

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

**USO DE CAL E FIBRAS NA MELHORIA DE MATERIAIS  
PARA UTILIZAÇÃO EM ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS**

**PRISCILA FIOCHI BENTO**

**ORIENTADOR: JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.DM-144/06**

**BRASÍLIA-DF: MARÇO/2006**

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

**USO DE CAL E FIBRAS NA MELHORIA DE MATERIAIS  
PARA UTILIZAÇÃO EM ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS**

**PRISCILA FIOCHI BENTO**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A  
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

**APROVADA POR:**

---

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

---

**MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD (UNB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**KARLA SALVAGNI HEINECK, DSc (UFRGS)  
(EXAMINADORA EXTERNA)**

**BRASÍLIA/DF, 27 DE MARÇO DE 2006.**

## **FICHA CATALOGRÁFICA:**

**BENTO, PRISCILA FIOCHI**

Uso de Cal e Fibras na Melhoria de Materiais para Utilização em Estruturas de Pavimentos.

xvii, 116 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2006)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil

1. Solos Estabilizados

2. Materiais Compósitos.

3. Misturas Asfálticas

4. Ensaios de Laboratório.

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## **REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

BENTO, P.F. (2006).Uso de Cal e Fibras na Melhoria de Materiais para Utilização em Estruturas de Pavimentos. Dissertação de Mestrado, Publicação nº G. DM – 144/06, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 120 p.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

NOME DO AUTOR: Priscila Fiochi Bento

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Uso de Cal e Fibras na Melhoria de Materiais para Utilização em Estruturas de Pavimentos.

GRAU / ANO: Mestre / 2006

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

---

Priscila Fiochi Bento  
SQN 405, Bloco N, apto.100, Térreo.  
Asa Norte – CEP: 70846-140  
Brasília-DF  
priscilabento@unb.br

“COMO VOCÊ PENSA, VOCÊ CRÊ E COMO VOCÊ CRÊ, SERÁ”

Anônimo

Aos meus pais, Antonio e Cidinha,  
pelos sacrifício e dedicação em prol  
da minha formação profissional. Ao  
meu marido, Wallace, pelo incentivo  
e apoio incessantes.

## **AGRADECIMENTOS**

Muitas pessoas tornaram possível a concretização desse trabalho. Dentre elas, cabe destacar:

À Petrobras S.A., na pessoa dos engenheiros Humberto e Luis, que acreditaram em mim e possibilitaram a viabilização do envio de material para a pesquisa assim como o apoio logístico na visita técnica até o local de estudo.

À Orpec Engenharia, Betannin Industrial S.A. e a Belgo pelo fornecimento das fibras sintética, PET e metálica respectivamente.

Ao CNPq pelo apoio financeiro.

À UFAM, Universidade Federal do Amazonas, instituição pela qual tenho orgulho de ter participado. Meu muito obrigada a prof<sup>a</sup>. Consuelo Alves da Frota e principalmente as prof<sup>as</sup>. Ellen Barbosa e Annunziata Donadio, as quais tenho grande estima e consideração. Obrigada por acreditarem na minha capacidade incondicionalmente e por sempre estarem me incentivando a vir para o mestrado.

A todos os professores do Curso de Pós-graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, em especial ao meu orientador, o professor José Camapum de Carvalho, pelos conhecimentos transmitidos não apenas para o desenvolvimento dessa pesquisa, mas como também pela paciência para comigo, principalmente na edição final da dissertação.

Ao Sr. José Gonçalves, do Centro de Manutenção de Equipamentos da Universidade de Brasília, pela dedicação e atenção com que tinha com os alunos em geral, em especial aqueles da pós-graduação.

A todos os técnicos e estagiários do Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília, em especial ao Wilton, Alessandro, Vanilson e Valterbar, pela grande ajuda disponibilizada principalmente nos momentos em que apenas a minha “força” não era suficiente.

Ao DER-DF, por disponibilizar o laboratório de pavimentação para a realização dos ensaios de mistura asfáltica, Também merecem destaque os técnicos Hamilton e Tolentino, pela grande ajuda e dedicação nos trabalhos lá executados.

À todos os novos amigos da geotecnia, principalmente a Isabella, James, Mariana, Sandra, Jenny, Joice e Élder pela ótima convivência, pelos momentos de descontração e alegria, por muitas madrugadas de estudo e ajuda mútua e acima de tudo apoio, em todos os momentos da nossa caminhada. Aos doutorandos Jôfran Roseno e Joel pela ajuda nos ensaios com o revestimento asfáltico assim como a colega Elza Conrado, pelas dicas e auxílio com os resultados.

À minha mãe, torcedora pelo meu sucesso e sempre orgulhosa das minhas conquistas. Ao meu pai, fonte de toda a inspiração e principalmente energia e disposição, que me ampara nos momentos difíceis e encoraja para que eu siga sempre em frente. Sem isso não teria chegado tão longe e com certeza exitaria em continuar caminhando sempre. Pai, seu exemplo sempre se fez presente em minha vida, em especial nesses últimos dois anos. Ao meu irmão Guilherme, pelos momentos que deixei de compartilhar com você, principalmente nessa fase da sua vida. Mas Gui sempre estive presente, na mente e no coração.

Aos meus sogros Osmar e Maria Serrat, pelo apoio e ajuda em todos os sentidos nesse período longe dos familiares. Obrigada por sempre estarem presentes, mesmo estando tão distantes. Ao primo Wilcelio Roque e sua família, pela solidariedade prestada no momento em que mais precisei, onde a saúde da minha família encontrava-se debilitada.

Em especial ao meu marido Wallace, pela dedicação, apoio e principalmente compreensão em todas as etapas de nossos trabalhos. Obrigada por ter acreditado e investido na nossa empreitada. Nosso plantio está sendo árduo, mas nossa colheita será muito farta, tenho certeza.

À Deus, por estar sempre presente em minha vida, mesmo para essa fiel um pouco descuidada. No início não entendi, mas hoje vejo que me mostrou o caminho certo.

À todos enfim, que mesmo não sendo citados contribuíram de alguma forma, direta ou indiretamente, muito obrigada!

## RESUMO

### USO DE CAL E FIBRAS NA MELHORIA DE MATERIAIS PARA UTILIZAÇÃO EM ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS

Este trabalho ambienta-se na Província Petrolífera de Urucu, posto de extração de gás e petróleo da Petrobras S.A., situado no município de Coari, AM. Essa região é caracterizada por chuvas intensas que, aliadas à baixa capacidade de suporte do solo assim como à carência de materiais pétreos na região dificulta as obras de pavimentação, tornando seu custo muito elevado e a durabilidade pequena. Nesse contexto foram estudados os solos da região utilizados para esse fim, como continuação das pesquisas realizadas por Pessoa (2004), assim como a areia utilizada para o revestimento asfáltico, na mistura do tipo areia asfalto usinado a quente (AAUQ).

Para estudo da melhoria do comportamento mecânico utilizou-se a incorporação de fibras sintéticas e de PET reciclado misturadas em solo natural e em solo estabilizado com cal, por meio da tecnologia de materiais compósitos, gerando um material com características específicas. Os estudos foram realizados para fibras nos comprimentos de 0,5cm e 1,0cm assim como nos teores de 0,25%, 0,50% e 1,00% para o solo natural e com adição de 4% de cal. Esse estudo foi feito por meio de ensaios de perda de massa por imersão, mini-CBR natural e inundado, cone adaptado, compressão simples, tração por compressão diametral e sucção. Melhorias foram encontradas na perda de massa por imersão, onde a fibra atua inibindo a expansão. Para a compressão simples, conferiu comportamento mais dútil, fornecendo maior tenacidade à mistura. Nos ensaios de capacidade de suporte, destaca-se a influência da cal, sendo que as fibras pouco contribuíram nesse aspecto.

Para a mistura asfáltica foram realizados ensaios Marshall, a fim de identificar qual composição forneceria resultados satisfatórios de estabilidade para as duas areias disponíveis na região, utilizando-se misturas com e sem adição de cal. Para as misturas que apresentaram melhor desempenho nesse ensaio, foram executados ensaios de resistência à tração com adição de fibras metálicas nos teores de 0,50%, 1,00% e 2,00%. Os resultados mostraram a forte influência da cal, conferindo maior estabilidade à mistura, sendo que as fibras só influenciaram na resistência à tração das composições contendo cal.

## **ABSTRACT**

### **USE OF LIME AND FIBRES IN THE IMPROVEMENT OF MATERIALS FOR USE IN STRUCTURES OF PAVEMENTS**

This research work was developed in the Petrobras gas and oil province of Urucu, in the county of Coari, AM. This region is subjected to heavy rain which combined with the low soil bearing capacity and scarce gravel materials causes difficulties to the construction of pavements, increasing their cost and reducing their life time. In this context, the use of regional soils in pavements was studied, continuing the research conducted by Pessoa (2004), as well as sand for asphalt overlay, as a hot asphalt-sand mix.

Synthetic fibres made of recycled polyester were mixed to the natural soil and to a soil stabilised with lime for the evaluation the influence of such materials on the improvement of the mechanical properties of the mixture. The fibre lengths were 0,5cm and 1,0cm and the fibre contents were 0,25%, 0,50% and 1,00% for the natural soil and for the soil with 4% of lime. The tests performed were mass loss by immersion, mini-CBR (natural and after inundation), adapted cone, unconfined compression, tensile strength by the Brazilian test method and suction. The fibres inhibit soil expansion and improvements were observed in mass loss by immersion results. The presence of the fibres caused a more ductile behaviour of the mixture, increasing its tenacity. In the bearing capacity tests the greater influence came from the presence of lime rather than from the fibres.

Marshall tests were performed on the asphalt mixtures in order to identify the best mixing procedure for the two sands available in the region in tests with and without the addition of lime. The best mixtures obtained in such tests were used for the preparation of specimens with 0,5%, 1,00% and 2,00% of fibers that were subjected to tensile strength tests. The results obtained show the great influence of lime, increasing the mixture stability, with the influence of the fibres being only observed on the tensile strength of the mixtures containing lime.

# ÍNDICE

<b>1 - INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1 LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE PESQUISA.....	2
1.2 PROBLEMAS ENCONTRADOS .....	3
1.3 VIABILIDADE TÉCNICA.....	3
1.4 OBJETIVOS .....	5
1.5 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	5
<b>2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>6</b>
2.1 SOLOS NÃO SATURADOS.....	6
2.1.1 FASES COMPONENTES DE UM SOLO NÃO SATURADO .....	7
2.1.2 EXPANSIBILIDADE .....	8
2.1.3 SOLOS COMPACTADOS .....	8
2.2 – SOLOS COM ADIÇÃO DE CAL .....	10
2.2.1 – HISTÓRICO DE UTILIZAÇÃO DA CAL.....	10
2.2.2 - UTILIZAÇÃO DA CAL NA ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS .....	11
2.2.3 - REAÇÕES SOLO-CAL.....	12
2.2.4 FATORES QUE AFETAM A ESTABILIZAÇÃO.....	15
2.2.5 PROPRIEDADES MODIFICADAS NOS SOLOS DEVIDO A ADIÇÃO DE CAL.....	17
2.3 SOLOS REFORÇADOS COM ELEMENTOS FIBROSOS .....	18
2.3.1 BREVE HISTÓRICO.....	18
2.3.2 MATERIAIS COMPÓSITOS .....	19
2.3.3 TIPOS DE FIBRAS UTILIZADOS COMO REFORÇO .....	21
2.3.3.1 FIBRAS NATURAIS .....	21
2.3.3.2 FIBRAS POLIMÉRICAS.....	22
2.3.3.3 FIBRAS MINERAIS .....	24
2.3.3.4 FIBRAS METÁLICAS.....	24
2.3.4 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS COMPÓSITOS .....	25
2.3.5 MECANISMOS DE RUPTURA.....	27
2.4 AREIA ASFALTO A QUENTE.....	29
2.5 ADIÇÃO DE FIBRAS EM MISTURAS ASFÁLTICAS .....	29
2.5.1 PROPRIEDADES DA MISTURA ASFALTO-FIBRAS.....	31
2.5.2 MECANISMOS DE ASSOCIAÇÃO ASFALTO-FIBRA .....	32
2.5.3 EXECUÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS ADICIONADAS COM FIBRAS .....	32
2.5.4 VANTAGENS E DESVANTAGENS.....	33
<b>3 - MATERIAIS UTILIZADOS .....</b>	<b>34</b>
3.1 MATERIAIS DESTINADOS AO ESTUDO DE BASES PARA PAVIMENTOS .....	34
3.1.1 SOLO.....	34

3.1.2 CAL .....	36
3.1.3 FIBRAS .....	36
3.2 MATERIAIS PARA O ESTUDO DO REVESTIMENTO ASFÁLTICO .....	38
3.2.1 AREIAS.....	38
3.2.2 CAL .....	39
3.2.3 BETUME.....	39
3.2.4 FIBRAS METÁLICAS .....	39
<b>4 - METODOLOGIA .....</b>	<b>41</b>
4.1 ESTUDO DE BASES PARA PAVIMENTOS .....	41
4.1.1 MINI-COMPACTAÇÃO .....	41
4.1.2 MINI-CBR.....	42
4.1.3 ENSAIO DE CONE ADAPTADO .....	44
4.1.4 COMPRESSÃO SIMPLES .....	45
4.1.5 PERDA DE MASSA POR IMERSÃO .....	46
4.1.6 SUCCÃO.....	46
4.1.7 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	49
4.2 ESTUDO DO REVESTIMENTO ASFÁLTICO .....	50
4.2.1 ESPECIFICAÇÕES DA MISTURA.....	50
4.2.2 ENSAIO MARSHALL.....	52
4.2.3 PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO.....	53
4.2.3 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	55
<b>5 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>57</b>
5.1 BASE DE PAVIMENTOS.....	57
5.1.1 PERDA DE MASSA POR IMERSÃO .....	58
5.1.3 MINI-CBR.....	70
5.1.4 CONE ADAPTADO .....	76
5.1.5 TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	77
5.1.6 CURVA CARACTERÍSTICA .....	82
5.2 REVESTIMENTO ASFÁLTICO .....	84
5.2.1 ENSAIO MARSHALL.....	86
5.2.2 TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	93
<b>6 - CONCLUSÕES .....</b>	<b>95</b>
6.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	96
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>98</b>

**APÊNDICE A - CARACTERÍSTICA DOS CORPOS DE PROVA UTILIZADOS NOS  
ENSAIOS DE BASE PARA PAVIMENTOS ..... 103**

**APÊNDICE B - CARACTERÍSTICA DOS CORPOS DE PROVA UTILIZADOS NOS  
ENSAIOS DE REVESTIMENTO ASFÁLTICO..... 109**

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Trinca localizada no revestimento e base. ....	3
Figura 2.1 - Fenômeno de aglomeração/floculação (Prusinsk e Bhattacharja, 1999).....	13
Figura 2.2 - Reação Pozolânica (modificado de Prusinsk e Bhattacharja ,1999). ....	15
Figura 2.3 - Disposição das fibras em uma matriz: a) Fibras contínuas e unidirecionais; b) Fibras descontínuas com disposição aleatória; c) Fibras contínuas ortogonais; d) Fibras contínuas de distribuição aleatória (Askeland, 1990) .....	20
Figura 2.4 – Ruptura de uma matriz reforçada com fibras (Ferrante, 1996) .....	21
Figura 2.5 – Representação esquemática da fratura dúctil (Ferrante, 1996).....	28
Figura 3.1 - Localização da área de estudo. (www.ondefica.com.br).....	34
Figura 3.2 - Granulometria com e sem ultra-som para o solo estudado.....	35
Figura 3.3 - Gráfico de Plasticidade com a localização do solo em estudo (Modificado de Caputto, 1996).....	35
Figura 3.4 - Granulometria da cal estudada. ....	36
Figura 3.5 - Fibras sintéticas. ....	37
Figura 3.6 – Fibras PET. ....	37
Figura 3.7 - Granulometria das areias utilizadas para a confecção da mistura asfáltica.....	38
Figura 3.8 - Fibras Metálicas.....	40
Figura 4.1 - Cilindro PVC bipartido e braçadeira metálica utilizados nos ensaios de mini-CBR e cone adaptado. ....	43
Figura 4.2 - Corpos de prova na expansão para posterior determinação de Mini-CBR pós-imersão. ....	44
Figura 4.3 - Ensaio de cone adaptado .....	45
Figura 4.4 - Ensaio de compressão simples .....	46
Figura 4.5 - Tipos de fluxo do solo para o papel filtro (Marinho 1995). ....	47
Figura 4.6 - Aplicação de tensões no ensaio de tração.....	49
Figura 4.7 - a) Pesagem dos agregados; b) Aquecimento dos agregados; c) Equipamento utilizado na compactação; d) Corpos de prova após compactação; e) Corpos de prova no banho-maria; f) Determinação da estabilidade e fluência; g) Corpos de prova após rompimento. ....	54

Figura 4.8 –a) Ensaio de tração por compressão diametral para misturas betuminosas; b) Corpo de prova após rompimento. ....	56
Figura 5.1–Corpos de prova confeccionados com solo natural. ....	57
Figura 5.2 - Corpos de prova confeccionados com cal. ....	58
Figura 5.3 – Perda de massa por imersão do solo natural.....	59
Figura 5.4 – Perda de massa por imersão para a mistura solo-fibra.....	59
Figura 5.5 – Perda de massa por imersão para: a) fibra sintética no teor de 1,00% e 1,0cm; b) fibra PET no teor de 0,25% e 0,5cm. ....	60
Figura 5.6 – Perda de massa por imersão para a mistura solo-fibra.....	61
Figura 5.7 – Perda de massa em relação ao índice de vazios para os teores analisados. ....	62
Figura 5.8 – Resistência à compressão simples para as misturas estudadas. ....	63
Figura 5.9 – Resistência a compressão simples para todas as amostras analisadas. ....	64
Figura 5.10 – Resistência a compressão simples função do índice de vazios.....	65
Figura 5.11 – Resistência à compressão simples para: a) fibras PET; b) fibras sintéticas.....	67
Figura 5.12 - Resistência à compressão simples para as misturas com cal e fibras: a) PET; ..	68
Figura 5.13 – Corpos de prova após compressão simples para amostras com cal adicionadas com: a) Fibras PET no teor de 0,25% e tamanho de 0,5cm; b) Fibras sintéticas no teor de 1,00% e tamanho de 0,5cm. ....	69
Figura 5.14 – Variação do módulo secante a 50% como teor de fibra. ....	70
Figura 5.15 – Variação do CBR com o teor de fibra.....	71
Figura 5.16 – Variação do índice de vazios para as misturas analisadas. ....	73
Figura 5.17 – Variação do mini-CBR imerso com o teor de fibra. ....	74
Figura 5.18 – Relação da expansão com índice de vazios para os teores estudados. ....	75
Figura 5.19 – Relação do Cone com o teor de fibra.....	77
Figura 5.20 – Resistência à tração em relação ao teor de fibra. ....	78
Figura 5.21 – Resistência à tração para solo-fibra nos teores estudados. ....	80
Figura 5.22 – Resistência à tração para as misturas solo-cal-fibras.....	81
Figura 5.23 – (a) Curva característica e (b) Curva característica transformada para o solo natural e solo-cal. ....	83
Figura 5.24 – Composição granulométrica para as misturas estudadas inicialmente. ....	85
Figura 5.25 – Resultados do ensaio Marshall obtidos para a mistura 1. ....	86
Figura 5.26 – Ensaio Marshall para a Mistura 2 com 7% e 5% de betume. ....	87
Figura 5.27 – Ensaio Marshall para mistura 2 variando teor de cal e betume. ....	89

Figura 5.28 – Composição granulométrica para a mistura 3 adicionada com cal.....	90
Figura 5.29 – Ensaio Marshall para a mistura 3 com e sem adição de cal.....	90
Figura 5.30 - Distribuição granulométrica para a mistura 3 com maior teor de cal.....	91
Figura 5.31 – Resultado do ensaio Marshall para a mistura 3 com maior teor de cal. ....	92
Figura 5.32 – Resistência à tração para as amostras estudadas.....	94

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Principais tipos de Fibras utilizadas em misturas asfálticas.....	30
Tabela 2.2 – Vantagens e desvantagens das fibras em misturas asfálticas (Corté, 1998).....	33
Tabela 3.1 - Características da cal utilizada nas misturas solo-cal (Petrobrás, 2004).....	36
Tabela 3.2 – Propriedades mecânicas da fibra sintética (Orpec Engenharia) .....	37
Tabela 3.3 – Propriedades mecânicas da fibra PET (Prietto et al., 1999).....	38
Tabela 3.4 - Granulometria para utilização de cal como filler (DNER-ES 312/97) .....	39
Tabela 3.5 - Características do betume utilizado na mistura asfáltica. ....	40
Tabela 3.6 - Especificações da fibra metálica Dramix RC 65/35 (Grupo Belgo, 2005).....	40
Tabela 4.1 - Composições efetuadas para a realização dos ensaios laboratoriais.....	42
Tabela 4.2 - Faixas granulométricas especificadas para as misturas de AAUQ (DNER-ES 312/97). ....	51
Tabela 4.3 - Valores exigidos para AAUQ (DNER-ES 312/97).....	51
Tabela 4.4 - Misturas analisadas. ....	52
Tabela 5.1 – Misturas confeccionadas para ensaios Marshall. ....	93
Tabela 5.2 – Misturas realizadas no ensaio de tração. ....	93

## **LISTA DE SÍMBOLOS, ABREVIACÕES E NOMENCLATURAS.**

AAUQ – Areia-asfalto Usinada à Quente

ABNT – Associação Brasileira de normas Técnicas

Al – Alumínio

Ca - Cálcio

CAP – Cimento Asfáltico de Petróleo

CBR – California Bearing Ratio

CBUQ – Concreto Betuminoso Usinado à Quente

CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico

d – Diâmetro da fibra

D- Diâmetro do corpo de prova

DCP – Penetrômetro dinâmico de cone

DER-DF – Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

e – índice de vazios

E50% - Módulo secante a 50% da deformação.

Ec – Coeficiente de rigidez obtido por meio do ensaio de Cone Adaptado

ES - Especificação de ensaio

F- Carga de ruptura para ensaio de tração por compressão diametral para mistura asfáltica

G – Densidade real dos grãos

H - Altura do corpo de prova, em cm

INPA – Instituto Nacional de Pesquisas da Amazônia

IP – Índice de plasticidade

K – Potássio

L – Comprimento da fibra

LL – Limite de liquidez

MCT – Miniatura, Compactado, Tropical

ME – Método de ensaio

Mg – Magnésio

Mini-CBR – Ensaio de suporte da metodologia MCT

Na - Sódio

NBR – Norma Brasileira Registrada

NG` - Classificação de solos da metodologia MCT, correspondente ao solo argiloso não laterítico

NLA – National Lime Association

PET - Polietileno tereftalato

PETROBRAS – Petróleo Brasileiro

pF – logaritmo da sucção em centímetros de coluna de água

pH – Potencial Hidrogeniônico

RBV – Relação betume-vazio

$\sigma_R$  – Resistência à tração por compressão diametral para misturas asfálticas

$\sigma_t$  – Resistência à tração por compressão diametral para solos

Si – Silício

SMG – Serviço Mineralógico do Brasil

Sr – grau de saturação

$u_a$  – Pressão de ar

$u_a - u_w$  (kPa) - Sucção

UnB – Universidade de Brasília

$u_w$  – Pressão de água

w – Teor de umidade

## 1 - INTRODUÇÃO

A região Amazônica caracteriza-se por um clima tropical quente e úmido com altas temperaturas e elevados índices pluviométricos durante a maior parte do ano. Com o seu desenvolvimento surgiu a necessidade de se integrar os espaços, necessitando, assim, da construção de novas rodovias. Em função do seu uso indiscriminado, os materiais naturais utilizados para a construção das mesmas tornaram-se escassos, assim como os órgãos ambientais tornaram-se mais exigentes, no que diz respeito à exploração destes materiais. De acordo com Garcez et al. (1999), os principais problemas encontrados nas obras executadas na região amazônica são:

- Carência de material granular associada à dificuldade de transporte do mesmo;
- Existência de solos com baixa capacidade de suporte;
- Solos sensíveis à variação de umidade;
- Altos índices pluviométricos, que aceleram a degradação do pavimento.

Devido a essas características as obras rodoviárias se tornam cada vez mais complexas, na medida em que há o umedecimento do solo, dificultando a compactação e provocando a rápida deteriorização do pavimento. Além disso, sendo os materiais finos mais sensíveis a variações de umidade, ocorre a perda da capacidade de suporte devido à infiltração de água, o que pode ser considerado um problema em regiões caracterizadas por altos índices pluviométricos. Desta forma, principalmente em regiões carentes de material granular como é o caso da região Amazônica, cresce a necessidade da utilização de solos finos, sendo de suma importância o conhecimento de suas propriedades geotécnicas naturais, a fim de permitir a seleção adequada das técnicas a serem utilizadas com o objetivo de melhorá-lo.

Dentre estas técnicas pode-se destacar a estabilização química, onde a incorporação de cal ao solo proporciona uma melhoria da capacidade de suporte, entre outras propriedades. Também há a incorporação de fibras, que pode possibilitar a redução da fissuração assim como o aumento da tenacidade, propriedades estas que dependem fundamentalmente da interação entre o solo e a fibra. Não obstante, podem-se combinar os efeitos da cal e da fibra, adicionando-as conjuntamente à massa de solo a fim de compor um material com características específicas, diferentes daquelas que constituem cada componente separadamente.

## **1.1 LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE PESQUISA**

A área de estudo encontra-se situada no meio da selva Amazônica, no município de Coari, localizado a 650Km de Manaus. Lá se encontra o pólo de produção de gás natural e petróleo da Amazônia, denominado Base de Operações Geólogo Pedro de Moura.

Antes de ser descoberta, a Província Petrolífera de Urucu era apenas um campo onde se desenvolviam estudos, pesquisas e tentativas de exploração de petróleo na região Amazônica. As primeiras tentativas de encontrar petróleo na Amazônia datam do início do século passado. O primeiro poço foi perfurado em 1917 pelo Serviço Mineralógico do Brasil (SMG), órgão do governo federal criado em 1905 para localizar jazidas de carvão e outros combustíveis, mas somente em 1948 foram iniciados os primeiros levantamentos sísmicos na Amazônia, com o objetivo de encontrar especificamente gás natural e petróleo. Entretanto, apenas em 1986 todos esses esforços vieram a ser recompensados, com a descoberta de óleo e gás em níveis comerciais na região localizada próximo ao rio Urucu. Depois disso, o desenvolvimento de um projeto para colocar a área rapidamente em produção exigiu grande esforço e capacitação técnica, além de profundo conhecimento da região, sendo que dois anos depois, em 1988, começava a produção comercial na Província Petrolífera de Urucu (Petrobras, 2006).

Com o advento da Base Petrolífera em Urucu, foi necessária a construção de uma infraestrutura adequada tornando-se necessária à implantação de estradas de acesso para os diversos pontos de extração de gás e petróleo dentro da província, a fim de facilitar a entrada de máquinas e equipamentos assim como possibilitar o escoamento da produção até o local de transporte.

Devido as características peculiares do solo local, que possui alta plasticidade, baixa capacidade de suporte e alta retração e expansão conforme a variação da sua umidade, muitos problemas foram encontrados na construção das estradas da base petrolífera, gerando altos custos principalmente de manutenção, face ao transporte diferenciado que ali se fazia.

Pessoa (2004) desenvolveu um projeto de pesquisa na região no qual procurou caracterizar o solo local a fim de melhorar seu comportamento. Pesquisou várias formas de melhorar seu desempenho no que diz respeito à capacidade de suporte e expansão por meio da estabilização, entre elas a química, com a adição de emulsão e cal, e a granulométrica, por

meio da adição de areia. Dentre os teores analisados, a adição de 4% de cal mostrou-se satisfatória e serviu de base para os ensaios dessa pesquisa. Trechos experimentais já foram executados no local, resolvendo parcialmente o problema.

## 1.2 PROBLEMAS ENCONTRADOS

A adição de cal nos trechos experimentais resolveu parcialmente o problema, principalmente no que diz respeito à baixa capacidade de suporte, acarretando uma diminuição substancial dos custos com manutenção. Porém, em muitos trechos há o aparecimento de trincas, que podem se tornar caminhos preferenciais de água fazendo com que o pavimento se danifique mais rapidamente. A Figura 1.1 mostra as trincas encontradas no local em visita técnica à área.



Figura 1.1 – Trinca localizada no revestimento e base.

## 1.3 VIABILIDADE TÉCNICA

Em função da área de estudo se encontrar em uma região longínqua, foi considerada, primeiramente, uma solução que utilizasse os materiais disponíveis na região. Frequentemente, na Base Petrolífera de Urucu, estão sendo descobertos novos poços de extração de gás e petróleo. Para se chegar até esses locais, muitas vezes escondidos dentro da mata, é necessário abrir estradas vicinais que possibilitem o acesso ao novo local de trabalho.

Nesse trecho, é indispensável, portanto, um pequeno desmatamento em função da construção do acesso. Desta forma, inicialmente foi considerado o aproveitamento dessa madeira na confecção dessas estradas vicinais, utilizando-a na mistura com o solo de base, desempenhando o papel do agregado graúdo numa estabilização granulométrica. Posteriormente, com a desativação do local, o próprio material utilizado como base, ao se decompor, retornaria para o meio ambiente na forma de adubo, uma vez que a madeira é matéria orgânica. Partindo desse princípio, foi realizada uma pequena pesquisa a fim de verificar se a técnica então proposta era viável técnica e economicamente.

Quando a utilização da madeira remete ao contato permanente com o solo, é necessário o uso de espécies de alta durabilidade natural ou, caso isso não seja possível, o uso de preservantes em espécies de baixa durabilidade se torna imprescindível. De acordo com Barillari (2002), as espécies de alta durabilidade natural são provenientes de florestas tropicais, sendo necessária a determinação da sua vida média de serviço destas espécies assim como das de baixa durabilidade. Estudos do INPA (Instituto Nacional de Pesquisas da Amazônia) com espécies da Amazônia mostram uma grande quantidade de madeiras com durabilidade natural, alcançando períodos de quatro anos, em média, quando em contato com o solo.

A preservação da madeira pode ser efetuada de diversas formas, sendo elas natural, indireta, biológica e química. A preservação química é a mais utilizada e talvez a mais antiga forma de preservação da madeira. O primeiro registro foi feito por Noé, que teria sido instruído por Deus para que protegesse o casco de sua embarcação com betume (Bíblia Sagrada), sendo esta também o tipo de preservação escolhida para o desenvolvimento desse trabalho.

Embora apresentando alta durabilidade, a utilização da madeira foi então desconsiderada, devido ao elevado custo dos preservantes químicos a serem utilizados, assim como a logística necessária para o processo de preservação, uma vez que esses materiais aditivos são considerados tóxicos para o homem e para o meio.

Assim, voltou-se para a idéia inicial da estabilização com cal, já então realizada no local. Porém, como há o aparecimento de trincas, optou-se pela inclusão de fibras na massa de solo, tanto natural como o estabilizado com cal, a fim de identificar melhoras no seu comportamento.

## **1.4 OBJETIVOS**

O objetivo geral dessa pesquisa é estudar o comportamento de um solo argiloso com a adição de fibras. Para isso foram considerados dois tipos de fibras, sintéticas e de PET reciclado, assim como a variação do tamanho e teor das mesmas na massa de solo. Não obstante, pretende-se avaliar também o comportamento de um solo argiloso estabilizado quimicamente com adição de cal e fibras. Também será avaliado o comportamento do material asfáltico, confeccionado com duas areias da região, assim como a influência da adição de cal e fibras nessa mistura.

Do objetivo geral, podem ser extraídos os seguintes objetivos específicos:

- Avaliar a influência da adição de fibras no solo principalmente na resistência à compressão e tração, verificando qual a mudança no seu modo de ruptura;
- Avaliar na mistura asfáltica se a adição de cal melhora o seu comportamento no que diz respeito à estabilidade, assim como a adição de fibras na mesma, modificando seu comportamento à tração;

## **1.5 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

Essa dissertação está dividida em 6 capítulos. São eles:

- Capítulo 1: nele encontra-se a introdução, onde é apresentado um panorama da região de estudo, assim como o problema lá encontrado e as considerações para a sua solução;
- Capítulo 2: apresentada uma breve revisão bibliográfica, com os itens que abrangem esta pesquisa;
- Capítulo 3: no qual têm-se os materiais utilizados, divididos em materiais para a base de pavimento e materiais para o revestimento asfáltico;
- Capítulo 4: nele situa-se a metodologia utilizada, abrangendo os ensaios realizados assim como as considerações efetuadas para o desenvolvimento dos mesmos. Também se encontra dividida em materiais para a base e revestimento asfáltico;
- Capítulo 5: no qual é apresentada a análise dos resultados, comparando os parâmetros obtidos;
- Capítulo 6 o qual refere-se às conclusões, apontando qual combinação apresentou melhor desempenho para o problema estudado assim como as sugestões para pesquisas futuras.

## **2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Este item visa abordar alguns aspectos dos solos naturais a fim de entender melhor o seu comportamento. Para isso será feito um breve relato à cerca de sua origem e como suas propriedades influenciam nas obras de engenharia. Por esta pesquisa se tratar também da adição de fibras em solo e em misturas asfálticas, será feita uma abordagem sobre as propriedades desses materiais, tipos de fibras existentes e quais os fatores que influenciam no comportamento dos mesmos.

### **2.1 SOLOS NÃO SATURADOS**

Os solos parcialmente saturados podem ser de origem natural ou artificial. Na bibliografia, há uma grande variedade de exemplos desse tipo de solo, englobando desde os solos sedimentares (eólicos, coluviais, etc) até os solos lateríticos e saprolíticos. Grande parte dos solos sedimentares situa-se em regiões de clima árido e semi-árido, em que as estações são marcadas por período de secas prolongadas. Para os solos residuais, sua formação está associada aos agentes de meteorização e ao tipo de rocha matriz. Os solos tropicais lateríticos e saprolíticos encontram-se frequentemente em estado não saturado, devido às suas características de alta permeabilidade e às condições climáticas em que se encontram, sendo originados por um intenso processo de decomposição da rocha matriz, devido às condições climáticas e biológicas em que se encontram nas regiões tropicais.

Bucio (2002) se refere aos solos compactados como solos artificiais, entendendo-se como o tipo de solo que sofreu alguma intervenção humana, sendo estes largamente utilizados em obras de terra. Também podem se enquadrar nesta categoria os solos estabilizados, seja granulometricamente ou quimicamente.

Assim, os diversos tipos de solos existentes, quando em estado não saturado, tendem a apresentar diferentes formas de comportamento mecânico e hidráulico. Em solos formados por processos artificiais, como a compactação, sua estrutura pode variar consideravelmente, principalmente em argilas compactadas. Para esse caso, a estrutura do solo pode variar drasticamente de acordo com o método de compactação, o grau de compactação e a quantidade de água.

Os fenômenos mais característicos do comportamento dos solos não saturados se relacionam com suas deformações volumétricas que variam com o grau de saturação. Estas deformações podem ser tanto positivas quanto negativas, causando o colapso ou expansão do solo, respectivamente. De acordo com Aitchinson (1973), tanto o colapso quanto a expansão podem ser considerados processos de instabilidade estrutural, devido a induzirem descontinuidades no comportamento deformacional do solo ao variar as condições ambientais, sem, contudo, variar o estado tensional exterior.

### **2.1.1 FASES COMPONENTES DE UM SOLO NÃO SATURADO**

Os solos não saturados são aqueles em que os poros não estão completamente cheios de líquido, havendo presença de gases e sendo, portanto, constituídos de um sistema trifásico:

- Fase sólida: constituída por partículas sólidas de tamanhos distintos. Suas propriedades, na maioria das vezes, são responsáveis pelo comportamento característico dos solos.
- Fase líquida: composta fundamentalmente da água e dos sais que se encontram dissolvidos na mesma.
- Fase gasosa: formada basicamente por ar e vapor d'água. Segundo os estudos de vários autores, a forma em que o ar se encontra em um solo está diretamente relacionada com a umidade e com o grau de saturação do mesmo.

Para Fredlund e Morgenstern (1976), o solo não saturado é constituído de 4 fases, considerando a interface entre a água livre e o ar livre como uma quarta fase independente e denominada de membrana contráctil. Para esses autores, a quarta fase apresenta propriedades físicas distintas, principalmente em termos de resistência a tração. Em termos de comportamento mecânico, os autores afirmam que o que suporta as cargas é o esqueleto sólido e a membrana contráctil, sendo que a água e o ar fluem devido ao gradiente de pressão. Na análise da resistência ao cisalhamento, o efeito da membrana contráctil é considerado como sucção mátrica e o solo como um meio trifásico. Do ponto de vista da relação peso-volume, o solo é considerado trifásico, uma vez que o volume da membrana contráctil não é considerado e seu peso é avaliado como parte do peso da água.

### **2.1.2 EXPANSIBILIDADE**

Determinados solos sofrem fenômeno de expansão com magnitude considerável ao aumentar sua umidade. O processo de expansão se produz quando um solo não saturado se umedece absorvendo água entre suas partículas, havendo aumento de volume, sendo esse volume constituído por uma componente devido ao relaxamento das tensões intergranulares ao aumentar o grau de saturação.

