vazios. Na Figura 5.51b foram plotados também os valores de permeabilidade obtidos para ensaios com corpos de prova de 4" de diâmetro (mostrados no item 5.1.2). A relação entre permeabilidade e o volume de vazios é influenciada por fatores como diferentes umidades de moldagem e alterações na microestrutura das misturas provocadas pela emulsão asfáltica. Nos ensaios para a condição estufa, exceto para o teor de 6%, verificou-se que k tende a diminuir com o volume de vazios.

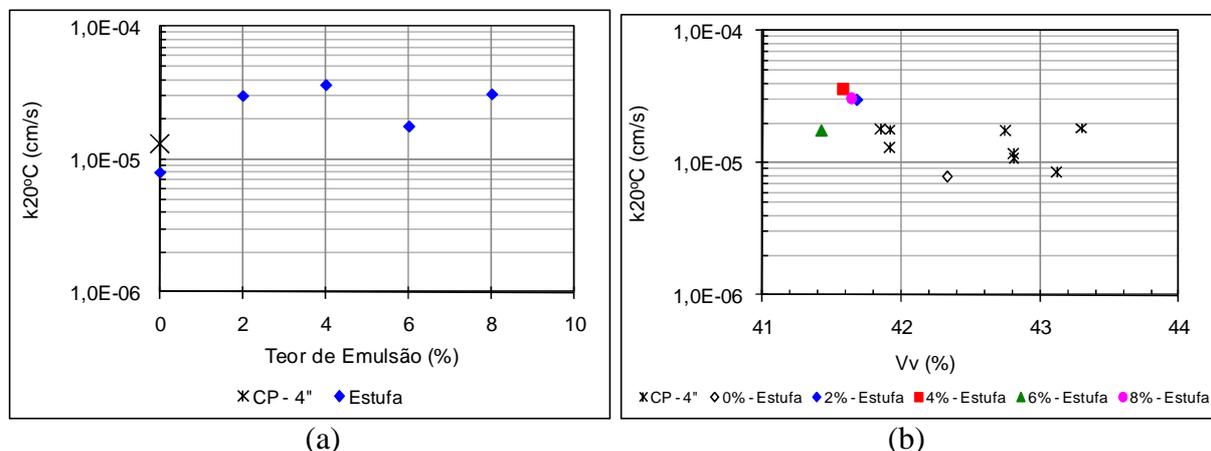


Figura 5.51 - Variação da permeabilidade - Solo Corumbá, com: a) o teor de emulsão; b) o volume de vazios.

A Figura 5.52 mostra a relação da permeabilidade com o índice de vazios, nota-se que os teores de 2, 4 e 8% apresentaram praticamente os mesmos valores de índices de vazios e mesmas permeabilidades, no entanto o solo natural, mesmo com índice de vazios maior apresentou menor permeabilidade. Isso poderia ser explicado pelo fato de que a emulsão estaria aglutinando os finos do solo e gerando macroporos mais favoráveis ao fluxo.

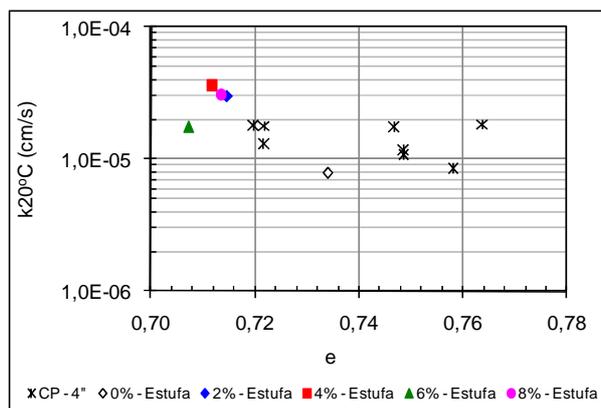


Figura 5.52 - Variação da permeabilidade com o índice de vazios - Solo Corumbá.

A variação da permeabilidade com as umidades antes do ensaio e após o ensaio pode ser observada nas Figuras 5.53a e 5.53b. Certa relação com a umidade final pode ser verificada para os teores de 2, 4 e 6% de emulsão. Já o teor de 8% apresentou valores de umidade menores, provavelmente porque o tempo de ensaio foi bem menor que os outros (praticamente a metade). Também para o solo Corumbá ocorre a tendência de maiores valores de  $k$  para maiores valores de umidade final, o que estaria correto, pois umidade final corresponde ao volume de vazios final.

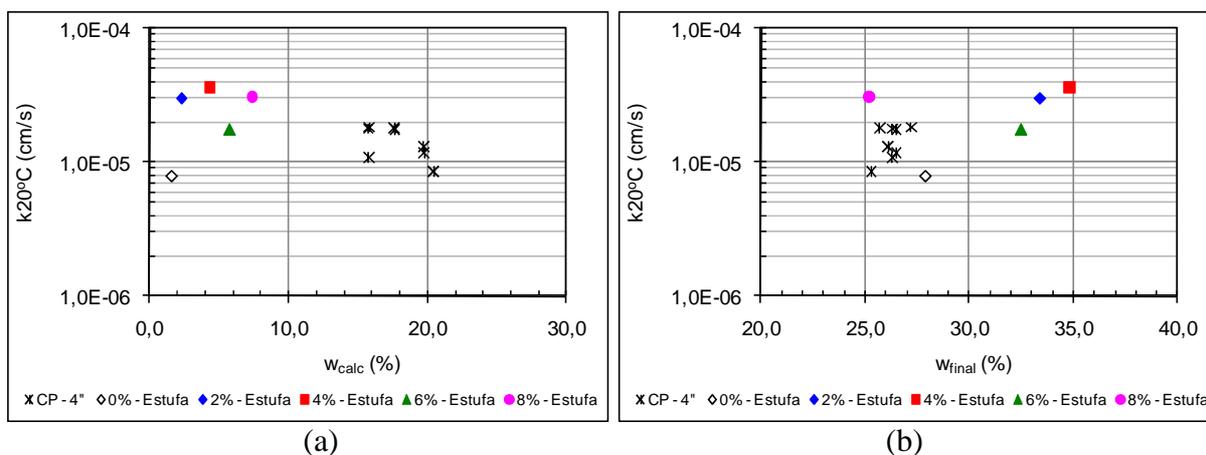


Figura 5.53 - Variação da permeabilidade do solo Corumbá com: a) a umidade após a cura; b) a umidade após o ensaio.

### 5.3.4 Solo Goiânia

Também para o solo Goiânia foi observada a variação da permeabilidade com o tempo (Figura 5.54) e em vista das alterações promovidas pela expansão da bentonita, a permeabilidade média, apresentada na Tabela 5.6, consiste na média das dez primeiras leituras.

Para o solo Goiânia, o menor valor de permeabilidade foi obtido para o solo com 4% de emulsão, cerca de seis vezes menor que a permeabilidade do solo natural.

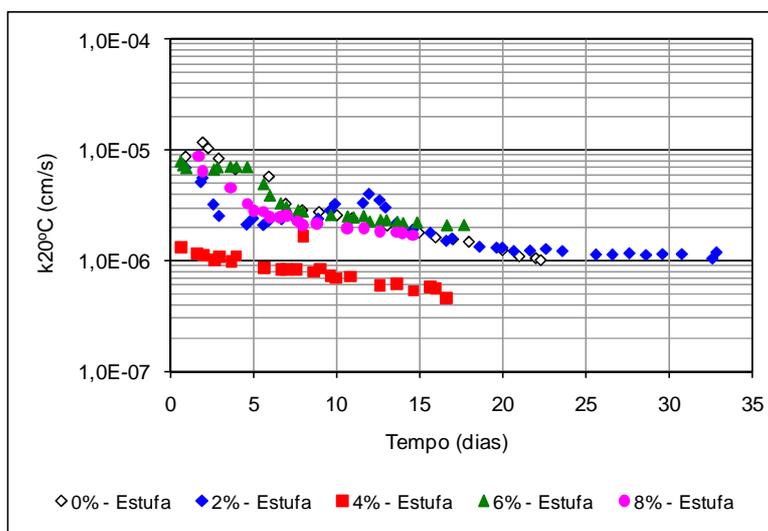


Figura 5.54 - Variação da permeabilidade com o tempo de ensaio - Solo Goiânia - estufa.

Tabela 5.6 - Resultados dos ensaios de permeabilidade para o solo Goiânia com emulsão.

Condições Moldagem	Teor (%)	N <sup>o</sup> Cam.	w <sub>(após cura)</sub> (%)	γ <sub>d</sub> (após cura) (kN/m <sup>3</sup> )	k <sub>20°C</sub> (cm/s)	γ <sub>pond</sub>	e <sub>(após cura)</sub>
Estufa	0	5	4,2	16,60	6,2E-06	27,78	0,674
	2	5	6,6	16,64	3,5E-06	27,19	0,634
	4	5	9,1	16,27	1,0E-06	26,63	0,637
	6	5	10,9	15,80	6,5E-06	26,11	0,652
	8	5	12,1	15,44	3,8E-06	25,62	0,659

Nas Figuras 5.55a e 5.55b podem ser verificadas a variação da permeabilidade com o teor de emulsão e com o volume de vazios. Verifica-se, para a condição estufa, uma suave tendência de aumento da permeabilidade com o aumento do volume de vazios.

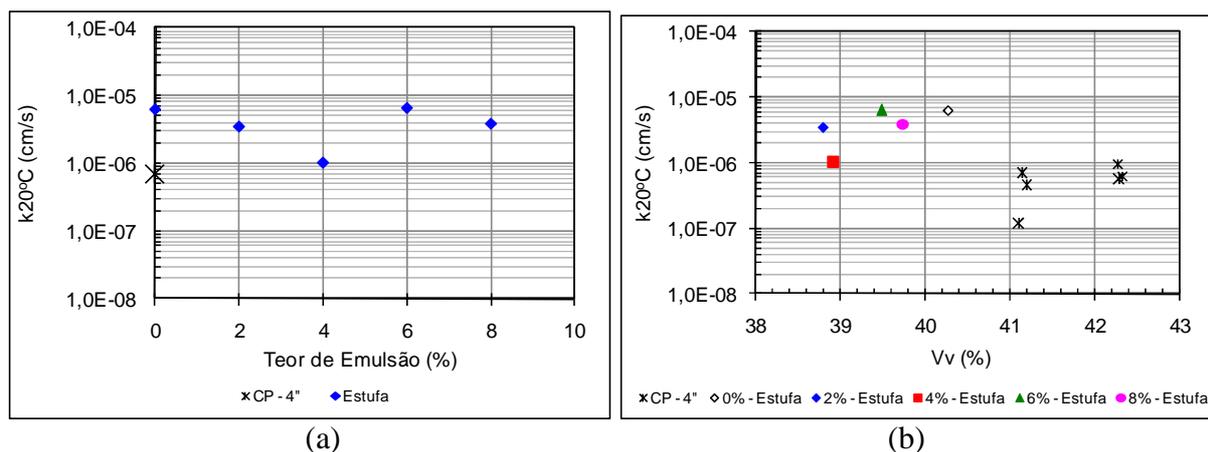


Figura 5.55 - Variação da permeabilidade do solo Goiânia: a) com o teor de emulsão; b) com o volume de vazios.

Na Figura 5.56 é mostrado o gráfico com o índice de vazios. Também para o índice de vazios pode-se verificar certa tendência de aumento da permeabilidade com o aumento do índice de vazios (para a condição “estufa”).

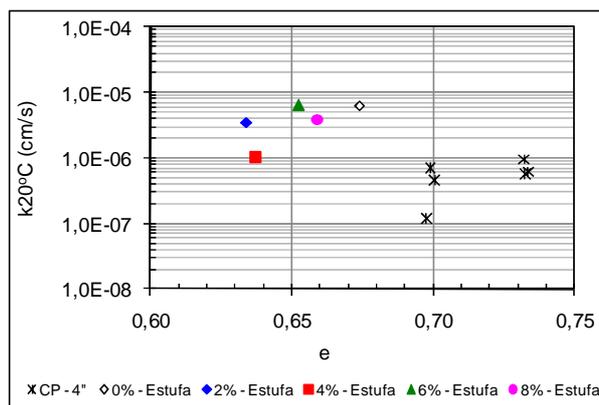


Figura 5.56 - Variação da permeabilidade com o índice de vazios - solo Goiânia.

As Figuras 5.57a e 5.57b mostram a variação da permeabilidade com a umidade após a cura (antes do ensaio) e com a umidade final de ensaio. Também para o solo Goiânia, para a condição estufa, percebe-se que a umidade final reflete a permeabilidade obtida, visto que maiores permeabilidades são verificadas para os ensaios com maior umidade, o que mostra a maior quantidade de água no interior do corpo de prova no final do ensaio. Em resumo: maior umidade final indica que o corpo de prova encontra-se com maior índice de vazios, apresentando-se, portanto, mais permeável.

Cabe comentar que ensaios de 4'', apresentados nas Figuras 5.57, são apenas para efeito de comparação, a análise dos mesmos foi apresentada no item 5.2 e refletem as condições de moldagem (umidade e peso específico).

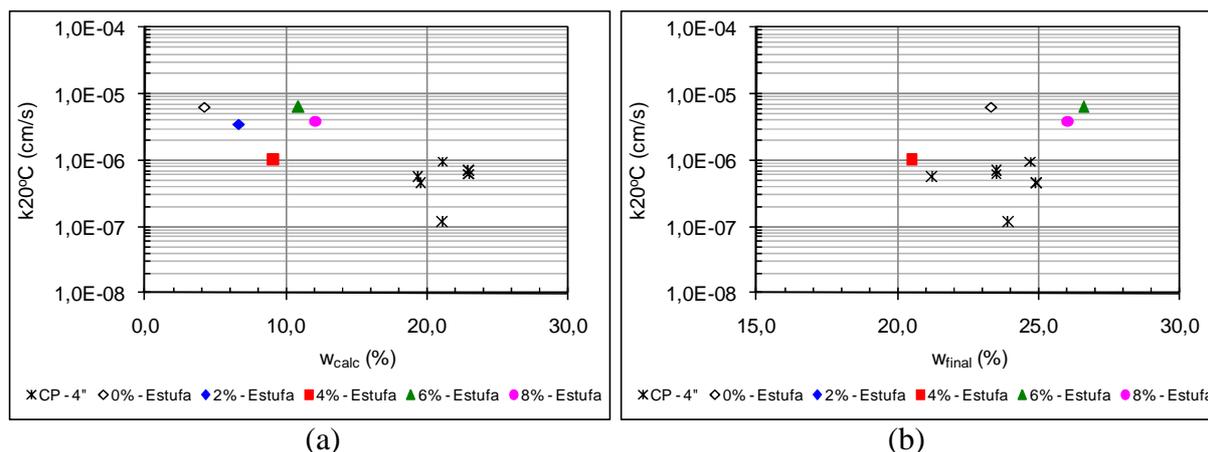


Figura 5.57 - Variação da permeabilidade do solo Goiânia com: a) a umidade após a cura; b) a umidade após o ensaio.

#### 5.4 PERMEABILIDADE - PERMEÂMETRO PVC

Os ensaios de permeabilidade em permeâmetro de PVC foram realizados para os solos Peixe e Corumbá nos teores de 0, 4 e 8% de emulsão. No entanto, o solo Corumbá natural (0% de emulsão) ao entrar em contato com a água desagregou-se, não oferecendo nenhuma resistência ao fluxo, e a água passou livremente. Essa observação é importante, pois mostra que a emulsão conferiu estabilidade estrutural a este solo.

As amostras foram compactadas diretamente no permeâmetro e foram submetidos à secagem em estufa à 40° C. O ensaio para o solo Goiânia chegou a ser montado, entretanto, devido a retração da amostra e surgimento de um grande espaço entre a parede do tubo e a mesma, tornou-se inviável a continuidade do ensaio para este solo.

Para os ensaios realizados, conforme mostrado no item 3.16, foi feito o teste do corante e verificado, ao final dos ensaios, a passagem da água na interface solo-molde. Este fato justifica os altos valores de permeabilidade obtidos, mostrados na Figura 5.58 e Tabela 5.7.

Os valores de permeabilidade obtidos em permeâmetro com uso de bentonita para o solo Peixe, seco em estufa, mostrados na Tabela 5.4 variavam de  $9,9 \times 10^{-7}$  a  $2,2 \times 10^{-6}$  cm/s, enquanto no permeâmetro de PVC foram obtidos valores entre  $2,8 \times 10^{-5}$  a  $1,2 \times 10^{-4}$  cm/s, confirmando a ocorrência de fluxo preferencial na interface entre o solo e o permeâmetro.

Já para o solo Corumbá os valores de permeabilidade obtidos com o permeâmetro de PVC se aproximaram daqueles que foram obtidos com o permeâmetro com uso de bentonita, mostrados na Tabela 5.5 (na ordem de  $3 \times 10^{-5}$  cm/s). O melhor desempenho do ensaio neste

caso pode estar associado à expansão do solo na fase inicial do ensaio, o que não teria sido o caso para os solos Peixe e Goiânia.

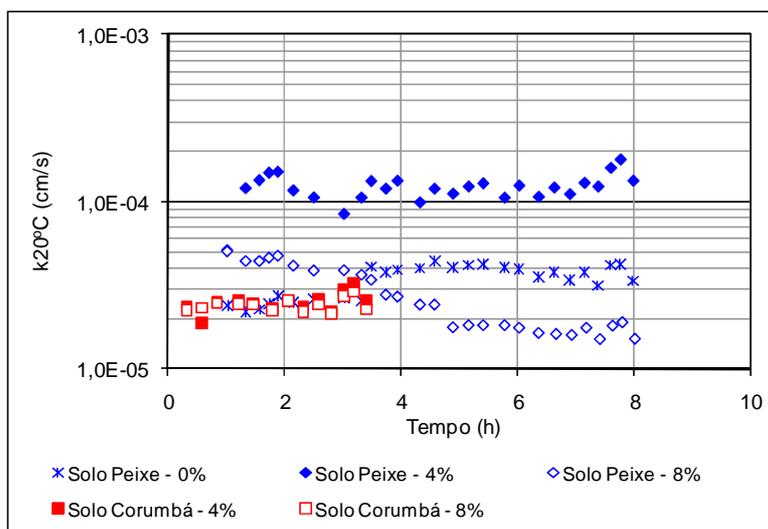


Figura 5.58 - Variação da permeabilidade com o tempo de ensaio - solos Peixe e Corumbá.

Tabela 5.7 - Resultados dos ensaios de permeabilidade em permeâmetro de PVC.

Solo	Teor (%)	$W_{\text{(após cura)}}$ (%)	$\gamma_d$ (após cura) ( $\text{kN/m}^3$ )	$k_{20^{\circ}\text{C}}$ (cm/s)	$\gamma_{\text{pond}}$	$e_{\text{(após cura)}}$
Solo Peixe	0	4,3	19,39	$3,4\text{E}-05$	25,97	0,339
	4	6,5	18,76	$1,2\text{E}-04$	25,00	0,332
	8	7,9	17,83	$2,8\text{E}-05$	24,14	0,353
Solo Corumbá	4	12,1	15,56	$2,5\text{E}-05$	25,93	0,667
	8	14,7	14,91	$2,4\text{E}-05$	24,98	0,676

As relações entre a permeabilidade e a umidade antes do ensaio podem ser observadas na Figura 5.59a, enquanto a variação com o índice de vazios é mostrada na Figura 5.59b.

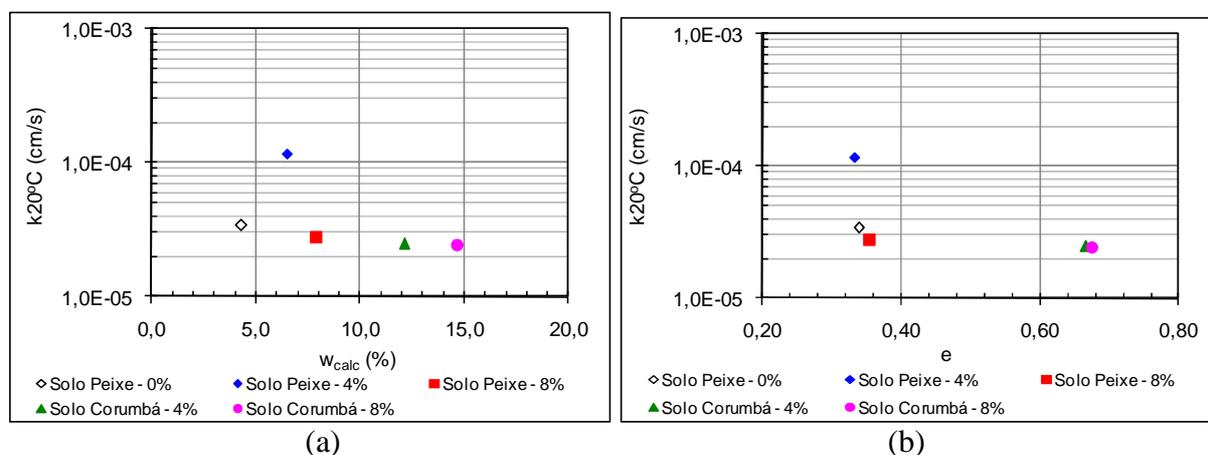


Figura 5.59 - Variação da permeabilidade: a) com a umidade após a cura; b) com o índice de vazios.

## 5.5 PERMEABILIDADE NO TRIAXIAL

Os ensaios de permeabilidade no triaxial foram realizados conforme descrito no item 3.15. Foram obtidos valores de permeabilidade após a aplicação das tensões 50, 100 e 200 kPa. A aplicação da tensão visa manter a membrana colada ao corpo de prova impedindo a passagem de água.

Os resultados obtidos para este ensaio são mostrados na Tabela 5.8 e Figuras 5.60, 5.61 e 5.62. Também neste ensaio não foi verificada redução expressiva da permeabilidade com a adição de material asfáltico. A principal hipótese é que o asfalto reduz o índice de vazios, ao preencher os microporos, de forma que permanecem macroporos que facilitam a passagem da água, sendo obtidos maiores valores de permeabilidade.