Os solos que contém os minerais argilosos como ilita, caolinita e montmorilonita, possuem uma tendência de expandir-se na presença de água, sendo esta última com maior potencial de expansão. Lambe e Whitman (1959) se referem a esses minerais e consideram que o potencial de expansão dos minerais argilosos expansivos depende da estrutura dos cristais, da estrutura dos grupos de cristais e da capacidade de troca catiônica.

O mecanismo que envolve a expansão dos solos está relacionado, entre outros fatores, com a hidratação das partículas de argila e de cátions, que atraem as moléculas de água causando um aumento de volume. Esse mecanismo é afetado por uma série de fatores que condicionam sua evolução e magnitude. De acordo com Bucio (2002), são eles:

- Tipo de minerais e quantidade dos mesmos: quanto maior a expansibilidade dos minerais presentes no solo, maior será sua capacidade de expandir-se com o aumento da umidade.
- Densidade: para um mesmo solo com a mesma umidade inicial, a expansão será maior quanto maior for a densidade seca do mesmo.
- Estrutura dos solos: os solos que possuem cimentações possuem menor tendência de expansão. As estruturas floculadas têm maior tendência a expandir que as dispersas, sendo a retração menor para o primeiro caso.
- Umidade: a umidade influi na magnitude da expansão dos solos. Quanto menor for a umidade, maior será a expansibilidade potencial, pois o solo ainda é capaz de absorver maior quantidade de água.

### **2.1.3 SOLOS COMPACTADOS**

A compactação é um dos vários procedimentos existentes que tem como objetivo melhorar as qualidades do solo. Em função de suas características, se define como um método mecânico baseado na expulsão do ar que ocupa os poros do solo, proporcionando uma redução rápida

do índice de vazios a umidade constante. O conhecimento das propriedades mecânicas dos solos compactados e as condições de trabalho dos mesmos na estrutura em que fazem parte, são indispensáveis para o dimensionamento de determinadas obras de engenharia, assegurando estabilidade.

O objetivo básico da compactação de um solo é a obtenção de um novo material que tenha um comportamento adequado para uma finalidade específica, gerando no mesmo deformações permanentes que modificam suas propriedades originais e causando, entre outros efeitos, a densificação do solo, aumento da resistência mecânica, aumento da rigidez e redução da permeabilidade.

Os solos não saturados formados pelo processo de compactação são muito heterogêneos, formados por grupos de partículas que constituem os agregados. Os pequenos vazios dentro dos agregados estão normalmente cheios de água, de tal maneira que cada agregado individual consiste num solo saturado. Os vazios interagregados se enchem com ar e uma mescla de ar e água, de tal maneira que o solo está não saturado a nível de macro-escala (Bucio, 2002)

De acordo com Brackley (1975), citado por Bucio (2002), a poro-pressão negativa que se desenvolve entre os agregados durante a compactação previne o seu rompimento. Em solos finos compactados é necessário que forças maiores destruam esses agregados, devido à elevada sucção que os mantém unidos. Já para solos mais granulares, a baixa sucção implica que os agregados podem destruir-se mais facilmente.

Os fatores que afetam os solos finos compactados foram estudados por vários pesquisadores. Seed e Chan (1959), citados por Bucio (2002), observaram que os solos compactados apresentam uma estrutura floculada quando compactados no ramo seco da curva de compactação e uma estrutura dispersa quando da compactação no ramo úmido. Também foi observado que a retração para um solo compactado no ramo seco é consideravelmente menor que quando da compactação no ramo úmido.

## **2.2 – SOLOS COM ADIÇÃO DE CAL**

### **2.2.1 – HISTÓRICO DE UTILIZAÇÃO DA CAL**

A cal é um dos produtos utilizados na engenharia civil que remonta aos primórdios da existência da raça humana. A escalada do homem primitivo rumo à evolução está intimamente ligada à inteligência e ao instinto de sobrevivência, assim como à disponibilidade do bem mineral e a possibilidade de ser utilizado de acordo com suas habilidades. Tão significativa é essa relação que os períodos culturais da humanidade são designados com nomes ligados à litologia, tais como Idade da Pedra (representada pelos períodos Eolítico, Paleolítico e Neolítico), Idade do Cobre, Idade do Bronze e Idade do Ferro. O homem conheceu a cal provavelmente nos primórdios da Idade da Pedra, no Período Paleolítico. Há evidências de desenhos pintados com cal na Gruta de Lascaux, Vale do Vegère, sudoeste da França, feitos pelo homem no período Paleolítico Superior (34 mil a 12 mil a.C.). Porém, embora presente desde o início da existência humana, foi somente a partir da civilização egípcia que o produto começa a aparecer com frequência nas construções. Do Egito, sua utilização passou para a Grécia e a seguir para Roma, ficando então conhecida nas demais regiões mediterrâneas adjacentes (Guimarães, 1997).

No decorrer da história da humanidade, vários são os relatos da utilização da cal, destacando-se principalmente:

- 5600 a.C. - A mais antiga aplicação da cal como aglomerante numa laje de 25 cm de espessura, no pátio da Vila de Lepenke-Vir, atual Ioguslândia.
- Em 312 a.C. - O censor romano Appius Claudius inicia a construção da famosa Via Ápia, com perfil constituído de quatro camadas sendo duas compostas da mistura de pedras, areia e cal hidratada. Mesmo após 2300 anos de utilização, a via ainda apresenta trechos trafegáveis, sendo, portanto, inegável que o uso da cal na construção contribuiu para uma maior durabilidade.
- Em 1549 d.C. - O fidalgo português Thomé de Souza chegava às costas brasileiras como 1º governador, decidindo levantar a nova cidade então denominada Salvador da Bahia, primeira capital de domínio português na América. Ansioso por obter os materiais necessários às obras, ordenou a criação da primeira mineração no Brasil de calcário dos depósitos conchíferos que revestem o fundo do mar da Bahia de Todos os

Santos. Esta foi a matéria-prima que deu início à fabricação da cal virgem utilizada como argamassa nas construções.

- Em 1685 – Instala-se na Pensilvânia, E.U.A, a primeira indústria para produção de cal a partir de conchas marinhas.
- Em 1775 – O químico inglês Joseph Black dá a primeira explicação técnico-científica sobre calcinação de calcários, incluindo a expulsão do anidrido carbônico como gás.
- Em 1808 – O cientista inglês Humphry Davis prova que a cal é um óxido composto por um metal por ele denominado cálcio (devido à ocorrência na rocha chalk), além do oxigênio.
- Em 1844 – J. C. Johnson conseguiu uma ordenação científica ao conhecimento sobre o novo produto ligante, iniciando, assim, um novo período de evolução do processo industrial do produto.

### **2.2.2 - UTILIZAÇÃO DA CAL NA ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS**

Geralmente, na construção de estradas, os solos existentes no local não condizem com as características necessárias para esta utilização. Sendo assim, cabe ao engenheiro duas alternativas: substituir os materiais por outros que apresentam melhores características, ou corrigir os materiais existentes no local, a fim de adequá-los às condições exigidas. Os fatores que orientarão esta escolha são geralmente a economia, a finalidade da obra (se estrada principal ou vicinal), assim como as propriedades dos solos que devem ser corrigidas. Assim, devido à necessidade de manter o menor custo trabalhando com jazidas encontradas no próprio local, surgiu a técnica denominada estabilização de solos.

A estabilização pode ser obtida através de várias técnicas que podem ser divididas basicamente em dois grupos:

- O primeiro grupo utiliza meios mecânicos como a correção da granulometria com a adição ou subtração de certas quantidades das frações constituintes até a obtenção de parâmetros estabelecidos por norma;
- O segundo emprega meios químicos utilizando aditivos orgânicos ou inorgânicos tais como materiais betuminosos, resinas, compostos de fósforo, cal, cimento portland, cinzas, etc.

O emprego da cal na construção de estradas não é recente. Mesmo antes de os romanos a utilizarem, há dois mil anos, outros povos já a tinham utilizado. Os romanos desenvolveram não só a técnica de aplicação como usaram também a pozolana, a fim de aumentar a ação cimentante da cal, tendo o seu uso apresentado certo incremento após a 2ª Guerra Mundial (Castro, 1969). Porém, alcançou notoriedade na Guerra do Vietnã, quando foi publicada a notícia da construção, na região do Delta, de aterros estabilizados com cal, argila e cimento, nunca antes utilizados em grande escala. Foi realmente uma grande surpresa para os vietnamitas o fato de os bulldozers transitarem no local, até então pantanoso (Guimarães, 1998).

A adição de cal em solos de graduação fina tem efeitos benéficos nas suas propriedades de engenharia tais como redução da plasticidade e expansão, melhoria da trabalhabilidade, aumento da resistência, rigidez e maior durabilidade.

### **2.2.3 - REAÇÕES SOLO-CAL**

A técnica de estabilização de solos com cal baseia-se na interação dos elementos presentes no solo, dos componentes do meio ambiente e da cal adicionada. O solo influi de acordo com a sua mineralogia, ou seja, presença de quartzo e argilas; o meio ambiente influencia por meio de fatores tais como temperatura, água e ar; e a cal interage com o sistema devido à presença de óxido de cálcio ou magnésio. Esta interdependência se manifesta em função de reações físicas, químicas e físico-químicas, predominantemente das que ocorrem entre a cal e o solo. Assim, o processo de estabilização envolve quatro reações distintas que são as trocas catiônicas, a floculação e aglomeração, reações pozolânicas e a carbonatação.

As trocas catiônicas iniciam-se rapidamente após a mistura do solo com a cal, sendo seguida pela floculação e aglomeração e completada em poucos dias. Este fenômeno se dá devido à troca de base que ocorre com os cátions fortes da cal, carregados com carga positiva, substituindo os íons metálicos fracos tais como sódio, magnésio e hidrogênio, situados na superfície da partícula de argila, havendo, desta forma, uma mudança do número de cargas elétricas na superfície da partícula de argila. A ligação entre duas partículas de argila depende da carga e tamanho dos íons e havendo troca de cátions cálcio pelos íons metálicos, haverá preponderância dos cátions cálcio na superfície das partículas, atraindo as mesmas que se juntarão, tornando o solo mais friável e diminuindo a plasticidade (Baptista, 1976). De

acordo com Prusinsk e Bhattacharja (1999), cátions monovalentes podem ser rapidamente trocados com cátions de alta valência, tais como o cálcio. Assim, assumindo igual concentração a ordem de adsorção preferencial de cátions comuns associados aos solos é dada pela seqüência  $Na^+ < K^+ < Ca^{+2} < Mg^{+2} < Al^{+3}$ . A quantidade de cátions trocáveis varia em função de diversos fatores como a granulometria, tipo do mineral argiloso, concentração, posição estrutural e natureza dos cátions e a temperatura (Pessoa, 2004).

A floculação e aglomeração produzem uma aparente troca na textura dos materiais argilosos, passando de um material plástico finamente graduado, para um solo de granulometria mais grossa, devido a alteração na sua estrutura que passa de plana e paralela para uma orientação aleatória de partículas (Figura 2.1). Prusinsk e Bhattacharja (1999) afirmam que a floculação é atribuída ao aumento da concentração eletrolítica de água intersticial, pelo alto pH e pela redução da espessura da dupla camada difusa devido às trocas catiônicas. Segundo a National Lime Association (NLA, 2004), os fenômenos de floculação-aglomeração proporcionam determinadas modificações nos solos tais como:

- Substancial redução e estabilização da camada de água adsorvida;
- Maior trabalhabilidade devido à mudança de textura de plástica para friável, ou seja, promove a diminuição da plasticidade;
- Aumento da resistência ao cisalhamento devido a redução da dupla camada difusa e do aumento do contato das partículas de argila, em função da floculação.

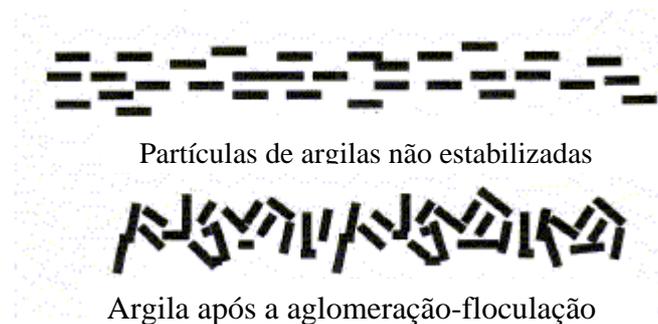


Figura 2.1 - Fenômeno de aglomeração/floculação (Prusinsk e Bhattacharja, 1999).

A ação pozolânica se processa em longo prazo, de maneira lenta, podendo durar meses ou anos, sendo baseada no caráter pozolânico dos materiais estabilizados. Um determinado material é considerado pozolânico quando, em presença de água e na temperatura ambiente, reage com o hidróxido de cálcio produzindo compostos com características cimentantes.

Apesar de os solos não possuírem características pozolânicas, podem apresentar na sua fração argila esta propriedade, dependendo de sua natureza mineralógica e textural.

Devido à adição da cal nos solos, esta promove um significativo aumento do pH dos mesmos, aumentando a solubilidade e a reatividade da sílica e da alumina presente nas partículas de argila. Os íons de cálcio se combinam com a sílica e a alumina presentes na argila, dando origem a compostos cimentícios adicionais, que são os silicatos de cálcio e os aluminatos, tendendo a cimentar as partículas do solo de maneira similar àquela produzida devido a hidratação do cimento portland (Figura 2.2). De acordo com a National Lime Association - NLA (2004), a reação pozolânica pode ser expressa segundo as seguintes equações:



Sendo CSH e CAH os silicatos de cálcio hidratados e os aluminatos de cálcio hidratados, respectivamente. O estabilizante deve ser capaz de manter o alto pH desenvolvido por um longo período de tempo, a fim de que as ligações pozolânicas se tornem um fator significativo na melhoria das propriedades dos solos tais como a resistência e a durabilidade.

A carbonatação também é de ação imediata, sendo sua resultante cimentante a combinação do óxido de cálcio do hidróxido com o anidrido carbônico presente nas minúsculas bolhas de ar existente nos poros do solo e da cal hidratada, assim como aquelas adicionadas ao sistema devido ao processo de mistura e homogeneização. Esta reação tende a refazer o carbonato de cálcio, surgindo um novo corpo sólido que se entrelaça com os demais componentes do sistema. Para Guimarães (1998), a formação desse agente cimentante auxilia nas ligações das partículas de argila, sendo sua quantidade afetada em função da quantidade de cal disponível durante o processo de cura. Segundo a NLA (2004) a carbonatação é uma reação indesejável que ocorre nas misturas solo-cal, pois a mesma reage com o dióxido de carbono para formar os carbonatos de cálcio, ao invés de promover a formação dos componentes cimentantes silicatos e aluminatos hidratados. Este novo elemento é considerado fraco e prejudicial em termos de ganho de resistência, podendo ser evitado através de métodos construtivos adequados.

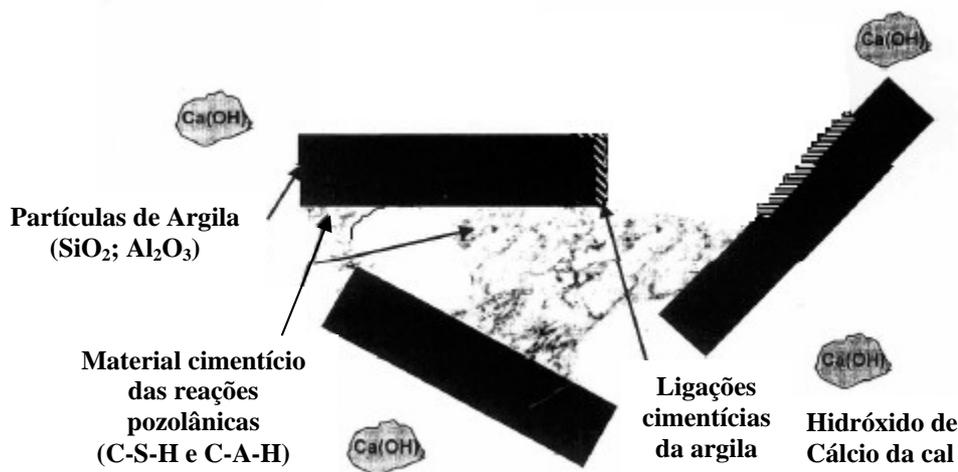


Figura 2.2 - Reação Pozolânica (modificado de Prusinsk e Bhattacharja ,1999).

#### 2.2.4 FATORES QUE AFETAM A ESTABILIZAÇÃO

De acordo com Prusinsk e Battacharja (1999), a dosagem do estabilizante determina até que nível a adição de cal nos solos modificará suas propriedades. O teor de estabilizante necessário depende do objetivo específico da obra; modificação ou estabilização. Para um menor grau de tratamento, é adicionado estabilizante suficiente para modificar apenas algumas propriedades do solo tais como textura e capacidade de rolamento, sendo que a resistência e a durabilidade não são critérios atendidos neste tipo de dosagem, ou seja, a dosagem é tão somente a necessária para que ocorra a fase rápida das reações, não ocorrendo a formação dos materiais cimentantes. A terminologia geralmente usada é a de solo modificado com cal. Para um maior grau de tratamento, na chamada estabilização propriamente dita, é necessária uma maior quantidade do estabilizante. É baseado em testes, projetos e técnicas apropriadas de construção, produzindo mudanças permanentes na estrutura do solo tratado, ou seja, permite desenvolver as reações pozolânicas. Vale ressaltar que a quantidade de estabilizante necessária para provocar esse tipo de reação no solo é função do tipo de solo e dos seus minerais constituintes, assim como o tipo de estabilizante que será utilizado, sendo que as reações desenvolvidas entre eles dependem fundamentalmente da interação entre esses dois elementos, o solo e o estabilizante.

Os fatores que determinam a quantidade de estabilizante a ser adicionado no solo, é a quantidade de cálcio suficiente para que se desenvolvam as trocas catiônicas, floculação e

aglomeração, assim como o desenvolvimento da resistência. Para essa determinação, são realizados ensaios de pH, CBR, expansão, resistência à compressão não confinada, ensaio triaxial e verificada a redução de índice de plasticidade. Estes ensaios são função do nível de interferência que se deseja obter para um determinado solo, estabilização ou modificação.

Outro fator importante que interfere na estabilização solo-cal é o tipo de cal utilizada assim como os tempos de cura estabelecido, sendo estes fatores diretamente influenciados pela mineralogia dos solos. Gutierrez et al. (1998) realizaram estudos de estabilização utilizando o Latossolo Roxo, contendo 80% de fração argila e cal dolomítica. Foi observado que, com a adição da cal não se elevou a resistência do solo estudado, chegando até mesmo a reduzi-la. Tal fato, segundo os autores se deve a natureza da química da cal. Lovato (2004) estudou um Latossolo Vermelho da região de Cruz Alta/RS com adição de cal cálcica e dolomítica, obtendo maior eficiência com a cal cálcica elevando os valores de resistência a compressão simples e tração diametral. Já as misturas com cal dolomítica, apresentaram um aumento contínuo de resistência com o tempo de cura, que cessou aos 112 dias, período esse, segundo o autor, em que teriam cessado as reações pozolânicas, pois não foi registrado ganho significativo de resistência.

Serafini et al. (2004) estudaram a influência do tempo e da temperatura de cura no processo de desenvolvimento das reações pozolânicas. Para isso, utilizaram a cal dolomítica e solos oriundos das regiões de Passo Fundo e Ijuí, ambos no Rio Grande do Sul. Com base nos resultados, pode-se concluir que a resistência das misturas solo-cal aumentou significativamente com o tempo de cura, sendo sugerido, de acordo com os autores, um tempo de cura de 28 dias para os solos e a temperatura estudados. Para a temperatura, foram registrados aumentos da resistência para a cura dos corpos de prova acima de 30°C.

Mendonça et al. (1998) relataram a diferença de comportamento ao estudarem dois solos com graus de intemperização diferentes, que, devido à composição mineralógica distinta, apresentaram comportamentos satisfatórios para diferenciados teores de cal e tempos de cura. Os autores estudaram dois solos da Microrregião de Viçosa (MG), um Latossolo Vermelho-Amarelo, cujo resultado mostrou-se mais expressivo para um teor de cal de 6% e tempo de cura de 90 dias, e outro sendo um solo Saprólítico, cujo melhor desempenho foi apresentado para um teor de cal de 10% e tempo de cura igual a 180 dias.

## 2.2.5 PROPRIEDADES MODIFICADAS NOS SOLOS DEVIDO A ADIÇÃO DE CAL

A reação solo-cal é de natureza química e ocorre em função dos argilo-minerais presentes no solo, sendo o conhecimento da fração argila de fundamental importância, pois será ela que modificará determinados aspectos do comportamento dos solos como a plasticidade, expansão, contração etc.

Num primeiro momento, uma das primeiras características a sofrerem modificação é a granulometria do solo. Esta modificação ocorre devido às trocas catiônicas através dos fenômenos de floculação e aglomeração produzindo, portanto, um solo mais grosseiro. De acordo com Guimarães (1998), a influência da cal na granulometria é tanto maior quanto mais fino e argiloso é o solo inicialmente, pois mais destacada é a alteração textural com a agregação e floculação das partículas. O limite de plasticidade também apresenta mudanças, sendo estas dependentes de alguns argilo-minerais presentes no solo, como é o caso das montmorilonitas e haloisitas, que apresentam alterações não somente devido a composição do cátion trocável, mas também devido as variações relativas à estrutura e composição do interior das estruturas argilosas. A adição de cal em argilas com ou sem cátion trocáveis aumenta o índice de plasticidade, tornando o solo portador de minerais com essa qualidade mais facilmente adaptada a trabalhos e construções, pelo efeito de aglomeração e troca catiônica.

Segundo a NLA (2004), a adição de cal para o pavimento representa uma mudança no comportamento do mesmo que pode ser dividida em três aspectos principais:

- Resistência: É uma das melhorias mais significativas, principalmente no ganho de resistência a longo prazo. Os vários parâmetros de resistência afetados positivamente pelas reações pozolânicas incluem a resistência à compressão não confinada, resistência à tração, resistência à flexão e CBR.
- Fratura e fadiga: a resistência à fadiga na flexão corresponde ao número de cargas que podem ser suportadas por um determinado material até que o mesmo atinja um nível de fadiga, sendo uma importante consideração na avaliação de misturas solo-cal.
- Durabilidade: A habilidade de materiais estabilizados com cal de resistir aos efeitos prejudiciais de umidade tem sido avaliada de diferentes maneiras, tanto no campo quanto em laboratório. Os resultados dessas avaliações têm mostrado frequentemente

apenas uma leve influência prejudicial dos efeitos do meio ambiente nos níveis de resistência e rigidez produzidas devido a adição de cal nos solos.

## **2.3 SOLOS REFORÇADOS COM ELEMENTOS FIBROSOS**

### **2.3.1 BREVE HISTÓRICO**

A técnica de reforçar o solo com fibras já é um processo muito conhecido pela humanidade. De acordo com Palmeira (1992), uma das aplicações que mais se aproxima dos geossintéticos utilizados atualmente data de 1926, quando o Departamento de Estradas da Carolina do Sul utilizou mantas de algodão a fim de reforçar camadas asfálticas de pavimentos. Voltando no tempo, há indícios da aplicação desta técnica em algumas partes da Muralha da China assim como em estradas construídas pelos Incas, no Peru, empregando lã de lhama como reforço. Há também indícios da utilização de fibras nos primórdios da civilização, com emprego no Antigo Egito e Roma, sendo apenas o século passado realizadas as primeiras tentativas de produção racional desses materiais, inicialmente por misturas de pastas diluídas de cimento com fibras naturais, como as vegetais e de amianto.

Os materiais fibrosos foram desenvolvidos, produzidos e utilizados inicialmente na indústria da construção civil. Porém, seu grande desenvolvimento nas áreas de engenharia mecânica, aeroespacial, aeronáutica e bélica se deu a partir da segunda Guerra Mundial, sendo por isso a maior parte das pesquisas realizadas com base em matrizes metálicas e poliméricas (Kern, 1999). Mesmo sendo uma técnica antiga já usada pela humanidade, o reforço de solos com fibras passou a ser estudado mais intensamente a cerca de três décadas. Inicialmente, a inclusão de fibras no solo se dava de maneira discreta e orientada, sendo hoje utilizada inclusões aleatórias na massa de solo.

A técnica de inclusão de fibras no solo é parte integrante da tecnologia dos materiais compósitos, cuja definição será estudada nos itens a seguir. Essa combinação de dois materiais com características diferentes vem sendo estudada cada vez mais pela comunidade científica, discorrendo sobre o assunto os livros mais recentes da ciência dos materiais, tais como Holloway (1994) e Budinsk (1996). Para esse último, a engenharia já conhece bastante a cerca dos fenômenos que regem os acontecimentos assim como a confecção de diversos materiais, sendo de fundamental importância para o desenvolvimento de novos componentes

o amplo conhecimento da química e de estruturas atômicas, a fim de que possamos criar novos materiais a partir do que já possuímos.

### **2.3.2 MATERIAIS COMPÓSITOS**

De maneira geral, materiais compósitos são aqueles formados pela combinação de dois ou mais materiais, constituindo um conjunto polifásico que apresenta duas fases básicas: as fibras e a matriz em que as mesmas estão incluídas, sendo as propriedades do conjunto superior a de seus componentes em separado. Sendo um material heterogêneo, o constituinte descontínuo, no caso as fibras, oferece a resistência ao esforço externo, e o constituinte contínuo, no caso a matriz, oferece o meio de transferência para esse esforço.

O componente estrutural pode ser dos mais variados tipos, tamanhos e características, podendo estar disposto na matriz de forma ordenada ou aleatória. Desta forma tem-se: materiais orgânicos ou inorgânicos, formas regulares ou irregulares, podem ser fibrosos com fragmentos achatados ou fibras muito curtas, devendo apresentar resistência, rigidez ou maleabilidade, características essas que são geralmente conferidas às fibras (Figura 2.3). Estas oferecem reforço mecânico à matriz, já que na maioria dos materiais de construção as matrizes são consideradas frágeis, ou seja, apresentam ruptura brusca sem deformação plástica, destacando-se argamassas e concretos de cimento Portland e em menor escala a cal e o gesso, sendo a interação entre a fibra e a matriz o principal fator que determina o comportamento do compósito.

Segundo Higgins (1982) a matriz possui três funções principais que são:

- Proteger a superfície da fibra de danos por abrasão, os quais levariam a fratura;
- Aderir à superfície da fibra de tal forma que a força aplicada seja transferida a mesma;
- Separar as fibras entre si de maneira que as trincas transversais não possam se propagar de uma fibra a sua vizinha.

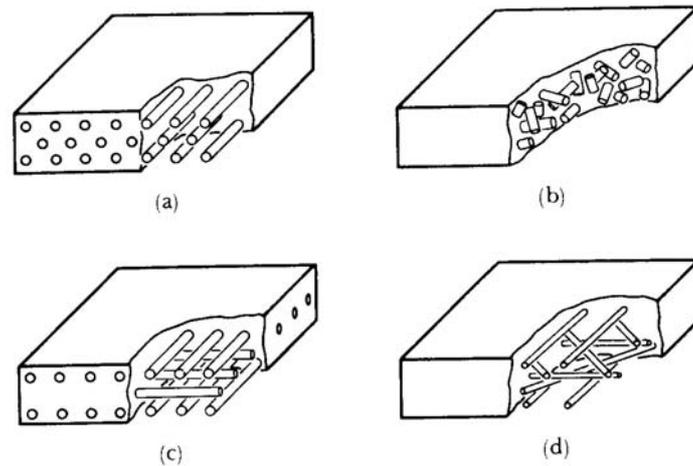


Figura 2.3 - Disposição das fibras em uma matriz: a) Fibras contínuas e unidirecionais; b) Fibras descontínuas com disposição aleatória; c) Fibras contínuas ortogonais; d) Fibras contínuas de distribuição aleatória (Askeland, 1990)

Entre as matrizes mais utilizadas em engenharia encontram-se as resinas termofixas, com destaque para a resina epóxi, que proporciona uma matriz com excelente desempenho mecânico e alta resistência. Também são de interesse as resinas epoxídicas de compatibilidade com todas as fibras e mais utilizadas em compósitos que exigem alto desempenho mecânico. Outro tipo de matriz também empregada é a matriz cimentícia, cujo principal interesse na utilização de fibras encontra-se em melhorar algumas características da matriz, tais como resistência à tração, ductilidade e controle de fissuração, melhorando a resistência mecânica e minimizando os efeitos da fratura frágil.

O principal elemento de reforço para matrizes frágeis é constituído por fibras que podem ser formadas dos mais diversos materiais tais como, vidro, polipropileno, aço, sisal, carbono entre outros. Devido a sua ação, apresentam-se como um obstáculo para a propagação de fissuras, funcionando como uma ponte de transferência dos esforços através da mesma, garantindo, portanto, uma capacidade resistente após a abertura da mesma.

Em materiais sem a adição de fibras, quando surge a primeira fissura, sua abertura progressiva dá origem ao colapso da matriz. Porém, em compósitos com a presença de fibras em sua composição, essa fratura é retardada. A ruptura torna-se um processo progressivo, pois as pontes de transferências formadas pelas fibras absorvem parte das solicitações e originam uma fissuração mais distribuída (Figura 2.4). O que se verifica em materiais reforçados com

fibras é que o número de fissuras aumenta, contudo a abertura dessas fissuras torna-se menor, reduzindo a área total de fissuração (Bernardi, 2003).

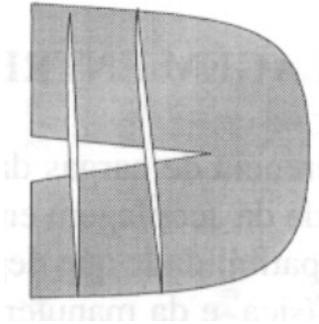


Figura 2.4 – Ruptura de uma matriz reforçada com fibras (Ferrante, 1996) .

### **2.3.3 TIPOS DE FIBRAS UTILIZADOS COMO REFORÇO**

No reforço de solos vários tipos de fibras podem ser empregados, desde as naturais até as fabricadas pelo homem. Suas características, que também irão afetar diretamente a matriz a que se misturam, são inerentes ao tipo de material que são compostas e seu processo de fabricação. Assim, torna-se de fundamental importância o conhecimento do mecanismo de interação matriz-reforço e da parcela de contribuição de cada um deles para um bom desempenho do conjunto, assim como a definição do tipo de fibra a ser utilizada. Outros materiais também utilizados atualmente são as fibras de materiais reciclados, que nessa categoria se enquadram as fibras PET e as fibras de pneus, contribuindo para a destinação final dos resíduos assim como reduzindo custos na obra.

As fibras são classificadas em quatro grandes classes que são: naturais, poliméricas, minerais e metálicas e serão detalhadas a seguir.

#### **2.3.3.1 FIBRAS NATURAIS**

As fibras naturais foram as primeiras a serem empregadas como reforço na história da humanidade, sendo sua maioria de origem vegetal destacando-se o bambu, juta, coco, linho e sisal, sendo essa mais utilizada devido sua alta tenacidade e resistência. Porém apresentam durabilidade pequena e são afetadas pela umidade ambiente. Como possuem a característica de alta absorção de água, colaboram para que ocorra fissuração devido à retração diferencial.

Sendo as fibras naturais de grande abundância no Brasil, os esforços se direcionaram para as fibras de coco e sisal, a partir das quais foram desenvolvidos materiais tais como telhas, calhas e pequenas caixas d'água.

### **2.3.3.2 FIBRAS POLIMÉRICAS**

A família das fibras poliméricas é talvez a mais promissora devido a grande variabilidade de fibras. Sendo compostas por polímeros, podem apresentar as mais variadas denominações e comportamentos, dando origem a diversos tipos de fibras. Podem apresentar-se na forma fibrilada, constituindo um formato trançado quando esticadas transversalmente ou na forma de laminetes, apresentando-se em um filamento único. Os diversos tipos de fibras poliméricas são descritos a seguir.

- Fibras de polipropileno: as fibras de polipropileno são constituídas de um polímero que adquire consistência plástica por meio do aumento de temperatura, sendo assim considerado termoplástico. Esses polímeros termoplásticos são constituídos de séries de longas cadeias de moléculas polimerizadas separadas entre si, de maneira que possam deslizar umas sobre as outras (Hollaway, 1994). Devido a sua constituição, apresentam grande flexibilidade e tenacidade assim como boa resistência ao ataque químico e aos álcalis.

Muitos trabalhos na literatura têm sido desenvolvidos com essas fibras em virtude de apresentarem características das quais muitos solos são deficientes. Em trabalhos realizados por Lima et al. (1999) a mistura solo-cal mostrou-se eficiente para um teor de 4% de cal em relação a massa de solo seco, trabalhando com tempos de cura de 3, 7 e 28 dias. Para as fibras, os resultados apresentaram-se satisfatórios para um teor de 0,25% em relação à massa de solo seco, sendo o comprimento das mesmas de 5mm. Já nos trabalhos de Caproni Junior et al. (1999) variou-se a dimensão das fibras, utilizando 10, 20, 30 e 40mm como comprimento, assim como também o diâmetro dos corpos de prova, utilizando-se 5, 10 e 15cm. A variação do comprimento das fibras não provocou um aumento significativo na resistência do solo e foram encontradas algumas dificuldades de moldagem dos corpos de prova, conforme o comprimento das fibras aumentava e o diâmetro dos corpos de prova permanecia o mesmo, sendo a interface de compactação bem visível nesses casos.

- Fibras de polietileno: possuem um baixo módulo de elasticidade, são fracamente aderidas à matriz cimentada, porém altamente resistente aos álcalis. Apresentam alta durabilidade, porém com maiores deformações de fluência, se comparadas às fibras de polipropileno.
- Fibras de poliéster: as fibras de poliéster apresentam alta densidade, rigidez e resistência. Possuem características semelhantes as de polipropileno, porém com maior custo. O poliéster mais conhecido atualmente é o polietileno tereftalato, denominado pela sigla PET. Este material constitui matéria prima para a produção de garrafas de refrigerante, água mineral entre outros. O consumo desse material vem aumentando cada vez mais nos grandes centros urbanos, tornando-se uma preocupação ambiental no que diz respeito à sua disposição final em aterros sanitários, devido ao grande volume que ocupam. Uma das soluções encontradas foi sua reciclagem, sendo as fibras PET um dos materiais oriundos desse beneficiamento.

Mesmo sendo um material recente e muitas vezes suas propriedades ainda não são conhecidas, há alguns trabalhos publicados com a utilização de fibras PET como reforço de solos. Alguns exemplos são os trabalhos realizados por Prietto et al. (1999), onde foram utilizadas fibras nos comprimentos de 12, 24 e 36 mm para teores variando de 0,1% a 0,9% de fibras em relação a massa de solo seco. Os resultados não foram influenciados pelo comprimento das fibras, mas sim pelo teor das mesmas, apresentando resultados mais pronunciados para maiores porcentagens de fibras. Já em Montardo et al. (1998), foi utilizado um teor de fibra de 0,25% e comprimentos de 12, 24 e 36 mm, observando, assim, uma relação positiva, porém não linear, entre a resistência e o comprimento das fibras.

- Fibras de poliamida: possuem alta resistência e módulo de elasticidade, devido ao processo de manufatura do seu polímero constituinte, reforçando suas moléculas durante o processo de fabricação. Possuem resistência cinco vezes maior do que a do aço com excelente estabilidade térmica e dimensional, assim como boa resistência ao desgaste e ao calor. Porém, diferentemente das fibras de aço e vidro, são mais suscetíveis à quebra ou dobra devido à compressão, causada por sua baixa resistência a compressão (Hollaway, 1994).

### **2.3.3.3 FIBRAS MINERAIS**

Dentre as fibras minerais destacam-se as fibras de vidro, carbono e amianto.

- Fibras de carbono: são as fibras mais caras utilizadas como reforços. Porém, em aplicações aeroespaciais, a combinação de seu excelente desempenho associado ao seu baixo peso, torna a fibra de carbono um reforço indispensável para essa finalidade, tendo o custo importância secundária. De acordo com o seu processo de beneficiamento, é possível obter fibras de carbono com alta ou baixa resistência à tração, assim como o módulo de elasticidade. Uma dificuldade importante na utilização desses materiais é a ocorrência de reações químicas entre os componentes do material composto, podendo levar a uma mudança estrutural e conseqüentemente à ruptura do compósito.
- Fibras de vidro: seu processo de manufatura se dá por meio de fios compostos de centenas de filamentos individuais justapostos. Pode ser fabricada com diversos tipos de vidro, sendo que a maioria das fibras fabricadas é com o vidro tipo E, que confere a característica de baixa resistência ao ataque dos álcalis. De acordo com Higgins (1982), a superfície do vidro é sensível à umidade e à presença de defeitos, sendo estes fatores responsáveis por uma considerável perda na resistência à tração.
- Fibras de amianto: possui alta resistência à tração e alto módulo de elasticidade. Porém, em função de causar danos à saúde do homem, seu uso na construção civil foi proibida em muitos países.

### **2.3.3.4 FIBRAS METÁLICAS**

As fibras metálicas mais utilizadas são as de aço, possuindo elevados módulo de elasticidade e resistência à tração. Em função do meio em que estão inseridas, podem apresentar problemas como a corrosão. Possui formato variável, podendo aumentar sua aderência com a matriz.

### 2.3.4 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS COMPÓSITOS

Muitas considerações devem ser feitas quando se pretende analisar o desempenho de um material compósito. As características mecânicas e reológicas de um compósito são definidas durante o processo de fabricação, sendo função da fração volumétrica, distribuição e orientação das fibras. Assim, as propriedades dos compósitos dependem não só das características da matriz, mas também da orientação e dispersão das fibras na mesma, sendo alguns destes aspectos discutidos brevemente a seguir.

- Índice Aspecto: As fibras podem possuir várias formas e tamanhos, apresentando-se curtas, longas, contínuas ou de forma aleatória. Suas dimensões são frequentemente caracterizadas pelo índice aspecto, definido pela razão  $L/D$ , onde  $L$  representa o comprimento e  $D$  o diâmetro.

Geralmente, a fragilidade das fibras é causada por imperfeições de superfície. Fazendo as fibras com um diâmetro menor possível, as mesmas terão área de superfície maior e, conseqüentemente, um número menor dessas falhas poderá iniciar uma fratura frágil. Para as fibras longas, a extremidade de cada fibra suporta menos da carga do que o restante da fibra, sendo mais difícil para as fibras curtas suportar cargas impostas. Fibras contínuas são difíceis de produzir e introduzir na matriz, enquanto que as fibras curtas são facilmente incorporadas na mesma, porém produzem reforço relativamente pobre (Askeland, 1990).

- Teor de Fibra: as propriedades mecânicas dos compósitos são inerentes ao teor de fibra adicionado, uma vez que as fibras representam o componente estrutural. Inicialmente, quanto maior o teor de fibras melhor será o seu desempenho, pois maior será o número de fibras que intercepta cada microfissura, evitando assim, sua propagação e permitindo o controle da fissuração. O aumento do teor de fibra pode ainda gerar um aumento do módulo de elasticidade e da tensão de ruptura máxima do compósito, pois as fibras passam a absorver os esforços impostos à matriz, absorvendo parte das tensões internas e contribuindo para a melhoria das propriedades mecânicas do compósito.

O incremento de resistência do compósito com o aumento do teor de fibras tende a diminuir até um valor limite, determinado pela quantidade de fibras que pode ser

adicionada de modo a se obter uma dispersão uniforme na matriz. Outro conceito importante diz respeito ao volume crítico de fibras, isto é, ao volume mínimo para que este efeito seja significativo, sendo esta propriedade dependente do comprimento, diâmetro, tipo de fibra e método de fabricação (Bernardi, 2003). Assim, as porcentagens viáveis de incorporação de fibras encontram-se entre o volume crítico e o volume limite de fibras.

O comprimento da fibra também desempenha papel importante no compósito, uma vez que fibras muito curtas podem diminuir a eficiência do reforço, pois as mesmas não conseguem boa ancoragem nas bordas das fissuras.

- **Orientação das fibras:** fibras orientadas aleatoriamente com pequeno índice aspecto podem proporcionar comportamento isotrópico, mas melhoras nas propriedades mecânicas podem não ser alcançadas. Quando um composto é criado utilizando um alinhamento unidirecional das fibras, podem-se alcançar ótimos valores de tensão e rigidez, caso o carregamento seja aplicado paralelamente à direção das fibras. Entretanto, estas propriedades podem ficar reduzidas caso o carregamento seja aplicado de maneira perpendicular à direção das fibras.

Os compostos formados por fibras longas apresentam um grande grau de orientação, uma vez que as fibras tendem a alinhar-se na direção maior. Já os compósitos de fibras curtas apresentam fibras orientadas em diversas direções, podendo, entretanto, apresentar uma orientação predominante, devido aos processos de mistura e adensamento (Bernardi, 2003).

- **Propriedades da matriz:** Em comparação com as fibras, os materiais que constituem a matriz são considerados pouco resistentes. Sua finalidade é permitir que a carga seja transmitida às mesmas impedindo que as rachaduras em fibras já danificadas pelo carregamento se propaguem por todo o composto. A matriz deve, preferencialmente, apresentar resistência, contribuindo na melhoria do comportamento do conjunto.
- **Ligação e falha:** particularmente em matrizes compostas por materiais poliméricos e metais, uma boa ligação entre os seus constituintes pode ser obtida. As fibras podem ser firmemente ligadas ao material da matriz se o carregamento for transmitido corretamente da matriz para as fibras. Na adição, caso essa ligação seja fraca, as fibras podem ser

retiradas da matriz durante o carregamento, reduzindo a força e a resistência à fratura do compósito. Outro fator que deve ser considerado na combinação da matriz com as fibras é a similaridade entre os coeficientes de expansão térmica dos dois materiais. Se a fibra expande-se e contrai-se num índice muito diferente da matriz, as ligações podem ser rompidas e falhas prematuras podem ocorrer. Este fato pode ocorrer em misturas asfálticas, onde a temperatura que se desenvolve no interior da mesma é muito alta, sendo necessária uma boa compatibilidade entre os coeficientes de expansão térmica da fibra e da massa asfáltica, a fim de que não prejudique o bom desempenho do compósito.

### **2.3.5 MECANISMOS DE RUPTURA**

Os materiais compósitos podem exibir dois tipos de fratura, denominadas de fratura frágil e fratura dúctil. Porém, antes de conceituá-las, é necessário diferenciar os termos falha e fratura, sendo a primeira associada a estrutura e a segunda ao material, como por exemplo um corpo de prova. De acordo com Ferrante (1996), falha pode ocorrer sem que haja fratura, como no caso da flambagem, que reduz a zero a capacidade de uma estrutura de suportar cargas, mesmo não implicando em uma fratura. Por outro lado, uma fratura pode estar presente sem causar falha, como no caso de uma estrutura que continua resistindo mesmo apresentando trincas.

O termo fratura dúctil refere-se ao modo de fratura ou a um colapso por deformação plástica, seguido de uma ruptura do material. Com a aplicação da carga, a matriz se deforma e um processo de deformação macroscópica se instaura, fazendo com que a deformação plástica se torne instável e a estrição local dos ligamentos que separam as cavidades conduzam ao crescimento e ao coalescimento das mesmas, conduzindo a estrutura à fratura final (Figura 2.5). Assim, são de fundamental influência no mecanismo de fratura a distribuição, espaçamento e a forma das partículas que constituem o material compósito.

A fratura dúctil consome muita energia devido ao grande trabalho de deformação que a envolve. Além disso, a trinca não se propaga de maneira rápida e a falha da estrutura ou componente é precedida por uma extensa deformação plástica, servindo de “aviso” para o usuário (Ferrante, 1996).



Figura 2.5 – Representação esquemática da fratura dúctil (Ferrante, 1996)

Na fratura frágil, dois eventos são discerníveis: a iniciação e a propagação das trincas, com essa última ocorrendo de maneira súbita. A iniciação pode ser causada devido à fratura de uma partícula sob influência da deformação plástica da matriz. Este tipo de fratura é favorecida por fatores que intensificam a tensão disponível para propagação do núcleo da trinca, tais como tensões geradas numa trinca preexistente ou matriz com baixa capacidade de deformação plástica.

Portanto, pode-se afirmar que, em função de apresentarem características distintas, as fibras interagem de forma diferente, aumentando ou diminuindo a energia global da fratura. Esse comportamento distinto é observado quando as fibras de um compósito são contínuas ou descontínuas. Para o primeiro caso, o trabalho da fratura é executado pela deformação das fibras e o escorregamento dessas na matriz, sendo este mecanismo chamado de deslizamento (*debonding*). Para o segundo caso, a energia dissipa-se principalmente no processo de arraste e destacamento das fibras, sendo chamado de arrancamento (*pull-out*) (Ferrante, 1996).

Vale ressaltar que a transferência de cargas da matriz para as fibras depende essencialmente da qualidade da acoplagem entre esses dois componentes. Esse problema de compatibilidade depende da instauração de ligações químicas ou de aderência física, assim como da manutenção de uma dessas duas modalidades durante o uso dos compósitos. Para o caso de adesão física, a mesma é originada da diferença de expansão térmica fibra/matriz, efeito esse que é aumentado quando a fibra exibe rugosidade superficial, somando-se aí a contribuição da ancoragem mecânica.

## **2.4 AREIA ASFALTO A QUENTE**

Tradicionalmente, os revestimentos asfálticos mais utilizados no Brasil são aqueles que possuem brita ou qualquer outro material granular como agregado graúdo como, por exemplo, o CBUQ (Concreto Betuminoso Usinado a Quente). Em regiões com carência de material pétreo, o engenheiro deve optar por outra solução, desde que essa não se torne onerosa. Sendo assim, a execução de CBUQ torna-se inviável, sendo a execução de areia asfalto a quente (AAUQ) a opção mais adequada.

Ceratti et al. (1997), citado por Homem (2002), apontam algumas conclusões a respeito da utilização de um revestimento asfáltico do tipo AAUQ na faixa litorânea do Rio Grande do Sul. Os autores constataram que as camadas de areia asfalto a quente são moles durante a construção, permitindo alcançar densidades de projeto mesmo com temperaturas de compactação baixas, por volta de 70°C. Também observaram que a camada de revestimento endurece num período de 3 ou 4 semanas após sua execução, sendo que no período em que apresentavam consistência mole não foram constatados desgastes nem deformações devido ao tráfego.

Ferreira (1966) observou que a mistura areia asfalto a quente resistiu com eficiência ao desgaste do tráfego, apresentando esta mistura como de melhor comportamento que o pré-misturado a frio. Outros autores também fazem recomendações a cerca da temperatura de compactação e de valores de estabilidade, revelando à este tipo de mistura um comportamento satisfatório para as aplicações a que se destinam.

## **2.5 ADIÇÃO DE FIBRAS EM MISTURAS ASFÁLTICAS**

A incorporação de fibras em materiais asfálticos tem sido utilizada apenas a cerca de 20 anos, sendo que somente após um período de estudos experimentais que essa prática atingiu níveis de industrialização satisfatórios. Assim como no solo, os tipos de fibras que podem se associar a massa asfáltica são dos mais variados tipos, porém deve ser observado se a mesma não vai ser incorporada pelo asfalto devido às altas temperaturas a que são submetidos. A Tabela 2.1 apresenta um resumo dos principais tipos de fibras utilizadas em misturas asfálticas.

Tabela 2.1 – Principais tipos de Fibras utilizadas em misturas asfálticas.

Tipos de Fibra		Utilização em misturas asfálticas
Naturais	Asbestos	Também conhecida como fibra de amianto. Possui resistência ao impacto baixa e seu uso foi proibido devido a danos causados na saúde.
	Celulose	Produzidas a partir do processamento de resíduos de madeira ou papel. Apresentam boa resistência a temperatura, até 140°C. Têm sua utilização com vários ligantes (óleos, ceras e betumes).
Industrializadas - Sintéticas	Polipropileno	Constituídas de um material polimérico termoplástico, conferindo grande flexibilidade e tenacidade às mesmas. Sua utilização em concretos asfálticos é bastante rara, pois possuem baixa resistência a temperaturas elevadas.
	Poliéster	São resistentes a temperaturas de até 220°C. São utilizadas em misturas asfálticas geralmente em comprimentos que variam da ordem de 0,6mm a 1,2mm, podendo ser utilizadas em tamanhos maiores a fim de melhorar o efeito de reforço.
	Poliétileno	Sua utilização em concretos asfálticos é pouco difundida, pois apresentam pouca resistência a altas temperaturas.
Inorgânicas e Metálicas	Aço	Podem ser obtidos uma variedade de formas e comprimentos, em função do processo de fabricação, podendo sofrer deformações mecânicas de várias formas a fim de aumentar a resistência de aderência. Podem possuir ancoragens específicas e necessita de tratamento superficial contra a corrosão.
	Vidro	São fabricadas na forma de cachos, constituídos por centenas de filamentos individuais. Os comprimentos usualmente utilizados em pavimentação variam de 1 a 10mm.

### **2.5.1 PROPRIEDADES DA MISTURA ASFALTO-FIBRAS**

A adição de fibras em misturas asfálticas tem sua atuação a curto e longo prazo. A curto prazo, atuam de maneira que possa possibilitar o aumento do percentual de ligante sem que ocorra o escorrimento do mesmo, agindo durante os processos de produção, transporte e espalhamento da mistura na pista (Homem, 2002). Com isso, permitem o aumento do filme asfáltico sobre os agregados possibilitando uma maior durabilidade da mistura.

Testes realizados com a mistura areia-asfalto-fibras têm demonstrado um ganho de resistência ao cisalhamento devido à ação das fibras. Esses resultados indicam a existência de um teor ótimo de fibra, dependente das características das mesmas. Esse teor ótimo pode ser encontrado observando-se dois mecanismos opostos gerados pela adição de fibras, de acordo com Serfass e Samanos (1996), citados por Homem (2002):

- Aumento da resistência devido ao intertravamento do ligante e do reforço;
- Queda da resistência a partir de um determinado limite, em função do decréscimo da compactação e, portanto, perda na densidade.

Vale ressaltar que os efeitos das fibras dependem de suas características, podendo ter sua ação a curto ou longo prazo, assim como ambos. Desta forma, não podem ter seu comportamento com a mistura asfáltica generalizado.

A adição de fibras minerais e de celulose proporciona o aumento da rigidez do asfalto a elevadas temperaturas, não tendo influência na rigidez do mesmo nas temperaturas usuais de serviço do pavimento. Assim, pode-se dizer que sua atuação é em curto prazo, desempenhando função de estabilizante. Porém, para o caso das fibras de vidro ou sintéticas, a melhora no desempenho do pavimento se dá a curto e longo prazo, atuando como estabilizante e reforço, respectivamente. Já as fibras metálicas possuem ação apenas em longo prazo, atuando como reforço e não como estabilizante.

A efetividade da ligação asfalto-fibra é de fundamental importância e depende, em sua maior parte, da natureza e da estrutura da fibra, que pode ser relacionada com a superfície específica da mesma. Os teores adicionados na massa asfáltica dependem das características do asfalto e da fibra, assim como da interação entre eles. Segundo Homem (2002), em misturas asfálticas

porosas, fibras minerais são adicionadas em percentuais da ordem de 1%, enquanto que fibras de celulose são adicionadas na ordem de 0,3% a 0,5%.

### **2.5.2 MECANISMOS DE ASSOCIAÇÃO ASFALTO-FIBRA**

Fibras naturais juntamente com algumas fibras artificiais, tais como o aço e o vidro, não são consideradas termoplásticas. Isso significa que elas não amolecem ou derretem em temperaturas elevadas, não obtendo nenhum tipo de associação ou de reação química com o asfalto. Para garantir a boa adesividade, é necessário que a energia superficial do material da fibra seja maior do que a energia do asfalto, sendo usualmente utilizado um tratamento superficial das fibras, a fim de garantir que isso ocorra.

Já as fibras sintéticas utilizadas em aplicações com asfalto são consideradas termoplásticas, porém possuem alto ponto de liquefação, a fim de prevenir o seu derretimento quando incorporadas ao asfalto. Elas não se associam nem reagem com o asfalto. Já as fibras de polietileno e polipropileno, em função do baixo ponto de amolecimento, não são utilizadas em misturas a quente.

### **2.5.3 EXECUÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS ADICIONADAS COM FIBRAS**

A adição de fibras em misturas asfálticas pode ser utilizada tanto em misturas a quente como a frio. Para as misturas a quente, as fibras são adicionadas durante o seu preparo. Já no caso de misturas a frio, as fibras são normalmente adicionadas no momento de lançamento no pavimento.

É necessário observar alguns cuidados que devem ser tomados na execução de misturas asfálticas com fibras. Essas devem ser especialmente armazenadas a fim de protegê-las da chuva e umidade. É importante observar a correta temperatura de compactação assim como o tipo de compactador utilizado, pois no caso de misturas associadas a fibras com alto teor de asfalto pode ocorrer adesão do mesmo ao compactador, sendo preferível o emprego do compactador de rolo liso (Homem, 2002).

## 2.5.4 VANTAGENS E DESVANTAGENS

A tabela 2.2 mostra as vantagens e desvantagens dos diversos tipos de fibras utilizadas em misturas asfálticas.

Tabela 2.2 – Vantagens e desvantagens das fibras em misturas asfálticas (Corté, 1998)

<b>Fibra</b>	<b>Vantagem</b>	<b>Desvantagem</b>
Asbestos	-Alta capacidade de ligar-se ao asfalto; - Durabilidade; -Possível melhora na resistência e deformações permanentes.	-Nocivo à saúde.
Celulose	- Alta capacidade de ligar-se ao asfalto.	- Suscetível à umidade; - Pouco ou nenhum efeito de reforço.
Mineral	- Alta capacidade de ligar-se ao asfalto.	- Pouco ou nenhum efeito de reforço.
Vidro	- Atua como reforço. Possível aumento da resistência da mistura.	- Fragilidade; - Baixa capacidade de aderência ao asfalto sem a utilização de tratamento superficial.
Sintéticas: -Poliéster - Polipropileno - Acrílico	- Atua como reforço. Possível aumento da resistência da mistura.	- Baixa capacidade de aderência ao asfalto.
Aço	- Atua como reforço. Possível aumento da resistência da mistura.	- Nenhuma capacidade de aderência ao asfalto; - Corrosão; - Problemas de compactação e de características de superfície.

### 3 - MATERIAIS UTILIZADOS

Este capítulo destina-se a descrever os materiais utilizados, dividindo-se em duas partes: a primeira destinada aos materiais utilizados para a base de pavimentos, e a segunda destinada aos materiais pertencentes ao revestimento asfáltico. No primeiro foram utilizadas as normas da ABNT, sendo no segundo, as normas do DNER (atual DNIT).

#### 3.1 MATERIAIS DESTINADOS AO ESTUDO DE BASES PARA PAVIMENTOS

##### 3.1.1 SOLO

O solo utilizado é proveniente da base de operações Geólogo Pedro de Moura, situada na região de Urucu, pertencente ao município de Coari. Na Figura 3.1 encontram-se em destaque Manaus, capital do estado e Coari, situada a 650 Km da mesma. O peso específico real dos grãos encontrado foi de  $26,70 \text{ kN/m}^3$  e sua granulometria encontra-se na Figura 3.2 efetuada com granulômetro a laser.



Figura 3.1 - Localização da área de estudo. (www.ondefica.com.br).



### 3.1.2 CAL

A cal utilizada é do tipo calcítica hidratada (CH-I). O peso específico real dos grãos é de 22,90 kN/m<sup>3</sup> e suas características químicas bem como a granulometria encontram-se na Tabela 3.1 e Figura 3.4 respectivamente. O teor utilizado foi de 4%, já indicado na pesquisa de Pessoa (2004) como teor apropriado para os solos da região em estudo.

Tabela 3.1 - Características da cal utilizada nas misturas solo-cal (Petrobrás, 2004)

Componentes Principais	Estado Físico	Fórmula Química	Massa-molar	Concentração
Hidróxido de Cálcio	Sólido pó	Ca (OH) <sub>2</sub>	74,10g/gmol	90,00%
Sílica	Sólido pó	SiO <sub>2</sub>	60,08g/gmol	2,50%
Hidróxido de Magnésio	Sólido pó	Mg(OH) <sub>2</sub>	58,08g/gmol	2,00%

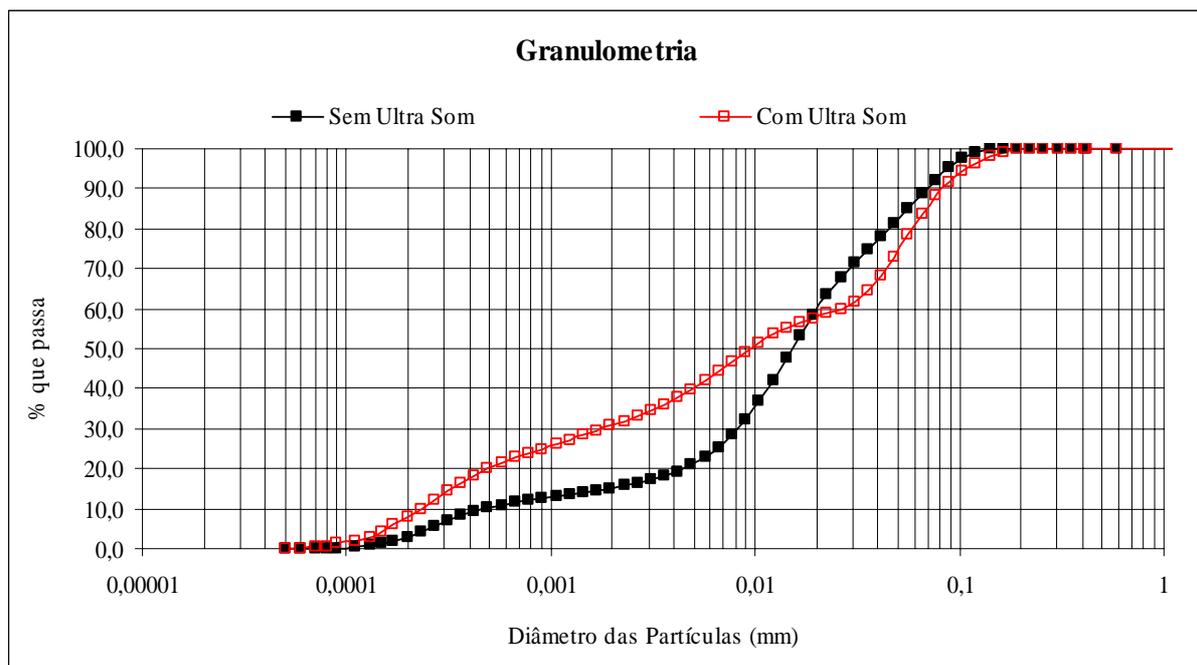


Figura 3.4 - Granulometria da cal estudada.

### 3.1.3 FIBRAS

Foram utilizadas fibras sintéticas e de PET reciclado. A maioria dos trabalhos já publicados sobre o assunto utiliza a variação do teor e comprimento das fibras, a fim de identificar qual combinação apresenta o melhor desempenho. Para esta pesquisa foram utilizados os teores de

0,25%, 0,50% e 1,00% em relação ao peso de solo seco, adotando-se para os mesmos os comprimentos 0,5cm e 1cm que foram confeccionados manualmente.

As fibras sintéticas (Figura 3.5), fornecidas pela Orpec Engenharia S.A., apresentam-se na forma de laminetes de polipropileno com comprimentos pré-definidos de fábrica de 4cm. Suas propriedades apresentam-se descritas na Tabela 3.2. Para esse trabalho foram utilizadas as fibras sintéticas fibriladas.



Figura 3.5 - Fibras sintéticas.

Tabela 3.2 – Propriedades mecânicas da fibra sintética (Orpec Engenharia)

Módulo de Elasticidade (MPa)	3,5 – 3,6
Resistência à Tração Última (MPa)	0,32 – 0,4
Alongamento na Ruptura (%)	Aprox. 25

As fibras PET (Figura 3.6), fornecidas pela Bettanin Industrial S.A, apresentam-se na forma de pequenos filamentos de cerca de 30cm com suas propriedades descritas na Tabela 3.2.

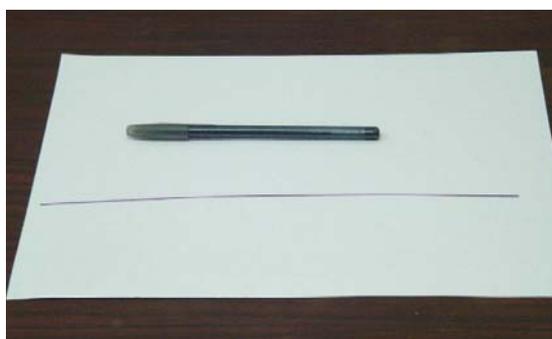


Figura 3.6 – Fibras PET.

Tabela 3.3 – Propriedades mecânicas da fibra PET (Prietto et al., 1999)

Módulo de Elasticidade (GPa)	7
Resistência à Tração Última (MPa)	207 – 230
Alongamento na Ruptura (%)	> 20

### 3.2 MATERIAIS PARA O ESTUDO DO REVESTIMENTO ASFÁLTICO

#### 3.2.1 AREIAS

As areias foram utilizadas para a confecção de misturas asfálticas. Foram utilizados dois tipos de areia: uma oriunda do Rio Urucu (Areia A) e a outra da cidade de Coari (Areia B). O peso específico real dos grãos encontrado foi de 25,43 kN/m<sup>3</sup> e 26,38 kN/m<sup>3</sup> respectivamente, sendo a granulometria apresentada na Figura 3.7 e executada de acordo com a norma DNER-ME 083/98.

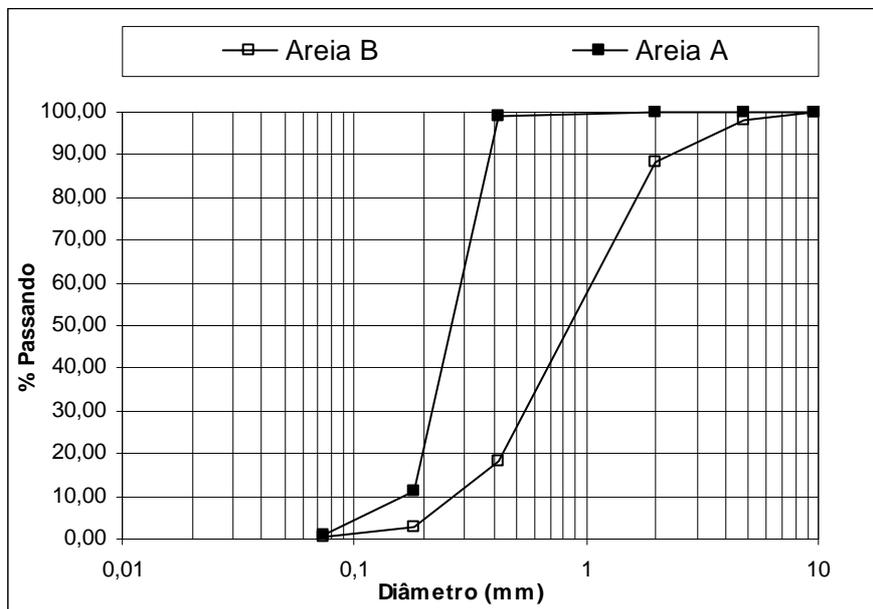


Figura 3.7 - Granulometria das areias utilizadas para a confecção da mistura asfáltica.

Como especificação de agregado para AAUQ, as areias estudadas devem apresentar equivalente de areia igual ou superior a 55%. O ensaio é normalizado pelo DNER-ME 54/97 e visa detectar a presença de materiais finos, geralmente argilas, que possam modificar o comportamento da mistura betuminosa. Para as areias estudadas os valores de equivalente de areia apresentados foram de 97% e 95% para as areias A e B, respectivamente.

### 3.2.2 CAL

A cal foi utilizada também como material de enchimento (filler) para a confecção da AAUQ. A mesma deve apresentar, para este fim, a seguinte granulometria de acordo com a especificação da norma DNER-ES 312/97:

Tabela 3.4 - Granulometria para utilização de cal como filler (DNER-ES 312/97)

Peneira	% mínima passando	% passando da cal utilizada
Nº 40	100	100
Nº 80	95	97
Nº 200	65	94

Assim, a granulometria apresentada pela cal utilizada nesta pesquisa encontra-se dentro dos limites exigidos.

### 3.2.3 BETUME

O betume utilizado foi o cimento asfáltico de petróleo (CAP) oriundo da Refinaria Isaac Sabbá (REMAN). Suas características e normas correlatas apresentam-se na Tabela 3.5 tendo os ensaios sidos realizados no DER-DF. O material utilizado é classificado como CAP-20 de acordo com a sua viscosidade e como CAP 50/60 segundo a penetração.

### 3.2.4 FIBRAS METÁLICAS

As fibras metálicas (Figura 3.8) foram fornecidas pela BELGO MINEIRA no modelo RC 60/35, e apresentam as seguintes especificações da Tabela 3.6. As porcentagens utilizadas para os ensaios de tração foram de 0,50%, 1,00% e 2,00%.

Tabela 3.5 - Características do betume utilizado na mistura asfáltica.

<b>Características</b>	<b>Valor Encontrado</b>	<b>Norma</b>	<b>Especificação</b>
Ponto de Amolecimento (°C)	54	MB-164/72	Anotar
Ductilidade a 25 °C (cm)	100	MB-167	20
Ponto de Fulgor e Combustão (°C)	342	MB-50/89	>235
Viscosidade Saybolt Furol a 135°C (s)	196	MB 517/71	>120
Densidade Aparente (g/cm <sup>3</sup> )	1,0039	DNER-ME 193/96	Anotar
Penetração (0,1mm)	50	DNER-ME 003/99	50

Tabela 3.6 - Especificações da fibra metálica Dramix RC 65/35 (Grupo Belgo, 2005)

Fator de Forma (L/D)	64
Comprimento (mm)	35
Diâmetro (mm)	0,55
Resistência a Tração (MPa)	1150

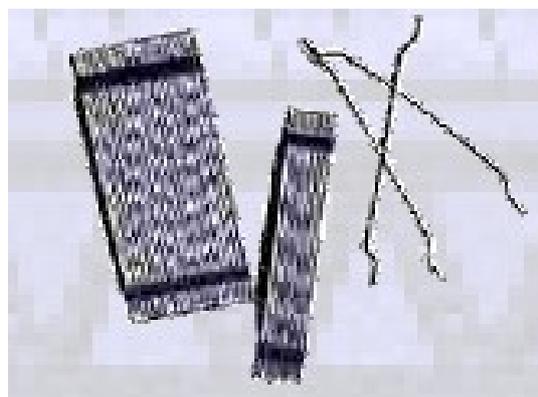


Figura 3.8 - Fibras Metálicas.

## **4 - METODOLOGIA**

### **4.1 ESTUDO DE BASES PARA PAVIMENTOS**

#### **4.1.1 MINI-COMPACTAÇÃO**

Os ensaios de mini-compactação foram realizados de acordo com a norma DNER-ME 228/94 para a energia intermediária (6 golpes com o soquete de peso igual a 4540g).

Primeiramente o ensaio foi realizado a fim de obter a curva de compactação para determinar a umidade ótima e peso específico aparente seco máximo do solo natural, sendo este procedimento também efetuado para as misturas solo-cal com o mesmo objetivo. Com o resultado das umidades ótimas, foram efetuados os ensaios de compactação em uma única camada com as misturas desejadas (solo-cal, solo-fibra e solo-cal-fibra) nas respectivas variações de teores e tamanhos de fibras relacionados na Tabela 4.1. O diâmetro e altura dos corpos de prova utilizados foi de 50mm com variação de  $\pm 1mm$ .

Desta forma, os procedimentos executados foram: destorroamento do solo e passagem na peneira 2mm; umedecimento até a umidade ótima encontrada de acordo com a mistura desejada; homogeneização e passagem do material na peneira 2mm; adição de cal e/ou fibra na quantidade especificada em relação ao peso de solo seco; homogeneização da mistura total e compactação dos corpos de prova. Os mesmos foram compactados dinamicamente em uma única camada, sendo os golpes efetuados tanto na base quanto no topo para todos os ensaios, excetuando-se o ensaio de compressão simples.

Os corpos de prova compactados com a cal sofreram um processo de cura de 28 dias antes de serem rompidos, sendo que a cal foi misturada à massa de solo no momento da compactação. Após a mesma, cada corpo de prova foi envolvido por filme plástico e colocado dentro de um isopor a fim de evitar a perda de umidade durante o processo de cura, realizando-se, posteriormente a esse processo, os ensaios de mini-CBR com e sem imersão, cone adaptado, perda de massa por imersão, tração por compressão diametral, compressão simples e sucção, que serão descritos nos itens a seguir. Para cada ensaio foram moldados dois corpos de prova

considerando uma dispersão de resultados de 5% entre eles. Caso isso não ocorresse, era confeccionado novo corpo de prova até atingir o parâmetro estabelecido.

Tabela 4.1 - Composições efetuadas para a realização dos ensaios laboratoriais.

MISTURA	CURA		TIPO DE FIBRA	TEOR DE FIBRA	TAM. DA FIBRA
	Sim	Não			
Solo Natural	-	-	-	-	-
Solo Natural + Fibra	-	x	Sintética	0,25%	0,5
					1,0
				0,50%	0,5
					1,0
	-	x	PET	0,25%	0,5
					1,0
				0,50%	0,5
					1,0
1,00%	0,5				
	1,0				
Solo Natural + Cal (4%)	x	-	-	-	-
Solo Natural + Fibra + Cal (4%)	x	-	Sintética	0,25%	0,5
					1,0
				0,50%	0,5
					1,0
	1,00%	0,5			
		1,0			
	x	-	PET	0,25%	0,5
					1,0
				0,50%	0,5
					1,0
1,00%	0,5				
	1,0				

O anexo A apresenta as principais características dos corpos de prova utilizados.

#### 4.1.2 MINI-CBR

O ensaio de mini-CBR foi desenvolvido na Iowa State University, caracterizando-se por utilizar corpos de prova de alturas reduzidas. Nogami, por meio de adaptações realizadas no ensaio de Iowa, obteve uma correlação entre este último e o CBR obtido de acordo com a norma do DNER NBR-9895. Posteriormente, verificou-se que o ensaio de mini-CBR permitia uma grande flexibilidade no estudo das variáveis que influenciavam o valor da capacidade de suporte dos solos, realizando-se ensaios com diversos tipos de sobrecarga, teores de umidade e

energias de compactação possibilitando, assim, maior entendimento a cerca das propriedades dos solos tropicais.

Após a compactação, para os ensaios de mini-CBR sem imersão e cone adaptado, foram utilizados o mesmo corpo de prova, sendo o primeiro ensaio realizado no topo e o segundo na base do mesmo. Para isso, a amostra foi retirada do cilindro metálico de compactação e colocada num cilindro bi-partido de PCV unido por braçadeiras metálicas por meio de parafusadeira elétrica, a fim de manter o mesmo confinamento para todas as amostras (Figura 4.1), sendo em seguida levado até a prensa para a determinação do mini-CBR. Segundo Delgado (2002), este confinamento está longe de ser semelhante ao obtido quando se realiza o ensaio no próprio molde metálico em que se procedeu a compactação. Esta condição de pouco confinamento pode e deve influir nos resultados de resistência obtidos, mas tratando-se de uma idéia puramente comparativa, este efeito foi desconsiderado.



Figura 4.1 - Cilindro PVC bipartido e braçadeira metálica utilizados nos ensaios de mini-CBR e cone adaptado.

A execução do ensaio de mini-CBR segue o mesmo procedimento do ensaio convencional. Para esta pesquisa, as penetrações foram realizadas até 10,16mm a uma velocidade de 1,17mm/min. A fim de obter o parâmetro de resistência a penetração, foram traçadas as curvas carga x penetração para cada amostra confeccionada, obtendo-se assim, o valor do CBR.

Também foram realizados ensaios de mini-CBR após imersão e expansão do solo natural e das misturas estudadas, a fim de analisar o comportamento dos mesmos na presença de água, consideração essa muito importante para solos da região Amazônica, devido aos altos índices pluviométricos registrados na maior parte do ano. Para as amostras imersas, o procedimento consistia em após a compactação, as mesmas serem colocadas em imersão por um período de 20 horas para medição da expansão (Figura 4.2). Após este período, eram retiradas da imersão

e deixadas em repouso por um período de 1 hora, a fim de dissipar as poro-pressões. Ao fim deste prazo, eram levadas para a prensa para a determinação do CBR pós-imersão. Para as amostras com cal o procedimento realizado foi o mesmo, apenas efetuado após o período de cura. Para esses ensaios foi utilizada a norma DNER-ME 254/94.



Figura 4.2 - Corpos de prova na expansão para posterior determinação de Mini-CBR pós-imersão.

#### 4.1.3 ENSAIO DE CONE ADAPTADO

O procedimento utilizado neste ensaio é semelhante ao adotado para o mini-CBR. A diferença consiste na adaptação de uma ponta cônica rosqueável à prensa utilizada para o procedimento mini-CBR (Figura 4.3), visando simular o ensaio de penetração realizado em campo denominado DCP, sendo as penetrações utilizadas iguais às especificadas para o mini-CBR. Esta ponta cônica apresenta comprimento de 8cm e ângulo de ponta de 62° graus com a horizontal.

De acordo com Delgado (2002), em consideração as dimensões reduzidas dos corpos de prova usados e ainda a condição de confinamento totalmente diversa da existente in situ, deve-se considerar que o efeito escala provavelmente exerça importante influência na obtenção do parâmetro de resistência; sendo assim, os valores são apresentados com cunho comparativo.



Figura 4.3 - Ensaio de cone adaptado

#### **4.1.4 COMPRESSÃO SIMPLES**

De acordo com Santos (2004), a resistência à compressão do solo-cal é a característica mais empregada na avaliação deste tipo de mistura. Para esta pesquisa foi utilizada a norma NBR 12770.

Entre os pesquisadores, é quase unânime que a resistência do solo cresça com a percentagem de cal. Porém, segundo Gutierrez et al. (1998), quantidades superiores a um teor ótimo de cal, específico para cada material, não produzem melhores efeitos e, às vezes, não alcançam os valores obtidos com percentagens menores.