Para o solo Peixe a emulsão gerou significativo aumento da permeabilidade, explicado, em parte nos ensaios de sucção (Figura 5.4), os quais mostraram o aumento no volume de macroporos com a adição de material asfáltico.

Verifica-se que o solo Goiânia não teve a permeabilidade afetada e que, apesar de não ficar definida a variação para o solo Corumbá, nele a permeabilidade tendeu a diminuir mais com o aumento da tensão confinante.

Tabela 5.8 Resultados dos ensaios de permeabilidade no triaxial.

Solo	Teor (%)	$w_{(após\ cura)}$ (%)	$\gamma_d$ (após cura) (kN/m <sup>3</sup> )	50kPa		100kPa		200kPa	
				Vv	k20°C	Vv	k20°C	Vv	k20°C
				(%)	(cm/s)	(%)	(cm/s)	(%)	(cm/s)
Solo Peixe	0	3,3	19,10	26,0	3,7E-06	25,3	2,6E-06	25,0	2,1E-06
	8	7,0	17,99	21,6	6,6E-05	20,5	6,6E-05	20,2	5,2E-05
Solo Corumbá	0	8,6	15,42	42,4	5,9E-06	38,5	5,0E-06	35,3	3,3E-06
	8A	12,3	14,49	37,6	1,8E-05	34,1	2,1E-06	30,9	2,6E-07
	8B	12,6	14,45	38,1	2,9E-05	34,8	2,0E-05	31,3	1,1E-05
Solo Goiânia	0	13,4	18,42	20,1	2,2E-06	20,4	2,1E-06	19,9	2,1E-06
	8	17,0	15,49	34,3	1,8E-06	34,3	1,4E-06	29,7	1,1E-06

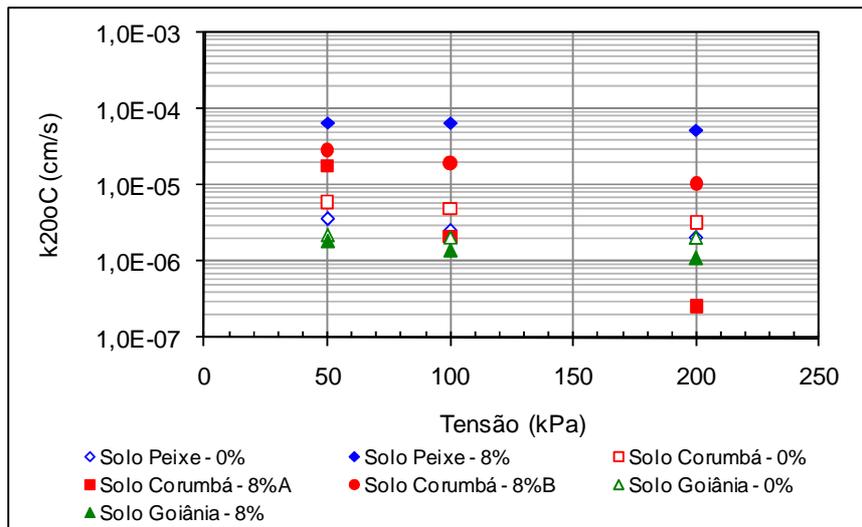


Figura 5.60 - Variação da permeabilidade com a contrapressão aplicada.

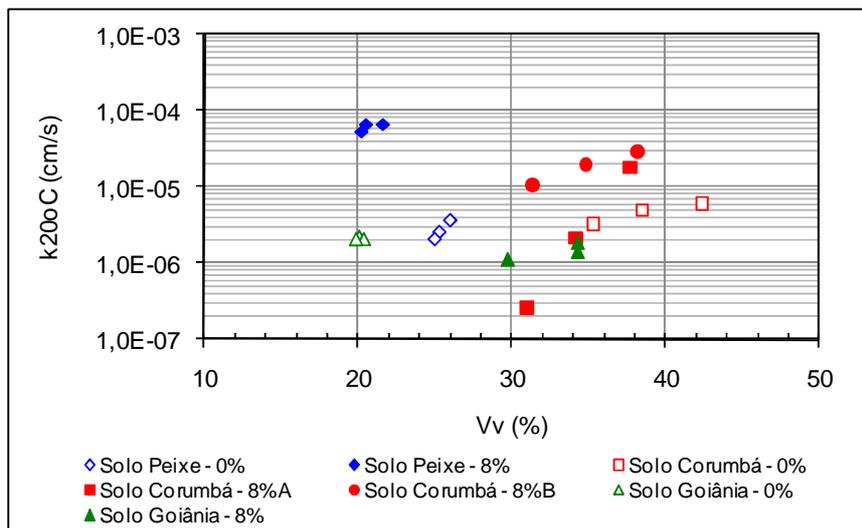


Figura 5.61 - Variação da permeabilidade com o volume de vazios.

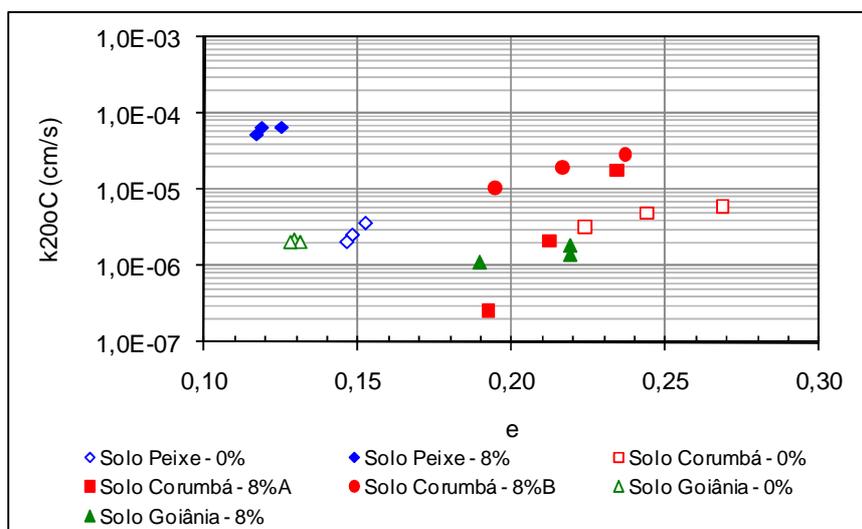


Figura 5.62 - Variação da permeabilidade com o índice de vazios.

## 5.6 PERMEABILIDADE NO ADENSAMENTO

A Tabela 5.9 e a Figura 5.63 apresentam os resultados de permeabilidade, para o solo Peixe nos teores de 0 e 8% de emulsão, medidos durante o ensaio de adensamento. Foram verificadas as permeabilidades após a aplicação das tensões: 25, 50, 100 e 200 kPa.

Para as condições ensaiadas, foi observada que apesar de submetido a adensamento, a permeabilidade está um pouco maior que a obtida para o ensaio de permeabilidade em permeâmetro com uso de bentonita, mostrados na Tabela 5.4 e cujos valores para o solo Peixe, seco em estufa variavam de  $9,9 \times 10^{-7}$  a  $2,2 \times 10^{-6}$  cm/s. Verificou-se ainda certa redução da permeabilidade com a adição da emulsão asfáltica. Acredita-se que com o adensamento, o rearranjo dos grãos permitiu o fechamento de macroporos, possibilitando, portanto, que o efeito impermeabilizante do material asfáltico reduzisse a passagem de água.

Tabela 5.9 - Permeabilidade no adensamento - Solo Peixe.

Teor (%)	Tensão (kPa)	e	k <sub>20° C</sub> (cm/s)
Solo Peixe - 0%	25	0,318	8,7E-05
	50	0,315	6,5E-05
	100	0,311	3,6E-05
	200	0,302	2,8E-05
Solo Peixe - 8%	25	0,221	1,5E-05
	50	0,215	1,4E-05
	100	0,205	8,8E-06
	200	0,196	4,9E-06

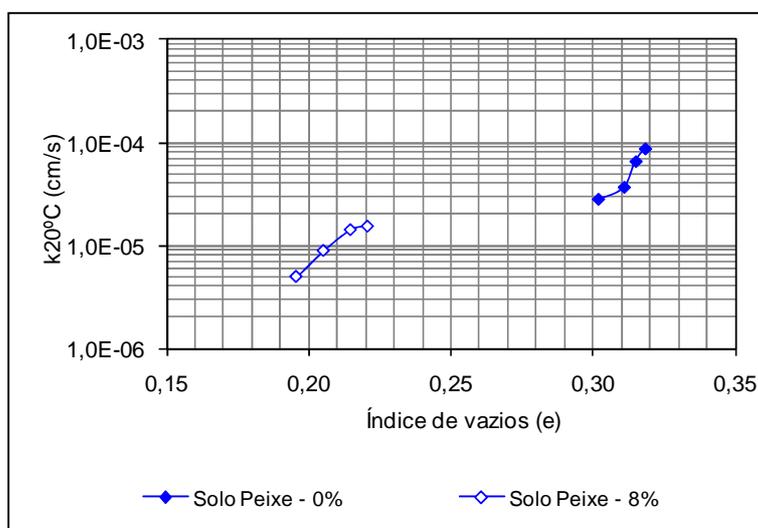


Figura 5.63 - Permeabilidade no Adensamento - Solo Peixe.

Na Tabela 5.10 e Figura 5.64 são apresentados os resultados dos ensaios de permeabilidade medidos durante a realização do ensaio de adensamento. Para este ensaio, com a adição da emulsão verificou-se maiores valores de permeabilidade, no entanto, cabe observar que o ensaio realizado para o solo natural foi feito com material passado na peneira nº 4, ou seja com a granulometria maior que o outro ensaio, que foi realizado com material passado na peneira nº 10.

Tabela 5.10 - Permeabilidade no adensamento - Solo Corumbá.

Teor (%)	Tensão (kPa)	e	k <sub>20° C</sub> (cm/s)
Solo Corumbá - 0%	25	0,707	1,2E-05
	50	0,689	1,1E-05
	100	0,666	1,0E-05
	200	0,640	7,6E-06
Solo Corumbá - 8%	25	0,656	3,0E-05
	50	0,638	2,7E-05
	100	0,607	1,4E-05
	200	0,568	9,9E-06

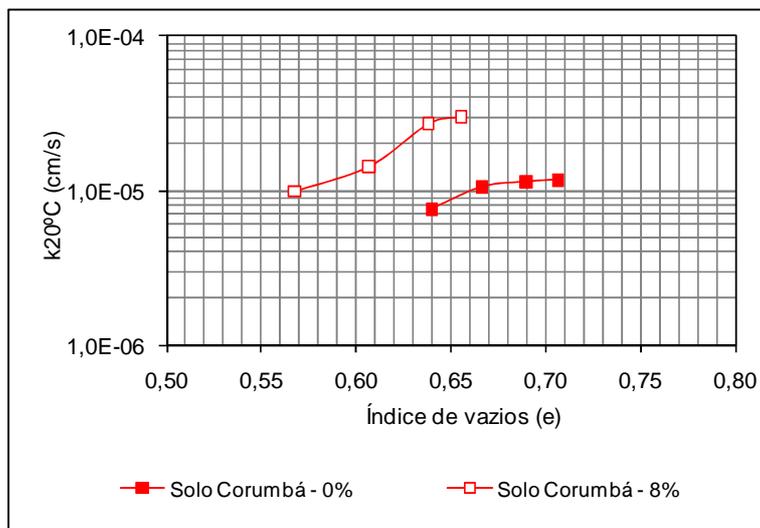


Figura 5.64 - Permeabilidade no Adensamento - Solo Corumbá.

Para o solo Goiânia (Tabela 5.11 e Figura 5.65) a adição de emulsão asfáltica resultou em uma redução da permeabilidade na ordem de 100 vezes a permeabilidade do solo natural. É possível que a redução de permeabilidade observada nos solos Peixe e Goiânia esteja relacionada com a maior deformabilidade após a adição de material asfáltico, que permite que haja o rearranjo dos grãos, mesmo com o menor valor de tensão (25 kPa) aplicada, possibilitando a redução dos macroporos.

Tabela 5.11 - Permeabilidade no adensamento - Solo Goiânia.

Teor (%)	Tensão (kPa)	e	k <sub>20°C</sub> (cm/s)
Solo Goiânia - 0%	25	0,678	1,4E-06
	50	0,672	1,2E-06
	100	0,663	1,2E-06
	200	0,653	1,2E-06
Solo Goiânia - 8%	25	0,531	2,6E-07
	50	0,522	2,3E-07
	100	0,508	2,0E-07
	200	0,491	1,7E-07

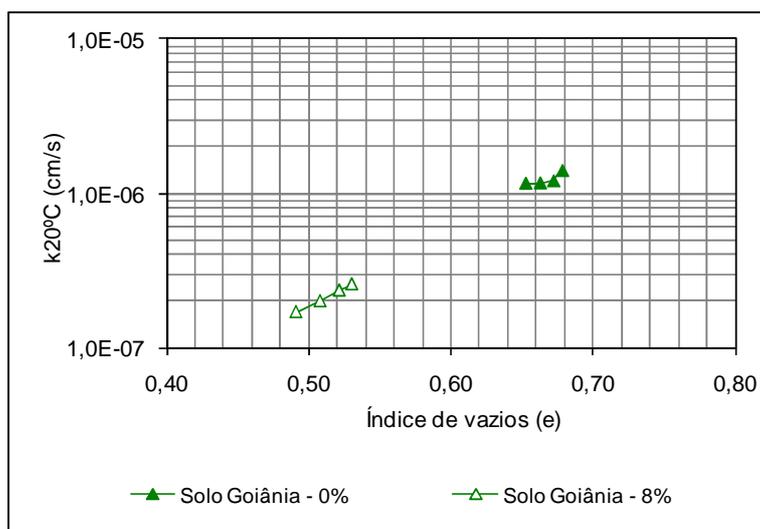


Figura 5.65 - Permeabilidade no Adensamento - Solo Goiânia.

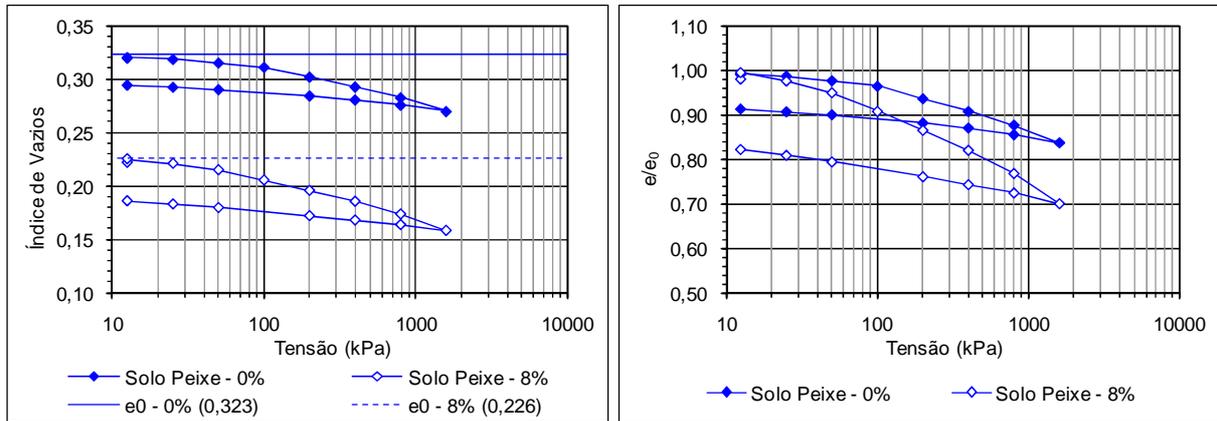
## 5.7 ENSAIOS DE ADENSAMENTO

Na Tabela 5.12 são apresentadas as condições de moldagem de cada ensaio, o índice de vazios inicial e o índice de expansão calculado no trecho inicial ( $C_s$ ) e no descarregamento ( $C_{sd}$ ) das curvas de adensamento.

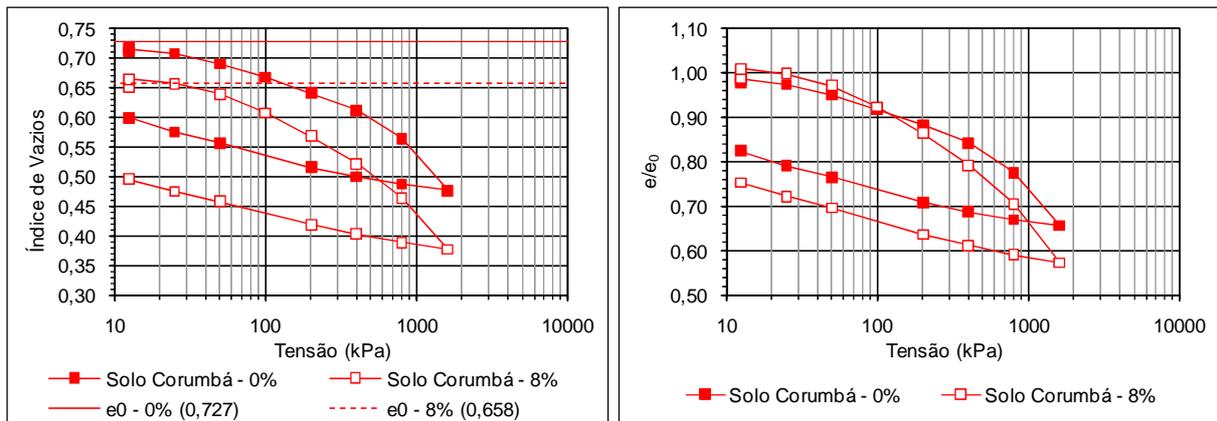
Tabela 5.12 - Ensaio de adensamento.

Solo	Teor (%)	GC (%)	w-w <sub>ot</sub> (%)	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	e <sub>inicial</sub> -	C <sub>s</sub> -
Solo Peixe	0	101	-1,2	9,1	19,64	0,323	0,012
	8	104	-8,5	1,3	19,68	0,226	0,013
Solo Corumbá	0	97	-1,9	17,6	15,70	0,727	0,058
	8	96	-13,8	3,6	15,07	0,658	0,056
Solo Goiânia	0	99	0,7	20,8	16,44	0,690	0,015
	8	107	-12,8	6,4	17,05	0,503	0,020

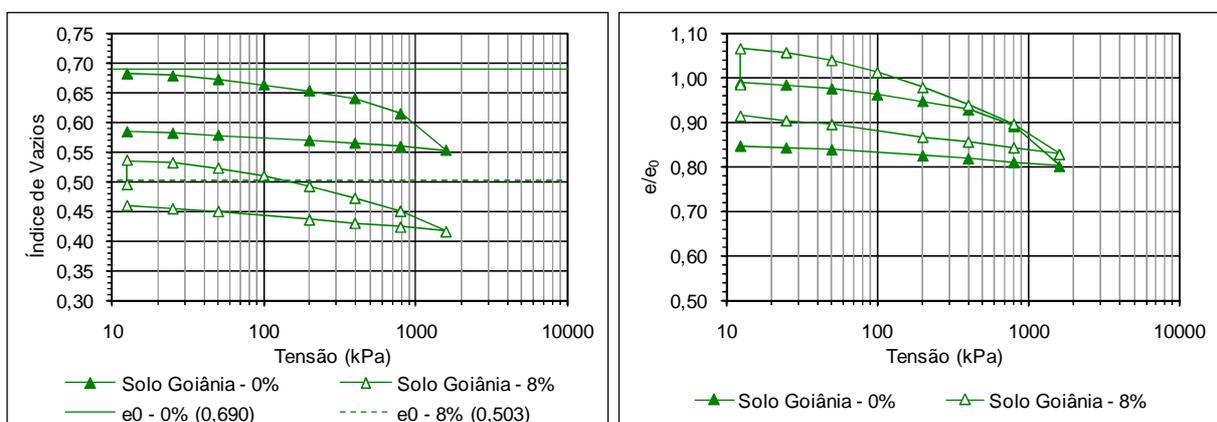
As Figuras 5.66a, 5.67a e 5.68a apresentam, respectivamente, as curvas de compressibilidade obtidas para os solos Peixe, Corumbá e Goiânia. As Figuras 5.66b, 5.67b e 5.68b mostram as curvas de compressibilidade transformadas em relação ao índice de vazios inicial de cada corpo de prova. Esta normalização é importante por permitir a comparação visual mais direta dos resultados.



(a) (b)  
Figura 5.66 - Ensaios de Adensamento - Solo Peixe - 0% e 8%.



(a) (b)  
Figura 5.67 - Ensaios de Adensamento - Solo Corumbá - 0% e 8%.



(a) (b)  
Figura 5.68 - Ensaios de Adensamento - Solo Goiânia - 0% e 8%.

Visualiza-se nos gráficos tensão *versus* índice de vazios que, para o nível de tensão aplicado, não foi definida a reta virgem, impossibilitando assim a determinação da tensão de pré-adensamento e o cálculo do coeficiente de compressibilidade ( $C_c$ ). Este comportamento se deve à compactação, ou seja, ao ser compactado, o solo esteve sujeito a tensões maiores que as aplicadas durante o ensaio de adensamento.

O índice de expansão ( $C_s$ ) calculado consiste na inclinação da reta formada pelo ponto da máxima tensão (1600 kPa) e o último ponto do descarregamento (12,5 kPa). Os maiores valores de  $C_s$  foram obtidos para o solo Corumbá (0,058 e 0,056) e estão relacionados à maior compressibilidade destes solos.

Comparando-se os índices de vazios iniciais dos solos naturais e estabilizados com adição de material asfáltico, verifica-se que estes últimos possuem valores menores, isto se deve primeiramente ao próprio índice de vazios obtido na compactação e reproduzido durante a moldagem do corpo de prova, o qual é menor para o solo estabilizado (visto o material asfáltico estar ocupando espaço antes ocupado pelo ar). Pode-se acrescentar ainda o efeito da cura em estufa à 40° C, que causa certa retração fazendo com que os corpos de prova atinjam índices de vazios ainda menores.