Destarte, o procedimento adotado para a confecção das amostras foi o mesmo da compactação, porém o corpo de prova foi compactado dinamicamente em quatro camadas, sendo para cada uma utilizados quatro golpes. Logo após a sua compactação, era realizada uma escarificação na camada compactada, a fim de melhorar a aderência com a camada seguinte. A quantidade de solo para cada camada variou de acordo com o teor e tamanho das fibras. Os corpos de prova tinham a relação de 2:1, ou seja, no corpo de prova a medida da altura representa, no máximo, duas vezes a medida do diâmetro. Em seguida o corpo de prova era levado até a prensa para rompimento (Figura 4.4).



Figura 4.4 - Ensaio de compressão simples

#### **4.1.5 PERDA DE MASSA POR IMERSÃO**

Este ensaio é normalizado pelo DNER-ME 256/94, caracterizando-se por avaliar o potencial de erodibilidade dos solos na presença de água. O ensaio consiste em extrair do molde 10mm do corpo de prova, colocando o mesmo em imersão por um período de 24 horas. Após este prazo, é coletada a amostra que se desprende do mesmo, calculando, então, a perda de massa por imersão em relação à amostra inicialmente extraída do molde.

#### **4.1.6 SUCÇÃO**

Estudar solos sujeitos as variações de umidade tem uma grande aplicação dentro da engenharia, sendo relevante em vários projetos tais como estradas, estabilidade de taludes,

fundações. A caracterização desses solos por meio da sucção é uma maneira de entender o comportamento dos mesmos com a variação de umidade, sendo esse dois fatores mais importantes para o conhecimento do comportamento dos solos não saturados. A sucção de um solo é a energia correspondente a sua capacidade de reter água. Quando a água livre migra para dentro de um solo, ela será retida ou adsorvida por ele. Para desprender essa água adsorvida é necessária à aplicação de uma energia externa superior às forças de retenção do solo.

Para essa pesquisa foi utilizada a técnica de medição de sucção por meio do Método do Papel Filtro. A técnica, de acordo com Marinho (1994), consiste na medição da sucção de equilíbrio entre amostra e papel filtro, que pode ocorrer de duas maneiras: por fluxo de vapor ou por fluxo capilar (Figura 4.5). Para o fluxo de vapor, as moléculas de água têm que escapar da água de poro vencendo as forças capilares no solo e eventualmente as forças osmóticas que agem devido à presença de sais. O espaço de ar deixado entre o papel filtro e o solo oferecem uma barreira para os sais, permitindo apenas o fluxo de água. Já o fluxo capilar, ocorre através das partículas do solo e as fibras do papel filtro, sem que a água perca continuidade, implicando numa interação maior entre o papel filtro e a água de poro (isto é, que contém sais). Para o primeiro caso mede-se a sucção total e para o segundo, a sucção matricial.

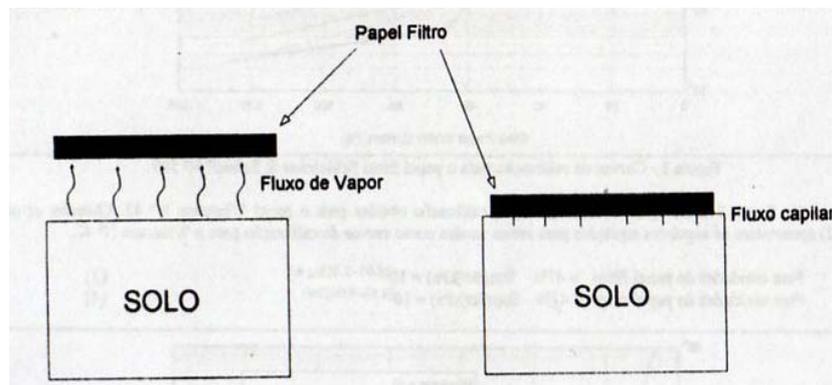


Figura 4.5 - Tipos de fluxo do solo para o papel filtro (Marinho 1995).

Neste trabalho, foi realizado ensaio de sucção com medida da sucção matricial em todas as amostras, com o objetivo de verificar como os demais parâmetros obtidos em outros ensaios variam de acordo com a sucção do solo.

Utilizou-se o seguinte procedimento: após a compactação de acordo com o ensaio a ser realizado, eram colocados três discos de papel Filtro Whatman nº 42 sobre a amostra. Em seguida, a fim de evitar a perda de umidade para o meio externo e manter a temperatura sempre constante, o corpo de prova era envolto por filme plástico e selado com fita adesiva, fazendo-se a devida identificação do mesmo. Posteriormente, as amostras eram colocadas dentro de um isopor e levadas para a câmara úmida por um período de 14 dias. Para as amostras com cal, que passaram por um processo de cura, a colocação do papel filtro se deu no 14<sup>a</sup> dia, totalizando, então, os 28 dias previstos para a cura.

Ao final do período de equilíbrio, os corpos de prova eram retirados da caixa de isopor para efetuarem-se as pesagens dos papéis filtro. Por meio de uma pinça, retirava-se o papel filtro do topo da amostra realizando a sua pesagem, em balança de 0,0001g de precisão. Por precaução, o mesmo procedimento foi realizado para o papel filtro localizado no meio, desprezando o papel filtro em contato com a amostra. Com isso, obteve-se o peso do papel úmido. Posteriormente, os discos de papel filtro eram colocados em cápsulas e levados para estufa com uma temperatura variando de 105 a 110 °C, por um período de 3 horas. Decorrido este intervalo de tempo, era efetuada a pesagem do papel filtro seco. É importante ressaltar que essa pesagem é de extrema importância, na medida em que se deve evitar, durante o traslado do papel filtro da estufa até a balança, o ganho de umidade do mesmo. Destarte, foi utilizado um isopor neste trajeto a fim de evitar as trocas de umidade com o meio ambiente.

Com a determinação dos pesos úmido e seco, calculou-se a umidade do papel por meio da Equação (4.1) que se segue:

$$w = \left( \frac{P_w - P_s}{P_s} \right) \quad (4.1)$$

sendo:

$P_w$  = Peso úmido do papel filtro

$P_s$  = Peso seco do papel filtro

O cálculo da sucção é executado por meio da umidade de cada papel filtro, de acordo com as equações propostas por Chandler et al. (1992), citadas por Marinho (1995). Têm-se como equações:

$$\text{Para umidades do papel filtro} > 47\%: \text{Sucção}(KPa) = 10^{(6.05 - 2.48 * \log w)} \quad (4.2)$$

Para umidades do papel filtro  $\leq 47\%$ :  $Sucção(KPa) = 10^{(4.84-0.0622*\log w)}$  (4.3)

O método do papel filtro também pode ser utilizado para determinação da curva característica do solo, expressa num gráfico de sucção x teor de umidade ou também em função do grau de saturação da amostra. Foram confeccionadas dez amostras compactadas em umidades diferentes, variando-a em torno da umidade ótima característica de cada material. Assim, elaboraram-se duas curvas características: uma para o solo natural e a outra para a mistura solo-cal, a fim de avaliar a influência da cal na sucção do solo em estudo.

#### 4.1.7 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Ensaio de tração são comumente utilizados em concretos, rochas e revestimentos asfálticos podendo determinar a resistência à tração de uma forma direta ou indireta. O ensaio consiste na aplicação de uma carga de compressão uniformemente distribuída ao longo da geratriz da amostra com a geração de um estado de tensões formado por tensões de tração e tensão de compressão, na região do plano que contém a carga aplicada (Figura 4.6).

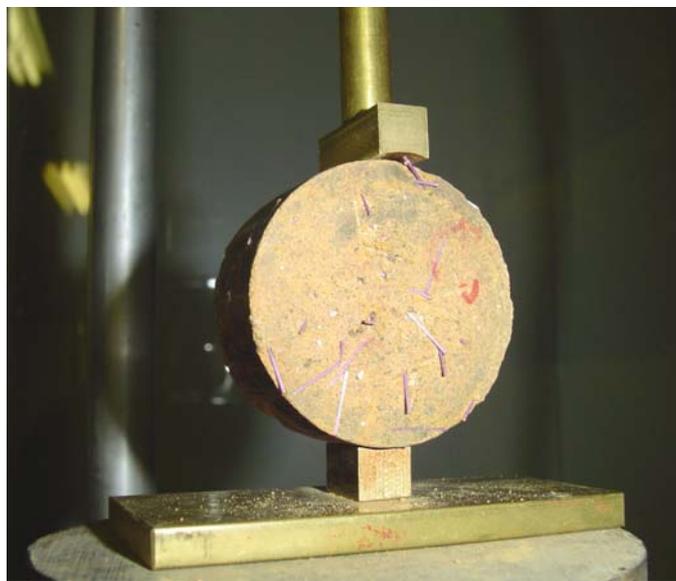


Figura 4.6 - Aplicação de tensões no ensaio de tração.

As amostras utilizadas eram compactadas e possuíam dimensões em torno de 2,5cm e 5cm, relativos à espessura e diâmetro, respectivamente. A carga e o deslocamento eram medidos, respectivamente, por uma célula de carga de capacidade de 1kN e um defletômetro com precisão de 0,01mm/divisão, sendo a velocidade adotada igual a 0,054mm/min. A carga de

ruptura foi identificada por meio de um pico de carga na curva carga x deslocamento ou para a carga constante para seguidos deslocamentos, obtendo-se o valor da resistência à tração por meio da Equação 4.4.

$$\sigma_t = \frac{2 * P}{\pi * D * t} \quad (4.4)$$

Onde:

P= carga de ruptura (kPa)

D= diâmetro (m)

t = espessura (m)

Após o ensaio era retirada a umidade da amostra e também realizado o ensaio de peso específico utilizando-se o método da balança hidrostática por meio da norma NBR-10838.

## **4.2 ESTUDO DO REVESTIMENTO ASFÁLTICO**

Devido à carência de materiais pétreos na região Amazônica, a execução de CBUQ (Concreto Betuminoso Usinado a Quente) na província petrolífera de Urucu como revestimento asfáltico, tornou-se inviável. Desta forma, era necessário que a solução para o revestimento asfáltico fosse realizada com materiais disponíveis na região, sendo utilizada, a areia “A” e a areia “B”, para execução da AAUQ.

A confecção da AAUQ é realizada por meio da combinação de 3 componentes que são: areia, ligante e material de enchimento (filler, que pode ou não ser utilizado). Esses materiais, isoladamente e quando misturados, devem apresentar determinadas características estipuladas em norma, a fim de que possam estar aptos à utilização como AAUQ. Portanto, este item destina-se às especificações e aos ensaios utilizados para a mistura de AAUQ.

### **4.2.1 ESPECIFICAÇÕES DA MISTURA**

De acordo com a norma vigente a mistura utilizada deve se enquadrar em uma das faixas granulométricas descritas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Faixas granulométricas especificadas para as misturas de AAUQ (DNER-ES 312/97).

Peneira	Abertura (mm)	% que passa		
		A	B	C
4	4,8	100	100	100
10	2	90-100	90-100	85-100
40	0,42	40-90	30-95	25-100
80	0,18	10 a 47	5 a 60	0-62
200	0,074	0-7	0 - 10	0-12

Como se dispunha de duas areias regionais, o ensaio para obtenção dos parâmetros que possibilitassem uma análise do material estudado foram realizados para a areia A, areia B e para a mistura de ambas. A fim de avaliar o comportamento da AAUQ, foram realizados ensaios com e sem a cal como filler. Como a norma DNER-ES 312/97 recomenda teores mínimos e máximos de ligante para a mistura, 7% e 12% respectivamente, trabalhou-se com o teor inicial de 7%, a fim de identificar como a mistura asfáltica se comporta com o teor mínimo de betume recomendado. Eventualmente, para as misturas com cal, esse teor foi reduzido em detrimento ao acréscimo de cal, a fim de avaliar a incorporação da mesma nas propriedades da mistura. O método escolhido para avaliação da mistura foi o método Marshall, sendo os ensaios realizados de acordo com a norma DNER-ME 043/95, permitindo verificar as condições de vazios, estabilidade e fluência da mistura que devem seguir as especificações da norma DNER-ES 312/97 descritas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Valores exigidos para AAUQ (DNER-ES 312/97).

Porcentagem de Vazios (%)	3 a 8
Relação Betume-Vazios (%)	65-82
Estabilidade Mínima (Kgf)	150 (50 golpes)
Fluência (mm)	2,4 a 4,5

Inicialmente foram analisadas três composições descritas na Tabela 4.4 e enquadradas nas Faixas do DNER.

Tabela 4.4 - Misturas analisadas.

<b>Mistura</b>	<b>Composição</b>	<b>Faixa DNER</b>
1	Areia A	B
2	Areia B	C
3	Areia A + Areia B	B

#### **4.2.2 ENSAIO MARSHALL**

Este método foi desenvolvido por Bruce Marshall do Mississippi State Highway Department em meados dos anos 40, sendo adotado inicialmente pelo U.S. Corps of Engineering a fim de estabelecer um critério de projeto racional de ensaios prévios e de controle. O método permite a determinação das características da massa asfáltica tais como porcentagem de vazios, densidade aparente, estabilidade Marshall e fluência.

A estabilidade Marshall corresponde à resistência da massa asfáltica a ação de uma carga a temperatura de 60° C, sendo a fluência relacionada a deformação máxima causada pela carga até o momento da ruptura. Vale ressaltar que esses parâmetros devem ser verificados e estar dentro das normas estabelecidas, a fim de que a mistura seja considerada apropriada para utilização como revestimento asfáltico.

Para a confecção dos corpos de prova é separado o material correspondente a 3 amostras para cada teor analisado, procedendo ao aquecimento prévio dos agregados envolvidos. Esse material é misturado com o ligante e aquecido até a temperatura de 152°C. Em seguida é colocado no molde aquecido e compactada com um soquete de 4,54Kg caindo de uma altura de 45,72cm. O número de golpes em cada face da amostra varia de acordo com o tráfego a ser suportado pelo revestimento. Para esse trabalho foram efetuados 50 golpes em cada face. Após a compactação, os corpos de prova eram retirados dos moldes cilíndricos e efetuada cura ao ar livre por um período de 24 horas.

Após a cura, os mesmos foram pesados e cubados a fim de determinar suas características físicas tais como densidade aparente, volume de vazios e relação betume/vazios. Logo em seguida, colocados em banho-maria numa temperatura de 60°C para posterior rompimento e

determinação da estabilidade Marshall e fluência. A Figura 4.7 ilustra o procedimento descrito.

### 4.2.3 PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO

A seguir são descritos os procedimentos para o cálculo da estabilidade Marshal (E) e fluência (F).

- Primeiramente é necessário calcular a densidade teórica da mistura em função das porcentagens de material envolvidos na composição de cada mistura.

$$Dt = \frac{100}{\frac{Pb}{Db} + \frac{Pag}{Dag} + \frac{Pam}{Dam} + \frac{Pf}{Df}} \quad (4.5)$$

Onde:

Dt = Densidade teórica da mistura;

Pb, Pag, Pam, Pf = Porcentagem de material betuminoso, agregado graúdo, agregado miúdo e filler, respectivamente, expressa em relação à massa total da mistura;

Db, Dag, Dam, Df = Densidade real do material betuminoso, agregado graúdo, agregado miúdo e filler, respectivamente.

- Assim, pode-se calcular o volume de vazios não preenchidos da mistura compactada.

$$Vv(\%) = 100 * \left(1 - \frac{Da}{Dt}\right) \quad (4.6)$$

Onde:

Vv = Vazios não preenchidos da mistura compactada, expressos em volume aparente do corpo de prova;

Da = Densidade aparente do corpo de prova.

- Em seguida, calcula-se os vazios preenchidos com betume, assim como os vazios do agregado mineral.

$$VCB = \frac{Da * Pb}{Db} \quad (4.7)$$

$$VAM = Vv + VCB \quad (4.8)$$

Onde:

VCB = Vazios preenchidos com betume;

VAM = Vazios do agregado mineral.

- Por fim, com os demais parâmetros já calculados, pode-se calcular a relação betume-vazios.

$$RBV = 100 * \frac{VCB}{VAM} \quad (4.9)$$

Onde:

RBV = Relação betume/vazios.

Os valores de estabilidade Marshal são corrigidos em função da altura de cada corpo de prova, de acordo com equação estabelecida pela norma DNER-ME 043/95.



Figura 4.7 - a) Pesagem dos agregados; b) Aquecimento dos agregados; c) Equipamento utilizado na compactação; d) Corpos de prova após compactação; e) Corpos de prova no banho-maria; f) Determinação da estabilidade e fluência; g) Corpos de prova após rompimento.

### 4.2.3 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Esse ensaio foi realizado conforme a norma DNER-ME 138/94 por meio da utilização de uma prensa Marshall e da adaptação de dois frisos metálicos como mostra a Figura 4.8. As amostras ensaiadas foram aquelas que apresentaram melhores desempenhos de suas características no ensaio Marshall, que serão descritas posteriormente. Para essas amostras, foram adicionadas fibras metálicas nos teores de 0,50%, 1,00% e 2,00%. As etapas realizadas para a execução do trabalho foram:

- Confeção do corpo de prova;
- Medição da altura e diâmetro dos corpos de prova com o paquímetro;
- O corpo de prova foi mantido em repouso por um período de duas horas, numa temperatura de 25°C;
- O mesmo foi colocado na posição horizontal, ao longo de sua geratriz, sobre o friso metálico inferior. Em seguida, o friso metálico superior foi ajustado.
- Foi aplicada uma carga progressivamente, com uma velocidade de deformação de 0,8 mm/s, até que o corpo de prova se rompesse anotando, assim, o valor da carga de ruptura.

Com esse valor, foi calculada a resistência a tração do corpo de prova por meio da expressão:

$$\sigma_R = \frac{2F}{100\pi DH} \quad (4.10)$$

Onde:

$\sigma_R$  : resistência à tração, em MPa;

F: carga de ruptura, em N;

D: diâmetro do corpo de prova, em cm;

H: altura do corpo de prova, em cm.

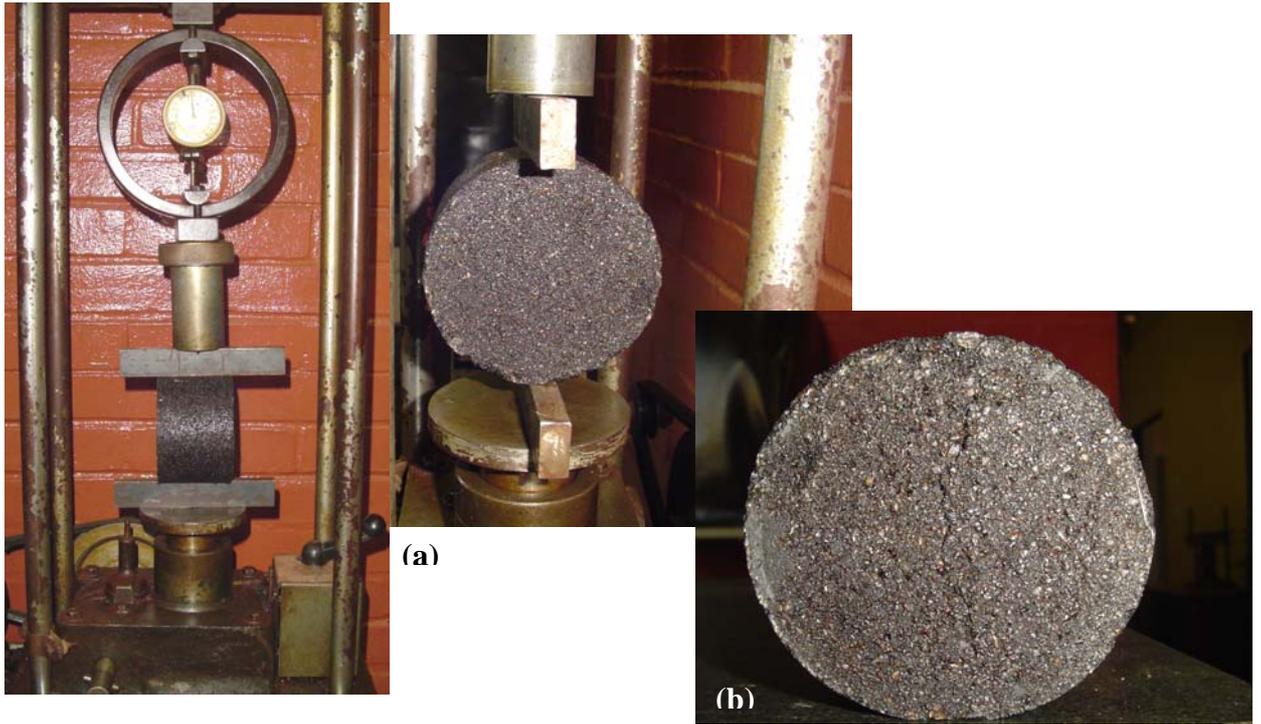


Figura 4.8 –a) Ensaio de tração por compressão diametral para misturas betuminosas; b) Corpo de prova após rompimento.

## 5 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Como no item de materiais e métodos, os resultados dos ensaios estão apresentados de maneira separada, sendo primeiramente mostrados os ensaios para base de pavimentos e, em seguida, os obtidos para o revestimento asfáltico.

### 5.1 BASE DE PAVIMENTOS

Primeiramente são apresentadas as Figuras 5.1 e 5.2, que correspondem às curvas de compactação do solo natural e do solo-cal, respectivamente, bem como as umidades ótimas e os pesos específicos aparentes secos dos corpos de prova utilizados na continuidade dos demais ensaios.

Na curva de compactação do solo natural (Figura 5.1), observa-se que a umidade ótima ficou em torno de 15% e o peso específico aparente seco máximo igual a 17,9kN/m<sup>3</sup>. Para o solo cal (Figura 5.2), observa-se uma pequena diminuição no peso específico aparente seco máximo em relação ao solo natural, caindo para 17,52 kN/m<sup>3</sup>, sendo que a umidade ótima permaneceu aproximadamente a mesma. Esse resultado concorda com os dados apresentados no trabalho de Aflitos e Ferreira (1986), que constataram o mesmo comportamento quando da estabilização de um solo laterítico do estado do Pará.

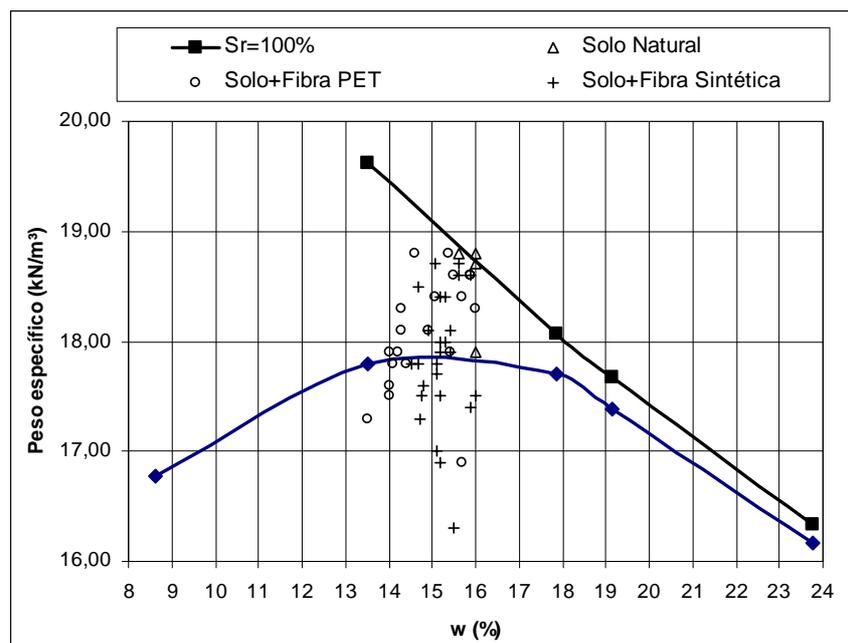


Figura 5.1—Corpos de prova confeccionados com solo natural.

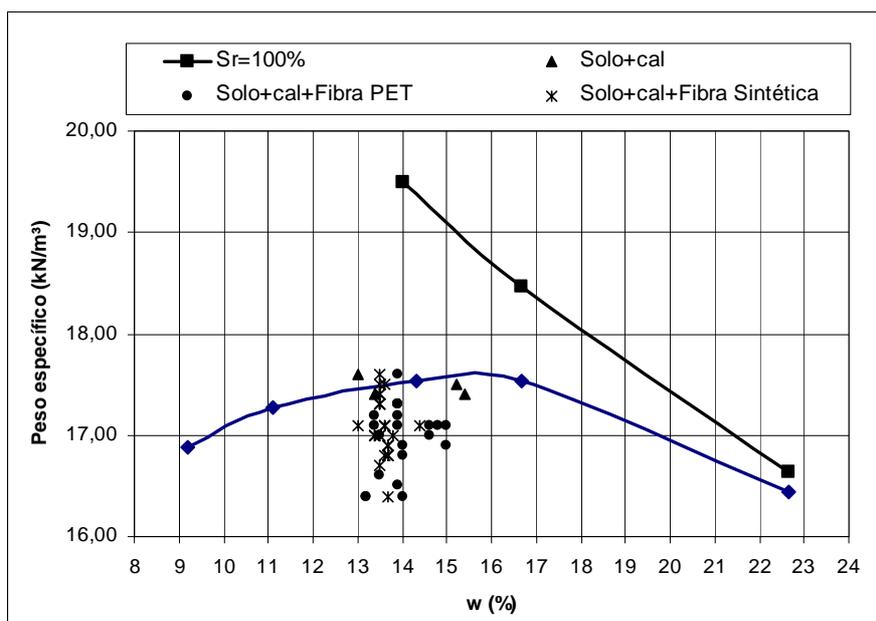


Figura 5.2 - Corpos de prova confeccionados com cal.

### 5.1.1 PERDA DE MASSA POR IMERSÃO

Os resultados de perda de massa por imersão foram determinados por dois modos distintos para os corpos de prova que se rompiam deslocando-se num cilindro único, na forma de bolacha, junto ao molde: conforme a metodologia padrão, calculando-se a perda de massa por meio da multiplicação da massa de solo desprendido por 0,5 (DNER-ME 256/94) e desprezando-se este fator de correção. Esta segunda metodologia foi adotada objetivando a análise comparativa dos resultados.

Primeiramente observou-se que o solo natural compactado na umidade ótima gera uma perda de massa por imersão com correção igual a 56,5%, havendo o deslocamento do solo no limite do molde no momento do ensaio, como mostra a Figura 5.3. Neste caso a porcentagem de perda de massa por imersão não reflete diretamente o potencial de desagregação do material, como será visto mais adiante.



Figura 5.3 – Perda de massa por imersão do solo natural

Embora a literatura considere indiscriminadamente este comportamento simplesmente como perda de massa por imersão, ele na verdade é o reflexo da expansibilidade do solo. Devido ao confinamento parcial do corpo de prova na parte interna ao molde, a expansão do solo a ele externo gera tensões cisalhantes que terminam por rompê-lo na interface. Esta parece ser mais uma contribuição dada pela metodologia MCT, ao permitir definir se o solo é ou não expansivo a partir deste ensaio. Os resultados de perda de massa no solo natural e na mistura solo-fibra calculados segundo o procedimento padrão, podem ser observados na Figura 5.4.

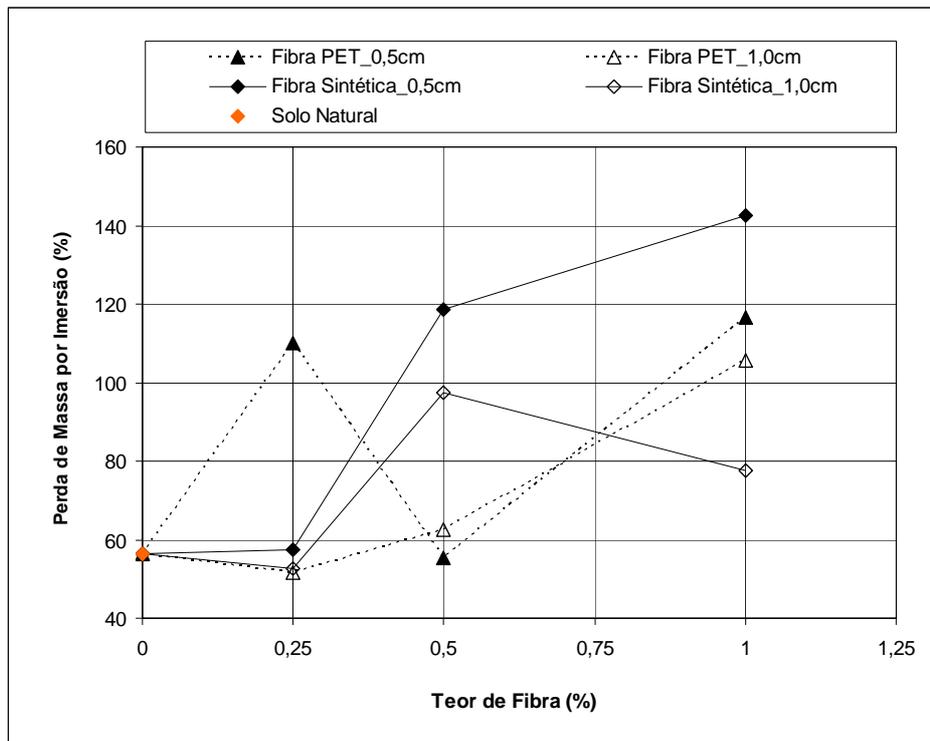


Figura 5.4 – Perda de massa por imersão para a mistura solo-fibra.

De maneira geral, observa-se que a presença das fibras tende a aumentar a perda de massa por imersão do solo. No entanto, com o novo entendimento do fenômeno aqui exposto, esse fato, ao contrário de ser simplesmente ruim, reflete a atuação das fibras no combate à expansão do solo e na melhora de sua resistência, na medida em que permite o não deslocamento do solo e sim sua desagregação, como pode ser observado na Figura 5.5. Porém, ainda não resolve o problema por completo, sendo que esse comportamento pode ser considerado prejudicial em uma rodovia, pois o fenômeno se projetará para o solo confinado sob o revestimento. Como solução torna-se importante o tratamento do solo externo e contíguo aos limites do revestimento com cal, pois assim, além de eliminar a perda de massa por imersão, minimiza-se a sua expansão, eliminando-se o problema. No uso conjunto de fibra e cal, enquanto a cal atua quimicamente reduzindo a expansão do solo, as fibras se contrapõem a ela, limitando-se do ponto de vista mecânico.

Não cabe discutir com base na Figura 5.4, dada a correção aplicada à perda de solo real, o eventual efeito das fibras na efetiva perda de solo por imersão. Para isso plotou-se a Figura 5.6 em termos de perda total real. É importante ressaltar que a consideração ou não desse fator de correção mencionado pela norma muda completamente a interpretação dos resultados, o que pode ser observado na comparação entre as Figuras 5.4 e 5.6. Ao mesmo tempo, o fenômeno não pode ser interpretado como erosivo, pois o que se tem é a ruptura gerada por deslocamentos de expansão.

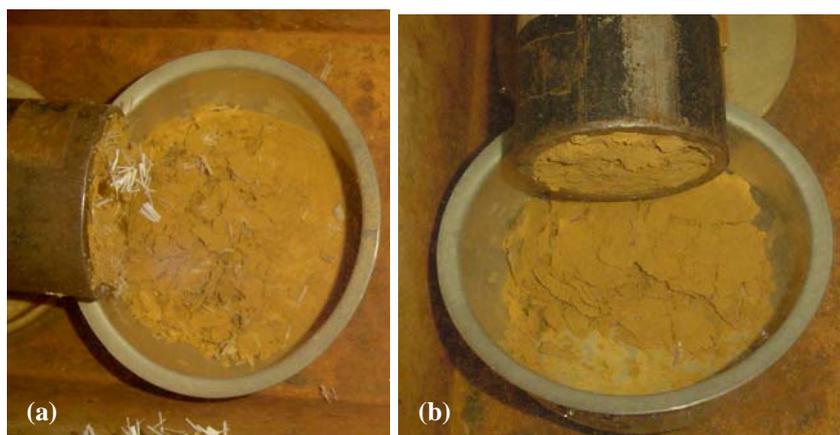


Figura 5.5 – Perda de massa por imersão para: a) fibra sintética no teor de 1,00% e 1,0cm; b) fibra PET no teor de 0,25% e 0,5cm.

A Figura 5.6 mostra que apesar da alteração da forma como ocorre a perda de solo por imersão para certos teores e tipo de fibras, aplicando ou não a correção, apenas a fibra sintética gerou variação deste parâmetro, que aumentou para a fibra de comprimento 0,5cm e diminuiu para o comprimento de 1,0cm.

Com a incorporação da cal reduz-se a expansão e elimina-se a perda de massa por imersão.

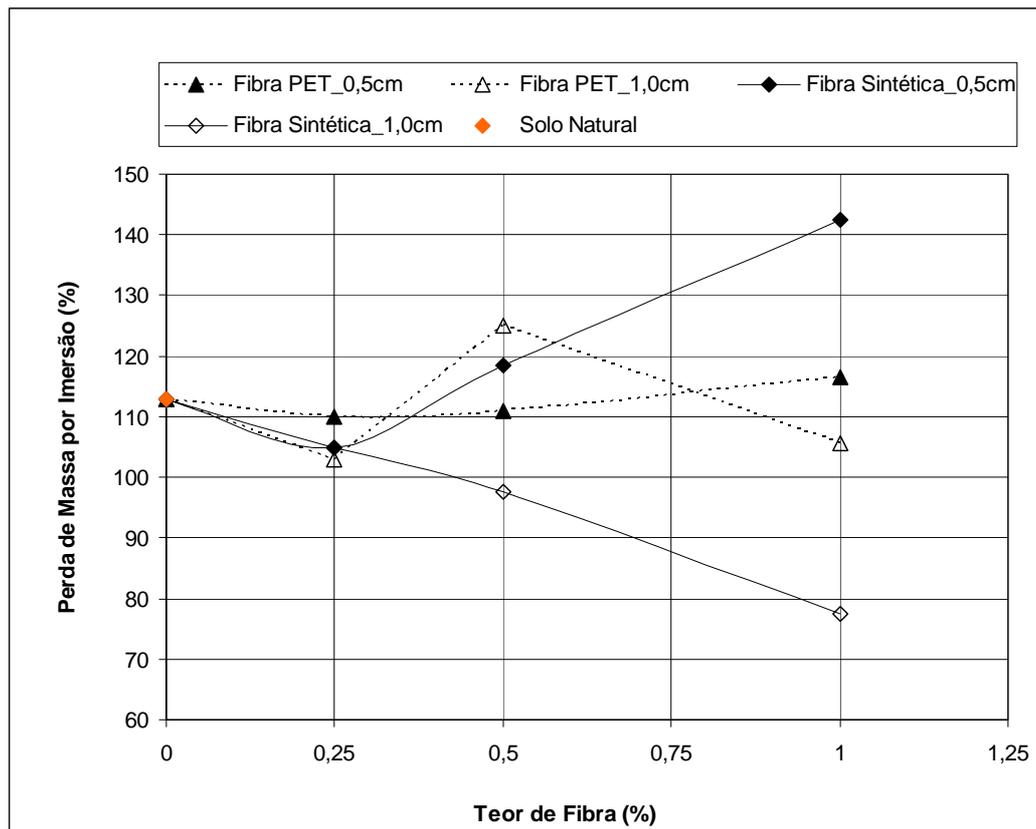


Figura 5.6 – Perda de massa por imersão para a mistura solo-fibra

Na Figura 5.7 tem-se o gráfico da perda de massa pelo índice de vazios, considerando os valores da mesma sem o índice de correção 0,5. Observa-se em todas as misturas analisadas que a perda de massa tende a crescer com o índice de vazios, salvo a fibra sintética com tamanho de 1,0cm e teor 0,50%, onde se percebe que conforme aumenta o índice de vazios diminui a perda de massa, sendo esse comportamento também apresentado na Figura 5.6. Acredita-se que este comportamento distinto seja tão somente um problema de repetibilidade.

Ainda na Figura 5.7, calculando-se o incremento de perda de massa em relação à variação de índice de vazios, verifica-se uma redução deste índice para os teores crescentes de fibras, o

que aponta para uma diminuição da sensibilidade do solo a variação do índice de vazios, o que não deixa de ser uma informação relevante. Observa-se ainda, que a perda de solo por imersão diminuiu com o aumento do índice de vazios, o que provavelmente reflete o aumento da expansão com a redução do índice de vazios.

Feuerharmel (2000) comenta que para uma mesma energia de compactação a inclusão de fibras proporciona um aumento no índice de vazios. Este comportamento pode também ser observado de forma discreta nos resultados obtidos.

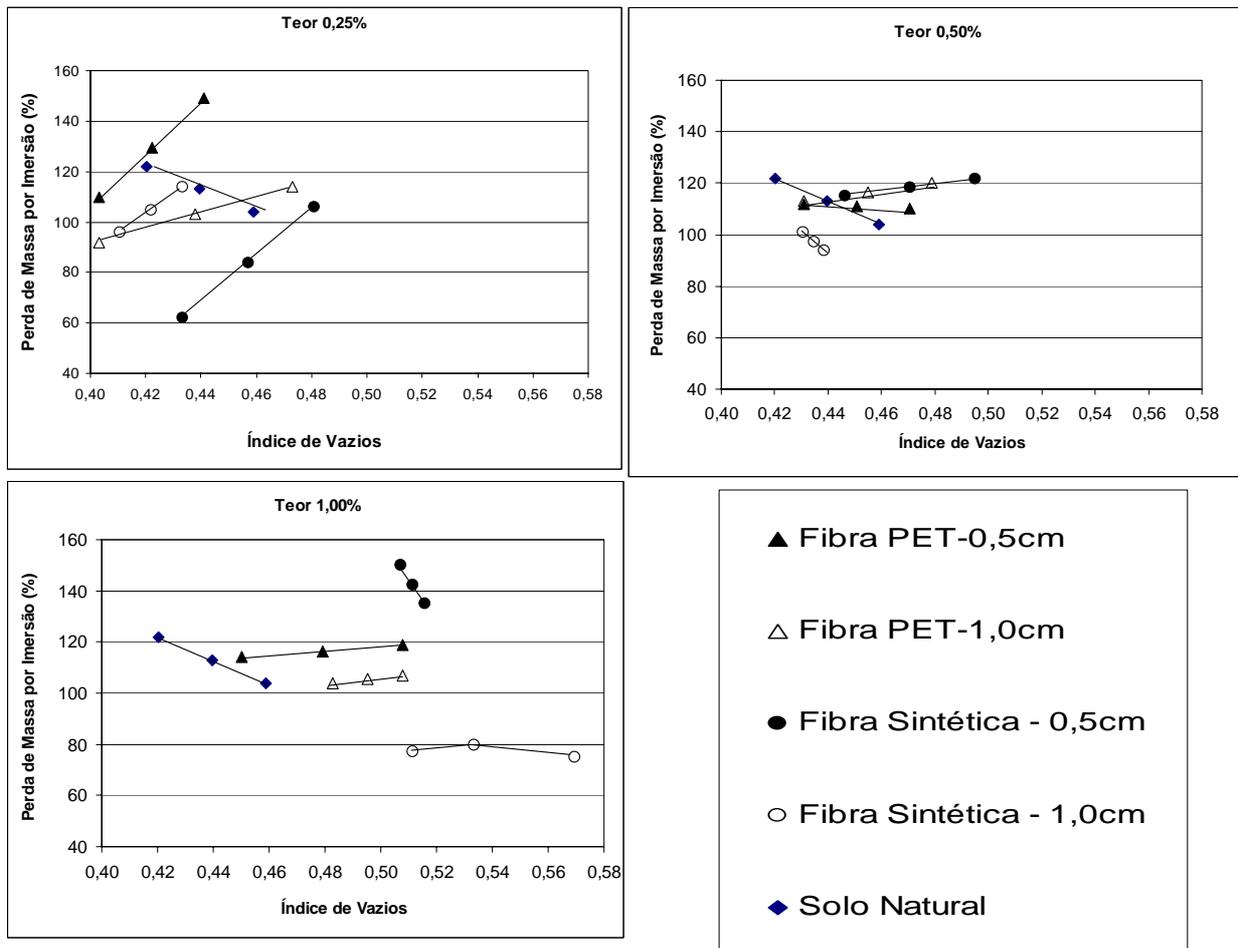


Figura 5.7 – Perda de massa em relação ao índice de vazios para os teores analisados.

### 5.1.2 COMPRESSÃO SIMPLES

Os valores correspondentes a resistência à compressão simples do solo natural e do solo-cal foram de 1,05MPa e 1,96MPa, respectivamente. As Figuras 5.8 e 5.9 mostram os resultados médios e globais de resistência à compressão simples máxima para as misturas solo-fibra e solo-cal-fibra, respectivamente. Percebe-se que há uma nítida diferenciação entre as misturas

que tiveram cal na sua composição das que foram misturadas apenas com fibras, agrupando os resultados obtidos nas partes superior e inferior do gráfico.

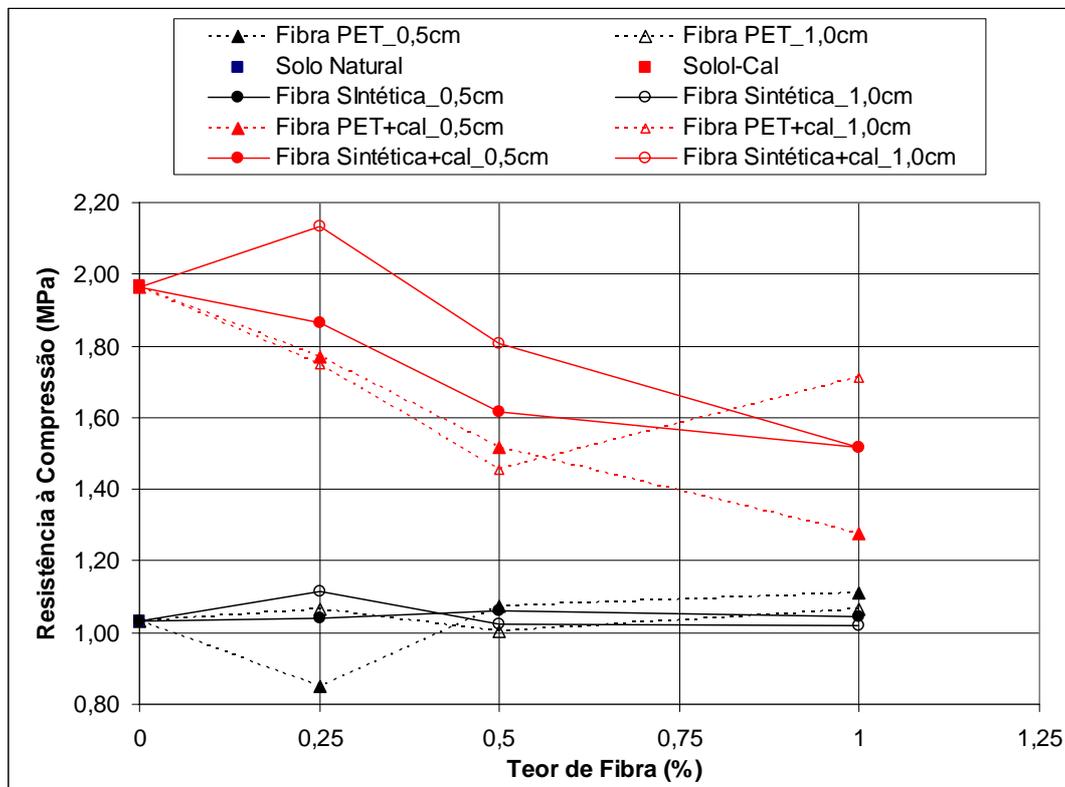


Figura 5.8 – Resistência à compressão simples para as misturas estudadas.

Para as misturas sem cal, no teor de 0,50%, não houve mudança significativa de comportamento entre os corpos de prova, ficando a resistência à compressão por volta de 1,07MPa e, portanto, praticamente igual ao do solo natural. Para o caso das fibras sintéticas, não ocorreu variação do valor da resistência quando analisado o teor de 0,25% para os tamanhos de 0,5cm e 1,0cm, sendo que o mesmo pode ser afirmado para o teor de 1,00%. Neste último caso, a resistência apresentada foi menor do que a do solo natural.

Em síntese, os gráficos obtidos para a mistura solo natural – fibra sintética apresentaram um ligeiro ganho de resistência para o teor de 0,25%. Já para a fibra PET de comprimento 0,5cm ocorreu exatamente o oposto, mantendo-se praticamente inalterados os valores obtidos para as fibras de comprimento 1,0cm.

Para o solo-cal, percebe-se uma queda nos valores de resistência até o teor de 0,50%, estabilizando-se em seguida. A queda no valor da resistência destas misturas poderia se

explicar por eventual descontinuidade no próprio solo-cal, o que não explica, no entanto, por si só, a manutenção do valor de resistência para os teores de 0,50% e 1,00%. Tal manutenção da resistência poderia se explicar por uma participação das fibras como elemento resistente. Destaca-se ainda, a tendência de a fibra sintética apresentar valores de resistência para o comprimento de 1,0cm superior aos demais, exceto para o teor de 1,00%, para o qual igualou-se ao comprimento 0,5cm.

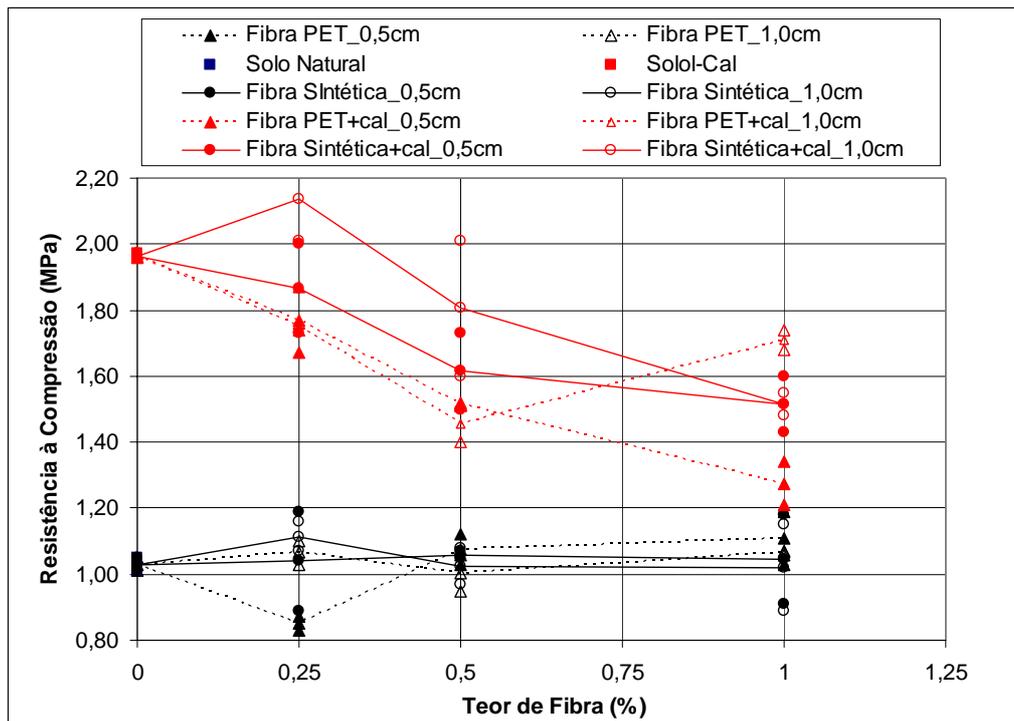


Figura 5.9 – Resistência a compressão simples para todas as amostras analisadas.

A Figura 5.9, englobando todos os resultados experimentais, mostra que para os diferentes tipos e comprimento de fibra as variações de resistência observadas podem ser atribuídas em grande parte, a dispersão dos resultados. Casagrande e Consoli (2002) mostraram que o comportamento solo-fibra depende do índice aspecto, que relaciona o comprimento e o diâmetro das fibras ( $L/d$ ). Para a fibra PET, por exemplo, com  $d=0,19\text{mm}$ , obteve-se os índices aspecto iguais a 27 e 53 para os comprimentos de 0,5cm e 1,0cm, respectivamente. Outro aspecto relevante é o próprio comprimento e forma da fibra, devido a sua influência na ancoragem. Ao se trabalhar com o mesmo tipo de fibra porém com comprimentos diferentes, tem-se ainda a influência de sua distribuição no comportamento mecânico. Não obstante, destacam-se eventuais variações de índices de vazios global ou localizado, contribuindo para a dispersão dos resultados, ao interferir diretamente na resistência das misturas.

Plotando-se as resistências à compressão simples função do índice de vazios (Figura 5.10), fica claro nas misturas solo-cal a diminuição da resistência com o aumento do índice de vazios. Observa-se ainda, o melhor desempenho das fibras sintéticas, uma vez que com índices de vazios maiores apresentou resistências semelhantes. Nas misturas com solo natural não se verificou qualquer tendência.

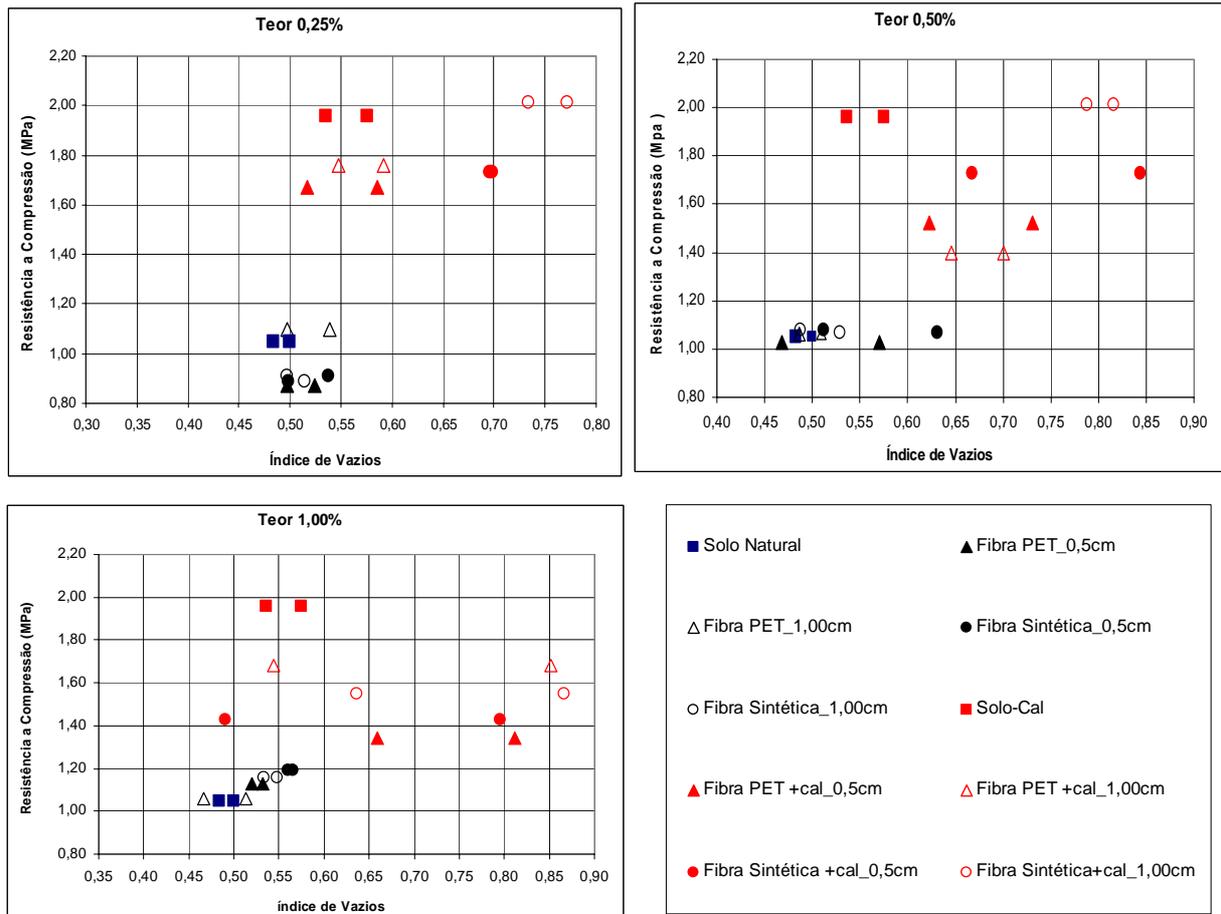


Figura 5.10 – Resistência a compressão simples função do índice de vazios.

Na Figura 5.11 percebe-se salvo alguns teores, que o comportamento tensão-deformação obtido para a fibra PET (A) é semelhante ao do solo natural. Já para a fibra sintética (B) verifica-se uma tendência à ampliação da deformabilidade.

Para as misturas com cal, há um grande aumento da resistência de pico em relação à amostra com solo natural (Figura 5.12), evidenciando-se o efeito da cal. Com a incorporação das fibras verifica-se, em relação ao solo natural, para a fibra PET, um pequeno aumento na

deformabilidade e redução na resistência de pico (a). A incorporação de fibra sintética (b) proporciona o aumento da deformabilidade sem que, no entanto, afete a resistência de pico em relação a ação das fibras PET. Em termos de deformabilidade percebe-se, de acordo com a Figura 5.12 (b), que o comportamento tensão x deformação do solo-cal adicionado com fibras sintéticas é semelhante ao do solo natural, apresentando, no entanto, valores de resistência 50% maiores. Tem-se, portanto, como síntese em relação ao solo natural, que a cal por si só apresenta maiores valores de rigidez e resistência; o solo-fibra PET pouco afeta o comportamento em relação a esses dois parâmetros; o solo fibra sintética tende a diminuir a rigidez e manter a resistência de pico com oscilações deste último, provavelmente devido a repetibilidade ou a interferência de parâmetros tais como o teor e comprimento das fibras. A mistura solo-cal-fibra PET apresenta, apesar da pequena tendência à redução da rigidez e clara diminuição da resistência de pico em relação ao solo-cal, um grande aumento da rigidez e resistência de pico, em relação ao solo natural. Finalmente, para a mistura solo-cal-fibra sintética, observou-se, apesar da redução da rigidez e resistência de pico em relação ao solo-cal, a manutenção da rigidez, aumentando a resistência de pico em relação ao solo natural.

Esta análise se torna importante pois, regionalmente, dada a elevada deformabilidade do subleito, pode ser conveniente o uso da mistura solo-cal-fibra sintética obtendo-se um material com rigidez semelhante ao do solo natural porém com maior resistência.

A Figura 5.13 ajuda a entender este mecanismo de comportamento da Figura 5.12. No solo-cal-fibra PET o pico é atingido para menores deformações (Figura 5.12-a) e a ruptura é total (Figura 5.13-a). Já para o solo-cal-fibra sintética o pico se dá para maiores deformações (Figura 5.12-b) e a ruptura não é total, desintegrando o corpo de prova, ao distribuir a ruptura em uma zona em lugar de um plano único, fazendo assim sobressair a importância das fibras.

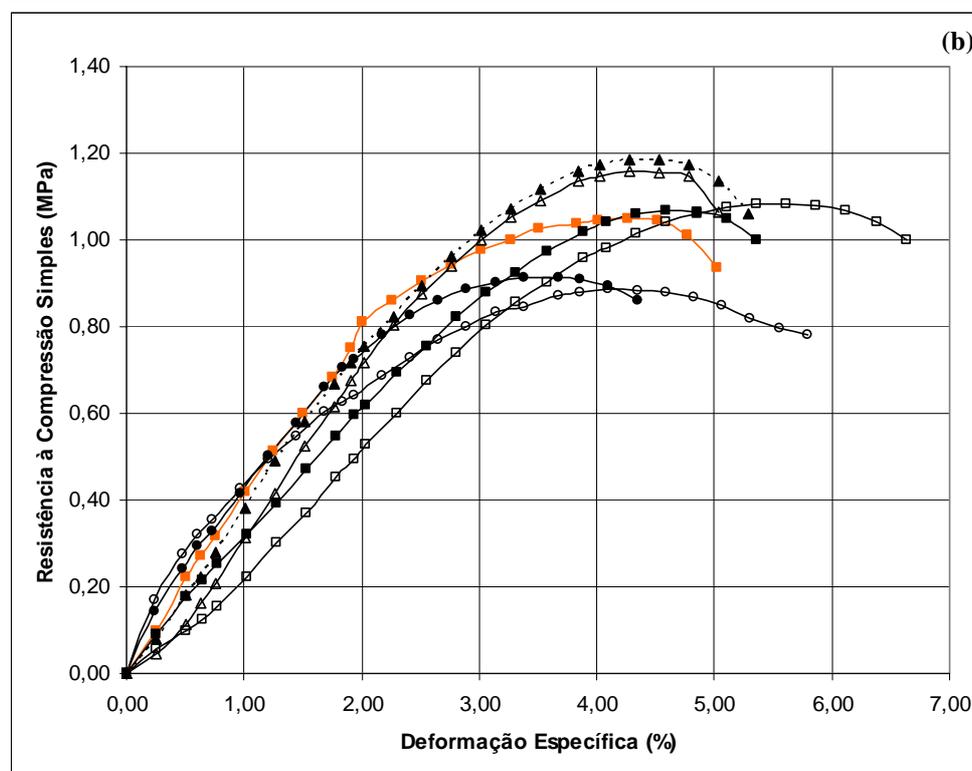
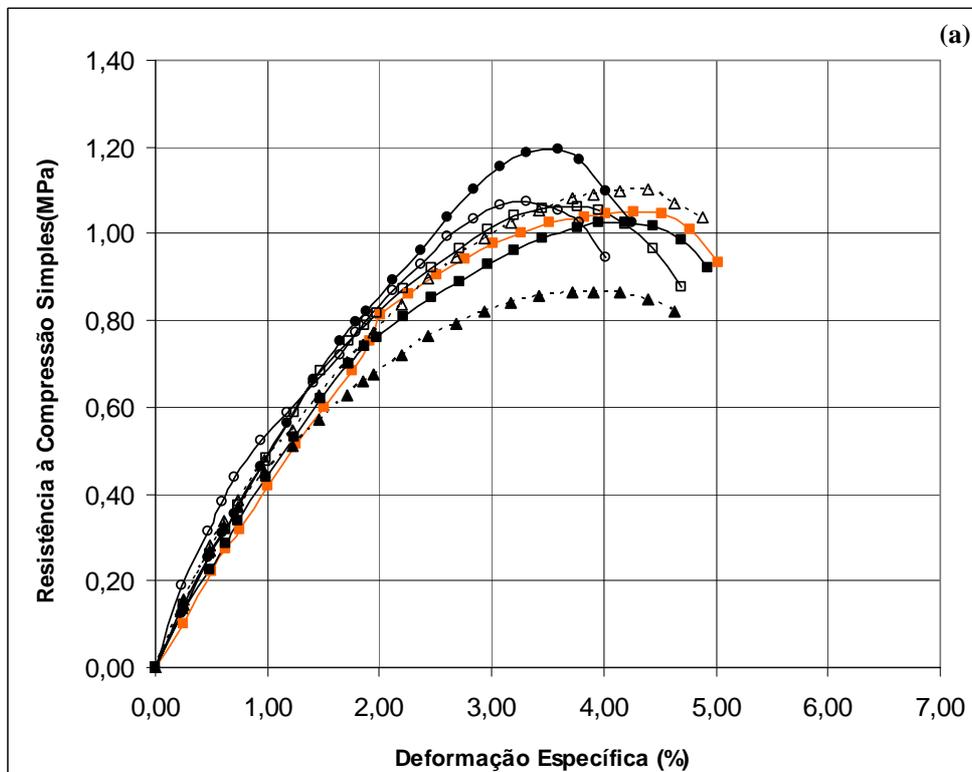
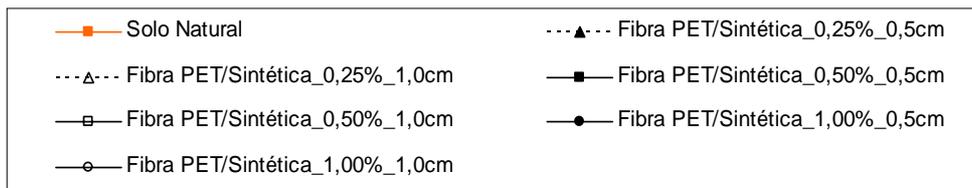


Figura 5.11 – Resistência à compressão simples para: a) fibras PET; b) fibras sintéticas.

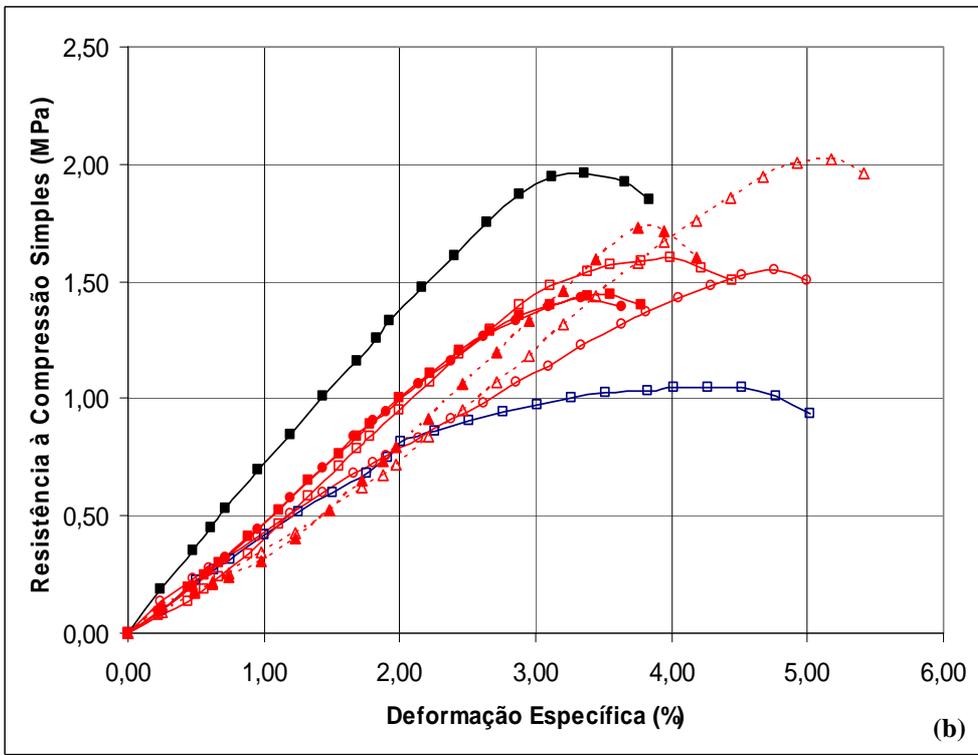
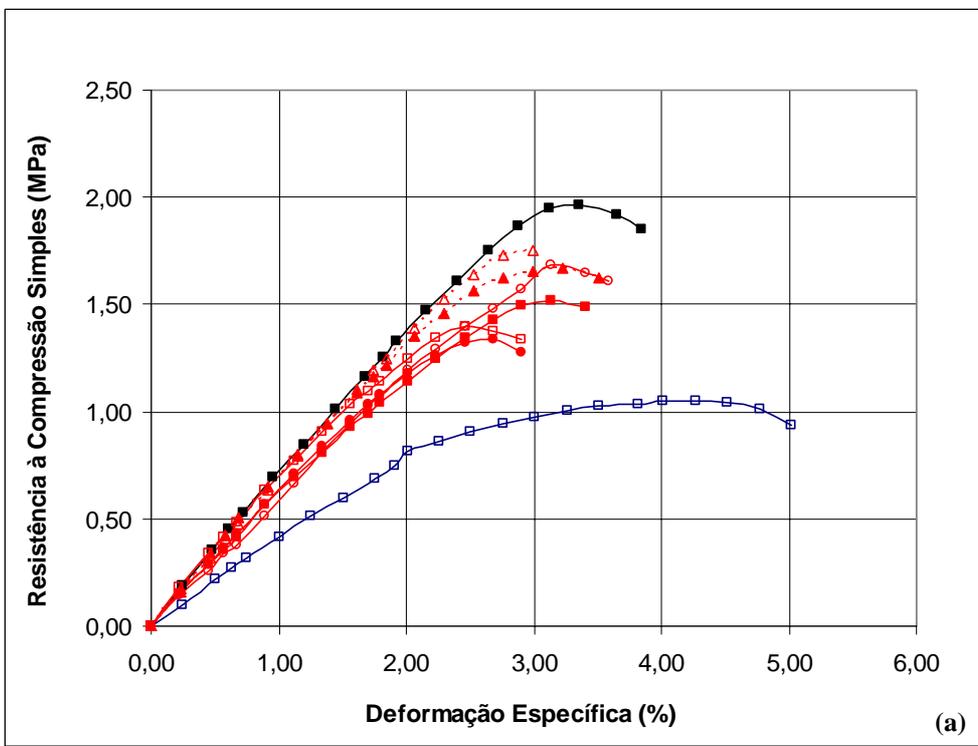
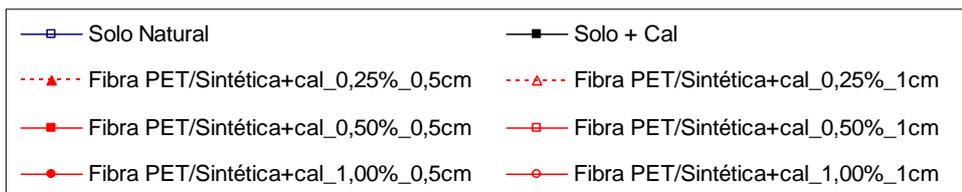


Figura 5.12 - Resistência à compressão simples para as misturas com cal e fibras: a) PET; b) Sintética.



Figura 5.13 – Corpos de prova após compressão simples para amostras com cal adicionadas com: a) Fibras PET no teor de 0,25% e tamanho de 0,5cm; b) Fibras sintéticas no teor de 1,00% e tamanho de 0,5cm.

A Figura 5.14 mostra a relação do módulo secante a 50% da tensão de ruptura com o teor de fibra. Observa-se que para as fibras PET houve pouca variação no valor do módulo, registrando um pequeno ganho em relação ao solo natural e perda em relação ao solo-cal com o aumento do teor de fibra. Já para as fibras sintéticas, observa-se que em relação ao solo natural o módulo diminui até o teor de 0,50%, restabelecendo-se o valor obtido para o solo natural quando da incorporação de 1,00% de fibra. Para as misturas com o solo-cal, verifica-se que este tipo de fibra apresenta uma redução do módulo até o teor de 0,50%, estabilizando-se em seguida.

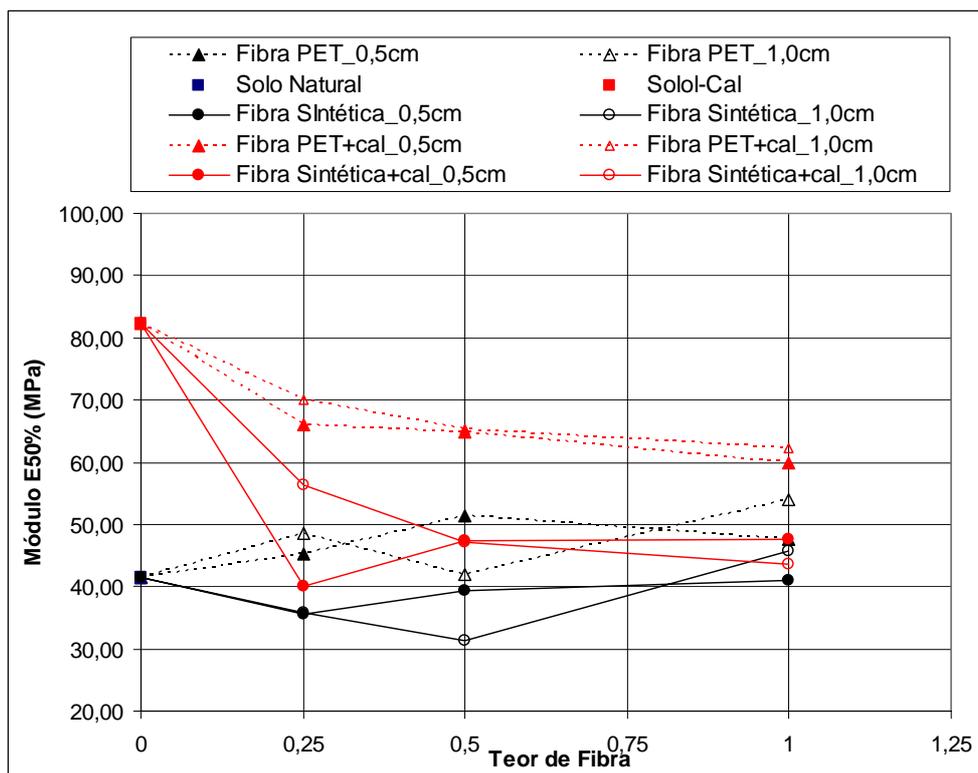


Figura 5.14 – Variação do módulo secante a 50% como teor de fibra.

### 5.1.3 MINI-CBR

Os ensaios de mini-CBR foram realizados para amostras com e sem imersão. Primeiramente será analisada a influência das fibras para o CBR sem imersão. Para o solo natural e o solo-cal foram obtidos os valores de CBR iguais a 30 e 66, respectivamente. A participação das fibras pode ser melhor compreendida por meio da Figura 5.15.

Novamente observa-se uma concentração de valores para as misturas com cal e aquelas que apenas sofreram a adição das fibras. Considerando-se as misturas com solo natural, verifica-se que para as fibras sintéticas não houve aumento da capacidade de suporte para os teores e comprimentos analisados, ficando o valor do mini-CBR praticamente igual ao da amostra de solo natural isento de fibras. Já para a fibra PET, verifica-se para os dois comprimentos de fibras analisados uma tendência de aumento no valor do mini-CBR. Para 1,00% de teor de fibra, este aumento no valor do CBR situou-se em torno de 25%.

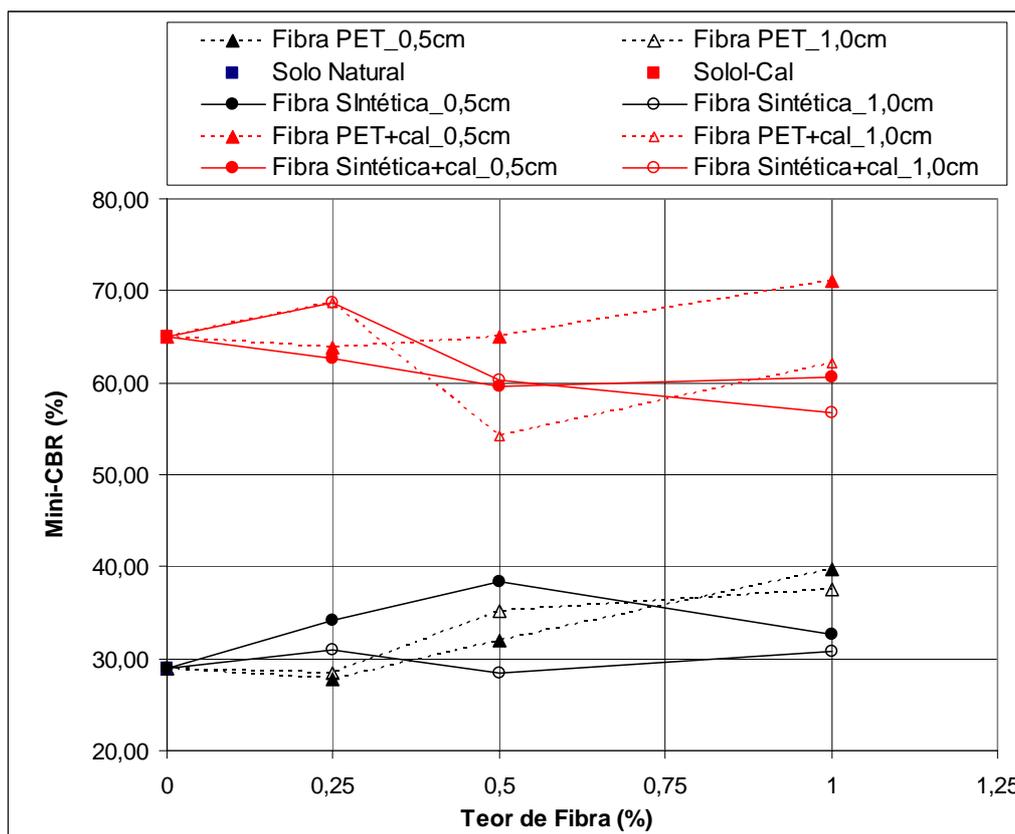


Figura 5.15 – Variação do CBR com o teor de fibra.

Para as misturas solo-cal-fibra apenas a fibra PET de comprimento 0,5cm apresentou ligeira tendência de aumento no valor do CBR para o teor de 1,00%. No geral o que se percebe no conjunto de resultados é que eventuais ganhos oriundos da incorporação das fibras seriam anulados ou mesmo teriam como reflexo perdas maiores oriundas da falta de continuidade no sistema solo-cal, o que proporcionou, em alguns casos, uma queda no valor do CBR em relação ao solo-cal isento de fibras.

Como para as misturas sem a adição de cal, a melhor condição foi a referente à fibra PET com 0,5cm, que chegou a alcançar valores ligeiramente maiores do que a amostra com solo natural. Infere-se que esse comportamento se deve ao fato de uma maior rigidez da fibra PET em relação à fibra sintética, sendo essa propriedade mais exigida nesse tipo de ensaio.

Para um maior entendimento pode-se observar a Figura 5.16 que relaciona os valores de mini-CBR com a variação do índice de vazios.

Nota-se que para todos os teores analisados não há uma influência do índice de vazios no valor do mini-CBR. Isso pode ser evidenciado, principalmente nos teores de 0,25% e 0,50%

para todas as fibras e tamanhos pesquisados. Para esses teores, embora haja variação do índice de vazios, o mini-CBR permaneceu praticamente constante. Para 1% de fibra verifica-se ligeira tendência a redução do CBR com o aumento do índice de vazios. Esses resultados mostram que os eventuais ganhos de CBR oriundos da incorporação de fibras são anulados ou mesmo ultrapassados em perda pelo aumento do índice de vazios.