Verificou-se no resultado obtido para o solo Goiânia com 8% de emulsão, mostrado na Figura 5.68a, considerável expansão após a inundação da amostra (tensão de 12,5 kPa). Tal comportamento se deve à metodologia empregada antes da realização do ensaio, em que o corpo de prova esteve submetido à secagem em estufa à 40° C (de forma a possibilitar a ruptura da emulsão asfáltica), para depois se proceder a cravação do cilindro utilizado no ensaio de adensamento. O comportamento verificado é característico dos solos lateríticos, ou seja, após sofrer retração por secagem o solo sofre expansão quando inundado.

Com auxílio das curvas transformadas em relação ao índice de vazios inicial é possível comparar a deformabilidade dos solos naturais e estabilizados, verificando-se que as amostras com emulsão asfáltica possuem maior compressibilidade, ou seja, um mesmo acréscimo de tensão causa maiores variações do índice de vazios para a amostra com material asfáltico. Tal comportamento se deve ao rearranjo dos grãos possibilitado pelo material asfáltico.

## **5.8 ENSAIOS TRIAXIAIS - $CU_{SAT}$**

Os ensaios triaxiais realizados com as amostras em estudo foram do tipo CU (*consolidated undrained*), saturados e com medição de poropressão. Para obtenção da

envoltória de resistência foram realizados ensaios em quatro diferentes tensões confinantes ( $\sigma_3$ ): 50, 100, 200 e 400 kPa.

Para cada solo foi realizado um ensaio com o solo natural e um ensaio com adição de 8% de emulsão. Em todos os casos tomou-se como referência a umidade ótima e peso específico aparente seco máximo obtidos no ensaio Proctor Normal. Apenas nos ensaios com emulsão asfáltica foi utilizado o processo de cura em estufa à 40° C por 24 h de forma a garantir a ruptura da emulsão asfáltica. Nos ensaios submetidos à secagem foram obtidos baixos valores de umidades, os quais se referem ao teor de umidade após a evaporação.

Dois dos ensaios apresentados neste item foram realizados por outros autores que também estudaram os solos Goiânia e Corumbá, quais sejam: a) ensaio  $CU_{SAT}$  para o solo Corumbá com 0% de emulsão foi realizado por Aguiar (2010) e b) ensaio  $CU_{SAT}$  para o solo Goiânia com 0% de emulsão foi realizado por Aquino (2008).

### 5.8.1 Modelo Hiperbólico

Por meio do modelo hiperbólico proposto por Duncan & Chang (1970) as curvas tensão-deformação obtidas nos ensaios triaxiais foram ajustadas, aproximadamente, a hipérboles, cuja forma geométrica é mostrada na Figura 5.69.

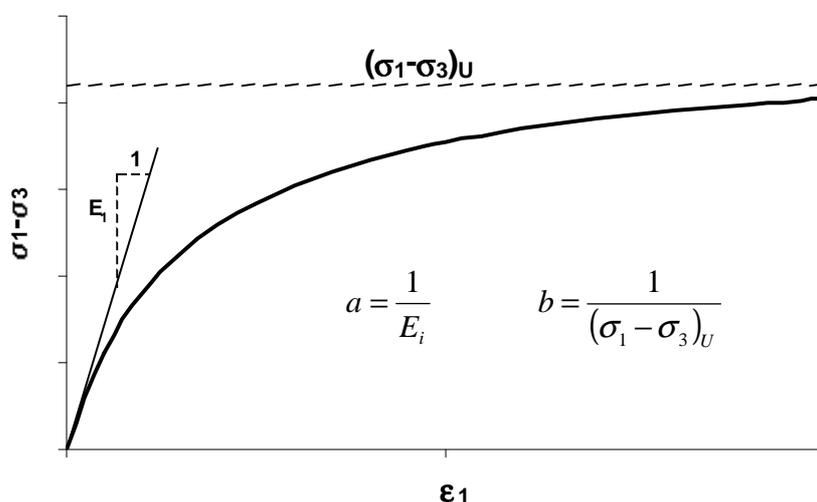


Figura 5.69 - Curva tensão-deformação hiperbólica.

As curvas tensão-deformação hiperbólicas obtidas são representadas por equações do tipo:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad (5.1)$$

Onde:

$(\sigma_1 - \sigma_3)$  = tensão desvio;

$\varepsilon_1$  = deformação axial;

$a$  e  $b$  = constantes cujos valores podem ser determinados experimentalmente.

O significado físico de ambas as constantes pode ser visualizado no gráfico da Figura 5.69. A constante “ $a$ ” corresponde ao inverso do módulo tangente inicial da curva tensão-deformação ( $E_i$ ) e a constante “ $b$ ” corresponde ao inverso da assíntota da hipérbole, cujo valor é igual a  $(\sigma_1 - \sigma_3)_U$ .

Os valores de “ $a$ ” e “ $b$ ”, para uma dada curva tensão x deformação, podem ser determinados através da transformação da equação apresentada a seguir em uma relação linear entre  $\varepsilon/(\sigma_1 - \sigma_3)$  e  $\varepsilon$  (Duncan & Chang, 1970).

Após o ajuste da curva hiperbólica à curva experimental é possível determinar o coeficiente de ruptura,  $R_f$ . O valor  $R_f$  é determinado relacionando-se o valor assintótico, obtido na curva hiperbólica, com a tensão máxima obtida para o solo, no ensaio triaxial.

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_R}{(\sigma_1 - \sigma_3)_U} \quad (5.2)$$

Onde:

$(\sigma_1 - \sigma_3)_R$  = tensão desvio máxima (ruptura);

$(\sigma_1 - \sigma_3)_U$  = valor assintótico da tensão desvio (curva hiperbólica);

$R_f$  = coeficiente de ruptura.

Normalmente, exceto no caso de ensaios não-consolidados, não-drenados (UU), o aumento da tensão confinante ( $\sigma_3$ ) conduz a um aumento da rigidez inicial ( $E_i$ ) e da tensão desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) (Duncan & Chang, 1970). Estudos experimentais realizados por Jambu (1963), citado por Duncan & Chang (1970), mostraram que a relação entre o módulo tangente inicial e a tensão confinante pode ser expressa pela equação:

$$E_i = kPa \left( \frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad (5.3)$$

Onde:

$E_i$  = módulo tangente inicial;

$\sigma_3$  = tensão confinante;

$Pa$  = pressão atmosférica;

$k$  = módulo de elasticidade inicial para um  $\sigma_3$  igual a 1 atmosfera;

$n$  = variação do módulo de elasticidade inicial com  $\sigma_3$ .

### 5.8.2 Solo Peixe

Na Tabela 5.13 são apresentadas as características de moldagem dos corpos de prova, além da tensão desvio máxima e o módulo secante a 50% obtidos nas curvas tensão-deformação, as quais estão apresentadas nas Figuras 5.70a e 5.70b.

Tabela 5.13 - Características de moldagem, tensão desvio máxima - CUSat - Solo Peixe.

Ensaio	$\sigma_3$ (kPa)	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ (kPa)	Defor. Axial (%)	Módulo Sec. 50% (MPa)
Solo Peixe 0% emulsão	49	10,3	19,43	0,336	708	8,22	28,8
	98	10,4	19,42	0,337	899	7,50	36,8
	196	10,2	19,45	0,335	1317	10,07	89,0
	392	10,3	19,43	0,336	1697	12,24	111,6
Solo Peixe 8% emulsão	49	5,5	17,95	0,345	332	20,20	27,2
	98	5,6	18,00	0,341	416	18,18	57,8
	196	5,6	17,93	0,346	579	19,25	115,7
	392	5,5	17,94	0,345	675	15,14	146,7

Verifica-se que o solo Peixe no estado natural atingiu maiores tensões desvio, praticamente o dobro do solo com 8% de emulsão. Quanto aos valores de módulo secante, nas tensões confinantes de 98, 196 e 392 kPa, os maiores valores foram obtidos para o solo com emulsão. É possível que o processo de secagem em estufa à 40° C por 24 h tenha contribuído para os maiores valores de módulo verificados para o solo estabilizado. Na tensão confinante de 49 kPa os dois materiais apresentaram módulos com valores muito próximos.

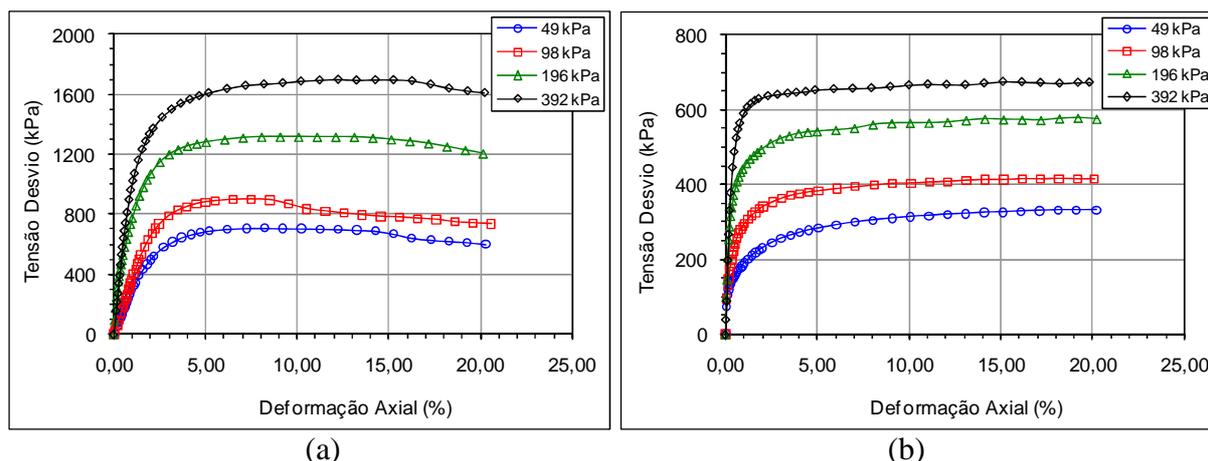


Figura 5.70 - Curvas tensão-deformação - Solo Peixe: a) 0%; b) 8%.

Na Figura 5.71 são apresentadas as relações entre razão de tensão ( $q/p$ ) e deformação axial para as condições: solo natural e 8% de emulsão.

Nakai & Hinokio (2002) mostraram resultados de ensaios de compressão triaxial e ensaios de extensão para argilas com diferentes razões de pré-adensamento ( $OCR= 1, 2, 4, e 8$ ). Nas curvas apresentadas por tais autores é possível identificar a influencia do pré-adensamento no do formato das mesmas. Notou-se que a curva com maior razão de pré-adensamento ( $OCR=8$ ) mostrou um pico bem definido, já a curva com  $OCR=1$  (solo normalmente adensado) apresentou acréscimo da razão de tensões gradual, sem formação de pico.

Com auxílio da Figura 5.71 uma análise semelhante pode ser realizada, verificando-se o comportamento do solo em relação à razão de pré-adensamento, comportamento este que pode ser confirmado pelas trajetórias de tensões efetivas mostradas nas Figuras 5.72 e 5.73. As curvas para as menores tensões confinantes apresentaram comportamento de solo pré-adensado, com a formação de picos bem definidos, em especial a curva com  $\sigma_3=49$  kPa. O pré-adensamento pode ser verificado também com auxílio das trajetórias de tensões efetivas. Já a curva relativa a  $\sigma_3=392$  kPa do solo com 8% de emulsão apresentou comportamento semelhante ao de um solo normalmente adensado, fato este que também pode ser confirmado pela trajetória de tensões.

Vale observar que os ensaios apresentados não se referem à solos naturais indeformados, podendo ser questionada a utilização dos termos pré-adensado e normalmente adensado, no entanto, para efeito de análise do comportamento, será feita referência à estes termos, tendo em vista que o efeito do pré-adensamento, neste caso, pode ser atribuído à compactação.

Nota-se ainda, nas trajetórias de tensões efetivas que as mesmas tangenciam a envoltória de resistência por uma larga faixa de deformações, comportamento este, favorável para o caso de barragens.

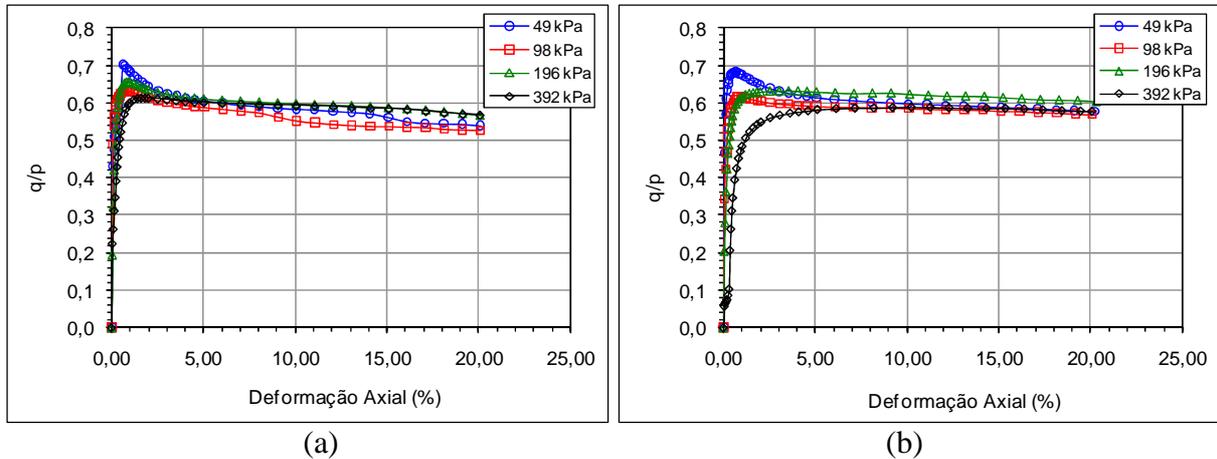


Figura 5.71 - Razão de tensões *versus* deformação axial - Solo Peixe: a) 0%; b) 8%.

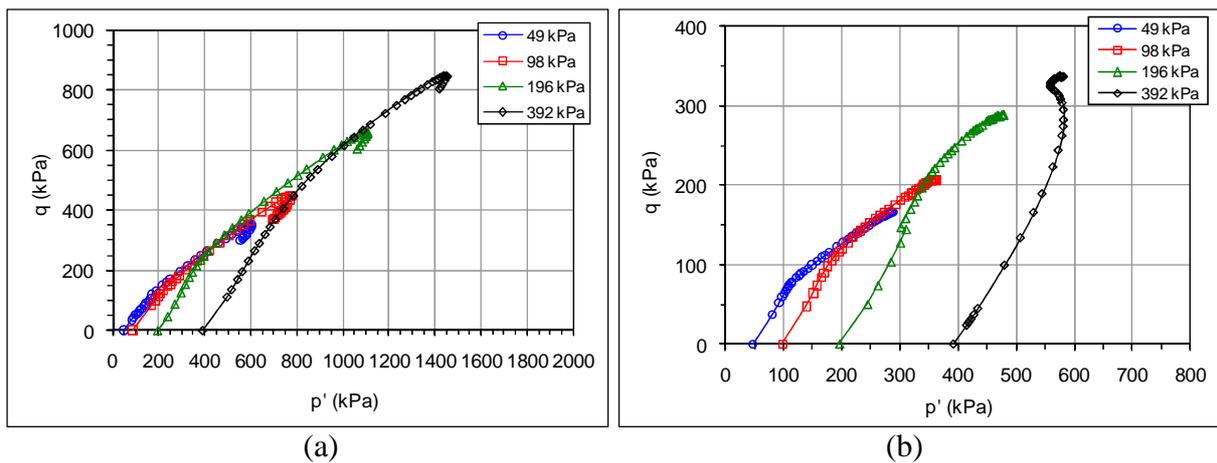


Figura 5.72 - Trajetórias de tensões efetivas - Solo Peixe: a) 0%; b) 8%.

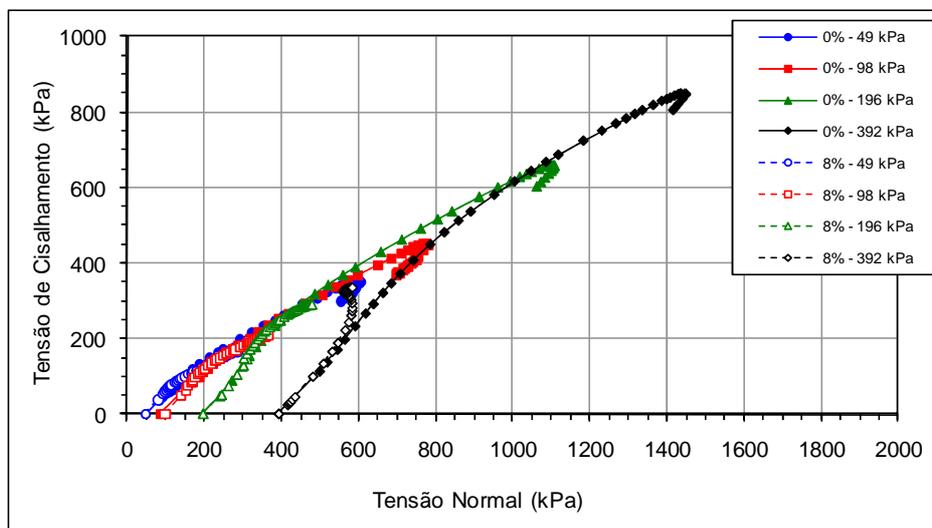


Figura 5.73 - Trajetórias de tensões efetivas - Solo Peixe - 0% e 8%.

### 5.8.2.1 Coesão e Ângulo de Atrito - Solo Peixe

Os valores de coesão e ângulo de atrito obtidos para as duas condições de ensaio, estão apresentados na Tabela 5.14. As envoltórias utilizadas para obtenção dos valores de coesão e ângulo de atrito (total e efetivo) foram traçadas de forma a permitir o melhor ajuste possível, utilizando no mínimo três círculos de Mohr. As envoltórias a tensões efetivas obtidas nos ensaios triaxiais realizados para o Solo Peixe, podem ser verificadas nas Figuras 5.74 e 5.75. Na Figura 5.75, o círculo de Mohr tracejado não foi utilizado para fins de determinação da coesão e do ângulo de atrito.

Observa-se que os valores de  $c'$  e  $\phi'$  para o solo natural e com adição de 8% de emulsão são praticamente coincidentes. Tal fato pode ser explicado, em parte, pelo maior volume de macroporos existente no solo com 8% de emulsão.

Tabela 5.14 - Coesão e ângulo de atrito - Solo Peixe.

Solo / Teor	Parâmetros Totais		Parâmetros Efetivos	
	c (kPa)	$\phi$ ( $^{\circ}$ )	c' (kPa)	$\phi'$ ( $^{\circ}$ )
Solo Peixe - 0%	156	36,4	2	35,8
Solo Peixe - 8%	103	19,1	2	35,7

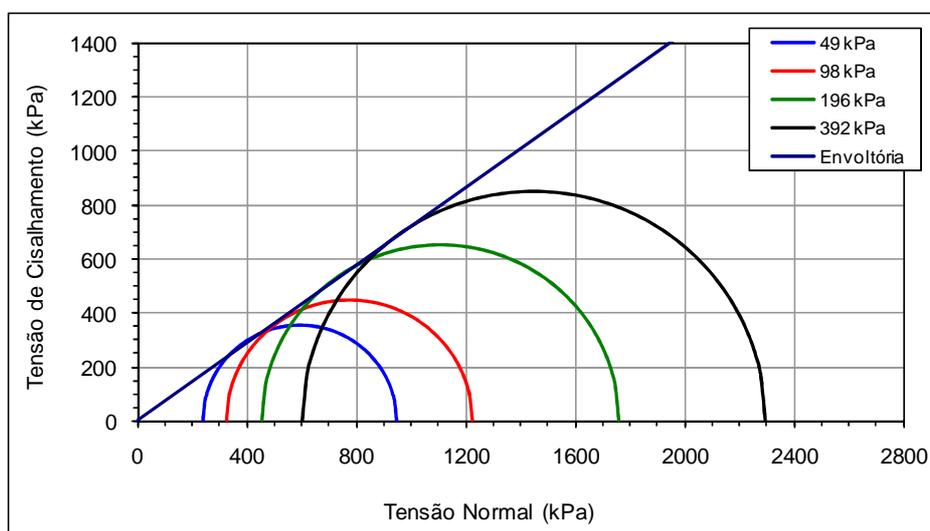


Figura 5.74 - Envoltória - parâmetros efetivos - Solo Peixe - 0%.

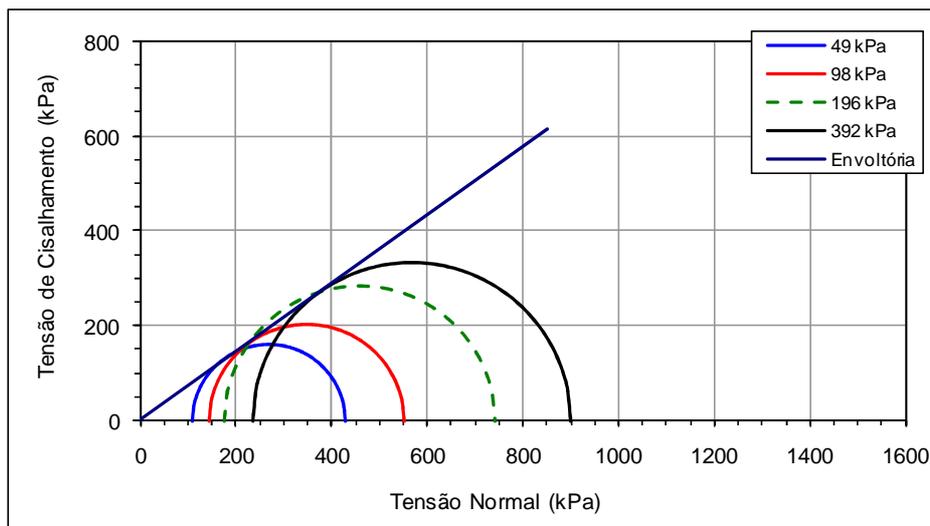


Figura 5.75 - Envolvente - parâmetros efetivos - Solo Peixe - 8%.