Assim, nota-se que, para a capacidade de suporte, o que realmente atua como incremento no mesmo é a adição de cal, como pode ser observado nos trabalhos de Pessoa (2004), analisando o mesmo solo para o mesmo teor de cal.

Analisando as amostras com imersão, chegou-se aos valores de mini-CBR para o solo natural e o solo-cal de 14 e 60, respectivamente. O gráfico da Figura 5.16 mostra o comportamento das amostras imersas.

Para as misturas sem cal não houve grandes modificações para os teores e tamanhos estudados. Para o teor de 0,50% os valores encontrados são praticamente os mesmos. Apenas para os teores de 0,25% e 1,00% nota-se uma ligeira diferença, apresentando melhor desempenho para o índice estudado a fibra PET de 0,5cm para o teor de 0,25% e a fibra sintética de 0,5cm para o teor de 1,00%. Para alguns casos, como as amostras de fibra sintética de 1,0cm e teor de 0,25%, analisando isoladamente o parâmetro do mini-CBR, a adição de fibra foi considerada prejudicial.

Nas amostras com cal para o teor de 0,50% não se verificou variação entre si dos valores encontrados, ficando o mini-CBR por volta de 34%. Para o teor de 0,25% com o tamanho de 1,0cm, a amostra com fibra PET e cal se destacou das demais, elevando o valor do mini-CBR para 51%, o que não representa, no entanto, um ganho em relação ao solo-cal. No teor de 1,00% as amostras com fibra PET apresentaram melhor desempenho em relação às demais combinações, porém não apresentaram modificações entre si, ou seja, para os tamanhos de 0,5cm e 1,0cm. No conjunto esses resultados são muito semelhantes aos obtidos no ensaio de compressão simples, ou seja, interferindo pouco no comportamento do solo natural e apresentando uma piora no comportamento até 0,50% de fibra, estabilizando-se em seguida.

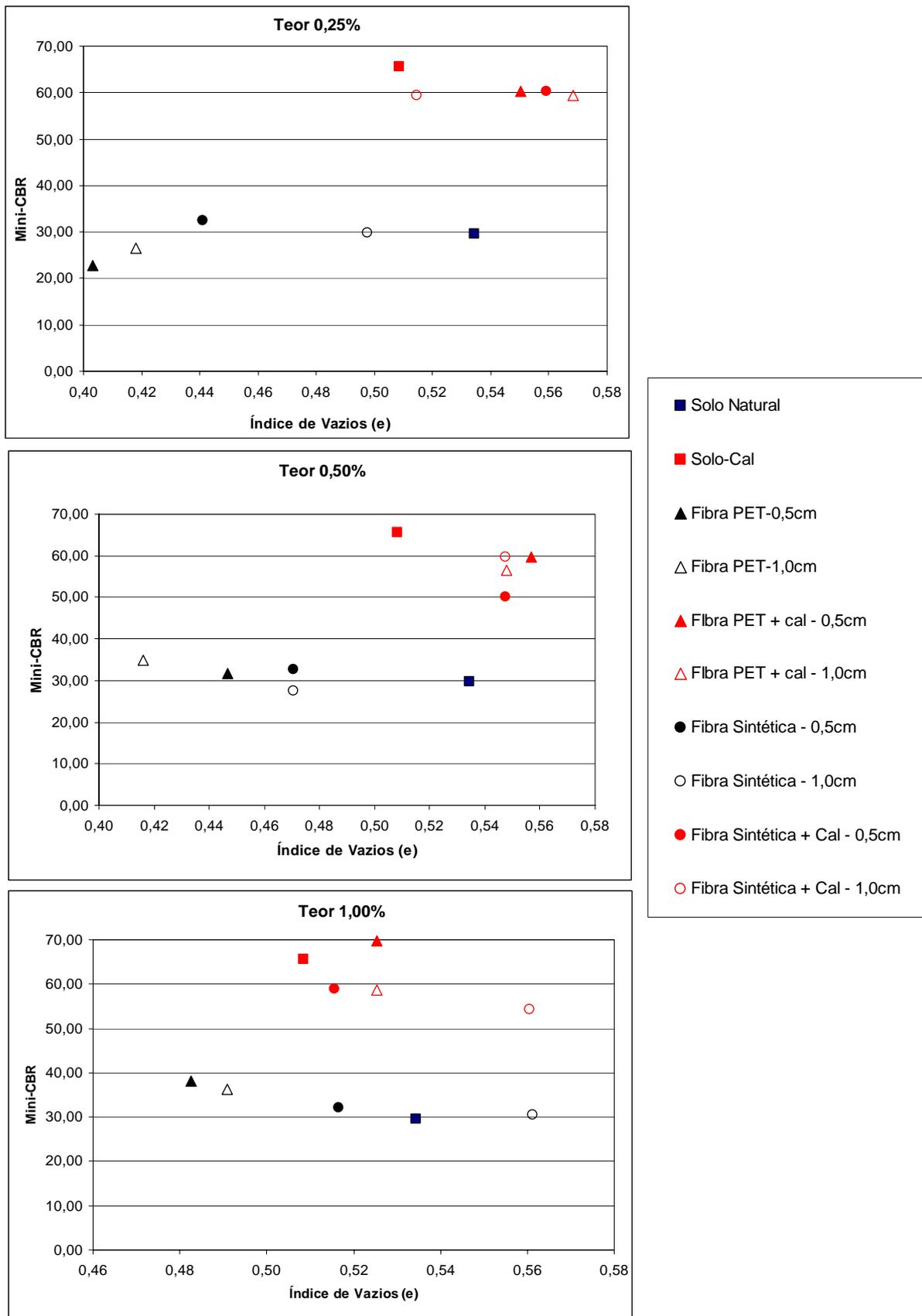


Figura 5.16 – Variação do índice de vazios para as misturas analisadas.

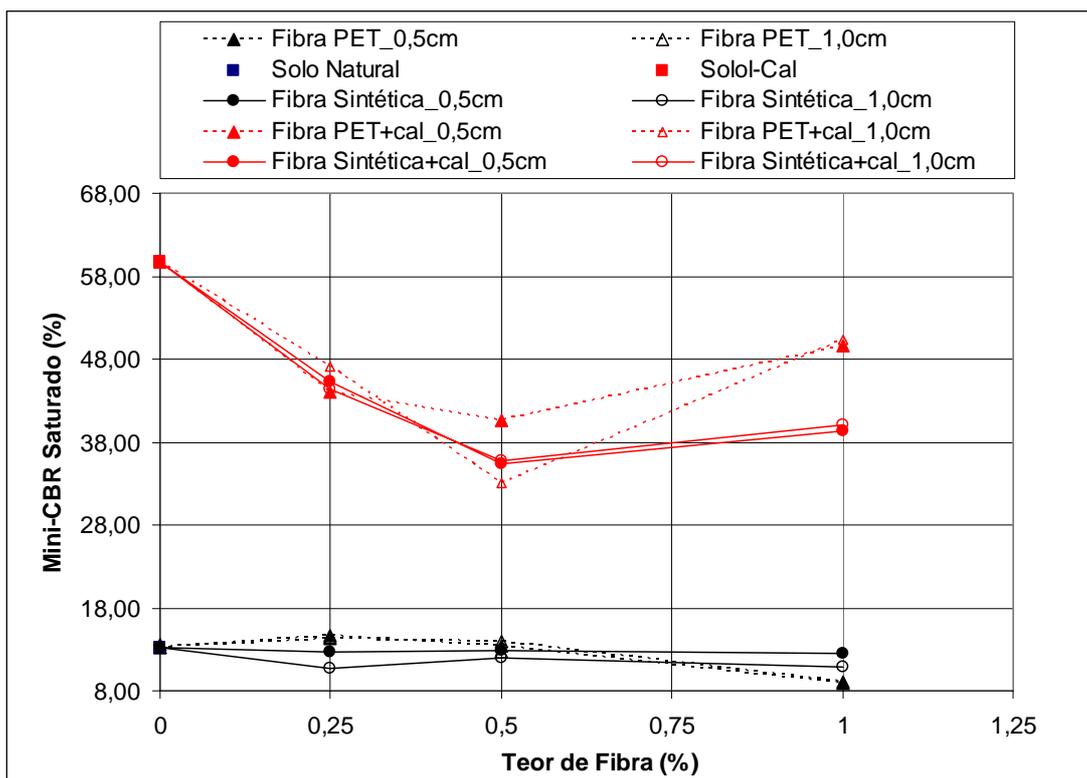


Figura 5.17 – Variação do mini-CBR imerso com o teor de fibra.

A Figura 5.18 mostra a relação entre o índice de vazios e a expansão, uma vez que as amostras com fibra apresentam um aumento no índice de vazios se comparadas a amostras com solo natural, como já dito anteriormente. A maior expansão do solo-cal em relação ao solo natural coloca em dúvida esses resultados, pois nas misturas com fibra o comportamento do solo-cal se inverte, como esperado, em relação ao solo natural.

Sendo a fibra PET com cal no tamanho de 1,0cm e teor de 0,25% a que apresentou melhor desempenho de acordo com a Figura 5.17, observa-se na Figura 5.18 que a sua expansão foi quase nula. Embora havendo uma sutil diferença entre os valores de índice de vazios e expansão para as fibras PET, houve um aumento mais pronunciado no valor do mini-CBR. Para a fibra sintética de 0,5cm nesse mesmo teor, verificou-se uma expansão alta, embora apresente índices de vazios ligeiramente menores do que as outras amostras, sendo que essa combinação também mostrou pior desempenho no valor do mini-CBR imerso. Portanto é possível perceber que o CBR piorou na medida em que o solo expandiu.

Para o teor de 0,50%, embora apresentando pequena discrepância nos valores de expansão e índice de vazios, isso não afetou o valor do mini-CBR, sendo que o mesmo foi verificado para

as misturas com cal. Já no teor de 1,00% observa-se que a fibra PET com tamanho de 0,5cm apresentou expansão maior e, portanto, valores de mini-CBR menores. Para a fibra PET com tamanho de 0,5cm adicionada ao solo-cal verificaram-se baixos valores para expansão e índice de vazios associados a maiores valores para CBR.

Outro fato observado foi que apenas com a adição das fibras, as amostras apresentaram elevados valores de expansão. Esse comportamento comprova o obtido no ensaio de perda de massa por imersão ao não considerar o índice de correção de 0,5. Para amostras com maiores perdas de massa o índice de vazios apresentou-se elevado e, considerando a perda de massa uma medida de expansão como já exposto anteriormente, essas amostras apresentaram valores maiores de expansão. Porém, com a adição da cal e das fibras, essa expansão foi significativamente diminuída, chegando em alguns casos a atingir variações quase nulas, fato esse que é atribuído à presença da cal.

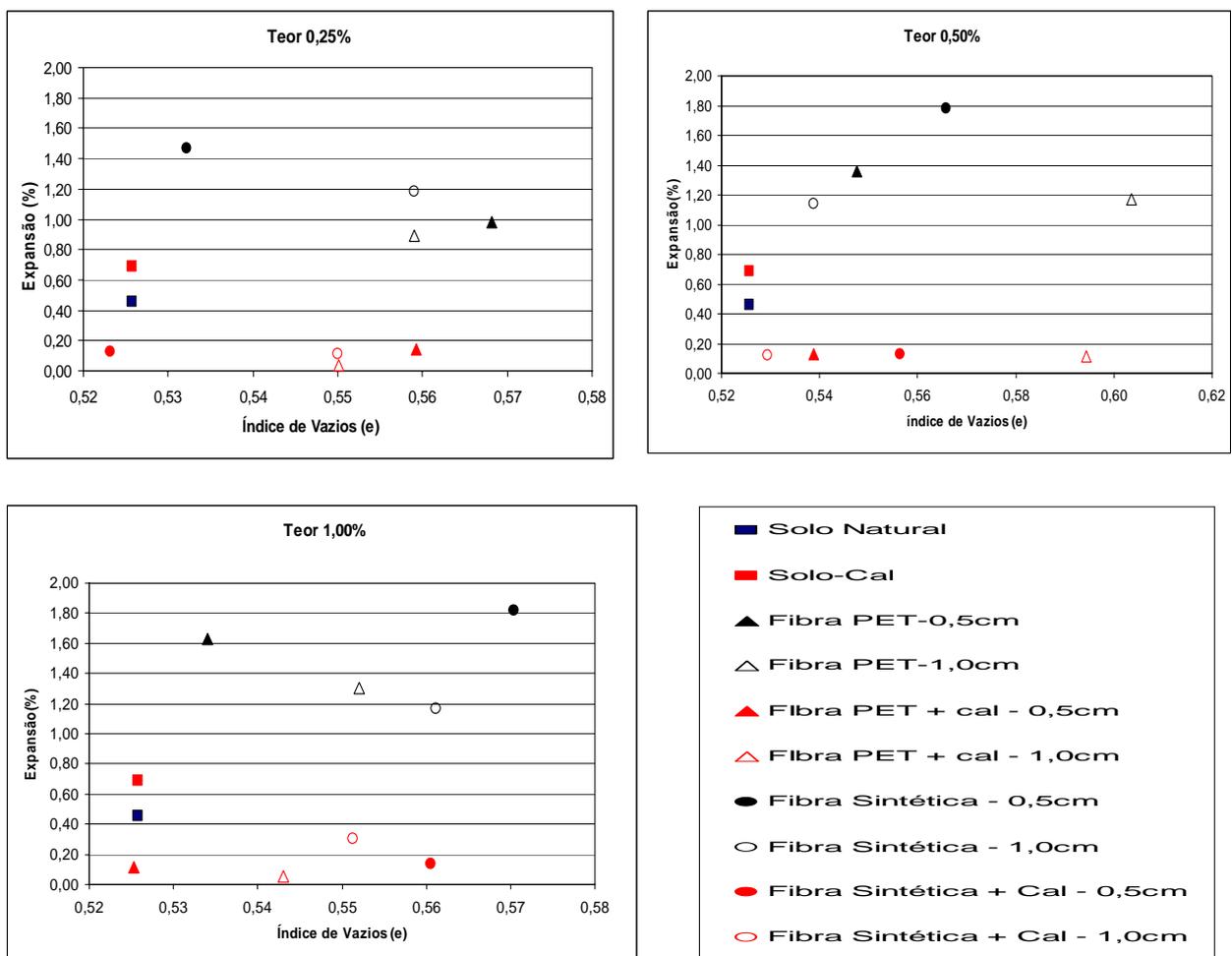


Figura 5.18 – Relação da expansão com índice de vazios para os teores estudados.

#### 5.1.4 CONE ADAPTADO

O ensaio de cone foi realizado de acordo com a metodologia praticada por Delgado (2002). Após a realização do mesmo foi plotada a curva carga versus penetração (mm) para cada mistura estudada. Após isso, é determinado o coeficiente de rigidez, denominado  $E_c$ , referente à inclinação da curva já citada para as penetrações de 2 a 4mm.

O Penetrômetro Dinâmico de Cone (DCP) adaptado para laboratório apresenta função semelhante ao utilizado em campo, ou seja, a determinação da capacidade de suporte do solo. Destaca-se, no entanto que, a adaptação do equipamento determina a penetração da ponta cônica sob uma determinada velocidade de penetração, diferentemente da penetração sob impacto ocorrida em campo.

A Figura 5.19 mostra os resultados do cone em função do teor das fibras, sendo os valores de  $E_c$  encontrados para as amostras de solo natural e solo-cal iguais a 11 e 16, respectivamente.

Diferentemente dos outros resultados já apresentados até então, para o ensaio de cone não houve uma distinção nítida entre os comportamentos das misturas efetuadas com e sem adição de cal em consequência da adição de fibra, embora os resultados obtidos para misturas com cal sejam claramente superiores aos das misturas com solo natural. Para o teor de 0,50%, percebe-se que a mistura fibra PET de 1,0cm adicionada à mistura com cal chega a apresentar valor de  $E_c$  próximo aos das misturas de fibras com solo natural.

Para as misturas de fibra-solo-cal se verifica uma certa aleatoriedade nos resultados para incorporação de 0,25% e 0,50% de fibra. Para 1,00% de fibra de 1,0cm, os resultados não são afetados e para o mesmo teor com fibras de 0,5cm percebe-se ligeira melhoria no comportamento do solo. Para as misturas fibra-solo natural a incorporação das fibras tende a piorar os valores de  $E_c$ , exceto para 1,00% de fibras PET com 0,5cm e 1,0cm de comprimento, para os quais se verificou uma pequena melhoria.

A diminuição ou aumento do  $E_c$  pode ser explicada pelo fato de as amostras adicionadas com fibras produzirem matrizes menos densas, aumentando o índice de vazios. Sendo o ensaio referente à medida da penetração do cone no solo e considerando que o mesmo possui um índice de vazios maior, haverá uma penetração maior do cone, ocasionando uma diminuição

do Ec. Paralelamente, há a contribuição da fibra, que agirá de maneira positiva ou negativa de acordo com suas propriedades tais como a rigidez, teor e tamanho utilizados. A aleatoriedade nos ensaios de cone pode ocorrer em função, por exemplo, da ponta do cone atuar ou não diretamente sobre uma fibra.

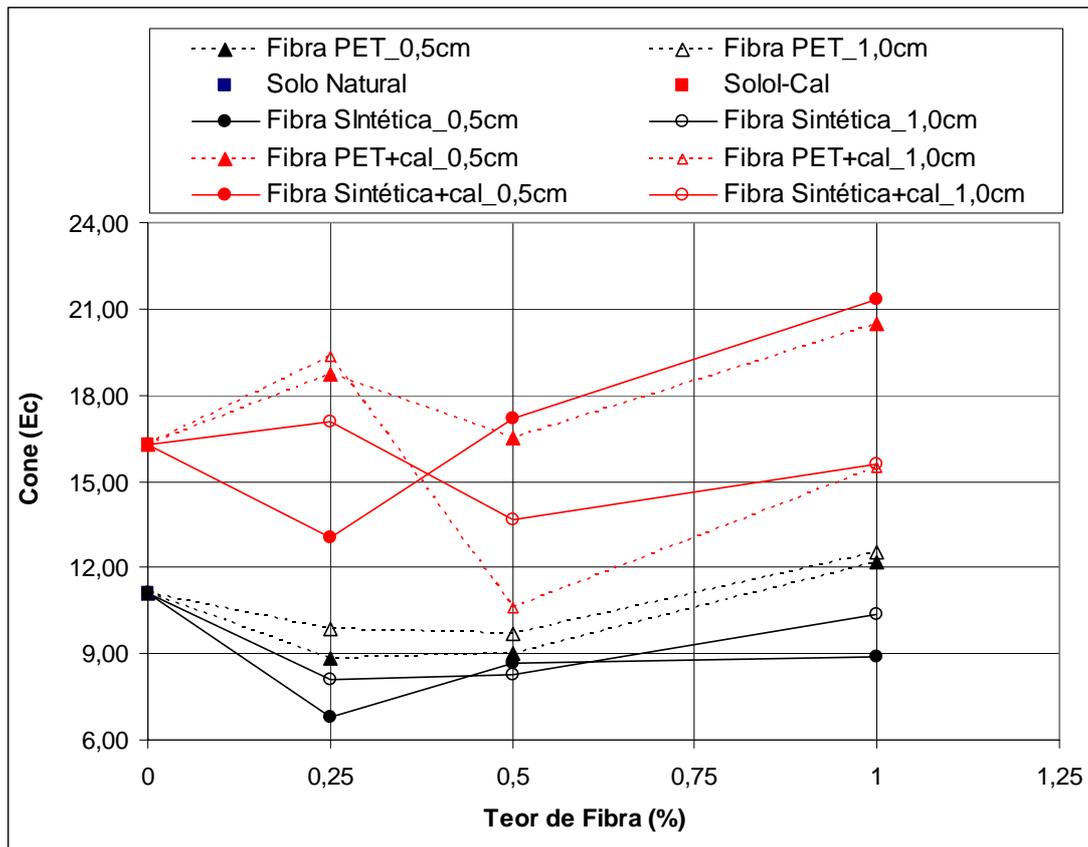


Figura 5.19 – Relação do Cone com o teor de fibra.

### 5.1.5 TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Os valores de resistência à tração encontrados para o solo natural e para o solo-cal foram de 164kPa e 174kPa respectivamente. A seguir são apresentados os resultados de resistência à tração das misturas solo-fibras e solo-cal-fibra.

A Figura 5.20 mostra que a aleatoriedade verificada no ensaio de cone sobre o solo estabilizado com fibra tende a se repetir nos ensaios de tração. A origem desta aleatoriedade evidentemente não é a mesma. Aqui ela passa a depender da quantidade, distribuição e

orientação das fibras na zona submetida à tração. Como estas características tendem a ser aleatórias, os resultados de resistência à tração também o são.

O mais importante, no entanto, são as observações de que a incorporação de cal não gera um ganho substancial na resistência à tração do solo, como havia sido observado nos demais ensaios e que, no geral, as fibras estão tendendo a piorar o comportamento do solo tanto no estado natural como misturado com cal. Pequenas exceções aparecem, sendo preferível atribuí-las à dispersão dos resultados, oriunda da aleatoriedade da tração das fibras.

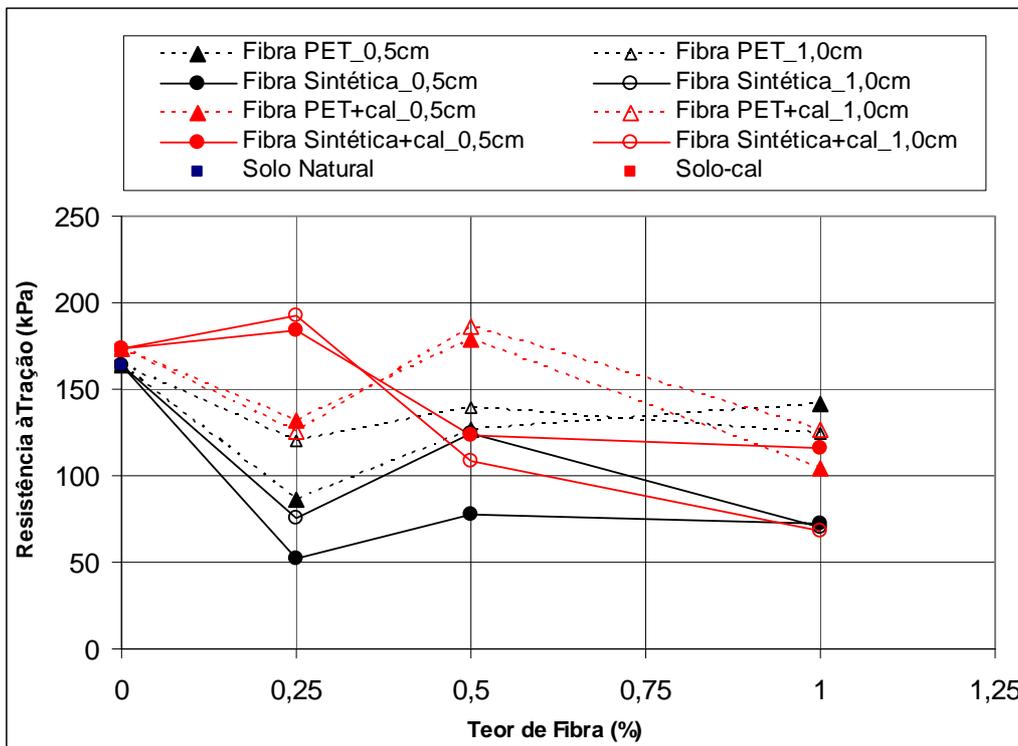


Figura 5.20 – Resistência à tração em relação ao teor de fibra.

As Figuras 5.21 e 5.22 mostram que as fibras sintéticas, independentemente do teor e comprimento, foram sempre as que apresentaram os piores resultados de resistência à tração, seja na incorporação ao solo natural, seja na incorporação ao solo-cal.

A Figura 5.21 mostra ainda, para o solo natural, que apenas a incorporação de 1,00% de fibra PET conduz a melhoria de resistência á tração, para baixos níveis de deformação na compressão (deformações inferiores a 0,1%, ou seja, 0,5mm no experimento realizado). Nas misturas com solo-cal (Figura 5.22), embora as fibras PET continuem sendo as de melhor

desempenho, não se pode dizer que houve uma melhora em relação ao solo-cal isento de fibras.

Logo, levando-se em conta a resistência a pequenas deformações, com base nos resultados obtidos, conclui-se que a fibra de melhor desempenho foi a PET e que mesmo assim ela só conduz a alguma melhoria no caso do solo natural. Merece, no entanto, destaque o comportamento das fibras sintéticas, pela sua particularidade de sofrer maiores deformações até que ocorra a ruptura.

É importante destacar que o reforço de uma matriz com fibras desempenha papel importante no controle da propagação de fissuras, alterando assim o comportamento mecânico do compósito após a ruptura da matriz, aumentando sua capacidade de absorver energia. Tal efeito se deve ao fato de que as fibras atuam como ponte de transferência de esforços através da fissura, garantindo a capacidade resistente da seção.

Outros fatores de destaque são o teor, tamanho e características das fibras. Fibras com tamanhos muito pequenos podem não garantir a perfeita ancoragem na borda das fissuras, fazendo com que o seu desempenho fique abaixo do esperado. Porém, a diminuição do comprimento médio das fibras muitas vezes está associada ao aumento da quantidade para um mesmo teor, propiciando uma concentração das mesmas que podem levar a resistência do compósito a sofrer incrementos cada vez menores. Isso remete ao fato de haver um teor máximo que pode ser adicionada ao solo de modo a se obter uma distribuição uniforme maximizando assim suas propriedades e obtendo-se melhores resultados (CEPED, 1982).

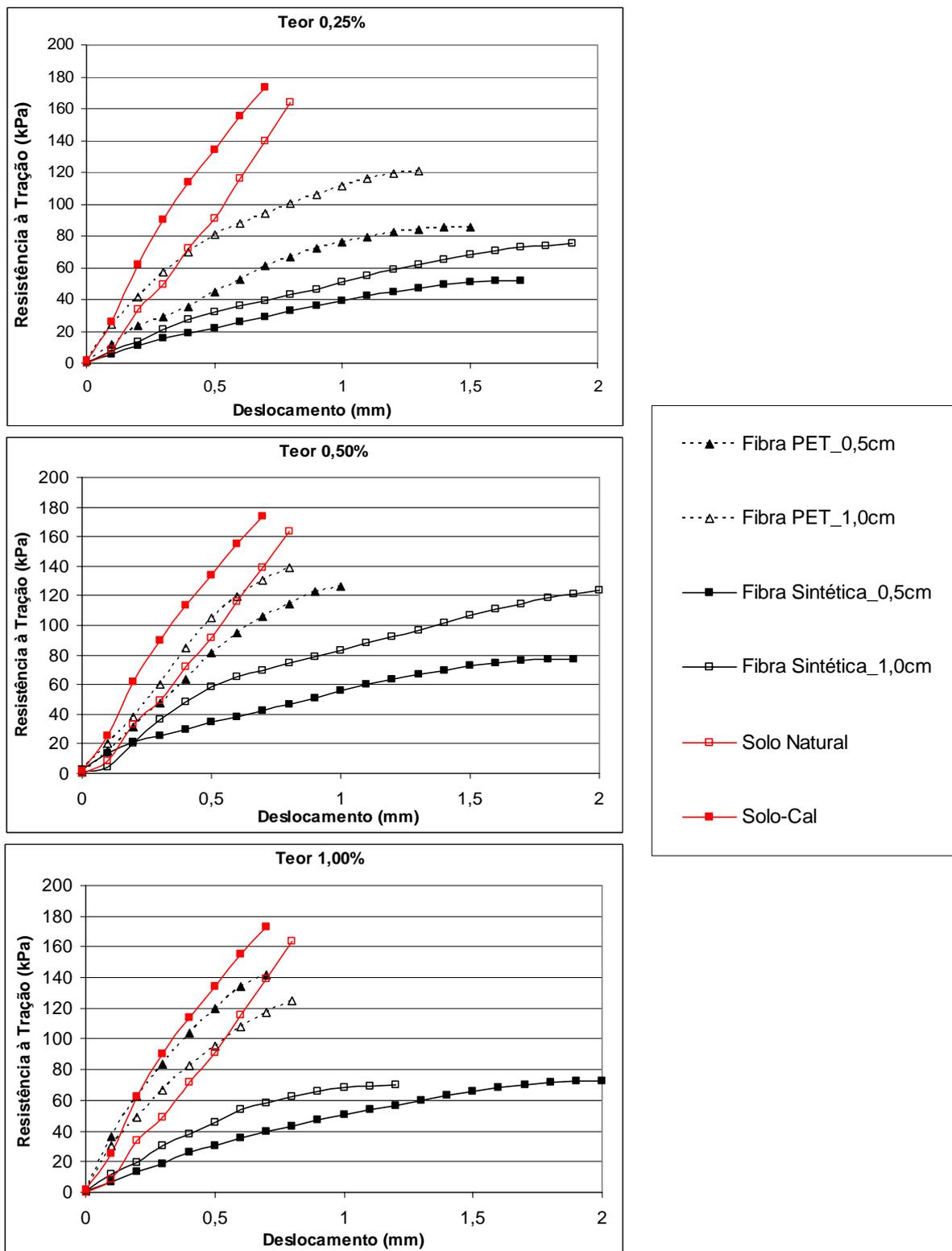


Figura 5.21 – Resistência à tração para solo-fibra nos teores estudados.

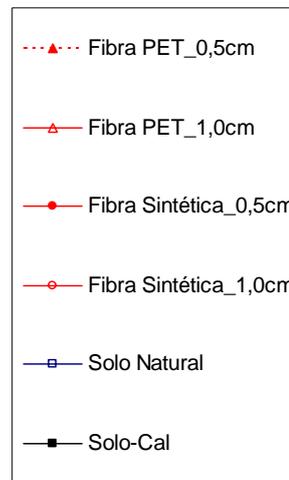
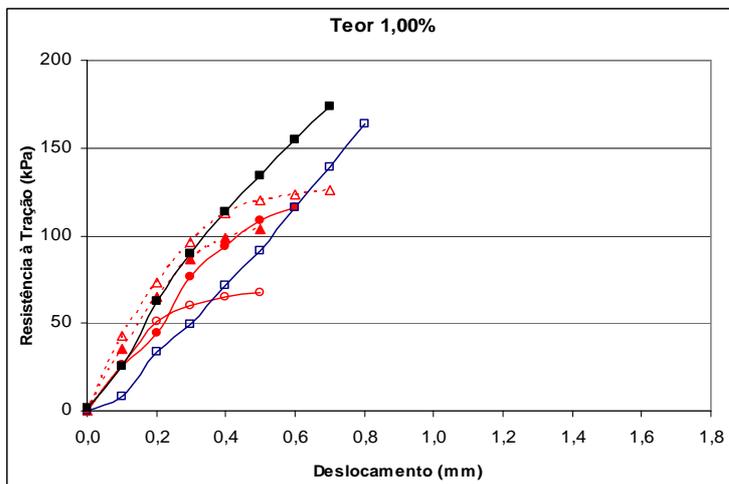
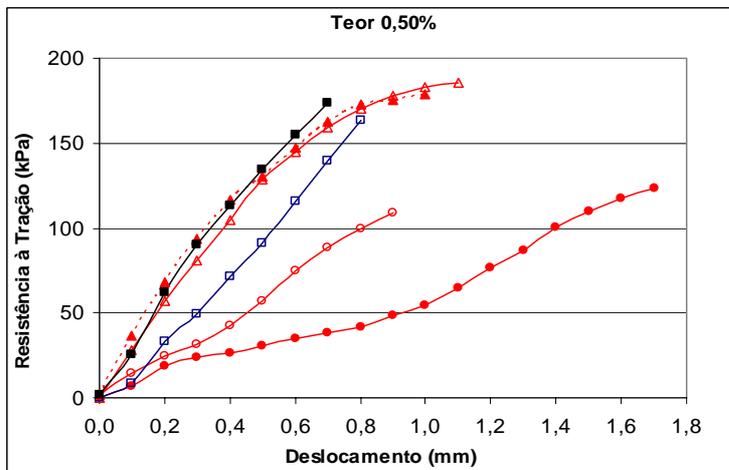
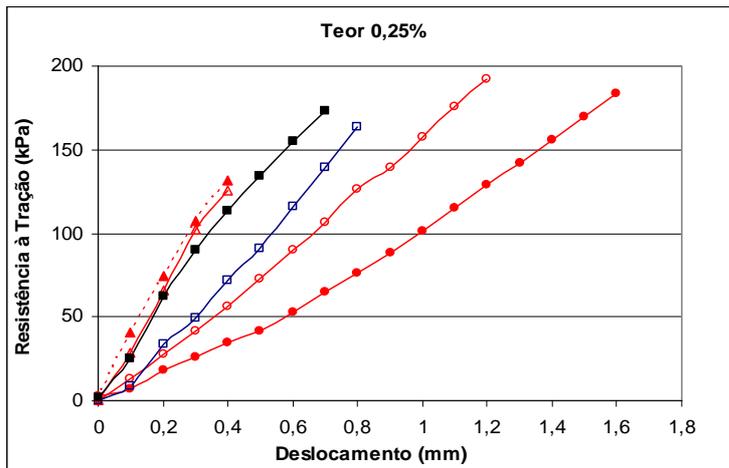


Figura 5.22 – Resistência à tração para as misturas solo-cal-fibras.

### 5.1.6 CURVA CARACTERÍSTICA

O conhecimento da curva característica de um solo é de fundamental importância para as obras e projetos de engenharia, permitindo prever seu comportamento com a variação de umidade, expansão e demais parâmetros, uma vez que esses influenciam diretamente na sucção mátrica. A maioria dos autores expressa a curva característica com os valores de unidade de pressão em função do teor de umidade gravimétrica ou volumétrica ou do grau de saturação.

Nesta pesquisa, foi utilizado o modelo proposto por Camapum de Carvalho e Leroueil (2004), representando a curva característica em função de  $pF$  (logaritmo da sucção em centímetro de coluna d'água) *versus* a umidade e ainda como o produto do índice de vazios e sucção ( $e \times pF$ ) *versus* o grau de saturação, sendo que para o primeiro caso foi incorporado ao gráfico um eixo com a sucção em kPa na escala logarítmica. Este modelo de curva adotada neste trabalho é denominado curva característica transformada, pois expressa o grau de saturação em função de  $pF$  multiplicada por “e”. Foram realizados ensaios com o solo natural e com o solo-cal, a fim de identificar a influência na cal no comportamento do solo. Cabe destacar que os resultados aqui apresentados se referem a pontos distribuídos ao longo da curva de compactação, ou seja, não correspondem a corpos de prova compactados na mesma condição inicial.

A Figura 5.23(a) mostra os valores de sucção em função da umidade. Nota-se que até a umidade de 8% o solo natural e o solo-cal apresentam comportamento semelhante. Para umidades superiores a 8%, percebe-se maiores valores de sucção para o solo-cal, ficando sua curva característica quase paralela à do solo-natural. Para ambos os casos, a sucção diminui para o aumento da umidade, independentemente do índice de vazios do corpo de prova. Esta diferença de comportamento pode estar traduzindo a interferência da cal na estrutura do solo.

A Figura 5.23 (b) permite destacar melhor a influência da cal na curva característica. O desvio dos dois últimos pontos destas curvas colocam em evidência a alteração da estrutura do solo, quando compactado no ramo úmido. Para Camapum de Carvalho e Leroueil (2004) as curvas características podem ser afetadas por vários fatores tais como as propriedades químicas e mineralógicas, o índice de vazios e a distribuição de poros. Para a curva característica transformada, diferenças nas propriedades químicas e mineralógicas podem ou não diferenciar

as curvas características de dois solos distintos, não interferindo, no entanto, nas curvas características de sucção de um mesmo solo, a menos que estas propriedades sejam alteradas naturalmente ou artificialmente, como é o caso mostrado, referente a uma estabilização química.

Do ponto de vista prático, esse modelo de curva característica de sucção transformada torna-se muito importante, pois conhecendo a curva característica de sucção de um solo é possível determinar a sua sucção para índices de vazios diferentes, sem que haja necessidade de medir ou acompanhar as variações de sucção do solo.