### 5.8.2.2 Poropressão - Solo Peixe

Em geral, os solos que apresentam menor grau de compactação (ou menor compactidade relativa, no caso das areias) apresentam redução de volume quando ensaiados em condição drenada e, nos ensaios sem drenagem, apresentam variação de poropressão positiva. Já os solos com maior grau de compactação (ou compactidade relativa) apresentam um aumento de volume quando ensaiados em condição drenada e nos ensaios sem drenagem apresentam variação de poropressão negativa.

Nas Figuras 5.76a e 5.76b são apresentados os valores de variação de poropressão -  $\Delta u$  (poropressão induzida sob dada carga axial), para as duas condições de ensaio (0% e 8%), apenas para a tensão de ruptura, já as curvas contendo  $\Delta u$  ao longo do ensaio são mostradas nas Figuras 5.77a e 5.77b.

Verifica-se que para o ensaio com solo natural (0% de emulsão), foi obtida  $\Delta u$  inicialmente positiva e crescente até a deformação de 1%, em seguida observa-se o decréscimo da mesma que passa ao campo negativo, pode-se dizer que no início do ensaio o corpo de prova apresentou tendência à compressão, passando à expansão após a deformação de 1%.

Para o ensaio com 8% de emulsão são observados valores negativos de poropressões para as tensões confinantes de 48 e 96 kPa, refletindo a maior compactidade dos corpos de prova frente a tensão confinante a que estão submetidos.

Comparando-se os dois ensaios, observa-se que para o ensaio com 8% emulsão os valores de variação de poropressões foram significativamente maiores, atingindo valores

positivos, na ordem de 160 kPa para a maior tensão confinante (maior tendência à compressão).

Dentre os aspectos que devem ser levados em consideração na análise dos dois ensaios ressalta-se a importância do índice de vazios e a alteração da estrutura do solo com a adição do material asfáltico. O índice de vazios do solo com adição de material asfáltico (Tabela 5.13) apresentou-se ligeiramente maior que o índice de vazios do solo natural. No entanto, quando se considera o índice de vazios mineral, tem-se uma diferença considerável entre os dois materiais, visto que para o teor de 8%, o valor do índice de vazios mineral é de 0,447, indicando a tendência à redução de volume caso o ensaio fosse drenado. Quanto ao papel da emulsão asfáltica no aumento da proressão gerada, acredita-se que a mesma pode estar promovendo a ligação entre as partículas, impedindo a tendência à expansão.

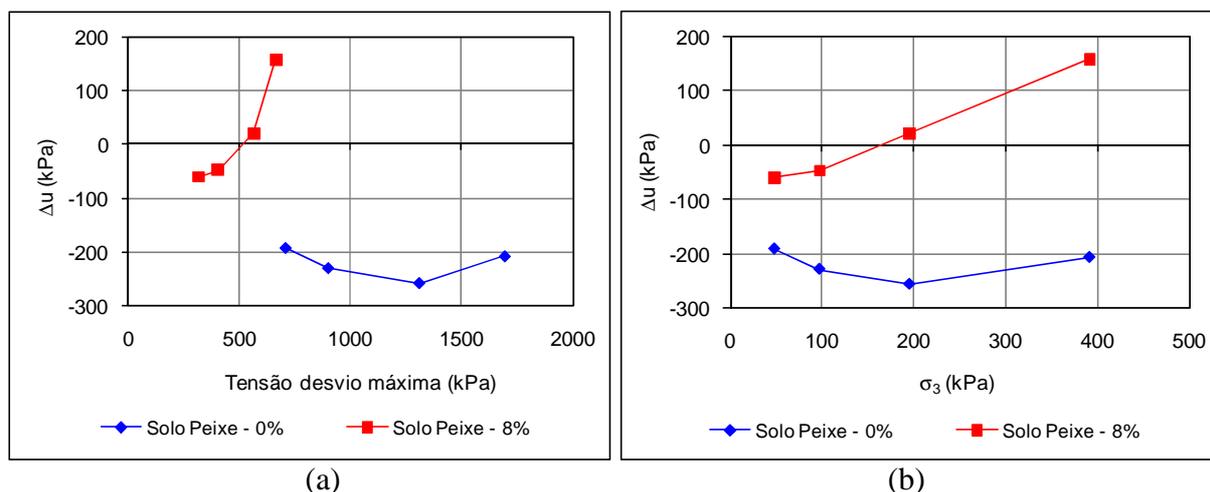


Figura 5.76 - Solo Peixe: a) Variação da poropressão para a tensão desvio máxima b) Variação da poropressão em relação à tensão confinante aplicada.

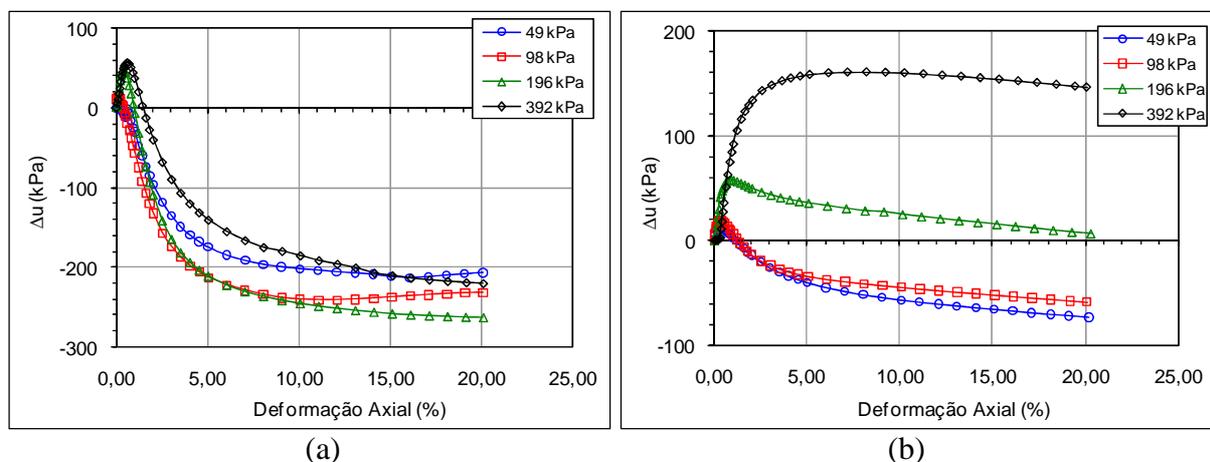


Figura 5.77 - Variação da poropressão - Solo Peixe: a) 0%; b) 8%.

### 5.8.2.3 Modelo Hiperbólico - Solo Peixe

As curvas tensão-deformação obtidas nos ensaios triaxiais foram ajustadas aproximadamente a hipérboles, conforme proposto por Duncan & Chang (1970). Para isso determinou-se os valores dos coeficientes  $a$  e  $b$ , necessários para a obtenção da curva hiperbólica. As curvas tensão-deformação obtidas experimentalmente e ajustadas pelo modelo hiperbólico podem ser verificadas nas Figuras 5.78 e 5.79. Observa-se que as curvas calculadas ajustam-se às obtidas experimentalmente, principalmente as referentes ao material estabilizado com emulsão (Figura 5.79).

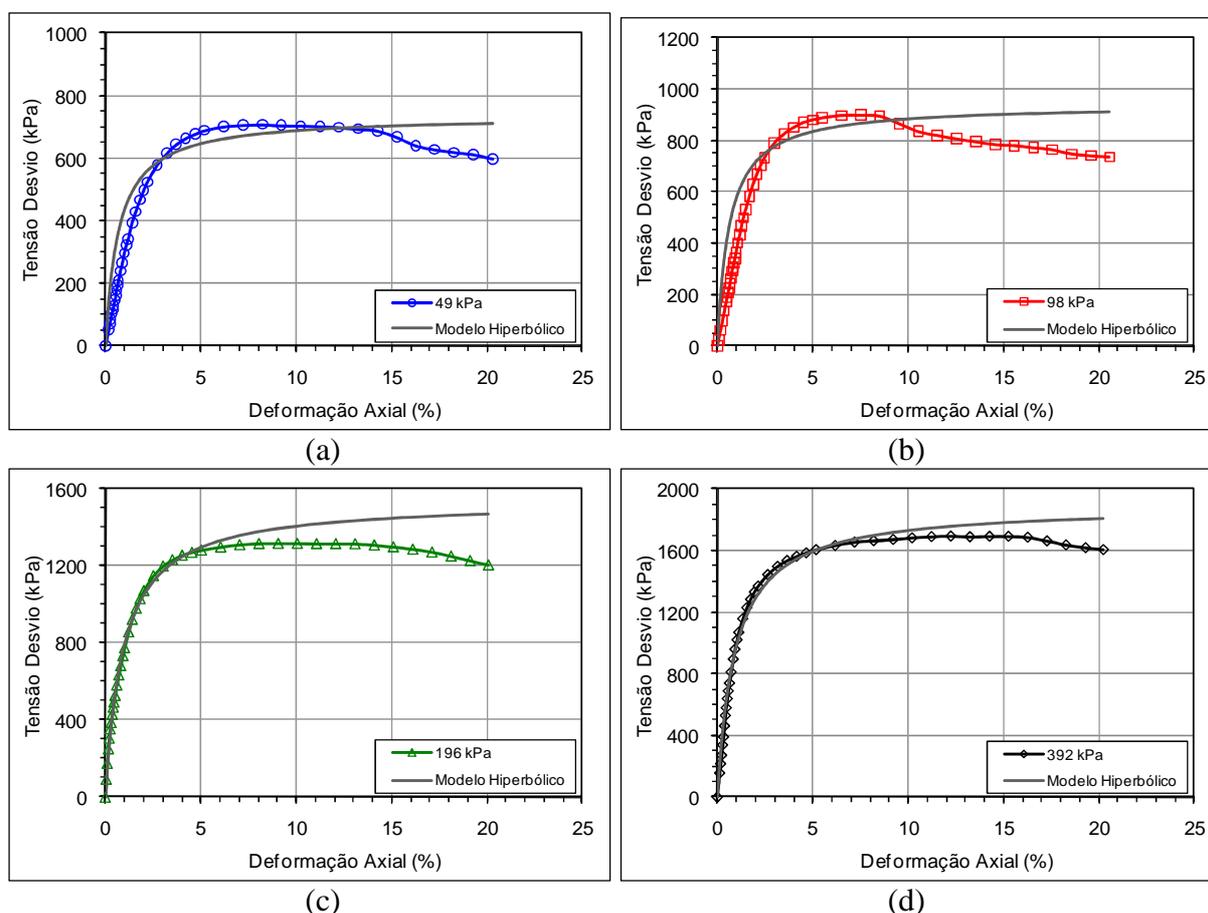


Figura 5.78 - Ajuste ao modelo hiperbólico - Solo Peixe - 0%.

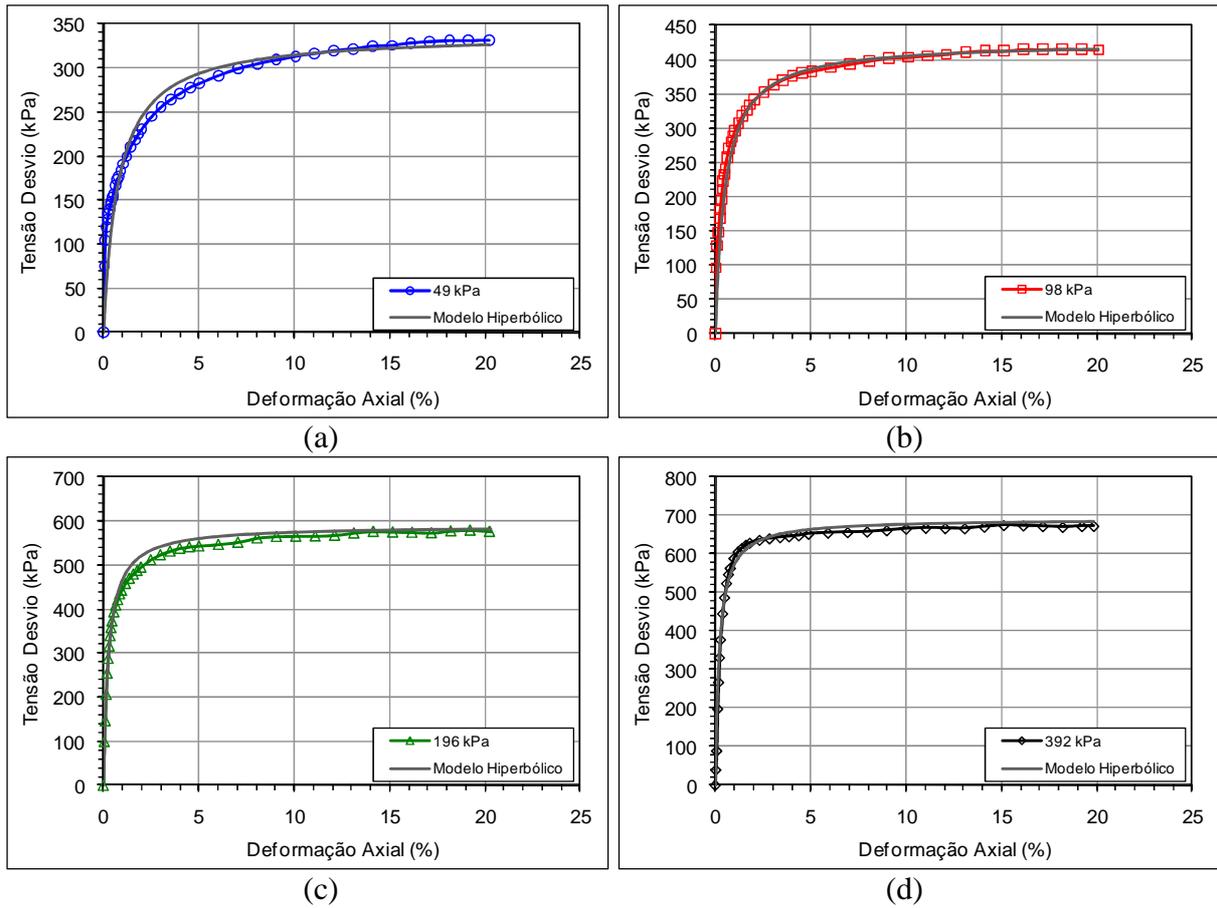


Figura 5.79 - Ajuste ao modelo hiperbólico - Solo Peixe - 8%.

Os valores de módulo tangente inicial obtidos para cada condição de ensaio foram plotados em gráfico  $\log x \log$ , em relação à variação da tensão confinante, como pode ser observado na Figura 5.80. A reta obtida com a interpolação dos pontos permitiu a obtenção dos parâmetros  $n$  e  $k$ , apresentados na Tabela 5.15.

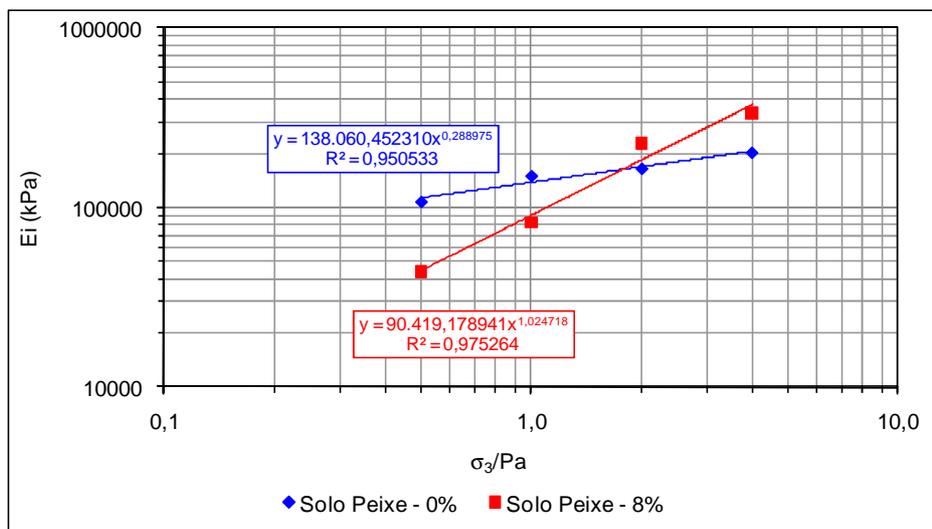


Figura 5.80 - Variação do módulo tangente inicial com a tensão confinante aplicada - Solo Peixe.

Na Figura 5.80 verificou-se que, para menores tensões confinantes, o módulo tangente inicial é maior para o solo sem adição de emulsão asfáltica. No entanto, com o aumento da tensão confinante os valores de módulo tangente inicial para o material com adição ultrapassam os do solo natural.

Com os valores de tensão desvio máxima, obtidos nas curvas tensão-deformação e os valores da tensão desvio assintótica, determinados para a hipérbole de ajuste, foi possível determinar os valores de  $R_f$ . Os valores de  $R_f$  obtidos são apresentados na Tabela 5.15.

Obteve-se o módulo tangente inicial por meio das curvas teóricas determinadas no modelo hiperbólico, sendo seu valor correspondente ao inverso de “a”. Os valores de módulo tangente inicial e os demais parâmetros obtidos com o ajuste são apresentados na Tabela 5.15.

Tabela 5.15 - Parâmetros do modelo hiperbólico - Solo Peixe.

Ensaio	$\sigma_3$ (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ (kPa)	a (1/kPa)	b (1/kPa)	Módulo Tangente Inicial (MPa)	Rf	k	n
Solo Peixe 0% emulsão	49	708	0,0009	0,0014	107,5	0,96	1380,6	0,289
	98	899	0,0007	0,0011	150,4	0,96		
	196	1317	0,0006	0,0006	165,0	0,85		
	392	1697	0,0005	0,0005	203,3	0,90		
Solo Peixe 8% emulsão	49	332	0,0023	0,0030	44,0	0,98	904,2	1,025
	98	416	0,0012	0,0023	82,6	0,98		
	196	579	0,0004	0,0017	226,8	0,98		
	392	675	0,0003	0,0014	335,6	0,98		

### 5.8.3 Solo Corumbá

Os dados de moldagem, as deformações axiais máximas e os módulos secantes a 50% obtidos nos ensaios  $CU_{SAT}$  para o solo Corumbá são apresentados na Tabela 5.16. As Figuras 5.81a e 5.81b representam graficamente a relação da tensão desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) com a deformação axial para o solo Corumbá natural e com 8% de emulsão, respectivamente.

Para este solo observa-se que as duas condições de ensaio apresentaram valores de tensão desvio máxima com a mesma ordem de grandeza (variando de 200 a 550 kPa), enquanto o módulo secante a 50% foi maior para a condição com 8% de emulsão, nas tensões confinantes de 196 e 392 kPa.

Tabela 5.16 - Características de moldagem, tensão desvio máxima - CUSat - Solo Corumbá.

Ensaio	$\sigma_3$ (kPa)	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ (kPa)	Defor. Axial (%)	Módulo Sec. 50% (MPa)
Solo Corumbá 0% emulsão	49	19,6	15,60	0,731	224	20,43	4,7
	98	19,3	15,66	0,724	292	11,29	19,4
	196	19,3	15,65	0,725	311	12,12	14,1
	392	19,4	15,65	0,725	513	17,62	46,6
Solo Corumbá 8% emulsão	49	6,8	14,35	0,741	209	17,75	4,3
	98	6,4	14,43	0,731	251	16,00	8,0
	196	6,1	14,67	0,702	422	15,03	44,0
	392	7,0	14,42	0,732	553	11,13	162,5

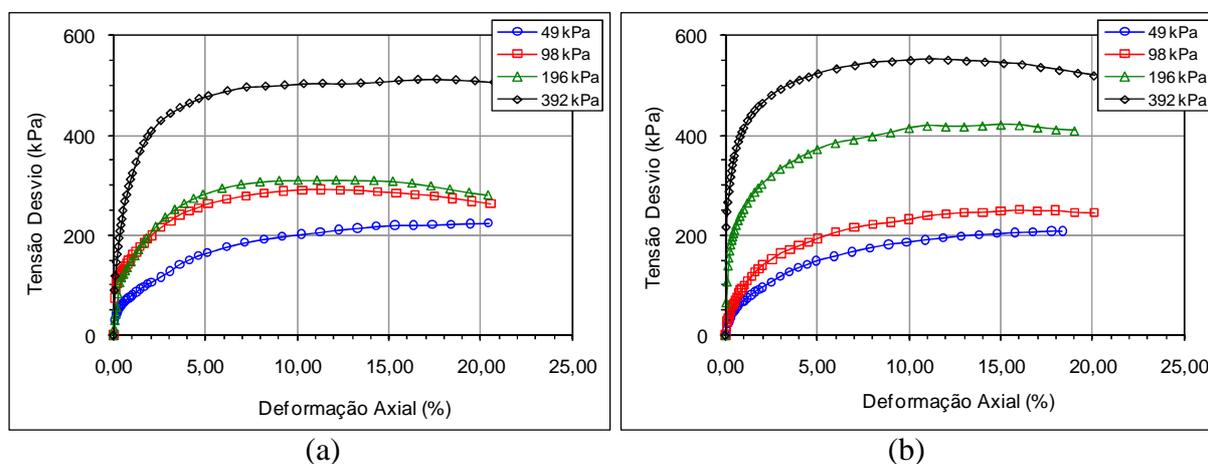


Figura 5.81 - Curvas tensão-deformação - Solo Corumbá: a) 0%; b) 8%.

A Figura 5.82 mostra a relação entre a razão de tensões e a deformação axial. Diferentemente da análise apresentada para o solo Peixe (item 5.8.2), nota-se que o efeito do pré-adensamento para o solo Corumbá não chega a produzir pico bem definido.

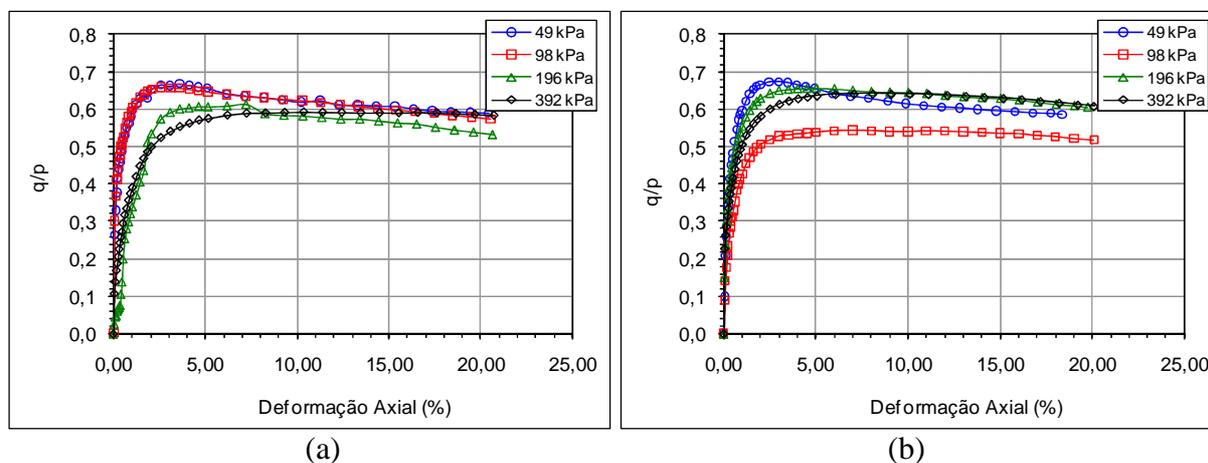


Figura 5.82 - Razão de tensões versus deformação axial - Solo Corumbá: a) 0%; b) 8%.

As Figuras 5.83 e 5.84 mostram as trajetórias de tensões efetivas para as duas condições ensaiadas. Verifica-se a chamada trajetória em forma de S (Cruz, 1996), característica de solos compactados. O formato indica ainda o comportamento de solo que sofreu pré-adensamento, no caso de solos compactados pode indicar que durante a compactação, o solo esteve submetido a carregamentos maiores que os aplicados durante o ensaio triaxial.

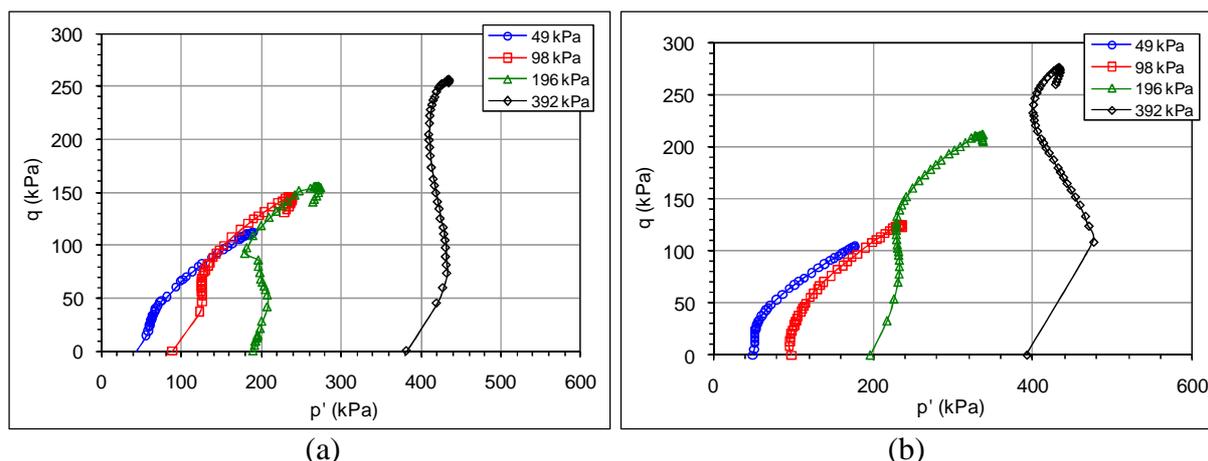


Figura 5.83 - Trajetórias de tensões efetivas - Solo Corumbá: a) 0%; b) 8%.

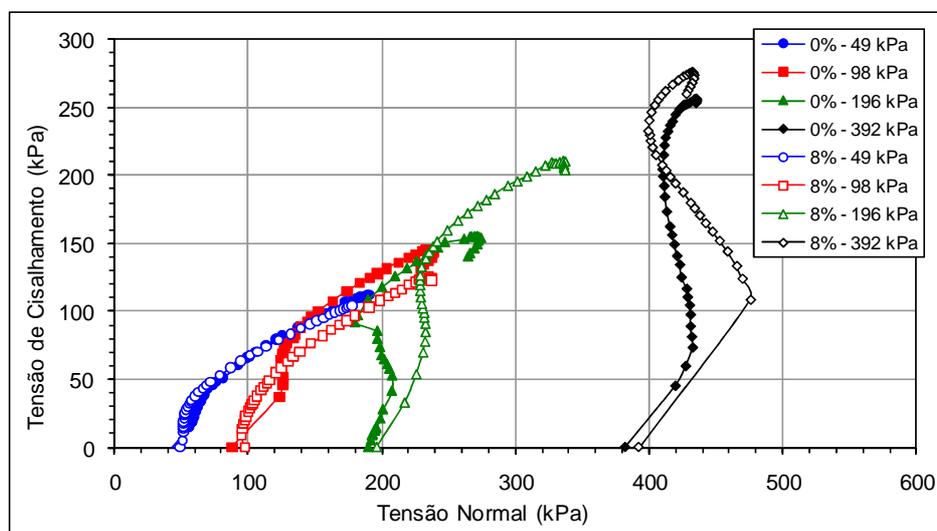


Figura 5.84 - Trajetórias de tensões efetivas - Solo Corumbá - 0% e 8%.

### 5.8.3.1 Coesão e Ângulo de Atrito - Solo Corumbá

Os valores de coesão e ângulo de atrito obtidos para as condições estudadas são mostrados na Tabela 5.17. As envoltórias de ruptura são mostradas nas Figuras 5.85 e 5.86.

Verifica-se que para o solo Corumbá a adição de material asfáltico promoveu pequeno aumento do ângulo de atrito, verificando-se ainda certa redução do valor do intercepto

coesivo. Não se pode notar com clareza o efeito do material asfáltico nos ensaios de resistência.

Tabela 5.17 - Coesão e ângulo de atrito - Solo Corumbá.

Solo / Teor	Parâmetros Totais		Parâmetros Efetivos	
	c (kPa)	$\phi$ ( $^{\circ}$ )	c' (kPa)	$\phi'$ ( $^{\circ}$ )
Solo Corumbá - 0%	70	16,8	10	35
Solo Corumbá - 8%	65	18,1	0	38,2

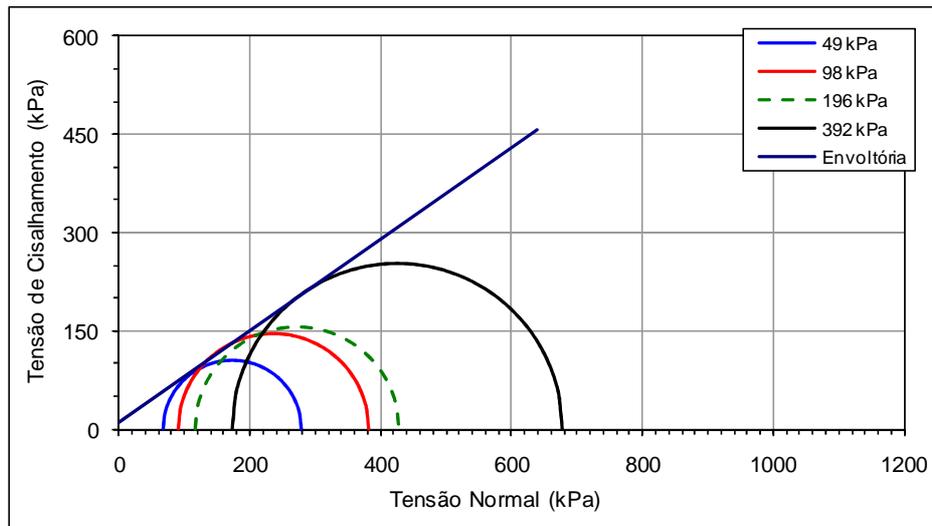


Figura 5.85 - Envoltória - parâmetros efetivos - Solo Corumbá - 0%

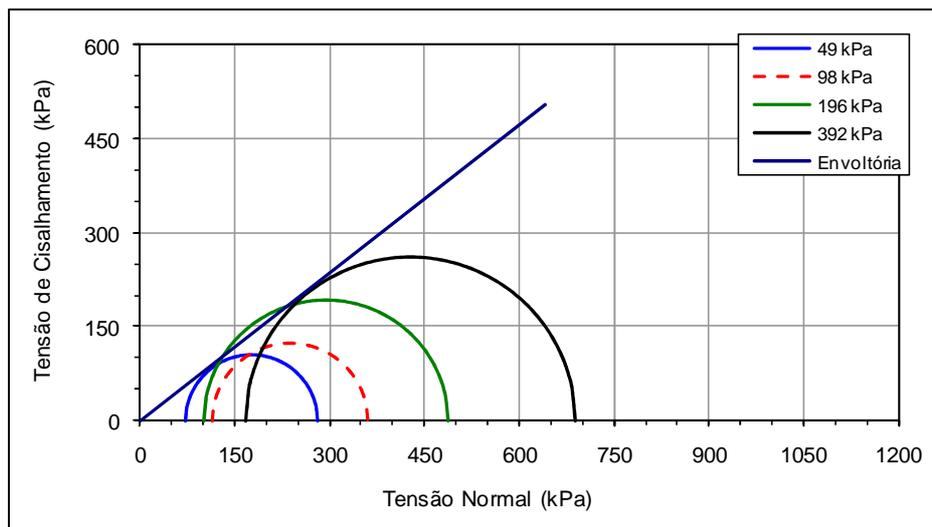


Figura 5.86 - Envoltória - parâmetros efetivos - Solo Corumbá - 8%

### 5.8.3.2 Poropressão - Solo Corumbá

A Figura 5.87a traz os valores de variação de poropressão para a tensão desvio máxima e na Figura 5.87b os mesmos valores são plotados em relação à tensão confinante. As curvas de variação da poropressão ao longo do ensaio são apresentadas nas Figuras 5.88a e 5.88b.

Verifica-se que o solo Corumbá natural e com adição de material asfáltico apresentou mesma tendência de variação da poropressão, ou seja, valores negativos para pressões confinantes de 49 e 98 kPa e valores positivos para as duas maiores tensões confinantes, chegando a 220 kPa.

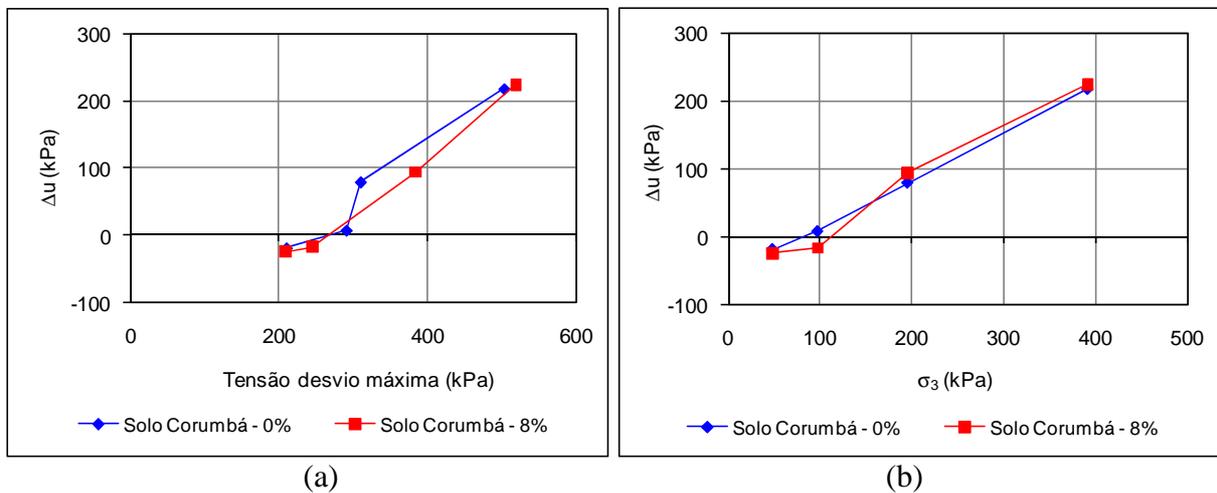


Figura 5.87 - Solo Corumbá: a) Variação da poropressão para a tensão desvio máxima b) Variação da poropressão em relação à tensão confinante aplicada.

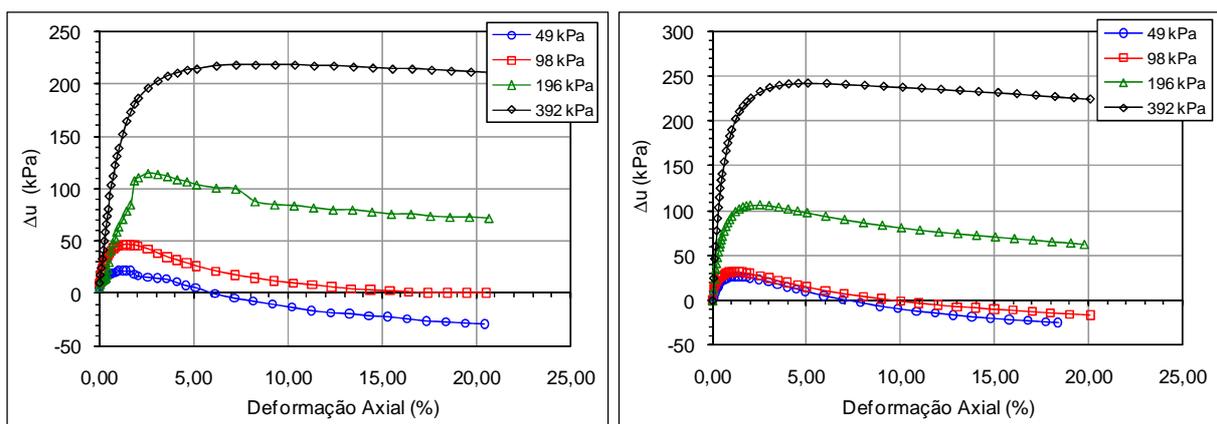


Figura 5.88 - Variação da poropressão - Solo Corumbá: a) 0%; b) 8%.

### 5.8.3.3 Modelo Hiperbólico - Solo Corumbá

As curvas de ajuste obtidas para o solo Corumbá são mostradas nas Figuras 5.89 e 5.90. Também para o solo Corumbá foram obtidos ajustes satisfatórios.

As curvas  $E_i$  versus  $\sigma_3/\text{Pa}$ , em escala logarítmica, por meio das quais foram determinados os valores de  $k$  e de  $n$  são apresentadas na Figura 5.91. Os valores das constantes  $a$  e  $b$ , o módulo tangente inicial obtido pela curva hiperbólica e as constantes  $R_f$ ,  $k$  e  $n$  são apresentados na Tabela 5.18.

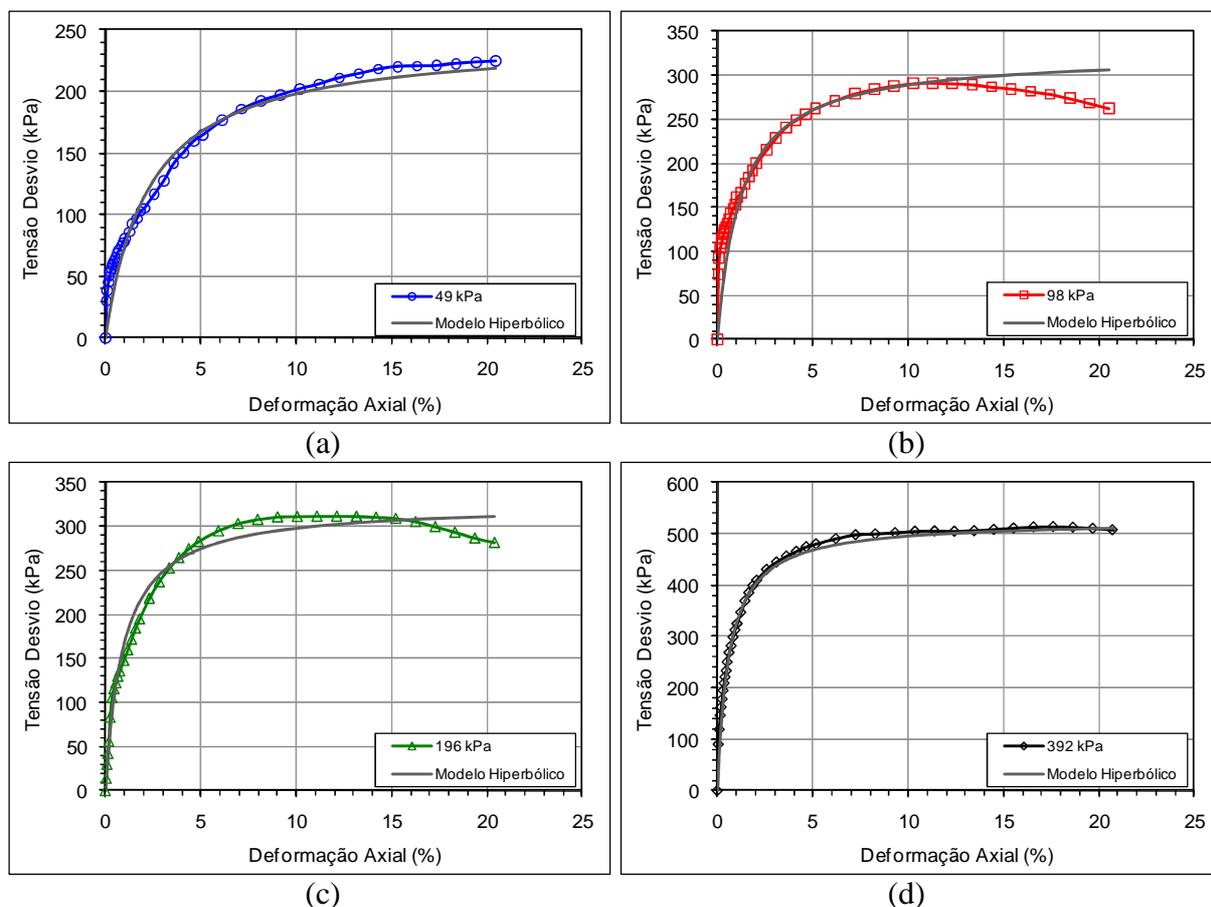


Figura 5.89 - Ajuste ao modelo hiperbólico - Solo Corumbá - 0%.

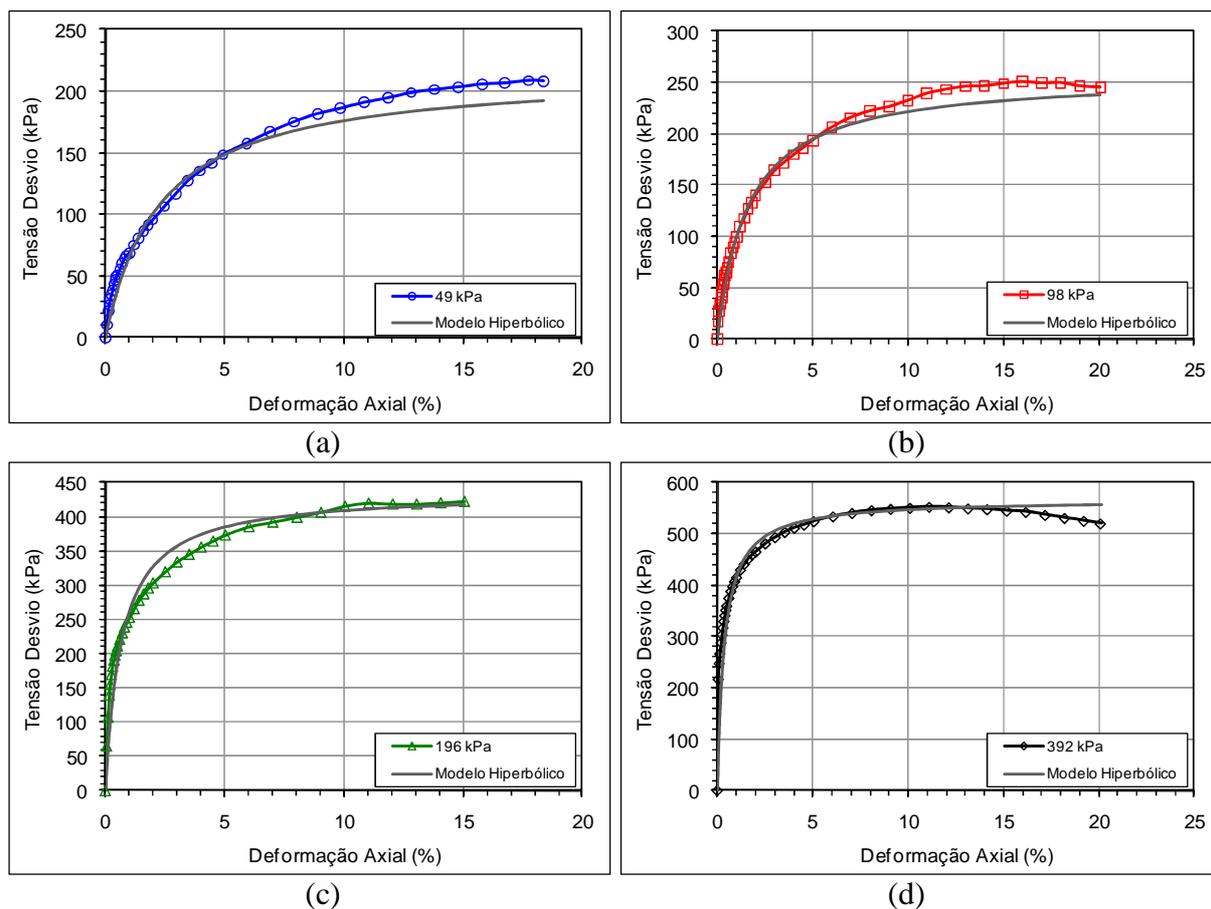


Figura 5.90 - Ajuste ao modelo hiperbólico - Solo Corumbá - 8%

Tabela 5.18 - Parâmetros do modelo hiperbólico - Solo Corumbá.