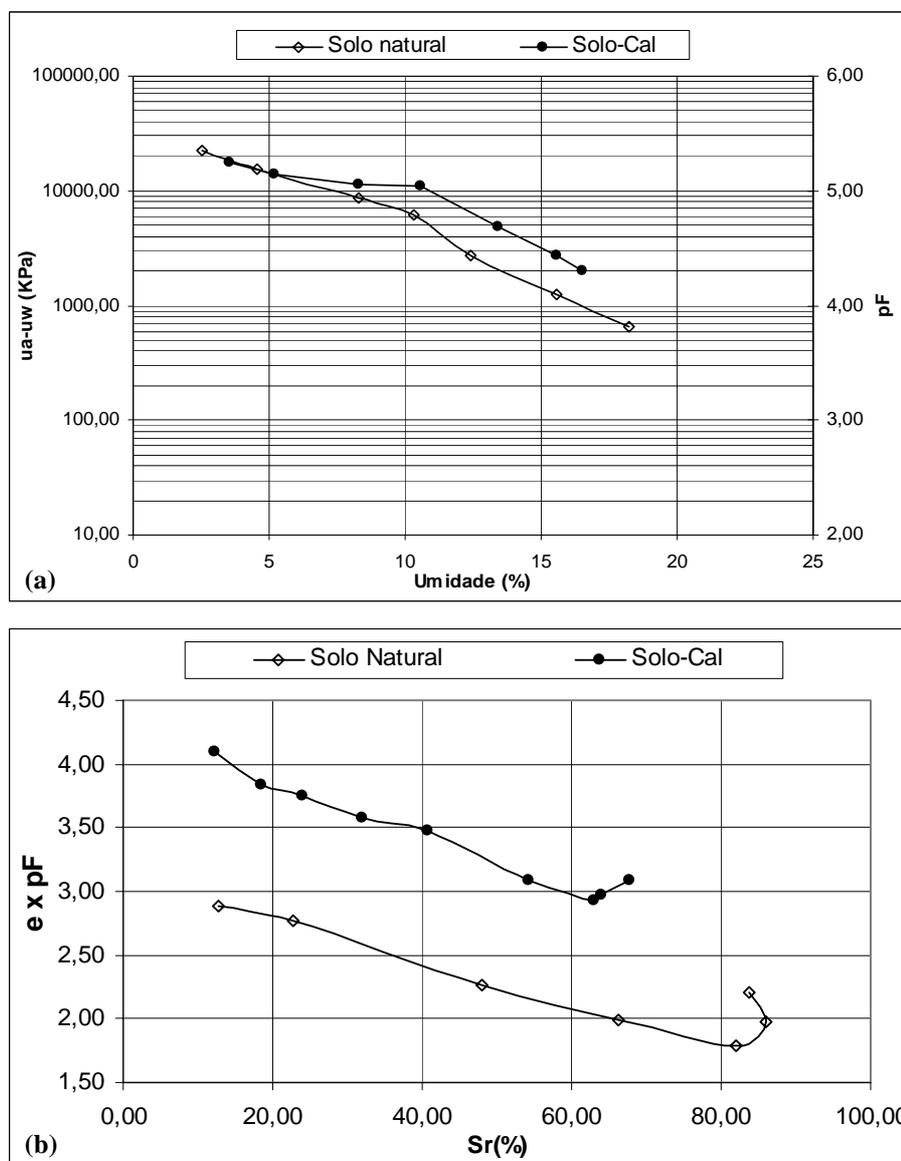


Figura 5.23 – (a) Curva característica e (b) Curva característica transformada para o solo natural e solo-cal.

## 5.2 REVESTIMENTO ASFÁLTICO

Inicialmente, como exposto no capítulo 3, foram estudados três tipos de misturas compostas por:

- Areia fina, denominada de areia A, representando a mistura 1;
- Areia grossa, denominada areia B, representando a mistura 2;
- Mistura da areia fina e areia grossa, representando a mistura 3.

A composição das duas areias foi realizada de modo a enquadrar nas faixas granulométricas do DNER respeitando os valores de máximo e mínimo permitidos. Assim, a composição da mistura 3 ficou representada pelas quantidades de 44,2% da areia “B” e 55,8% da areia “A”. A composição granulométrica dessas misturas pode ser observada na Figura 5.24.

Verifica-se que para a mistura 1, constituída de 100% da areia A, há uma sobreposição da parte superior do máximo permitido pela faixa em que a mesma encontra-se enquadrada. Ao longo da curva, percebe-se também a uniformidade dos grãos, sendo que os grãos de menores diâmetros encontram-se sobrepondo o limite inferior exigido pela faixa granulométrica adotada.

Para a mistura 2, constituída de 100% da areia B, há uma melhor distribuição no tamanho dos grãos, sendo que a curva de distribuição granulométrica dessa mistura encontra-se próxima do mínimo exigido pela faixa em que se enquadra.

Já a mistura 3, constituída pela proporção já descrita anteriormente, encontra-se praticamente no meio da faixa granulométrica adotada. Porém, tanto para a mistura 2 como para a mistura 3, observa-se ainda uma carência de material fino. Vale ressaltar que os dois tipos de areia, são os únicos materiais disponíveis na região para a confecção do revestimento asfáltico, sendo necessário identificar a mistura que apresente melhor desempenho a fim de aproveitar ao máximo suas características para essa finalidade.

O anexo B mostra as características dos corpos de prova utilizados para os ensaios para o revestimento asfáltico.

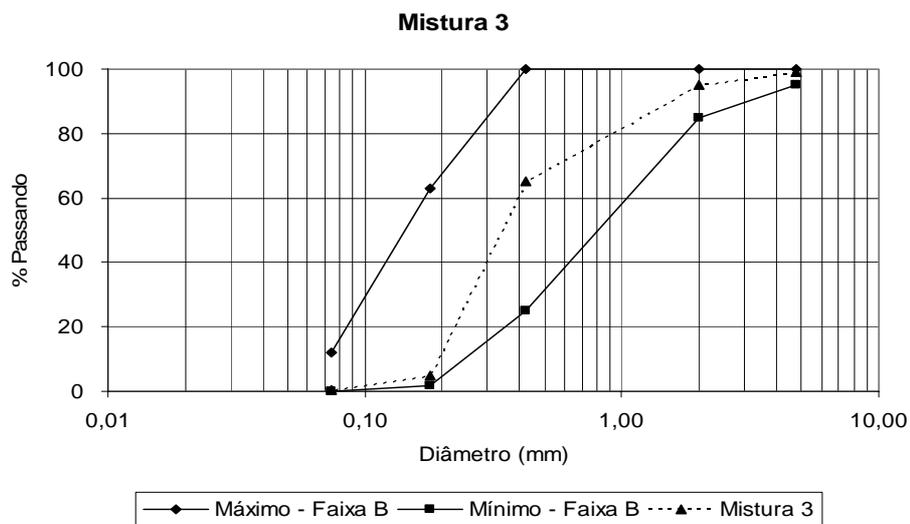
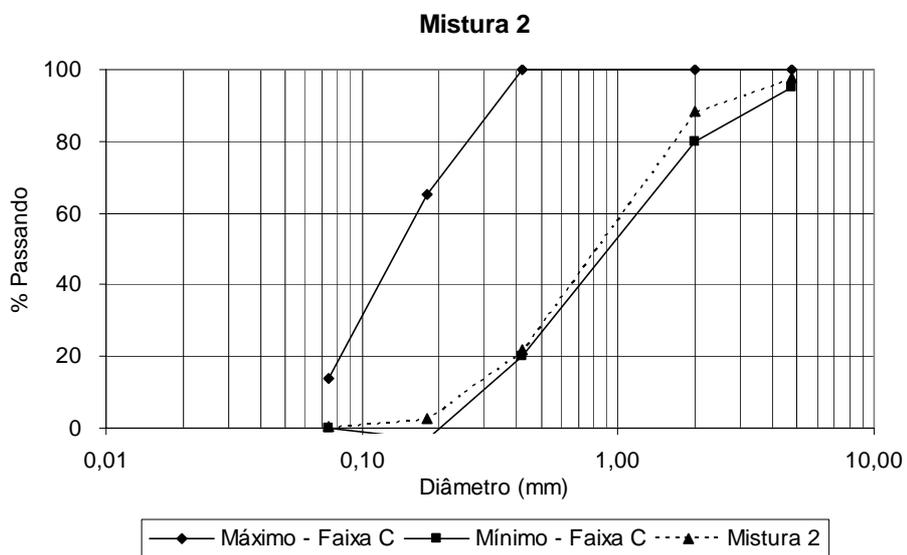
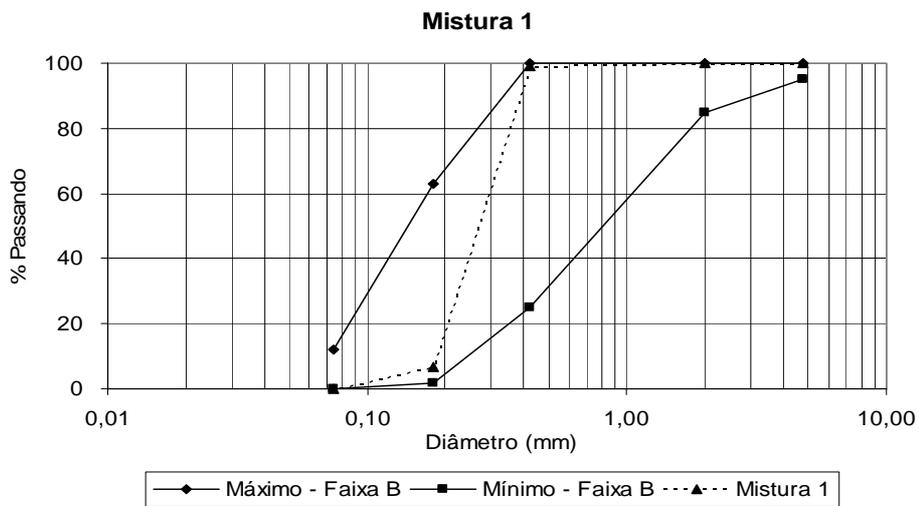


Figura 5.24 – Composição granulométrica para as misturas estudadas inicialmente.

## 5.2.1 ENSAIO MARSHALL

Os resultados obtidos para a mistura 1 encontram-se na Figura 5.25. O teor inicial de betume considerado foi de 7%, de acordo com o mínimo exigido pela norma DNER-ES 312/97, sendo que para a mistura 1 foram confeccionadas amostras variando o teor de 5% a 11%, face aos resultados obtidos inicialmente.

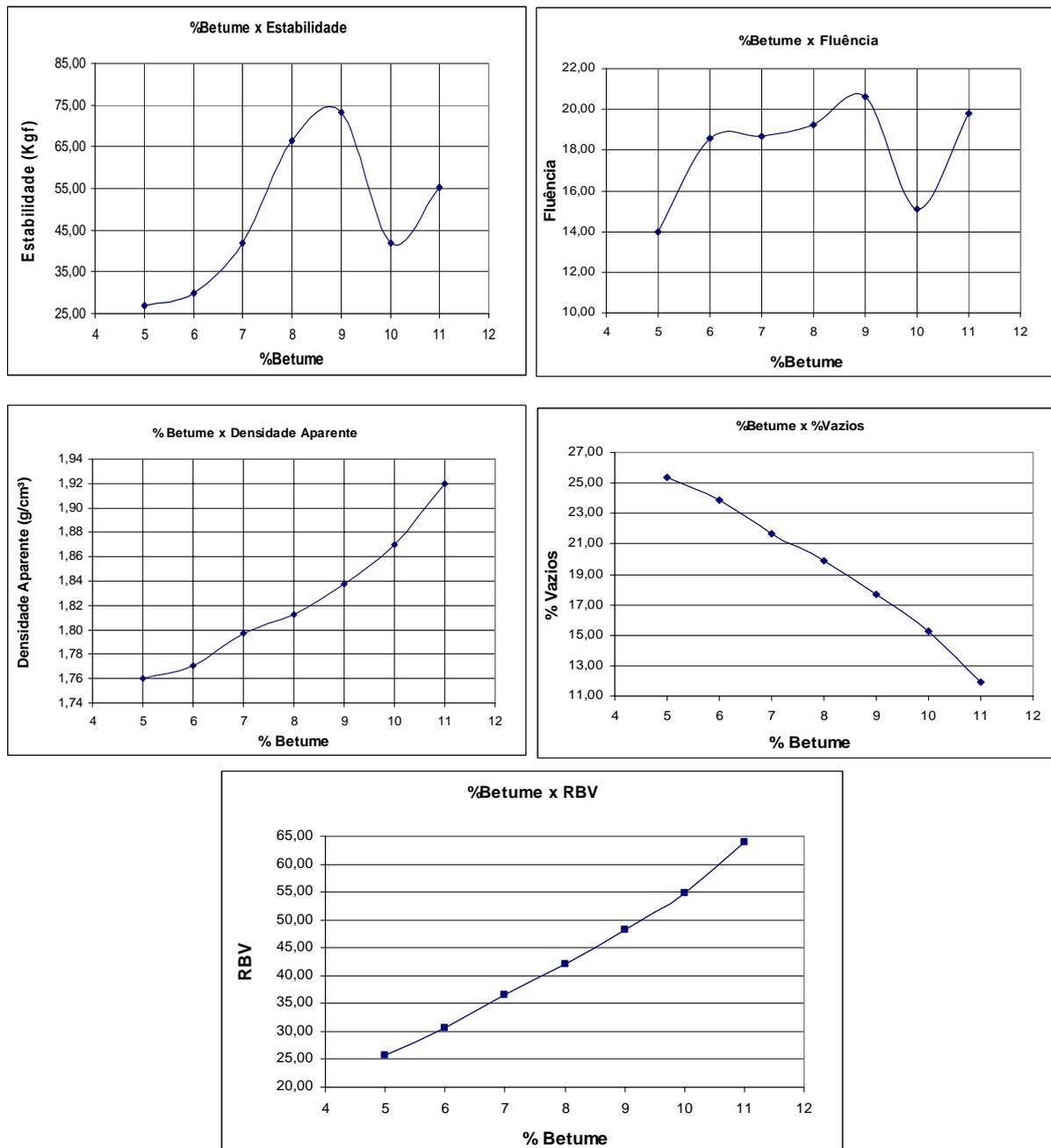


Figura 5.25 – Resultados do ensaio Marshall obtidos para a mistura 1.

Para os teores e a mistura analisada, a estabilidade, densidade aparente assim como a fluência cresce proporcionalmente à medida que o teor de betume aumenta. Já a porcentagem de vazios decresce com o teor de betume, chegando a 25% para um teor de betume de 5% e caindo para pouco menos de 18% para 9% de betume. Conseqüentemente, a melhor relação betume-vazios foi encontrada para o teor de 9%, sendo a pior condição referente ao teor de 5%. Isso mostra que com o aumento do teor do betume, há uma maior aglutinação dos grãos do agregado, tornando a mistura com um menor volume de vazios. Porém, esse fato não consegue suprir a falta de finos da areia constituinte dessa mistura, como mostrado na Figura 5.25, não enquadrando nenhum dos parâmetros analisados de acordo com a norma do DNER ES-312/97.

Em função da quantidade de material disponível da areia B e dos resultados obtidos com a areia A, para a mistura 2 foram realizados ensaios apenas com os teores de betume iguais a 7% e 8%. Também foi analisada a influência da cal nessas combinações, diminuindo o teor de betume. A Figura 5.26 mostra os parâmetros obtidos para essas misturas.

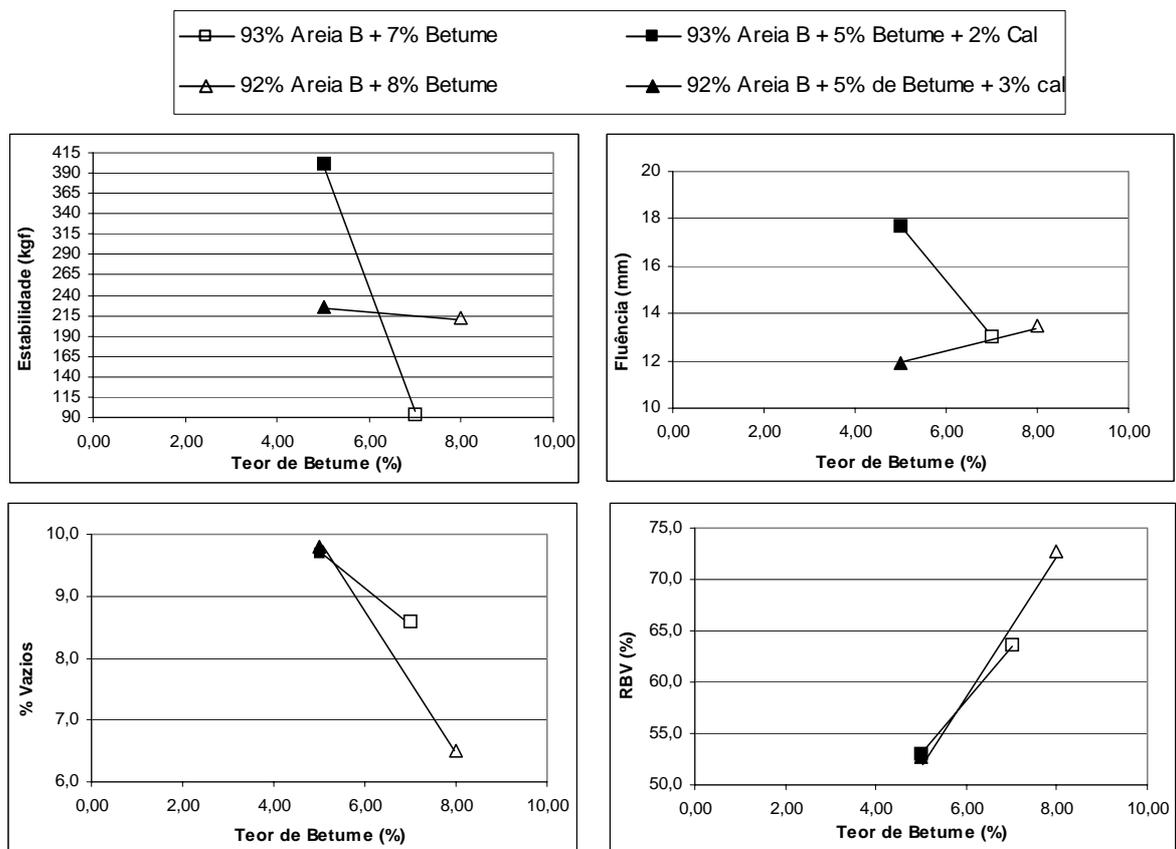


Figura 5.26 – Ensaio Marshall para a Mistura 2 com 7% e 5% de betume.

Para a mistura com 93% da areia 2, observa-se uma baixa estabilidade com o valor de 93Kgf. Já os demais parâmetros como a porcentagem de vazios e a relação betume-vazios (RBV) ficaram muito próximas de atingirem os valores preconizados pela norma, com os valores de 8,6% e 63,7% respectivamente, sendo que a fluência ainda apresentou-se insatisfatória. Em relação à mistura 1, nota-se a diferença na granulometria da areia 2, que se apresenta melhor distribuída, com grãos de diferentes tamanhos onde os menores preenchem as lacunas deixadas pelos grãos maiores. Isso faz com que a mistura fique mais rígida, tendo esse comportamento reflexo nos vazios da mistura. Mesmo assim, a mistura preparada com a areia 2 não apresenta resistência suficiente para os teores de betume analisados.

Para a amostra com cal, obteve-se uma melhora significativa da resistência, cerca de 332%, atingindo o valor de 402 Kgf. Embora a amostra tenha adquirido maior rigidez devido à adição da cal, a fluência sofreu pequena queda. Já a porcentagem de vazios e a relação betume-vazios forneceram resultados pouco inferiores ao da amostra sem cal, com os valores de 9,7% e 53% respectivamente. Sendo a relação betume-vazio dependente dos vazios preenchidos com betume, esse aumento pode ser explicado pelo fato de que, com a diminuição do teor de betume esse não foi suficiente para preencher os vazios da amostra, causando o aumento da porcentagem de vazios e conseqüentemente a diminuição da RBV. Embora a cal forneça alta resistência e até mesmo possa preencher, em função do filler, o teor de finos que a areia 2 é deficiente, a porcentagem de betume empregada não se apresentou satisfatória para preencher os vazios existentes.

Para as amostras sem cal assim como as amostras com cal, não foi registrado grandes variações na densidade aparente da mistura, ficando esse valor em torno de 2,18 g/cm<sup>3</sup>.

A amostra com teor de betume igual a 8%, também apresentou bons resultados e embora com uma estabilidade um pouco menor em relação a mostra com cal, mostrou resultados mais satisfatórios em relação a RBV, enquadrando-se nos parâmetros normalizados com o valor de 72,7%. O mesmo não ocorreu com a amostra com cal, que apresentou RBV igual a 52,7% e porcentagem de vazios igual a 9,8%, não se enquadrando dentro dos parâmetros desejados.

Considerando que a adição de cal mostrou-se satisfatória para incrementar o valor da resistência, mas o teor de betume igual a 5% não correspondeu a melhores resultados, optou-se por aumentar o teor de cal para porcentagens de 2% e 3%, diminuindo então o teor de areia

na mistura. Desta forma estudou-se as combinações 90% de Areia B, 7% de betume e 3% de cal assim como 90% de Areia B, 8% de betume e 2% de cal. A Figura 5.27 mostra o desempenho dessas amostras analisadas.

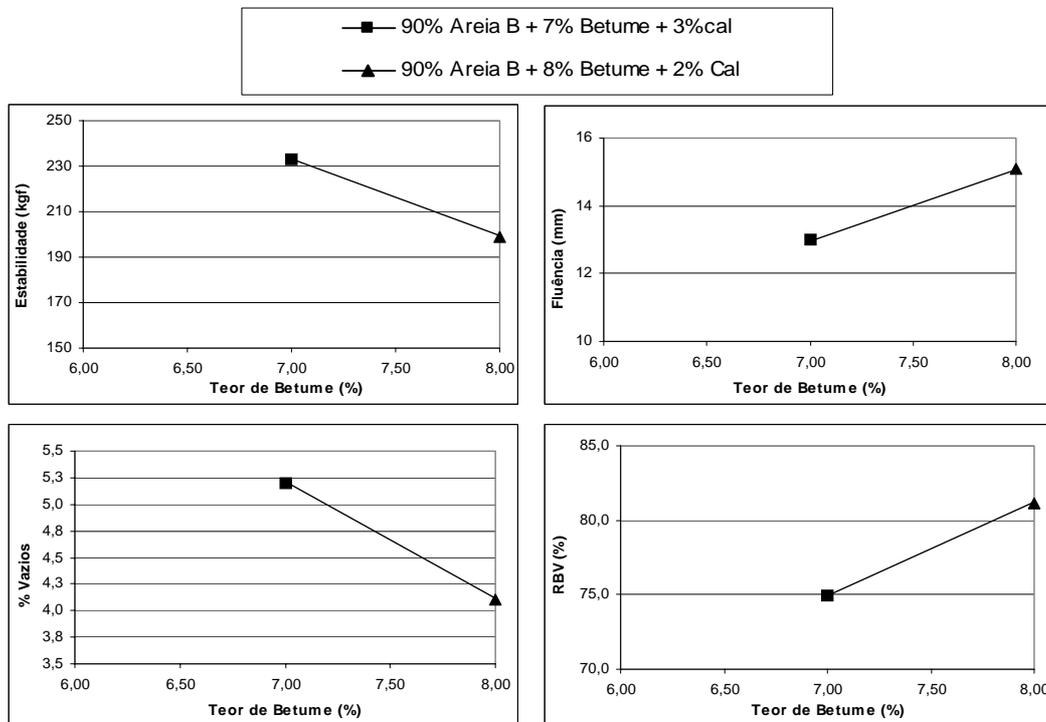


Figura 5.27 – Ensaio Marshall para mistura 2 variando teor de cal e betume.

Percebe-se que as duas misturas analisadas apresentaram um bom desempenho em todos os parâmetros, excetuando-se a fluência. A amostra com 7% de betume apresentou valor de estabilidade igual a 233kgf, enquanto que a amostra com 8% de betume apresentou 199kgf. A RBV para 7% de betume apresentou-se menor do que para o teor de 8%, registrando-se os valores de 74,9% e 81,1%, respectivamente. Embora apresentando bom comportamento, considerou-se a amostra com 7% de betume como a amostra ideal, pois apresentaram maior resistência, uma boa RBV e menor valor para fluência.

Como a mistura 2 apresentou resultados satisfatórios com 7% de teor de betume, a mistura 3 foi confeccionada com esse mesmo teor, sendo posteriormente adicionada a cal a fim de verificar o seu comportamento. A mistura 3 com adição de cal enquadrou-se na faixa B do DNER e sua distribuição granulométrica apresenta-se na Figura 5.28. Nota-se que, devido à adição de cal, há uma maior porcentagem de finos na mistura final. Os resultados do ensaio Marshall para essas combinações estão apresentados na Figura 5.29.

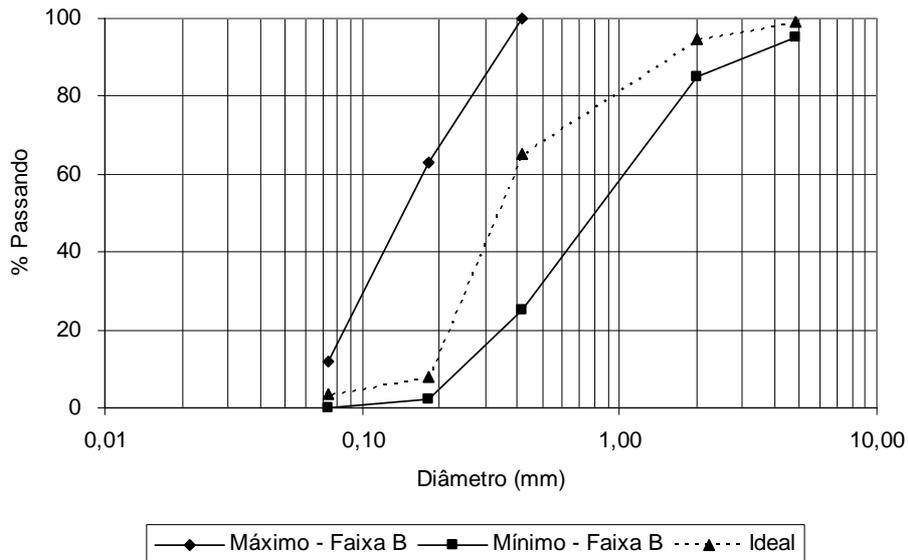


Figura 5.28 – Composição granulométrica para a mistura 3 adicionada com cal.

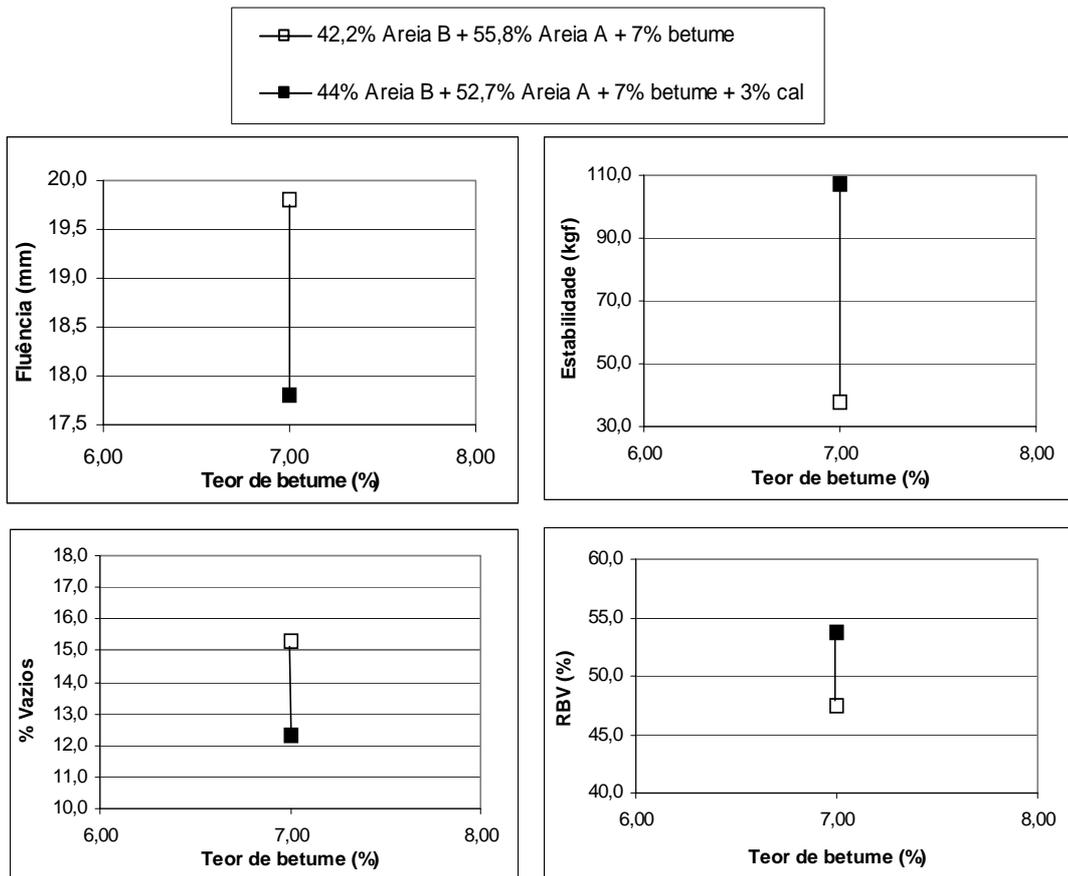


Figura 5.29 – Ensaio Marshall para a mistura 3 com e sem adição de cal.

Apesar da melhor distribuição granulométrica, as misturas não se apresentaram satisfatórias. Como nos casos analisados anteriormente, a adição da cal provocou um aumento considerável na estabilidade. Também se observa que, com o acréscimo da cal, a RBV apresentou-se maior

do que para a mistura sem cal, sendo que para a fluência os valores encontrados não apresentaram grande discrepância entre esses dois casos analisados, encontrando-se os demais parâmetros mostrados aquém dos valores exigidos.

Em face aos resultados obtidos para a composição descrita anteriormente, foi confeccionada outra mistura com um teor de finos maior, a fim de verificar se os parâmetros estudados se apresentariam de maneira satisfatória. Assim, utilizou-se a mistura com menor quantidade de areia 2 e maior quantidade de cal, ficando sua composição em 42% de Areia 2 + 53% de Areia 1 + 5% de cal. O teor de ligante para essa mistura variara de 4% a 7%, a fim de avaliar a influência da redução de betume nas amostras adicionadas com cal. A Figura 5.30 mostra a distribuição granulométrica para essa mistura e a Figura 5.31 representa os resultados obtidos para o ensaio Marshall.

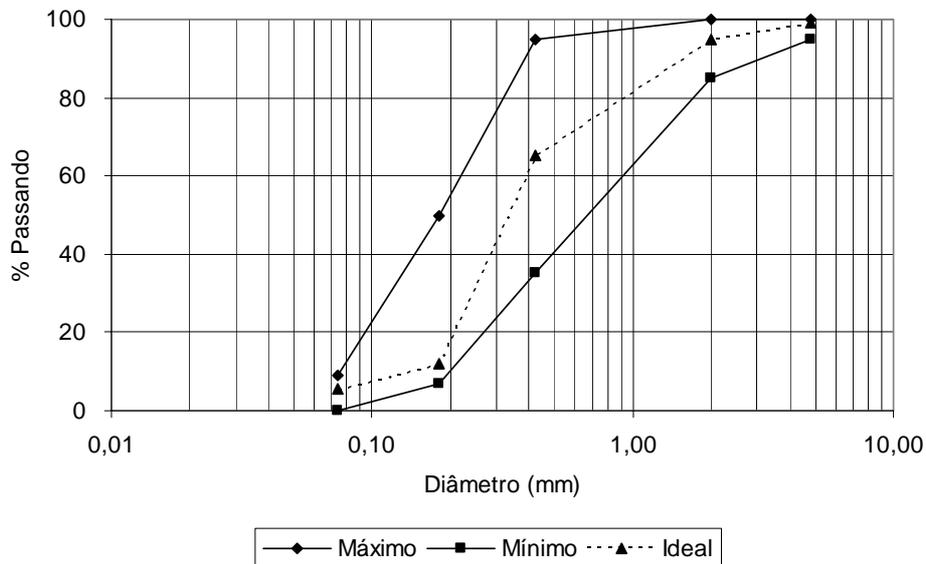


Figura 5.30 - Distribuição granulométrica para a mistura 3 com maior teor de cal.

Observa-se na Figura 5.31 que existe uma tendência contrária da fluência em relação ao teor de betume, ao comparar essa mistura com a mistura 1. A fluência é decrescente com o teor do betume até um determinado ponto, até que cresce novamente permanecendo menor do que o valor inicial para o menor teor de betume.

Para todos os teores analisados a estabilidade mostrou valores satisfatórios em relação às especificações da norma, apresentando-se de maneira decrescente com o aumento do teor de betume, ou seja, apresentaram-se inversamente proporcionais. A porcentagem de vazios é

decrecente com o teor de betume e mesmo para o teor de 7% ainda apresentou valores elevados, não se enquadrando nas exigências. Conseqüentemente, a relação betume-vazio cresce com o aumento do teor de betume, quase se enquadrando dentro das especificações.

Esses resultados voltam a mostrar que apesar da elevada resistência proporcionada pela adição da cal, a mesma não se mostrou eficaz ao analisar a porcentagens de vazios e a relação betume-vazios. Para teores muito baixos de betume, não há o preenchimento completo dos vazios da amostra, contribuindo também para o não enquadramento dessa mistura nos parâmetros exigidos. Os elevados valores de fluência para todas as misturas estudadas vêm comprovar os resultados obtidos por Dias (2004), que observou que para uma areia asfalto a quente resultados satisfatórios deste índice são obtidos para elevados teores de filler, que em suas pesquisas foi de 21%.

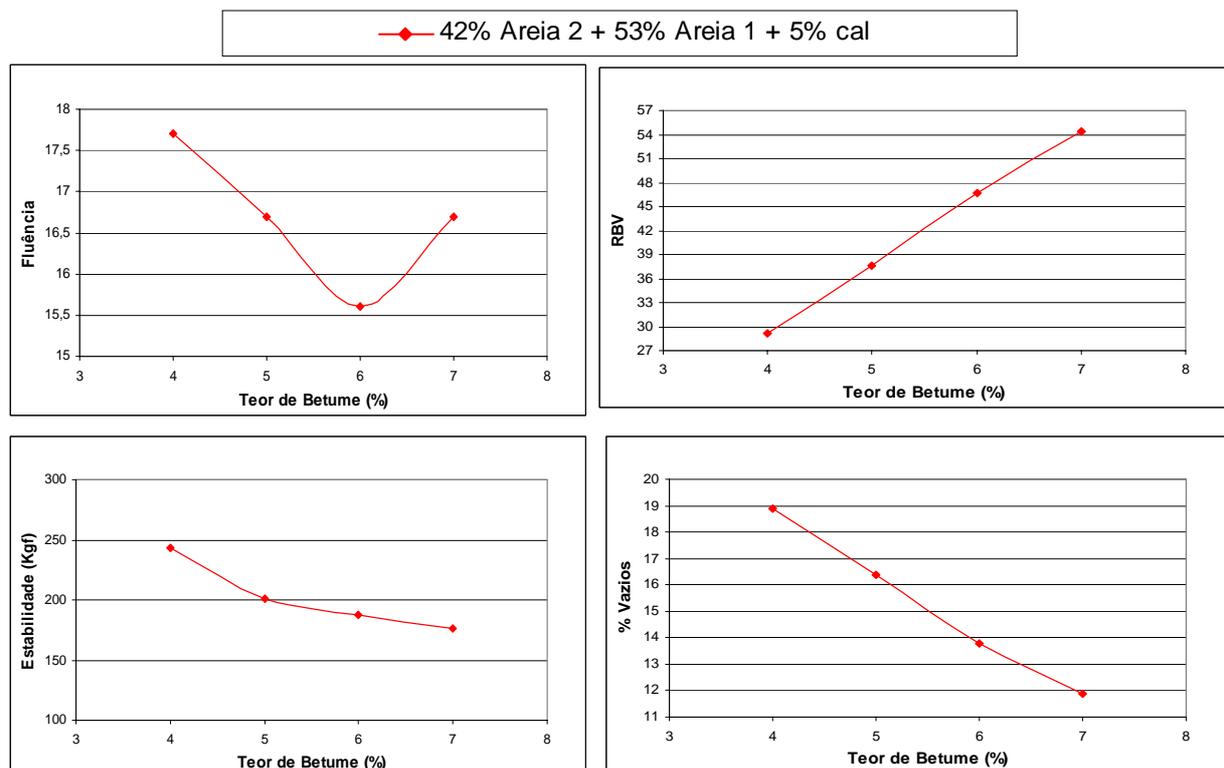


Figura 5.31 – Resultado do ensaio Marshall para a mistura 3 com maior teor de cal.

A Tabela 5.1 mostra um resumo de todas as misturas confeccionadas e qual delas apresentou melhores resultados, sendo que para estas foi realizado o ensaio de compressão diametral com e sem a adição de fibras metálicas.

Tabela 5.1 – Misturas confeccionadas para ensaios Marshall.

Mistura	Composição (%)				Resultados Satisfatórios
	Areia 1	Areia 2	Cal	Betume	
1	100	-	-	5 a 9	-
2	-	93	-	7	-
	-	93	2	5	-
	-	92	-	8	OK
	-	92	3	5	-
	-	90	3	7	OK
	-	90	2	8	-
3	55,8	42,2	-	7	-
	52,7	44	3	7	-
	53	42	5	4 a 7	-

### 5.2.2 TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

O ensaio de tração por compressão diametral foi realizado com e sem adição de fibras metálicas. Os teores levaram em consideração o custo e homogeneidade da mistura durante a compactação. A Tabela 5.2 mostra as combinações realizadas para esse ensaio e a Figura 5.32 mostra os resultados obtidos para o mesmo.

Tabela 5.2 – Misturas realizadas no ensaio de tração.