Ensaio	$\sigma_3$ (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ (kPa)	a (1/kPa)	b (1/kPa)	Módulo Tangente Inicial (MPa)	Rf	k	n
Solo Corumbá 0% emulsão	49	224	0,0093	0,0041	10,7	0,92	219,6	0,940
	98	292	0,0038	0,0031	26,4	0,90		
	196	311	0,0028	0,0031	35,1	0,96		
	392	513	0,0012	0,0019	85,7	0,98		
Solo Corumbá 8% emulsão	49	209	0,0105	0,0046	9,5	0,97	217,0	1,417
	98	251	0,0062	0,0039	16,1	0,98		
	196	422	0,0015	0,0023	65,7	0,97		
	392	553	0,0006	0,0018	157,2	0,97		

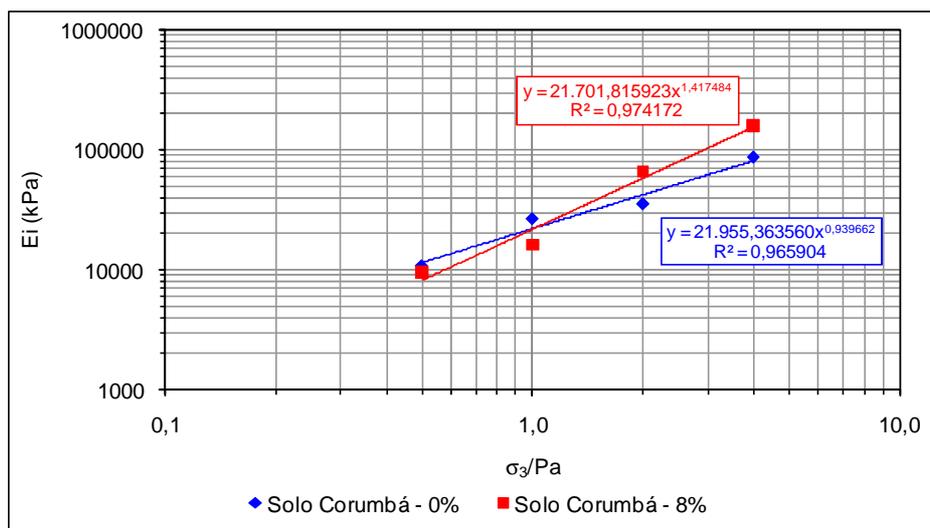


Figura 5.91 - Variação do módulo tangente inicial com a tensão confinante aplicada - Solo Corumbá.

### 5.8.4 Solo Goiânia

Na Tabela 5.19 são apresentadas as características dos corpos de prova antes do ensaio e os valores de tensão desvio máxima, deformação axial e módulo secante a 50%. Verifica-se, para este solo, valores de tensão desvio máxima menores para a condição com 8% de emulsão, à exemplo do que ocorreu com o solo Peixe, porém a redução não foi tão significativa. Vale lembrar que também para o solo Goiânia a utilização de emulsão resultou em certa redução da sucção, aglutinando as partículas e dando origem a formação de macroporos.

Tabela 5.19 - Características de moldagem, tensão desvio máxima - CUSat - Solo Goiânia.

Ensaio	σ <sub>3</sub> (kPa)	w (%)	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	e	(σ <sub>1</sub> -σ <sub>3</sub> ) <sub>max</sub> (kPa)	Defor. Axial (%)	Módulo Sec. 50% (MPa)
Solo Goiânia 0% emulsão	49	21,4	16,60	0,673	330	12,33	48,6
	98	20,6	16,25	0,709	345	2,00	101,6
	196	21,1	16,26	0,709	414	1,40	147,8
	392	21,1	16,33	0,701	542	1,23	193,6
Solo Goiânia 8% emulsão	49	12,2	15,31	0,674	200	2,53	99,8
	98	12,6	15,36	0,668	244	1,42	110,8
	196	11,3	15,49	0,654	382	1,05	95,5
	392	11,1	15,51	0,652	489	1,22	174,6

Nas Figuras 5.92a e 5.92b são mostradas as curvas tensão-deformação para o solo com 0% de emulsão e 8% de emulsão, respectivamente.

Verifica-se para a tensão confinante de 392 kPa uma mobilização muito rápida da máxima tensão desvio, seguida de uma queda marcante de resistência, formando um pico bem definido, característico de ruptura frágil. Uma alternativa para se obter a tensão desvio máxima e para o cálculo da coesão e do ângulo de atrito é utilizar a resistência residual.

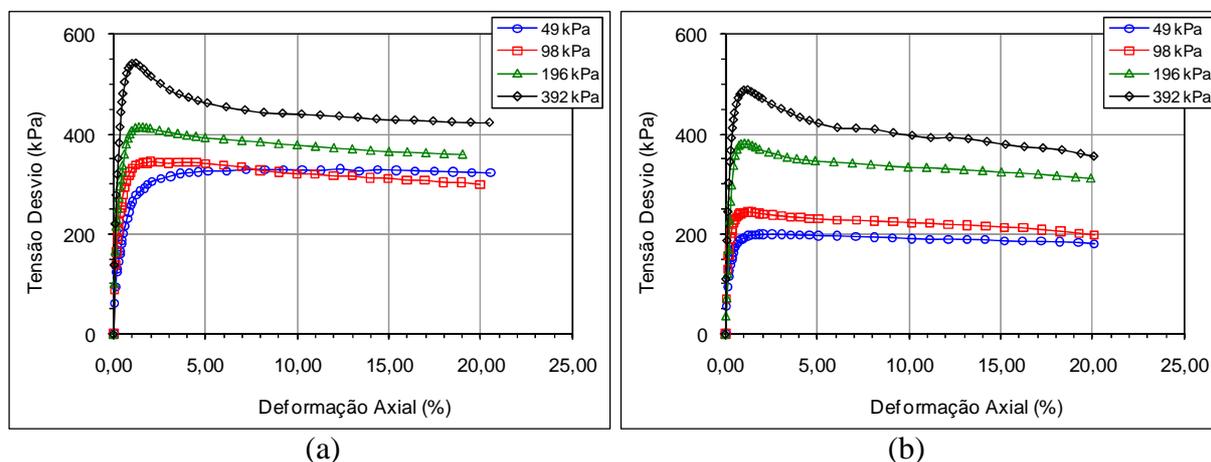


Figura 5.92 - Curvas tensão-deformação - Solo Goiânia: a) 0%; b) 8%.

Na Figura 5.93 é mostrada a relação entre a razão de tensões e a deformação axial. Observa-se que à exemplo do comportamento apresentado pelo solo Peixe, as curvas com menores tensões confinantes apresentaram picos bem definidos, caracterizando pré-adensamento. As curvas para maiores tensões confinantes ( $\sigma_3 = 196$  e  $392$  kPa) tendem a apresentar comportamento de solo normalmente adensado, tal desempenho é confirmado pelas trajetórias de tensões efetivas mostradas nas Figuras 5.94 e 5.95.

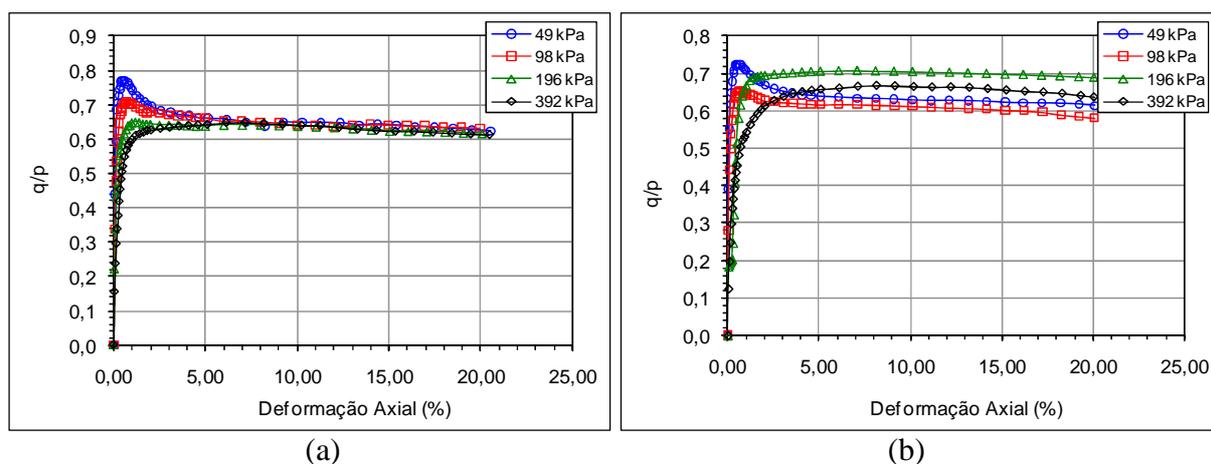


Figura 5.93 - Razão de tensões versus deformação axial - Solo Goiânia: a) 0%; b) 8%.

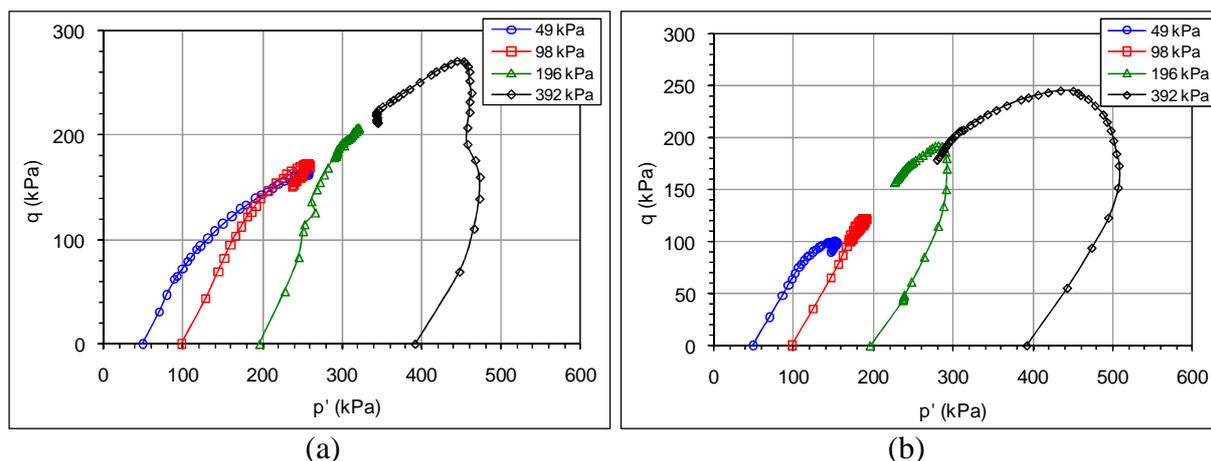


Figura 5.94 - Trajetórias de tensões efetivas - Solo Goiânia: a) 0%; b) 8%.

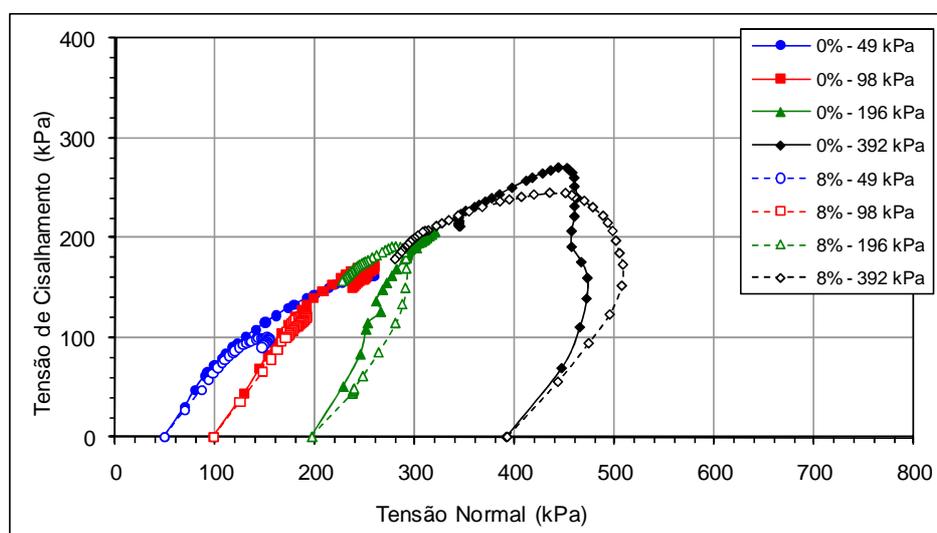


Figura 5.95 - Trajetórias de tensões efetivas - Solo Goiânia - 0% e 8%.

### 5.8.4.1 Coesão e Ângulo de Atrito - Solo Goiânia

As envoltórias de resistência a tensões efetivas são apresentadas nas Figuras 5.96 e 5.97. Observa-se que os resultados de parâmetros efetivos (Tabela 5.20) mostram valores semelhantes de coesão e ângulo de atrito.

Tabela 5.20 - Coesão e ângulo de atrito - Solo Goiânia.

Solo / Teor	Parâmetros Totais		Parâmetros Efetivos	
	c (kPa)	$\phi$ ( $^{\circ}$ )	c' (kPa)	$\phi'$ ( $^{\circ}$ )
Solo Goiânia - 0%	39	24,4	31	33,9
Solo Goiânia - 8%	62	17,5	32	31,1

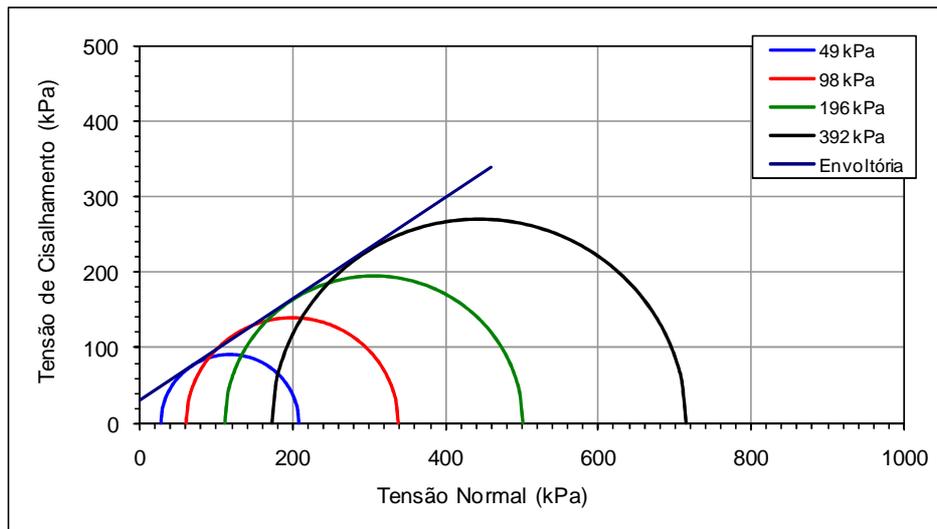


Figura 5.96 - Envoltória - parâmetros efetivos - Solo Goiânia - 0%.

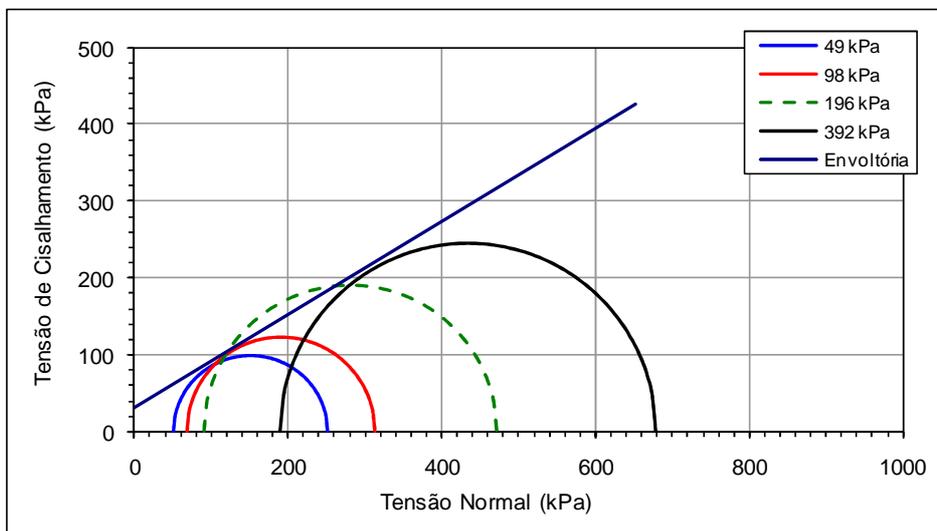


Figura 5.97 - Envoltória - parâmetros efetivos - Solo Goiânia - 8%.

#### 5.8.4.2 Poropressão - Solo Goiânia

Os valores de variação de poropressão para as tensões desvio máximas são apresentados nas Figuras 5.98a e 5.98b. A variação da poropressão com a deformação ao longo dos ensaios realizados com o solo natural e estabilizado pode ser visualizada nas Figuras 5.99a e 5.99b. À exemplo do observado para o solo Corumbá, verifica-se que os ensaios com e sem material asfáltico apresentaram valores de  $\Delta u$  muito semelhantes, ou seja, valores próximos de zero para a menor tensão confinante e crescentes com o aumento de  $\sigma_3$  até, aproximadamente, 200 kPa.

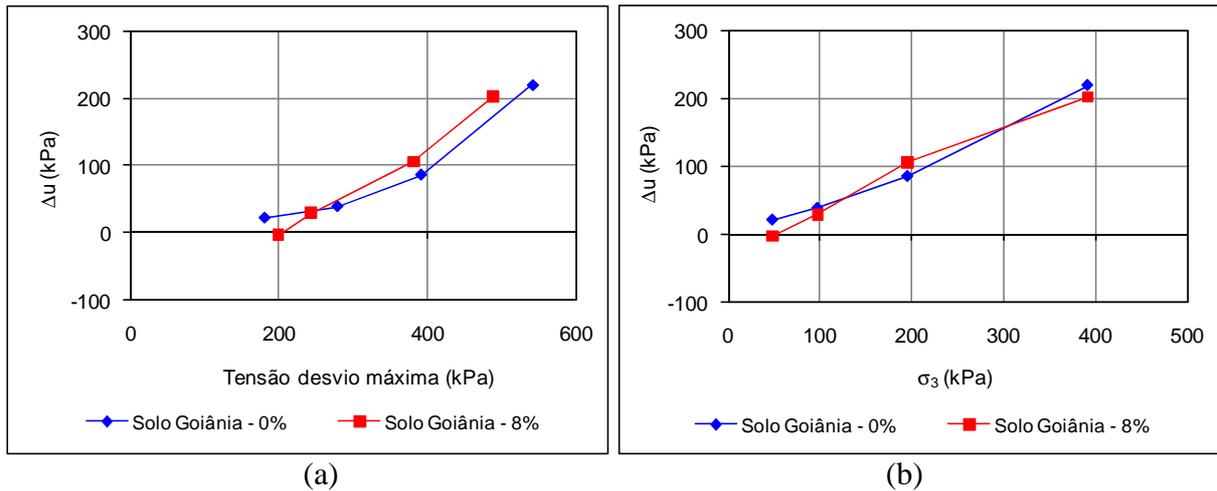


Figura 5.98 - Solo Goiânia: a) Variação da poropressão para a tensão desvio máxima b) Variação da poropressão em relação à tensão confinante aplicada.

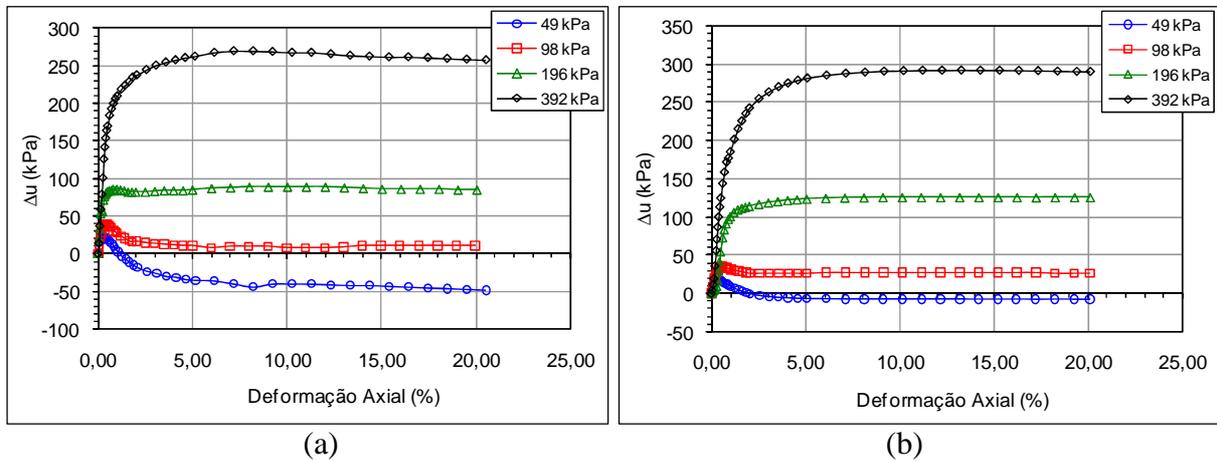


Figura 5.99 - Variação da poropressão - Solo Goiânia: a) 0%; b) 8%.

### 5.8.4.3 Modelo Hiperbólico - Solo Goiânia

O ajuste com o modelo hiperbólico de Duncan & Chang (1970) é apresentado nas Figuras 5.100 e 5.101. Para o solo Goiânia, apesar dos altos valores de  $R_f$ , o ajuste das curvas foi satisfatório apenas para a tensão confinante de 49 kPa, visto que para as demais, a curva experimental formou um pico na ruptura.

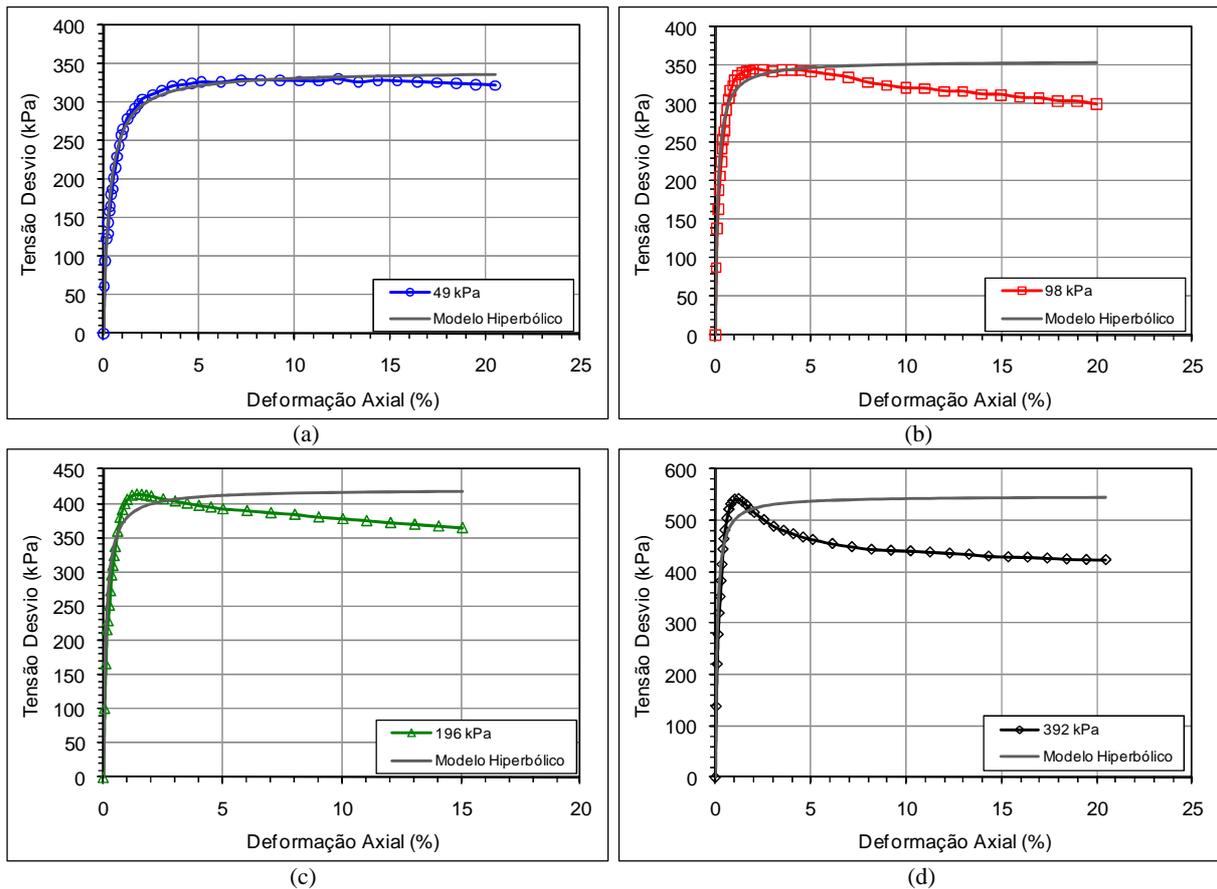


Figura 5.100 - Ajuste ao modelo hiperbólico - Solo Goiânia - 0%.

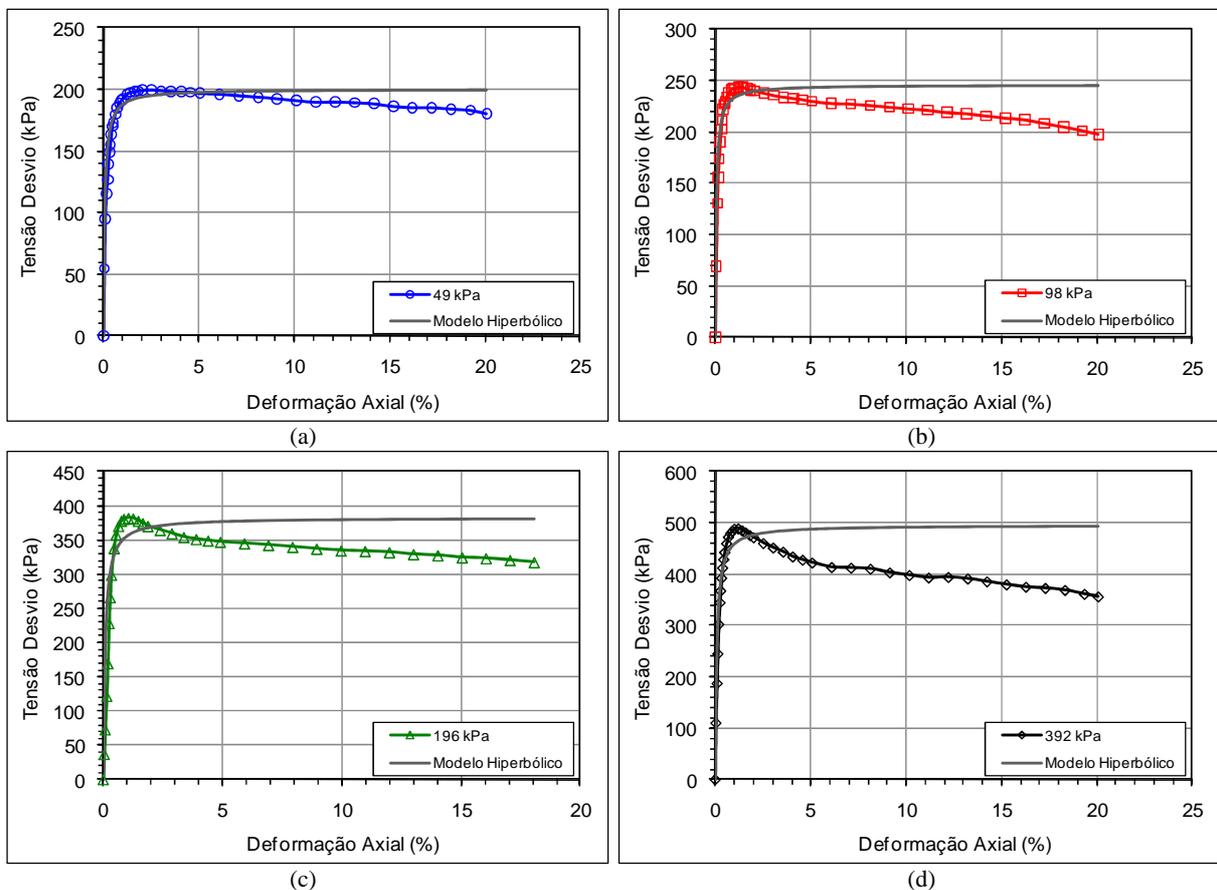


Figura 5.101 - Ajuste ao modelo hiperbólico - Solo Goiânia - 8%.

Na Tabela 5.21 e Figura 5.102 são apresentados os valores dos parâmetros hiperbólicos e a curva  $E_i$  versus  $\sigma_3/Pa$ , obtidas para o solo Goiânia com 0 e 8% de emulsão asfáltica.

Tabela 5.21 - Parâmetros do modelo hiperbólico - Solo Goiânia.

Ensaio	$\sigma_3$ (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ (kPa)	a (1/kPa)	b (1/kPa)	Módulo Tangente Inicial (MPa)	Rf	k	N
Solo Goiânia 0% emulsão	49	330	0,0009	0,0029	111,2	0,97	2235,6	0,770
	98	345	0,0004	0,0028	280,9	0,97		
	196	414	0,0003	0,0024	395,3	0,99		
	392	542	0,0002	0,0018	588,2	0,99		
Solo Goiânia 8% emulsão	49	200	0,0003	0,0050	301,2	1,00	4128,4	0,333
	98	244	0,0002	0,0041	469,5	0,99		
	196	382	0,0002	0,0026	518,1	1,00		
	392	489	0,0002	0,0020	628,9	0,99		

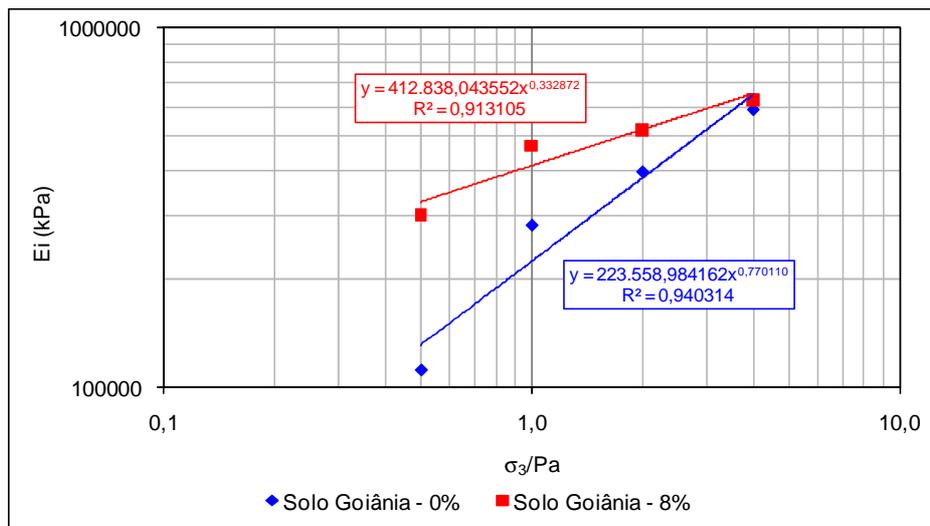


Figura 5.102 - Variação do módulo tangente inicial com a tensão confinante aplicada - Solo Goiânia.

## ***Conclusões***

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões, recomendações e sugestões para pesquisas futuras. As conclusões basearam-se na análise dos resultados do programa experimental executado, conforme detalhado a seguir.

### **6.1 CONCLUSÕES**

#### **6.1.1 Caracterização Geotécnica e Mineralógica e Análises Químicas**

No que se refere à caracterização geotécnica e mineralógica:

- O solo Peixe apresentou predominância de fração areia (80%) e na análise da granulometria sem defloculante verificou-se que, parte da fração silte e a fração argila presentes neste solo, encontram-se agregadas. Por meio dos ensaios da metodologia MCT verificou-se que o solo Peixe, na classificação tradicional, apresenta-se como laterítico e na expedita não laterítico. Considerou-se como apropriado o resultado da classificação tradicional, areia laterítica, pois o comportamento é de um solo laterítico, com baixa perda de massa por imersão  $P_i$ , elevada estabilidade química e presença de quartzo. Além do predomínio do quartzo, foram identificados por meio de difrações de raios-X: vermiculita e caulinita como minerais subordinados e ilita e gibbsita como mineral traço.

- Para o solo Corumbá verificou-se o predomínio de areia (46,7%) e silte (37,4%) e, em menor quantidade, as frações argila (7,8%) e pedregulho (8,1%). Este solo apresentou  $IP=17\%$ , e, apesar da pequena porcentagem de argila identificada neste solo, verificou-se que esta é uma argila ativa, que exerce grande influência na plasticidade. Na curva granulométrica sem defloculante verificou-se que a fração silte e toda fração argila encontram-se agregadas. Nos ensaios da classificação MCT, o solo Corumbá apresentou comportamento não laterítico e quanto na caracterização mineralógica foram identificados: a ilita (minerais principais), o quartzo, a caulinita e oxi-hidróxidos de ferro (goethita) como minerais subordinados e a gibbsita, como mineral traço. O aparecimento da gibbsita é um indicativo de que o solo está

iniciando a sua passagem de pouco para profundamente intemperizado e talvez compreenda a zona de transição.

- No solo Goiânia verificou-se o predomínio de argila (38,3%) e ainda uma boa parcela de areia (37,2%), além da presença do silte (23,6%). Quanto à análise da curva sem defloculante, o comportamento do solo Goiânia apresentou frações silte e argila agregadas. Pela metodologia tradicional o solo Goiânia apresentou comportamento laterítico. A mineralogia obtida foi: predominância (minerais principais) de hidróxidos de alumínio (gibbsita), os minerais subordinados identificados foram quartzo, a caulinita e a hematita (óxidos de ferro) e os minerais traço a vermiculita e a goethita. A identificação de oxi-hidróxidos de ferro e alumínio, bem como a presença da caulinita neste solo permite que se afirme que este é um típico “Solo Tropical”, formado em região de clima quente e úmido, e submetido a um intenso processo de intemperização até chegar à sua composição atual.

A análise química dos solos e das misturas mostrou que a variação do pH com a adição do material asfáltico pode dar um indicativo da floculação (solos ácidos) ou desagregação (ambiente mais básico) devido a ações da emulsão que possui baixos valores de pH. Para os três solos a capacidade de troca catiônica (CTC) apresentou-se compatível com os minerais identificados por meio de difrações de raios-X. Destaca-se ainda a importância de se avaliar a metodologia de análise química utilizada, dada a possibilidade de dupla interpretação em ensaios como a determinação de matéria orgânica.

### **6.1.2 Ensaios de Compactação e Estudo de Moldagem**

Nos ensaios de compactação observou-se que a adição de emulsão ao solo Peixe praticamente não alterou a umidade ótima. E esta sofreu apenas uma pequena redução, enquanto que o peso específico aparente seco sofreu considerável redução com a adição do asfalto. Essa redução se deve principalmente ao acréscimo de asfalto, o qual possui peso específico menor que dos grãos de solo e secundariamente, a redução tem relação com a dissipação da energia de compactação pela mistura asfalto mais água, que impede que esta chegue até a estrutura do solo, além da alteração da viscosidade do fluido, que altera a transferência de energia no processo de compactação.

No solo Corumbá a adição de material asfáltico gerou até 2% de variação da umidade quando comparado ao solo natural. Pode-se dizer que o asfalto substituiu parte da água necessária para a compactação gerando a redução da umidade. O peso específico também

apresentou reduções com a adição do material asfáltico, a exemplo do que ocorreu para o solo Peixe. Para o solo Corumbá passado nas peneiras n° 10 e n° 4 verificou-se que a utilização de material com granulometria maior resultou na obtenção de maiores valores de peso específico aparente seco. Este fato é explicado pelo preenchimento do espaço, que antes era ocupado por solo+água+ar, por um único grão de solo de maior tamanho.

No solo Goiânia os valores de  $\gamma_{dmax}$  e  $w_{ot}$  com adição de 2% de emulsão asfáltica ficaram muito próximos dos valores obtidos para o solo natural, mostrando que baixos teores não provocam mudanças significativas na compactação deste solo. A partir do teor de 4% de emulsão as mudanças foram mais significativas, sendo observada a redução da umidade e do peso específico aparente seco com a adição do ligante. Outro fato observado para este solo foi a proximidade das curvas no ramo seco, indicando que a emulsão teve o efeito de facilitar a compactação.

No caso da análise do asfalto como um líquido averiguou-se, para os três solos, comportamento muito semelhante, com a formação de uma linha ótima de compactação e a coincidência do ramo úmido das curvas.

Na avaliação dos gradientes de compactação foram verificados maiores valores para a compactação semi-estática. No entanto, tal análise não pode ser feita isoladamente, devendo-se observar outros fatores que interferem no processo, como o número de camadas, a espessura da camada e a relação diâmetro/altura de cada camada e do corpo de prova.

No estudo da energia de compactação observa-se claramente que as primeiras camadas demandam um maior esforço de compactação, e que a presença das camadas inferiores facilita a compactação, visto permitir maiores possibilidades de deformação e a migração da água. A emulsão também age facilitando a compactação, à medida que reduz o atrito e permite o deslizamento entre os grãos de solo.

Quanto à análise de diferentes tipos de moldagem para a obtenção de corpos de prova, o melhor resultado foi obtido para uma metodologia sem controle da tensão aplicada, no entanto resultados diferentes poderiam ter sido obtidos caso se estudasse o atrito lateral solo-molde buscando-se o equilíbrio entre este e o efeito oriundo da re-compactação das camadas sucessivas.

### **6.1.3 Estudo de Dosagem**

Nos ensaios de compressão simples, verificou-se que para os três solos foi possível avaliar o efeito da impermeabilização promovida pelo material asfáltico, quando comparados os ensaios sem cura com os submetidos a cura em estufa seguidos de imersão, mostrando que a rehidratação e sobre-hidratação do solo é tanto maior quanto menor o teor de emulsão incorporado. Quando comparados ensaios submetidos a secagem com aqueles submetidos a secagem seguida de imersão, verifica-se que a resistência cai após imersão, passado o efeito da coesão aparente devido à sucção. De uma forma geral, para os três solos verificou-se que a resistência está condicionada ao grau de saturação na ruptura, ou seja, a sucção é a principal responsável pela variação da resistência. É possível, no entanto, que uma pequena parcela seja devida ao efeito cimentante do material asfáltico.

A análise da microestrutura do solo Peixe mostrou que com a adição do asfalto nota-se a formação de grandes grumos ou agrupamentos de grãos. No solo Corumbá verificou-se que, aparentemente, a adição da emulsão promoveu um maior fechamento dos vazios e também para o solo Goiânia foi possível observar uma maior aglutinação nas amostras contendo adição de betume. Para os três solos não foi possível identificar mudanças na estrutura em consequência dos processos de secagem e imersão.

### **6.1.4 Caracterização Hidráulica**

Nos ensaios de sucção verificou-se que:

- Verificou-se para o solo Peixe que, quando se consideram amostras compactadas com mesmo índice de vazios e mesmo grau de saturação, maior sucção é observada para o solo natural e ainda que com a adição do material asfáltico ocorre a desagregação de estruturas devido ao caráter ácido da emulsão, além do envolvimento por asfalto de qualquer estrutura que não tenha se desfeito. Portanto, a macroporosidade continua marcada sendo, no entanto, os agregados parcialmente desfeitos, eliminando-se a presença marcante de microporosidade.

- A curva característica para o solo Corumbá natural apresenta tendência a comportamento monomodal com distribuição de poros bem graduada e com a adição de emulsão confirmou-se que a mesma promove mudanças estruturais e químicas importantes, chegando a alterar também a sucção.

- Para o solo Goiânia verificou-se que este solo com emulsão 8% de asfáltica possui maior volume de macroporos do que os solos natural e estabilizado com 4% de emulsão.

Nos ensaios de permeabilidade convencionais, realizados para os solos sem adição, verificou-se que, para o solo Peixe a umidade de compactação e o índice de vazios se relacionam com a distribuição de poros no solo. No solo Corumbá o grau de compactação não influenciou significativamente na permeabilidade mesmo com a variação de umidade. Para o solo Goiânia, diferentes valores de umidades e graus de compactação não afetaram a permeabilidade, porém na umidade ótima ocorre uma significativa diminuição da permeabilidade para o grau de compactação de 100%.

Nos ensaios de permeabilidade realizados com os solos e com as misturas, verificou-se que:

- No solo Peixe, os maiores valores de permeabilidade obtidos com a adição de emulsão refletem uma mudança na estrutura. Os finos (fração silte e argila) que vedavam os vazios do solo natural e encontram-se agora misturados com a emulsão e a massa finos-asfalto e, após a secagem, se unem aos grãos maiores gerando uma maior quantidade de macroporos. Quanto à permeabilidade para as misturas solo-emulsão na condição estufa e imersão, foram obtidos valores consideravelmente maiores que os apresentados para o solo sem cura, provavelmente porque a imersão não confinada dos corpos de prova pode estar promovendo um aumento dos vazios, em consequência do afastamento dos grãos devido à eliminação da sucção aparente. Com relação ao fato de não se ter expressiva redução da permeabilidade com a adição de emulsão, apresenta-se como possível explicação a hipótese de que a mudança na estrutura do solo, devido à adição de asfalto, promove a redução do índice de vazios, no entanto, estes aparecem na mistura na forma de macroporos, facilitando o fluxo.

- Para o solo Corumbá verificou-se que o solo natural, mesmo com índice de vazios maior, apresentou menor permeabilidade do que as misturas solo-emulsão. Isso poderia ser explicado pelo fato de que a emulsão estaria aglutinando os finos do solo e gerando macroporos mais favoráveis ao fluxo.

- Para o solo Goiânia, o menor valor de permeabilidade foi obtido para o solo com 4% de emulsão, cerca de seis vezes menor que a permeabilidade do solo natural.

Para os três solos, percebe-se que a umidade final reflete a permeabilidade obtida, visto que maiores permeabilidades são verificadas para os ensaios com maior umidade, o que mostra a maior quantidade de água no interior do corpo de prova no final do ensaio. Em resumo: maior umidade final indica que o corpo de prova encontra-se com maior índice de vazios, apresentando-se, portanto, mais permeável.

Quanto aos resultados da determinação da permeabilidade no triaxial, também neste ensaio não foi verificada redução expressiva da permeabilidade com a adição de material asfáltico. A principal hipótese é que o asfalto reduz o índice de vazios, ao preencher os microporos, de forma que permanecem macroporos que facilitam a passagem da água, sendo obtidos maiores valores de permeabilidade.

No ensaio de permeabilidade no adensamento verificou-se certa redução da permeabilidade para os solos Peixe Goiânia com a adição da emulsão asfáltica. Acredita-se que com o adensamento, o rearranjo dos grãos permitiu o fechamento de macroporos, possibilitando, portanto, que o efeito impermeabilizante do material asfáltico reduzisse a passagem de água. Para o solo Corumbá, neste ensaio, verificou-se com a adição da emulsão maiores valores de permeabilidade

### **6.1.5 Comportamento Mecânico**

Quanto aos ensaios triaxiais, verificou-se que:

- O solo Peixe no estado natural resistiu a maiores tensões desvio (praticamente o dobro) que o solo com 8% de emulsão. Maiores valores de módulo foram obtidos para o solo com emulsão, além de poropressões significativamente maiores. Os valores de  $c'$  e  $\phi'$  para o solo natural e com adição de 8% de emulsão são praticamente coincidentes. Tal fato pode ser explicado, em parte, pelo maior volume de macroporos existente no solo com 8% de emulsão.

- Para o solo Corumbá observa-se que as duas condições de ensaio apresentaram valores de tensão desvio máxima com a mesma ordem de grandeza, enquanto o módulo secante a 50% foi maior para a condição com 8% de emulsão, nas maiores tensões confinantes. Verifica-se que o solo Corumbá natural e com adição de material asfáltico apresentou a mesma tendência de variação da poropressão, e que a adição de material asfáltico promoveu pequeno aumento do ângulo de atrito, verificando-se ainda certa redução do valor do intercepto coesivo.

- No solo Goiânia, valores de tensão desvio máxima menores foram obtidos para a condição com 8% de emulsão, à exemplo do que ocorreu com o solo Peixe, porém a redução não foi tão significativa. Vale lembra que também para o solo Goiânia a utilização de emulsão resultou em certa redução da sucção, aglutinando as partículas e dando origem a formação de macroporos. Os ensaios com e sem material asfáltico apresentaram valores de poropressão

muito semelhantes. Observa-se que os resultados de parâmetros efetivos mostram valores semelhantes de coesão e ângulo de atrito.

Na utilização do modelo hiperbólico foram obtidos resultados satisfatórios para os solos Peixe e Corumbá, já para o solo Goiânia apesar dos altos valores de  $R_f$ , o ajuste das curvas foi satisfatório apenas para a tensão confinante de 49 kPa, visto que para as demais a curva experimental formou um pico na ruptura.

Em termos gerais, verificou-se que podem ocorrer melhorias das propriedades dos solos com a adição de emulsão asfáltica, no entanto, o desempenho desta técnica de estabilização é variável para cada tipo de solo.

## **6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

O estudo das propriedades e comportamentos de misturas solo-emulsão trouxe expressivas contribuições, no entanto ainda há a necessidade de aprofundar o conhecimento e o entendimento do que ocorre com o solo após a adição de material asfáltico. A seguir são apresentadas algumas sugestões para pesquisas futuras:

- Testar a mistura com outros tipos de solo, em especial areias e pedregulhos, visando a obtenção de melhores resultados;
- Associar o estudo da emulsão asfáltica com outros aditivos como a cal e o cimento;
- Realização de ensaios com a água percolada em corpos-de-prova com a finalidade de verificar a possibilidade de contaminação do meio ambiente por material asfáltico ou outros produtos que possam estar contidos na emulsão;
- Estudar o comportamento tensão-deformação do solo estabilizado com emulsão asfáltica, realizando ensaios triaxiais CD e triaxiais a diferentes trajetórias de tensões, ensaios tipo  $k_0$  e cisalhamento direto;
- Estudar a metodologia de ensaios de permeabilidade utilizando bentonita para impermeabilização, de forma a garantir que a amostra seja saturada e que a expansão da bentonita não interfira na integridade da mesma.

# *Referências Bibliográficas*

- ABEDA (2001). Manual Básico de Emulsões Asfálticas - Soluções para pavimentar sua cidade. Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto, ABEDA, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 134 p.
- ABNT (2004). Determinação da Densidade 20°/4°C de Produtos Betuminosos Líquidos e Semi-Sólidos - NBR 6296. Método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 3 p.
- ABNT (2003). Determinação de Ruptura de Emulsões Asfálticas - Método da Mistura com Cimento - NBR 6297. Método de Ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnica, Rio de Janeiro, RJ, 1 p.
- ABNT (1999a). Emulsões Asfálticas - Determinação do pH - NBR 6299. Método de Ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnica, Rio de Janeiro, RJ, 1 p.
- ABNT (1986a). Amostras de Solo - Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização - NBR 6457. Associação Brasileira de Normas Técnica, Rio de Janeiro, RJ, 8 p.
- ABNT (1984a). Solo - Determinação do Limite de Liquidez - NBR 6459. Associação Brasileira de Normas Técnica, Rio de Janeiro, RJ, 6 p.
- ABNT (1984b). Grãos de Solo que Passam na Peneira de 4,8 mm - Determinação da Massa Específica - NBR 6508. Associação Brasileira de Normas Técnica, Rio de Janeiro, RJ, 8p.
- ABNT (2000a). Determinação da Carga da Partícula de Emulsões Asfálticas - NBR 6567. Método de Ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnica, Rio de Janeiro, RJ, 2 p.
- ABNT (2000b). Emulsões Asfálticas - Determinação da Sedimentação - NBR 6570. Método de Ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnica, Rio de Janeiro, RJ, 1 p.
- ABNT (1984c). Solo - Determinação do Limite de Plasticidade - NBR 7180. Associação Brasileira de Normas Técnica, Rio de Janeiro, RJ, 3 p.

- ABNT (1984d). Solo - Análise Granulométrica - NBR 7181. Associação Brasileira de Normas Técnica, Rio de Janeiro, RJ, 13 p.
- ABNT (1986b). Solo - Ensaio de Compactação - NBR 7182. Associação Brasileira de Normas Técnica, Rio de Janeiro, RJ, 10 p.
- ABNT (1990). Ensaio de adensamento unidimensional - NBR 12007. Associação Brasileira de Normas Técnica, Rio de Janeiro, RJ, 13p.
- ABNT (1999b). Emulsões Asfálticas - Determinação do Resíduo Asfáltico por Evaporação - Método expedito - NBR 14376. Método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnica, Rio de Janeiro, RJ, 3 p.
- ABNT (1999c). Emulsões Asfálticas - Determinação da Peneiração - NBR 14393. Método de Ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnica, Rio de Janeiro, RJ, 2 p.
- ABNT (2000c). Emulsões Asfálticas - Determinação da Viscosidade Saybolt Furol - NBR 14491. Método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnica, Rio de Janeiro, RJ, 3 p.
- Aguiar, L.A. (2008). Estudo da Curva Característica de Solos Compactados. Trabalho de Conclusão de Curso, Publicação Nº ENC. PF – 019 A/08, Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás, Anápolis, GO, 95 p.
- Aguiar, L.A. (2010). Contribuições para Análise do Comportamento Mecânico de Solos Compactados para Uso em Barragens. Dissertação de Mestrado, Publicação Nº G.DM-184/10, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 127 p.
- Alcântara, M.A.M., Lima, D.C., Bueno, B.S. & Costa, L.M. (1995). Considerações Sobre o Uso de Aditivos Químicos em Regiões Tropicais. 29ª Reunião Anual de Pavimentação, Associação Brasileira de Pavimentação, Cuiabá, MT, 2: 100-110.
- Aquino, F.R. (2008). Determinação dos Parâmetros de Resistência em Solos Compactados. Trabalho de Conclusão de Curso, Publicação Nº ENC. PF – 022 A/08, Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás, Anápolis, GO, 101 p.

- Araújo, R.N.A. (1982). Estabilização de Solos Lateríticos da Região Nordeste com Emulsão Asfáltica Catiônica. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação do Centro de Ciências e Tecnologia, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, PB, 146 p.
- Araújo, R.N.A., Lucena, F.B. & Ferreira, H.C. (1983). Propriedades de Resistência ao Cisalhamento de Solos Lateríticos Estabilizados com Emulsão Asfáltica Catiônica RM-1C. 26ª Reunião Anual de Pavimentação, Associação Brasileira de Pavimentação, Porto Alegre, RS, 500-517.
- Balbo, J.T. (2007). Pavimentação Asfáltica: Materiais, Projeto e Restauração. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 558 p.
- Bernucci, L.B., Motta, L.M.G., Ceratti, J.A.P. & Soares, J.B. (2008). Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros. PETROBRÁS, ABEDA, Rio de Janeiro, RJ, 501 p.
- Bezerra, R.L. (1976). A Durabilidade de Solos Lateríticos Estabilizados com Cimento e Aditivos. Dissertação de Mestrado, Centro de Ciências e Tecnologia, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, PB, 95 p.
- Bourdeaux, G.H.R.M. (1983). Materiais e Métodos Não-Convencionais em Barragens de Terra e de Enrocamento. XV Seminário Nacional de Grandes Barragens, CBGB, Rio de Janeiro - RJ, 3: 325-500.
- Brady, N.C. (1989). Natureza e Propriedades dos Solos. Ed. Freitas Bastos, Rio de Janeiro, RJ, 878 p.
- Calle, J.A.C. (2000). Análise de Ruptura de Taludes em Solo Não Saturado. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 156 p.
- Camapum de Carvalho, J. (1981). Influência das Energias Térmica e Mecânica em Propriedades de Engenharia Seleccionadas de Alguns Solos Lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação de Engenharia do Centro de Ciências e Tecnologia, UFPB, Campina Grande, PB, 184p.

- Camapum de Carvalho, J., Crispel, J.J., Meussens, C. & Nardone, A. (1987). La recosntituion dès éprouvettes em laboratoire: théorie et pratique opératoire. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de recherche LPC N° 145 (ISSN 0222-8394), Paris, França, 54 p.
- Camapum de Carvalho, J., Guimarães, R.C., Cardoso, F.B.F. & Pereira, J.H.F. (1996). Proposta de uma Metodologia para Ensaio de Sedimentação. 30ª Reunião Anual de Pavimentação. Salvador, BA, 520-531.
- Camapum de Carvalho, J. & Leroueil, S. (2000). Modelo de Normalização da Curva Característica. 32ª Reunião Anual de Pavimentação. Brasília, DF, 97-106.
- Camapum de Carvalho, J., Konrad, J.M. & Muma, M. (2000). Fluência em Material Granular Estabilizado com Emulsão. 32ª Reunião Anual de Pavimentação. Brasília, DF, 175-183.
- Camapum de Carvalho, J. & Leroueil, S. (2004). Curva Característica de Sucção Transformada. Solos e Rochas, São Paulo, SP, v.27, n. 3, 231-242.
- Caproni Júnior, N., Palocci, A., Shimabukuro, M., Ribas, J.B.M. & Mori, R.T. (1994). Propriedades Geotécnicas de Solos Coluvionares e Residuais de AHE Corumbá I. XXI Seminário Nacional de Grandes Barragens, CBGB, Rio de Janeiro, RJ, 1: 57-64.
- Cardoso, F.B.F. (2002). Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro. Tese de Doutorado em Geotecnia, Publicação N° G.TD-009-A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, FT, UnB, Brasília, DF, 357 p.
- Carvalho, C.A.B., Bueno, B.S. & Lóss, Z.J. (1991). Estabilização Solo-Betume para Camada de Rolamento em Estradas Vicinais. Relatório Final Relativo ao Projeto de Pesquisa TEC80116/93 FAPEMIG, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 33 p.
- Carvalho, C.A.B., Dourado Filho, J. & Espírito Santo, N.R. (1992). Uma Análise de Desgaste e de Resistência à Compressão Simples - Mistura Solo-Betume. 26ª Reunião Anual de Pavimentação, Associação Brasileira de Pavimentação, Aracaju, SE, 1: 150-164.
- Costa, J.B. (2004). Caracterização e Constituição do Solo. Fundação Calouste Gulbenkian, 7ª edição, Lisboa, Portugal, 527 p.

- Cozzolino, V.M.N. & Nogami, J.S. (1993). Classificação geotécnica MCT para Solos Tropicais. Solos e Rochas: Revista Brasileira de Geotecnia. ABMS/ABGE. v. 16(2): 77-91.
- Cristelo, N.M.C. (2001). Estabilização de Solos Residuais Graníticos Através da Adição de Cal. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Minho, Portugal.
- Cruz, P.C. (1996). 100 Barragens Brasileiras. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 648p.
- Dantas Neto, S.A. (2001). Materiais Asfálticos Alternativos para Uso em Pavimentação. Dissertação de Mestrado, Publicação N° G.DM-080-A/01, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 170 p.
- Das, B.M. (2007). Fundamentos de Engenharia Geotécnica. Tradução: All Tasks. Revisão Técnica: Pérsio Leister de Almeida Barros. Thomson Learning, São Paulo, SP, 562 p.
- Deere, D.U. & Patton, F.D. (1971). Slope Stability in Residual Soils. Fourth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, American Society of Civil Engineers, San Juan, Puerto Rico, 1:87-170.
- DNER - ME 258 (1994a). Solos Compactados em Equipamentos Miniatura Mini-MCV. MT - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária, Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ, 14 p.
- DNER - ME 256 (1994b). Solos Compactados em Equipamentos Miniaturas – Determinação da perda de massa por imersão. MT - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária, Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ, 6 p.
- Duncan, J.M. & Chang, C.Y. (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, SM, 5: 1629-1653.
- EMBRAPA (1997). Manual de Métodos de Análise de Solo. Centro Nacional de Pesquisa do Solo, 2ª edição, Rio de Janeiro, RJ, 212 p.
- EMBRAPA (2005). Manual de Laboratórios: Solo, Água, Nutrição Vegetal, Nutrição Animal e Alimentos. Editores: Nogueira, A. R. A. & Souza, G. B. São Carlos, SP, 334 p.

- Ferreira, A.M. (1980). Estudo de Três Solos Estabilizados com uma Emulsão Asfáltica catiônica. Dissertação de Mestrado, Centro de Ciências e Tecnologia, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, PB, 99 p.
- Ferreira, C.J. (2006). Estabilização de Solos com Cal - Uso da Metodologia MCT. Projeto Final, Publicação Nº ENC. PF – 012A/06, Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás, Anápolis, GO, 162 p.
- Freire, O. (2006). Solos das regiões tropicais. Fepaf, Botucatu, SP, 271 p.
- Furnas Centrais Elétricas S.A. (2004). Relatório DCT.T.02.002.2004-R1 - ENERPEIXE S.A.- UHE Peixe Angical. Departamento de Apoio e Controle Técnico, Laboratório de Solos, Goiânia, GO, 27 p.
- Gidigas, M.D. (1976). Laterite Soil Engineering, Pedogenesis and Engineering Principles. Elsevier Sci. Publ. Co., Amsterdam, Netherlands, 570 p.
- Gondim, L.M. (2008). Estudo Experimental de Misturas Solo-Emulsão Aplicado às Rodovias do Agropólo do Baixo Jaguaribe – Estado do Ceará. Dissertação de Mestrado. Programa de Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 219 p.
- Guarçoni, D.S., Mattos, A.B.G & Gonçalves, N.R. (1988). Estabilização de Solos com Betume Técnicas de Execução. 23ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv., Florianópolis, SC, 1:447-483.
- Guimarães, E.M. (1999). Difractometria de Raios-X - Minicurso Ministrado no XXVII Congresso Brasileiro de Ciências do Solo. Departamento de Mineralogia e Petrologia/IG/UnB, Brasília, DF, 15 p.
- Grim, R.E. (1953). Clay Mineralogy. McGraw-Hill Book Company, New York, United States of America, 384 p.
- Huse, K. (2007). Estudo da Influência da Adição de Bentonita em um Solo Areno-Siltoso para Uso como Cobertura de Aterros. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 126 p.
- IBP. (1999). Informações Básicas Sobre Materiais Asfálticos. Instituto Brasileiro do Petróleo/Comissão de Asfalto, Rio de Janeiro, RJ, 76 p.

- Inglês, O.G. & Metcalf, J.B. (1972). Soil Stabilization Principles and Practice. Butterworths, Sydney, Australia, 374 p.
- Jacinto, E.C. (2005). Estudo do Comportamento de Misturas Solo-Emulsão para Uso em Barragens. Dissertação de Mestrado, Publicação Nº G.DM-132/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 160 p.
- Jacinto, E.C., Farias, M.M., Cordão Neto, M.P., Camapum de Carvalho, J. & Guimarães, R.C. (2007). Simulación Numérica del Comportamiento del Núcleo Central de Presas Utilizando Mezclas Suelo-Emulsión. XIII Conferencia Panamericana de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Isla Margarita, Venezuela, 6 p.
- Kestenbach, H.J. & Botta Filho, W.J. (1989). Microscopia Eletrônica - Transmissão e Varredura. Édile Serviços Gráficos e Editora Ltda, São Paulo, SP, pp.17-33.
- Kézdi, A. & Rétháti, L. (1988). Handbook of soil Mechanics - Soil Mechanics of Earthworks, Foundations and Highway Engineering. Elsevier, Amsterdam, 3:227-317.
- Kiehl, E.J. (1979). Manual de Edafologia: Relações Solo - Planta. Editora agronômica CERES Ltda, São Paulo, SP, 262 p.
- Lambe, T.W. & Whitman, R.V. (1979). Soil Mechanics. Massachusetts Institute of Technology, John Wiley & Sons, New York, 553 p.
- Leite, A.F. & Brandão, D.M. (2008). Análise da Mistura Solo-Cal-Emulsão para Fins de Pavimentação Rodoviária. Trabalho de Conclusão de Curso. Centro Federal de Educação Tecnológica de Goiás, Goiânia, GO, 93 p.
- LENC - Laboratório de Engenharia e Consultoria. (1997). Método das pastilhas para identificação expedita do grupo MCT, São Paulo, SP, 9 p.
- Lucena, F.B., Ferreira, H.C. & Araújo, R.N.A. (1982). Uso de Emulsão Catiônica na Estabilização de Solos Lateríticos. 17ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Brasília, DF, 2: IV65-IV91.
- Massad, F. (2003). Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 170 p.

- Marinho, F.A.M. (1995). A Técnica do Papel Filtro para Medição de Sucção. Encontro Sobre Solos Não Saturados. Porto Alegre, RS, 1: 112-125.
- Martinho, F.G. (1992). Adesividade. 26ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Aracaju, SE, 1: 60-81.
- Miceli Junior, G. (2006). Comportamento de Solos do Estado do Rio de Janeiro Estabilizados com Emulsão Asfáltica. Dissertação de Mestrado. Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ, 267 p.
- Moreira, E.D. (2002). Estabilização Rodoviária de uma Base ou Revestimento Primário como Alternativa para Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego. Ponte Nova, MG, 5 p.
- Nakai, T. & Hinokio, M. (2002). An isotropic hardening model for normally and over consolidated soils with  $t_{ij}$ -concept and subloading surface concept. 1<sup>st</sup> International Workshop on New Frontiers in Computational Geotechnics. Yashima, A.; Zhang, F & Wan, R.G. (eds), Calgary, Canada, pp. 3-16.
- Nogami, J.S. & Villibor, D.F. (1995). Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos. Editora Vilibor, São Paulo, SP, 240 p.
- Oliveira, J.C. (2007). Indicadores de Potencialidades e Desempenho de Agregados Reciclados de Resíduos Sólidos da Construção Civil em Pavimentos Flexíveis. Tese de Doutorado, Publicação N° G.TD-049/07, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 167p.
- Oliveira, R.B. (2008). Análise de uma Mistura de Dois Solos com Comportamentos Diferentes de CBR e Expansão. Trabalho de Conclusão de Curso. Centro Federal de Educação Tecnológica de Goiás, Goiânia, GO, 108 p.
- Padilha, A.F. & Ambrósio Filho, F. (1985). Técnicas de Análise Micro Estrutural. Hemus Editora Ltda, São Paulo, SP, pp. 85-111.
- Pastore, E.L. (1992). Maciços de Solos Saprolíticos como Fundação de Barragens de Concreto Gravidade. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos (USP), São Carlos, SP, 290 p.

- Pastore, E.L. (1995). Weathering profiles. 10<sup>th</sup> Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Guadalajara, México, 1: 353-364.
- Pinto, C.S. (1985). Estabilização de Pavimentos com Cal. V Reunião Aberta da Indústria de Cal, ABPC, São Paulo, SP, pp. 81-112.
- Pinto, C.S. (2000). Curso Básico de Mecânica dos Solos. Ed. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 247 p.
- Salomão, F.X.T. & Antunes, F.S. (1998). Solos em Pedologia. Geologia de Engenharia. Oliveira, A.M.S. & Brito, S.N.A. (eds). ABGE, São Paulo, SP, pp. 87-99.
- Sant'Ana W.C. (2009). Contribuição ao Estudo de Solo-Emulsão em Pavimentos de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego para o Estado do Maranhão. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 341 p.
- Santos, M.F., Lima, D.C. & Bueno, B.S. (1995). Estabilização dos Solos com Cal e Betume. 6<sup>a</sup> Reunião Anual de Pavimentação Urbana, ABPv, Santos, SP, 1: 74-97.
- Schlosser, R.C.J. (1972). Estabilização de Solos com Emulsão Asfáltica - Trecho experimental. Internacional Road Federation Meeting - II Reunião das Organizações Rodoviárias. Brasília, DF, 32 p.
- Senço, W. (2001). Manual de Técnicas de Pavimentação. Ed. Pini, São Paulo, SP, 2 vol., 671 p.
- Silva, M.T.M.G. (2006). Estabilização de Solos Finos com Cal para Fins de Pavimentação Rodoviária – Efeito da Carbonatação. Trabalho de Conclusão de Curso, Publicação Nº ENC. PF – 004A/06, Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás, Anápolis, GO, 89 p.
- Soliz, V.V.P. (2007). Estudo de Três Solos Estabilizados com Emulsão Asfáltica. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 166 p.
- Suarez, D.A.A. (2008). Estudo do Comportamento Mecânico de Dois Solos Lateríticos do Estado de São Paulo com Adição de Emulsão Asfáltica. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 146 p.

Themag Engenharia e Gerenciamento Ltda (2000). Estudos de Impacto Ambiental - Volume 2 - Diagnóstico do Meio Físico, Peixe, TO, 178 p.

Thomé, A. (1994). Estudo do Comportamento de um Solo Mole Tratado com Cal, Visando seu Uso em Fundações Superficiais. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 149 p.

Yoder, E.J. & Witczak, M.W. (1975). Principles of Paviment Design. John Wiley & Sons, INC, New York, pp. 300-324.

Winterkorn, F. (1975). Soil Stabilization. Foundation Engineering Handbook. Winterkorn, H.F. & Fang, H. (eds), Van Nostrand Reinhold Company, New York, USA, pp. 323-330.

Wolle, C.M. (1974). Uso do Microscópio Eletrônico de Varredura na Observação da Microestrutura das Argilas. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. São Paulo, SP, Vol. 2, pp. 115-129.