Areia 2(%)	CAP (%)	Cal(%)	Fibra (%)
90	7	3	-
			0,50
			1,00
			2,00
92	8	-	-
			0,50
			1,00
			2,00

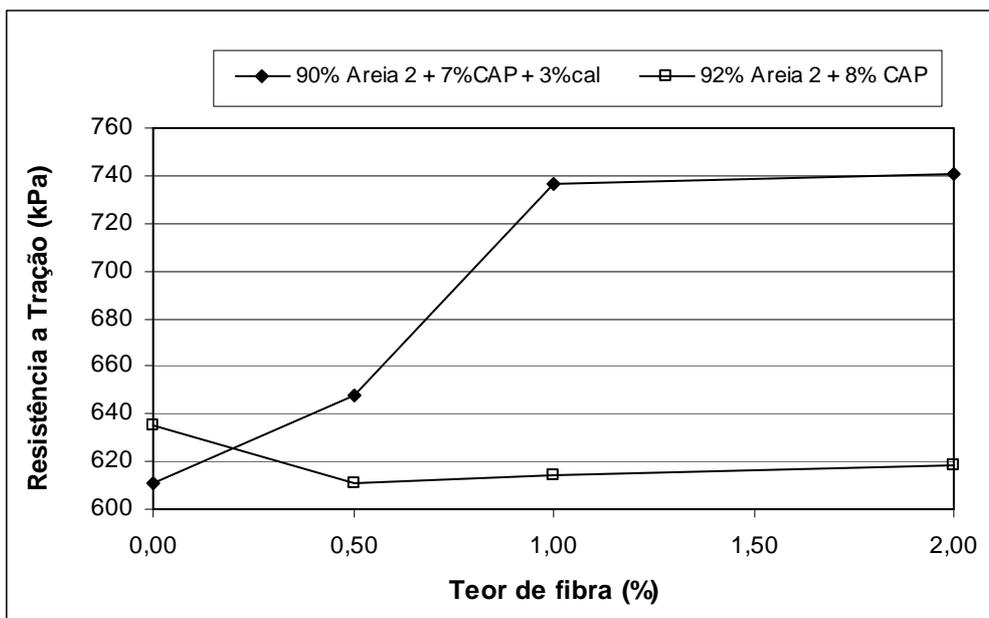


Figura 5.32 – Resistência à tração para as amostras estudadas.

Para todos os casos analisados, a resistência das misturas sem cal com a adição de fibras ficou abaixo do valor obtido para a mistura sem fibra, atingindo valores por volta de 620kPa.

Já para a amostra com cal, ganhos significativos são observados quando se compara a amostra sem adição de fibras e com a incorporação de 1,00% de fibra metálica, ocasionando um ganho de resistência de 21%. Já entre aos teores de 1,00% e 2,00% não foi constatada mudança significativa no valor da resistência que justificassem o custo envolvido para o aumento do teor de fibra.

Portanto, a mistura com adição de cal e 1,00% de fibras apresentou resultados mais satisfatórios do que as demais combinações efetuadas, uma vez que a cal proporciona uma maior rigidez para a mistura e com isso auxilia a fibra a obter melhores resultados.

## 6 - CONCLUSÕES

A partir da análise resultados dos ensaios de laboratório executadas nessa pesquisa, juntamente com os ensaios realizados por Pessoa (2004), podem-se chegar as seguintes conclusões:

- A análise do ensaio de perda de massa por imersão possibilitou um novo entendimento para a interpretação dos resultados deste ensaio, uma vez que se considerou a perda de massa por deslocamento como fruto da expansão do solo. As fibras atuaram combatendo a propagação da expansão na matriz do solo e propiciando sua desagregação em lugar da ruptura em bloco;
- Nos resultados de resistência à compressão simples, observou-se que a incorporação das duas fibras, PET e sintética, não afetou a resistência de pico do solo natural, sendo, no entanto, reduzida a rigidez das misturas com a incorporação de fibras sintéticas;
- Nas misturas solo-cal-fibra, verificou-se que para ambos os tipos de fibras ocorreu uma redução na resistência à compressão simples, sendo que a incorporação de fibra PET na mistura praticamente não reduziu a rigidez, como pode ser percebido para a incorporação de fibra sintética. Cabe destacar o fato de que a mistura solo-cal apresentou resistência à compressão simples muito superior ao solo natural;
- A mistura solo-cal apresentou resistência à compressão muito superior ao solo natural, devido à cimentação das partículas.
- A incorporação de fibras ao solo natural praticamente não afetou o Mini-CBR. Quando da incorporação de fibra ao solo-cal, verificou-se que na umidade de compactação os resultados tenderam a sofrer pequena redução, sendo esta importante na condição inundada. Ressalta-se que a simples incorporação de cal ao solo foi a mistura que apresentou melhores resultados;
- De maneira geral, observou-se que há uma piora no comportamento do solo em relação ao mini-CBR imerso conforme a expansão do mesmo, remetendo ao fato de que não há uma boa interação entre o solo e a fibra para este parâmetro, apesar dela contribuir para a alteração do mecanismo no ensaio de perda de massa por imersão;
- No ensaio de cone, para o sistema solo-cal-fibra, observou-se uma aleatoriedade nos resultados para teores até 0,50%, apresentando pouca melhora de comportamento para o teor de 1,00% e comprimento de fibra de 0,5cm. Já para as misturas solo-fibra, a incorporação de fibras tendeu a piorar o comportamento as misturas até a taxa de

incorporação de 0,50%, tendendo a fibra PET a recuperar o valor do solo natural quando da incorporação de 1,00%;

- Também foi observada certa aleatoriedade nos ensaios de resistência a tração, fato esse possivelmente gerado em função da quantidade, distribuição e orientação das fibras no interior da massa de solo. A mistura solo-cal não apresentou ganhos significativos de resistência à tração em relação ao solo-natural, como se verificou nos demais ensaios analisados, sendo que a incorporação de fibras, de uma maneira geral, tendeu a piorar o comportamento do solo, principalmente no estado natural. Porém, levando-se em conta a resistência a pequenas deformações, observou-se que a fibra PET apresentou melhores resultados, no que diz respeito a sua incorporação ao solo natural. Para as fibras sintéticas, vale destacar a sua capacidade de sofrer maiores deformações até que ocorra a ruptura;
- Para as misturas de areia-asfalto, verificou-se que o melhor comportamento geral foi observado para areia grossa, principalmente quando da incorporação de cal;
- A incorporação de fibra metálica na mistura de areia-asfalto só propiciou algum ganho quando da incorporação conjunta com a cal, sendo este resultado obtido para a areia grossa;
- Dado o problema de fissuras e trincas prematuras que se verifica nas estruturas de pavimento regionais com o uso de AAUQ, cabe destaque a melhoria da resistência à tração das misturas contendo cal e fibra metálica.
- Deve-se ter especial atenção à adição de fibras metálicas na mistura asfáltica no que diz respeito à corrosão, cabendo destaque, no entanto, o caráter temporário da obra em questão.

## **6.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

Sugere-se para pesquisas futuras os seguintes estudos:

- Ensaios triaxiais cíclicos a fim de entender melhor o comportamento tensão-deformação do compósito;
- Estudo mais detalhado das propriedades das fibras e como as mesmas interagem com o solo e a mistura asfáltica, utilizando fibras com diâmetros diferentes;
- Execução de trabalhos em campo a fim de comprovar os resultados obtidos em laboratório e verificar as dificuldades operacionais de uso das misturas com fibras;

- Confeccionar modelos reduzidos instrumentados a fim de acompanhar o comportamento do solo com e sem a presença de fibras, analisando principalmente a sua capacidade de conter o processo de fissuração;
- Analisar outros tipos e formas de fibras;
- Analisar a estrutura na interação solo-fibra, solo-cal-fibra e na mistura asfáltica com e sem adição de fibra e cal.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – IBP (1971) – MB-517. Determinação da Viscosidade Saybolt-Furol de Materiais Betuminosos a Altas Temperaturas. Método Brasileiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas - Instituto Brasileiro do Petróleo, Rio de Janeiro, RJ.

ABNT – IBP (1972) – MB-164. Determinação do Ponto de Amolecimento de Materiais Betuminosos (Método do Anel e Bola). Método Brasileiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas - Instituto Brasileiro do Petróleo, Rio de Janeiro, RJ.

ABNT – IBP (1989) – MB-50. Produto de Petróleo – Determinação do Ponto de Fulgor e Combustão. Método Brasileiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas - Instituto Brasileiro do Petróleo, Rio de Janeiro, RJ.

ABNT (1988)- NBR 10838. Solo-Determinação da massa específica aparente de amostra indeformada – Método da Balança Hidrostática. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 4p.

ABNT (1992). NBR 12770. Solo Coesivo – Determinação da resistência à compressão não confinada. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 4p.

Aflitos, A.O., Ferreira, H.C. (1986). Estabilização Química de um Solo Laterítico com Cal + Traços de NaOH. VIII COBRAMSEF, Porto Alegre, RS, p. 9-21.

Aitchison, G.D. (1973). The Strength of Quasi-Saturated and Unsaturated Soils in Relation to the Pressure Deficiency in the Pore Water. University of Melbourne, Victoria, Austrália. p. 135-139.

Askeland, D. R. (1990). The Science and Engineering of Materials. Chapman & Hall. 2ª edição. 880p.

Barillari, C. T. (2002). Durabilidade da Madeira do Gênero Pinnus Tratada com Preservantes: Avaliação em Campo de Apodrecimento. Dissertação de Mestrado. Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz, Universidade de São Paulo. Piracicaba.

Belgo Mineira. <http://www.belgo.com.br>. Acesso em 22/03/2005.

Bernardi, S.T. (2003). Avaliação do Comportamento de Materiais Compósitos de Matrizes Cimentícias reforçadas com Fibras de Aramida Kevlar. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 179p.

Bucio, M.B. (2002). Experimental Study of Behavior Hydromechanical Collapsible Soils (In Spanish). Tese de Doutorado. Universitat Politècnica de Catalunya. 450p.

Budinsk, K.G. (1996). Engineering Materials: Properties and Selection. New Jersey: Prentice Hall International, 5ª edição. 653p.

Camapum de Carvalho, J., Leroueil, S. (2004). Curva Característica de Sucção Transformada. Revista Solos e Rochas, São Paulo, SP, 27 (3), p. 231-242.

Caproni Junior, N., Palocci, A., Bueno, B.S. (1999). Estudo de Solo-Cimento Reforçado com Fibras de Polipropileno. Geossintéticos 99, Rio de Janeiro – RJ, p.183-188.

Caputo, H.P. (1998). Mecânica dos Solos e suas Aplicações. Editora Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro, R.J. 4ª edição, v:1, 216p.

Casagrande, M.D.T., Consoli, N.C. (2002). Estudo do Comportamento de um Solo Residual Areno-Siltoso Reforçado com Fibras de Polipropileno. Revista Solos e Rochas, São Paulo, SP, 25 (3), p. 223-230.

Castro, E.D. (1969). Estudos Relativos à Estabilização de Solos com Cal. II Simpósio sobre Pesquisas Rodoviárias. Rio de Janeiro – RJ.

CEPED (Centro de Pesquisa e Desenvolvimento). (1982). Utilização de Fibras Vegetais no Fibro-cimento e no Concreto-fibra. Rio de Janeiro, R.J.

Corté, J.P. (1998). Use of Modified Bituminous Binders, Special Bitumens and Bitumens Additives in Pavement Applications. Permanent International Association of Road Congress (PIARC), Italy.

Delgado, A. K. C. (2002). Influência da Sucção no Comportamento de um Perfil de Solo Tropical Compactado. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 200p.

Dias, C.R.C. (2004). Estudo de Misturas Areia-asfalto e Cinza-cal para Emprego em Pavimentos Urbanos. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia-Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 127p.

DNER (1994). DNER-ME 138. Misturas betuminosas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral. Método de Ensaio, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 4p.

DNER (1994). DNER-ME 228. Solos - compactação em equipamento miniatura. Método de Ensaio, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 14p.

DNER (1994). DNER-ME 256. Solos compactados em equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão. Método de Ensaio, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 6p.

DNER (1995). DNER-ME 043. Misturas betuminosas a quente – ensaio Marshall. Método de Ensaio, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 11p.

DNER (1996). DNER-ME 193. Materiais Betuminosos Líquidos e Semi-sólidos: Determinação da Densidade e Massa Específica. Método de Ensaio, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 6p.

DNER (1997). DNER-ES 312. Pavimentação – areia-asfalto a quente. Especificação de Serviço, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 13p.

DNER (1997). DNER-ME 054. Equivalente de Areia. Método de Ensaio, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 10p.

- DNER (1997). DNER-ME 254. Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-CBR e expansão. Método de Ensaio, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 14p.
- DNER (1998). DNER-ME 083. Agregados: Análise Granulométrica. Método de Ensaio, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 5p.
- DNER (1998). DNER-ME 163. Materiais Betuminosos – Determinação da Ductilidade. Método de Ensaio, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 6p.
- DNER (1999). DNER-ME 003. Materiais Betuminosos: Determinação da Penetração. Método de Ensaio, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 7p.
- Ferrante, M. (1996). Seleção de Materiais. EDUFSCar: Editora da Universidade Federal de São Carlos. 326p.
- Ferreira, R.P. (1966). Estudo dos Pavimentos do Nordeste. Conselho Nacional de Pesquisas. Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR. Rio de Janeiro, R.J.
- Feuerharmel, M.R. (2000). Comportamento de Solos Reforçados com Fibras de Polipropileno. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 152p.
- Fredlund, D.G.; Morgenstern, N.R. (1976). Constitutive Relations for Volume Change in Insaturated Soils. Can. Geotech J., 13, p. 261-276.
- Garcez , G. L., Vidal, D., Ribeiro,W. (1998). A Utilização de Geossintéticos em Obras Viárias da Região Amazônica. XI COBRANSEG, Brasília-DF, v2: p. 1205-1212.
- Guimarães, J.E.P. (1998). A Cal – Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil. Associação Brasileira dos Produtores de Cal. Editora Pini, São Paulo, SP, 285p.
- Gutierrez, N. H. M., Krueger, C. A., Nóbrega, M. T. (1998). Efeitos da Adição de Cal nas Propriedades Físicas e Mecânicas de um Solo Argiloso Laterítico. XI COBRAMSEG, Brasília-DF, v:2, p.1191-1197.
- Hollaway, L. (1994). Handbook of Polymer Composites for Engineers. Woodhead Publishing, 338p.
- Homem, T.R. (2002). Comportamento de misturas Asfálticas Porosas com Ligantes Modificados por Polímeros e Adição de Fibras. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 129p.
- Kern. A.P. (1999). Estudo da Viabilidade da Incorporação de Resíduos de Contrafortes de Calçados em Matrizes de Gesso para Uso como Material de Construção Civil. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia-Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 126p.

Lambe, T.W., Whitman, R.V. (1976). Soils Mechanics (in Spanish). Editorial Limusa, México.

Lima, D. C., Minette, E., Bueno, B., S., Marques, E. T. (1999). Influência da Adição de Fibra de Polipropileno e da Energia de Compactação na Resposta Mecânica de uma Mistura Solo-Cal. Geossintéticos 99, Rio de Janeiro – RJ, p.177-182.

Lovato, R.S. (2004). Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Laterítico Estabilizado com Cal, Aplicado a Pavimentação. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia-Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 164p.

Marinho, F.A.M. (1994). Medição de Sucção com o Método do Papel Filtro. X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, vol.2: p. 515-522.

Marinho, F.A.M. (1995). A Técnica do Papel Filtro para Medição de Sucção. Encontro sobre Solos não Saturados, Rio Grande do Sul, 1: 1-14.

Mendonça, A. N., Lima, D. C., Bueno, B. S., Fontes, M. P. F. (1998). Caracterização Tecnológica de Misturas Solo-Cal: Estudo de Caso Dirigido a Dois Solos de Viçosa-MG. XI COBRANSEG, Brasília-DF, p.1175-1182.

Montardo, J. P., Vendruscolo, M.A., Consoli, N.C., Prietto, P.D.M. (1998). Características da Resistência e Deformação de um solo Cimentado Reforçado com Fibras PET: Estudo Preliminar. XI COBRANSEG, Brasília-DF, p.1163-1167.

Morais Silva, T.R., Nunes, A.L.L.S., Lacerda, W.A. (2005). Resistência ao Cisalhamento de Dois Solos Coluvionares Lateríticos através de Ensaio de: Compressão Diametral e Cisalhamento Direto. VI COBRAE, Salvador, BA, p. 193-204.

National Lime Association (NLA). (2004). Consideration of Lime-Stabilized Layers in Mechanistic-Empirical Pavement Design. < Disponível no site [www.lime.com](http://www.lime.com) > Acesso ao site em 29/05/2005.

ORPEC ENGENHARIA E INDÚSTRIA S.A. <<http://www.orpec.com.br>>. Acesso em: 24/03/2005.

Palmeira, E.M. (1992). Geossintéticos: Tipos e Evolução nos Últimos Anos. Seminários sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia. Geossintéticos 92. Brasília, DF, p. 1-20.

Pessoa, F.H.C. (2004). Análise dos Solos de Urucu para Fins Uso Rodoviário. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 151p.

PETROBRAS. <<http://www2.petrobras.com.br>>. Acesso em 23/02/2006.

Prietto, P.D. Montardo, J. P., Consoli, N.C. (1999). Comportamento Mecânico de uma Areia Cimentada Reforçada com Fibras PET. Geossintéticos 99, Rio de Janeiro – RJ, p.199-206.

Prusinski, J.R., Bhattacharja, S. (1999). Effectiveness of Portland Cement and Lime in Stabilizing Clay Soils. Transportation Research Record, Washington, D.C., nº 1652, p. 215-227.

Santos, J. (2004). Estabilização de uma Argila Laterítica do Distrito federal para Uso em Rodovias de Baixo Volume de Tráfego. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 95p.

Serafini, L., Alves, G. M., Rosa, F. D., Wesseling, D. H., Gonçalves, P., Thomé, A. (2004). Resultados de Pesquisas em Estabilização Alcalina Realizada com Materiais do Norte do RS. Teoria e Prática na engenharia civil, n.4, p1-11.

**APÊNDICE A - CARACTERÍSTICA DOS CORPOS DE PROVA UTILIZADOS NOS  
ENSAIOS DE BASE PARA PAVIMENTOS**

Tabela A.1 – Ensaio de CBR natural e cone – sem a incorporação de cal

Amostra	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade (%)	Índice de Vazios (e)	$\gamma_s$ equiv. (g/cm <sup>3</sup> )	Sr (%)	CBR Nat	Cone	Característica da Fibra	
Solo Natural	17,40	15,40	0,53	2,67	76,93	29,60	10,99	Teor (%)	Tam. (cm)
Solo + PET	17,90	14,00	0,48	2,67	76,98	38,10	10,30	1,00	0,5
	17,80	14,10	0,49	2,67	76,22	36,20	12,23	1,00	1,0
	18,40	15,06	0,45	2,66	89,74	31,80	8,79	0,50	0,5
	18,80	14,61	0,42	2,66	93,50	34,90	8,81	0,50	1,0
	19,00	15,24	0,45	2,65	90,29	22,70	8,76	0,25	0,5
	18,80	15,37	0,46	2,65	89,08	26,60	10,53	0,25	1,0
Solo + Fibra Sintética	17,50	14,76	0,52	2,67	75,84	32,10	8,59	1,00	0,5
	17,00	15,10	0,56	2,67	71,42	30,50	10,23	1,00	1,0
	18,10	14,91	0,47	2,66	84,32	32,60	8,15	0,50	0,5
	18,10	15,43	0,47	2,66	87,26	27,50	7,92	0,50	1,0
	18,50	14,68	0,44	2,65	88,73	32,50	6,20	0,25	0,5
	17,80	14,51	0,50	2,65	77,72	29,80	7,42	0,25	1,0

Tabela A.2 – Ensaio de CBR natural e cone – com incorporação de cal

Amostra	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade (%)	Índice de Vazios (e)	$\gamma_s$ equiv. (g/cm <sup>3</sup> )	Sr (%)	CBR Nat	Cone	Característica da Fibra	
Solo + cal	17,60	13,00	0,51	2,65	76,93	65,60	14,59	Teor (%)	Tam. (cm)
Solo + PET + cal	17,30	13,90	0,53	2,64	76,98	69,80	18,55	1,00	0,5
	17,30	13,90	0,53	2,64	76,22	58,60	14,09	1,00	1,0
	17,00	13,50	0,56	2,65	89,74	59,70	15,88	0,50	0,5
	17,10	13,40	0,55	2,65	93,50	56,50	8,98	0,50	1,0
	17,10	14,80	0,55	2,65	90,29	60,20	15,42	0,25	0,5
	16,90	15,00	0,57	2,65	89,08	59,40	16,80	0,25	1,0
Solo + Fibra Sintética + cal	17,40	13,50	0,52	2,64	75,84	58,90	19,50	1,00	0,5
	16,90	13,70	0,56	2,64	71,42	54,30	15,79	1,00	1,0
	17,10	14,40	0,55	2,65	84,32	50,00	17,63	0,50	0,5
	17,10	13,00	0,55	2,65	87,26	59,70	12,54	0,50	1,0
	17,00	13,40	0,56	2,65	88,73	60,20	11,95	0,25	0,5
	17,50	13,60	0,51	2,65	77,72	59,40	15,92	0,25	1,0

Tabela A.3 – Ensaio de CBR saturado – sem a incorporação de cal

Amostra	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade (%)	Índice de Vazios (e)	$\gamma_s$ equiv. (g/cm <sup>3</sup> )	Sr(%)	CBR Sat	Expansão (%)	Característica da Fibra	
								Teor (%)	Tam. (cm)
Solo Natural	17,40	15,40	0,53	2,67	76,93	13,60	4,58		
Solo + PET	17,30	13,90	0,53	2,65	69,07	8,50	16,36	1,00	0,5
	17,10	13,90	0,55	2,65	66,83	7,70	13,07	1,00	1,0
	17,20	13,90	0,55	2,66	67,56	12,00	13,66	0,50	0,5
	16,60	13,50	0,60	2,66	59,54	12,70	11,76	0,50	1,0
	17,00	14,60	0,57	2,67	68,50	13,70	9,89	0,25	0,5
	17,10	14,60	0,56	2,67	69,62	14,50	8,94	0,25	1,0
Solo + Fibra Sintética	16,90	13,70	0,57	2,65	63,75	11,90	18,29	1,00	0,5
	17,00	13,40	0,56	2,65	63,38	10,10	11,75	1,00	1,0
	17,00	13,80	0,57	2,66	64,92	11,70	17,88	0,50	0,5
	17,30	13,50	0,54	2,66	66,71	10,60	11,44	0,50	1,0
	17,40	13,50	0,53	2,67	67,63	12,00	14,76	0,25	0,5
	17,10	13,60	0,56	2,67	64,86	8,60	11,82	0,25	1,0

Tabela A.4 – Ensaio de CBR saturado – com a incorporação de cal

Amostra	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade (%)	Índice de Vazios (e)	$\gamma_s$ equiv. (g/cm <sup>3</sup> )	Sr(%)	CBR Sat	Expansão (%)	Característica da Fibra	
								Teor (%)	Tam. (cm)
Solo + cal	17,40	15,40	0,53	2,65	77,76	59,70	6,93		
Solo + PET + cal	17,30	13,90	0,53	2,64	69,83	49,70	1,19	1,00	0,5
	17,10	13,90	0,54	2,64	67,53	49,00	0,59	1,00	1,0
	17,20	13,90	0,54	2,65	68,28	33,60	1,39	0,50	0,5
	16,60	13,50	0,59	2,65	60,11	32,00	1,19	0,50	1,0
	17,00	14,60	0,56	2,65	69,20	43,60	1,40	0,25	0,5
	17,10	14,60	0,55	2,65	70,35	50,60	0,40	0,25	1,0
Solo + Fibra Sintética + cal	16,90	13,70	0,56	2,64	64,46	35,30	1,49	1,00	0,5
	17,00	13,40	0,55	2,64	64,10	39,20	3,00	1,00	1,0
	17,00	13,80	0,56	2,65	65,62	34,90	1,38	0,50	0,5
	17,30	13,50	0,53	2,65	67,46	34,00	1,20	0,50	1,0
	17,40	13,50	0,52	2,65	68,39	43,00	1,39	0,25	0,5
	17,10	13,60	0,55	2,65	65,54	40,80	1,19	0,25	1,0

Tabela A.5 – Ensaio de perda de massa por imersão – sem a incorporação de cal

Amostra	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade de Moldagem (%)	Índice de vazios (e)	$\gamma_s$ equiv. (g/cm <sup>3</sup> )	Sr(%)	PMI (%)	Característica da Fibra	
							Teor (%)	Tam. (cm)
Solo Natural	18,80	15,50	0,43	2,67	96,24	122		
Solo + PET	19,00	15,80	0,45	2,67	93,61	110	0,25	0,50
	19,00	15,90	0,46	2,67	92,15	92	0,25	1,00
	18,6	15,90	0,43	2,66	98,17	112	0,50	0,50
	18,60	15,50	0,43	2,66	95,70	113	0,50	1,00
	18,30	14,30	0,45	2,65	84,29	114	1,00	0,50
	17,60	14,00	0,51	2,65	73,15	107	1,00	1,00
Solo + Fibra Sintética	18,00	15,20	0,48	2,67	84,25	106	0,25	0,50
	18,60	15,60	0,43	2,67	96,01	114	0,25	1,00
	18,40	15,20	0,45	2,66	90,63	115	0,50	0,50
	18,60	15,90	0,43	2,66	98,23	101	0,50	1,00
	17,50	15,20	0,52	2,65	78,18	135	1,00	0,50
	17,30	15,60	0,53	2,65	77,61	80	1,00	1,00

Tabela A.6 – Ensaio de perda de massa por imersão – com a incorporação de cal

Amostra	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade de Moldagem (%)	Índice de vazios (e)	$\gamma_s$ equiv. (g/cm <sup>3</sup> )	Sr(%)	PMI (%)	Característica da Fibra	
							Teor (%)	Tam. (cm)
Solo + Cal	17,50	15,20	0,52	2,65	78,05	0		
Solo + PET + cal	17,10	15,50	0,55	2,65	74,68	0	0,25	0,50
	17,90	14,80	0,48	2,65	81,58	0	0,25	1,00
	17,10	13,50	0,55	2,65	65,23	0	0,50	0,50
	17,20	13,50	0,54	2,65	66,32	0	0,50	1,00
	17,60	14,00	0,50	2,64	73,99	0	1,00	0,50
	16,80	14,00	0,57	2,64	64,74	0	1,00	1,00
Solo + Fibra Sintética + cal	17,60	13,30	0,51	2,65	69,68	0	0,25	0,50
	17,30	13,50	0,53	2,65	67,25	0	0,25	1,00
	16,80	13,70	0,58	2,65	63,04	0	0,50	0,50
	17,10	13,00	0,55	2,65	62,84	0	0,50	1,00
	17,00	13,50	0,55	2,64	64,58	0	1,00	0,50
	16,70	13,50	0,58	2,64	61,47	0	1,00	1,00

Tabela A.7 – Ensaio de resistência à compressão simples – sem a incorporação de cal

Amostra	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade (%)	Índice de Vazios (e)	$\gamma_s$ equiv. (g/cm <sup>3</sup> )	Sr(%)	Tensão Máxima (MPa)	Característica das Fibras	
							Teor (%)	Tam. (cm)
Solo Natural	18,00	15,69	0,48	2,67	86,67	1,05		
Solo+ PET	16,25	15,70	0,57	2,67	73,66	0,87	0,25	0,50
	18,13	15,40	0,50	2,67	82,49	1,10	0,25	1,00
	17,33	14,87	0,47	2,66	84,53	1,03	0,50	0,50
	17,81	15,40	0,49	2,66	84,16	1,06	0,50	1,00
	17,91	13,54	0,53	2,65	67,29	1,19	1,00	0,50
	17,53	14,11	0,52	2,65	72,50	1,07	1,00	1,00
Solo+ Fibra Sintética	17,34	14,67	0,54	2,67	72,79	1,19	0,25	0,50
	16,32	14,80	0,51	2,67	76,67	1,16	0,25	1,00
	16,94	15,71	0,63	2,66	66,29	1,07	0,50	0,50
	17,60	15,29	0,49	2,66	83,46	1,08	0,50	1,00
	17,89	14,92	0,57	2,65	69,49	0,91	1,00	0,50
	17,14	15,02	0,55	2,65	72,77	0,89	1,00	1,00

Tabela A.8 – Ensaio de resistência à compressão simples – com a incorporação de cal

Amostra	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade (%)	Índice de Vazios (e)	$\gamma_s$ equiv. (g/cm <sup>3</sup> )	Sr(%)	Tensão Máxima (Mpa)	Característica das Fibras	
							Teor (%)	Tam. (cm)
Solo+ Cal	16,46	15,01	0,62	2,65	64,40	1,96		
Solo+ PET + cal	16,94	12,63	0,57	2,65	58,89	1,67	0,25	0,50
	16,43	12,67	0,44	2,65	76,22	1,76	0,25	1,00
	16,45	11,50	0,61	2,65	49,58	1,52	0,50	0,50
	18,46	11,56	0,61	2,65	49,84	1,40	0,50	1,00
	16,47	12,40	0,61	2,64	53,73	1,34	1,00	0,50
	16,51	12,25	0,60	2,64	53,94	1,68	1,00	1,00
Solo+ Fibra Sintética + cal	18,42	11,50	0,44	2,65	69,45	1,73	0,25	0,50
	16,82	12,00	0,61	2,65	51,95	2,01	0,25	1,00
	17,57	11,87	0,57	2,65	54,80	1,45	0,50	0,50
	16,44	12,20	0,65	2,65	49,38	1,60	0,50	1,00
	15,96	11,65	0,50	2,64	61,33	1,43	1,00	0,50
	16,84	12,86	0,57	2,64	59,92	1,55	1,00	1,00

Tabela A.9 – Ensaio de resistência à tração – sem a incorporação de cal

Amostra	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade (%)	Índice de Vazios (e)	$\gamma_s$ equiv. (g/cm <sup>3</sup> )	Sr(%)	Tração (MPa)	Característica das Fibras	
							Teor (%)	Tam. (cm)
Solo Natural	18,00	15,59	0,48	2,67	86,12	163,74		
Solo + PET	17,83	14,59	0,50	2,67	78,54	85,83	0,25	0,50
	18,23	14,51	0,46	2,67	83,66	120,73	0,25	1,00
	17,83	13,83	0,49	2,66	74,68	126,54	0,50	0,50
	18,59	13,46	0,43	2,66	82,95	138,92	0,50	1,00
	18,54	12,04	0,43	2,65	74,06	141,63	1,00	0,50
	18,61	12,43	0,43	2,65	77,43	124,73	1,00	1,00
Solo + Fibra Sintética	17,83	14,01	0,50	2,67	75,44	51,93	0,25	0,50
	18,20	11,67	0,46	2,67	66,95	75,30	0,25	1,00
	16,94	14,69	0,57	2,66	68,47	77,27	0,50	0,50
	17,21	15,16	0,55	2,66	73,85	124,10	0,50	1,00
	17,55	12,96	0,51	2,65	67,23	72,82	1,00	0,50
	17,43	13,34	0,52	2,65	67,82	69,71	1,00	1,00

Tabela A.10 – Ensaio de resistência à tração – com a incorporação de cal

Amostra	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	Umidade (%)	Índice de Vazios (e)	$\gamma_s$ equiv. (g/cm <sup>3</sup> )	Sr(%)	Tração (MPa)	Característica das Fibras	
							Teor (%)	Tam. (cm)
Solo + Cal	18,30	11,46	0,45	2,65	67,50	173,34		
Solo + Fibra PET + cal	18,39	11,41	0,44	2,65	68,52	131,87	0,25	1,00
	18,53	11,31	0,43	2,65	69,64	125,62	0,25	1,00
	18,48	13,72	0,43	2,65	84,02	178,74	0,50	0,50
	18,41	12,73	0,44	2,65	76,98	185,86	0,50	1,00
	18,54	13,11	0,42	2,64	81,73	103,97	1,00	0,50
	18,00	14,19	0,47	2,64	80,36	126,07	1,00	1,00
Solo + Fibra Sintética + cal	18,19	12,91	0,46	2,65	74,86	183,57	0,25	0,50
	18,25	11,85	0,45	2,65	69,44	192,30	0,25	1,00
	17,18	12,08	0,54	2,65	59,17	123,29	0,50	0,50
	17,48	11,35	0,51	2,65	58,46	108,52	0,50	1,00
	18,20	11,48	0,45	2,64	67,43	115,94	1,00	0,50
	17,86	11,25	0,48	2,64	62,25	67,69	1,00	1,00

**APÊNDICE B - CARACTERÍSTICA DOS CORPOS DE PROVA UTILIZADOS NOS  
ENSAIOS DE REVESTIMENTO ASFÁLTICO**

Tabela B.1 – Corpos de prova da mistura 1.

<b>COMPOSIÇÃO DOS AGREGADOS (%)</b>												
AREIA A	95,00	95,00	95,00	94,00	94,00	94,00	93,00	93,00	93,00	92,00	92,00	92,00
CAP	5,00	5,00	5,00	6,00	6,00	6,00	7,00	7,00	7,00	8,00	8,00	8,00
TOTAL	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
<b>DADOS DO ENSAIO MARSHALL</b>												
C.P. N <sup>o</sup>	CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3
Peso no ar (g)	1137,0	1176,0	1181,0	1180,0	1172,0	1127,00	1175,00	1180,0	1189,0	1189,0	1178,0	1175,0
Peso imerso (g)	494,0	509,0	506,0	513,0	509,0	492,0	524,0	522,0	526,0	534,0	533,0	521,0
Volume (cm <sup>3</sup> )	643,0	667,0	675,0	667,0	663,0	635,0	651,0	658,0	663,0	655,0	645,0	654,0
Dens. Apar. (g/cm <sup>3</sup> )	1,768	1,763	1,750	1,769	1,768	1,775	1,805	1,793	1,793	1,815	1,826	1,797
Dens. Média (g/cm <sup>3</sup> )	1,76			1,77			1,80			1,81		
<b>CARACTERÍSTICAS</b>												
Vazios (%)	25,4			23,9			21,7			19,9		
R.B.V (%)	25,7			30,7			36,6			42,1		
Fluência (mm)	14,0			18,6			18,7			19,2		
Estabil. (kgf)	27			30			42			66		

Cont.

<b>COMPOSIÇÃO DOS AGREGADOS (%)</b>									
AREIA A	91,00	91,00	91,00	90,00	90,00	90,00	89,00	89,00	89,00
CAP	9,00	9,00	9,00	10,00	10,00	10,00	11,00	11,00	11,00
TOTAL	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
<b>DADOS DO ENSAIO MARSHALL</b>									
C.P. N <sup>o</sup>	CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3
Peso no ar (g)	1146,0	1170,0	1181,0	1189,0	1190,0	1185,0	1183,0	1190,0	1182,0
Peso imerso (g)	522,0	532,0	540,0	548,0	552,0	553,0	566,0	568,0	566,0
Volume (cm <sup>3</sup> )	624,0	638,0	641,0	641,0	638,0	632,0	617,0	622,0	616,0
Dens. Apar. (g/cm <sup>3</sup> )	1,837	1,834	1,842	1,855	1,865	1,875	1,917	1,913	1,919
Dens. Média (g/cm <sup>3</sup> )	1,84			1,87			1,92		
<b>CARACTERÍSTICAS</b>									
Vazios (%)	17,7			15,3			11,9		
R.B.V (%)	48,2			54,8			63,9		
Fluência (mm)	20,6			15,1			19,8		
Estabil. (kgf)	73			42			55		

Tabela B.2 – Corpos de prova da mistura 2 com 7% e 5% de betume.

<b>COMPOSIÇÃO DOS AGREGADOS (%)</b>						
AREIA B	93,00	93,00	93,00	93,00	93,00	93,00
CAP	5,00	5,00	5,00	7,00	7,00	7,00
CAL	2,00	2,00	2,00	-	-	-
TOTAL	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
<b>DADOS DO ENSAIO MARSHALL</b>						
C.P. N <sup>o</sup>	CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3
Peso no ar (g)	1190,0	1183,0	1191,0	1183,0	1175,0	1175,00
Peso imerso (g)	647,0	642,0	649,0	636,0	627,0	634,0
Volume (cm <sup>3</sup> )	543,0	541,0	542,0	547,0	548,0	541,0
Dens. Apar. (g/cm <sup>3</sup> )	2,192	2,187	2,197	2,163	2,144	2,172
Dens. Média (g/cm <sup>3</sup> )	2,19			2,16		
<b>CARACTERÍSTICAS</b>						
Vazios (%)	9,7			8,6		
R.B.V (%)	53,0			63,7		
Fluência (mm)	17,7			20,3		
Estabil. (kgf)	402			93		

Tabela B.3 – Corpos de prova para a mistura 2 com variação de cal e betume.

<b>COMPOSIÇÃO DOS AGREGADOS (%)</b>						
AREIA B	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00
CAP	8,00	8,00	8,00	7,00	7,00	7,00
CAL	2,00	2,00	2,00	3,00	3,00	3,00
TOTAL	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
<b>DADOS DO ENSAIO MARSHALL</b>						
C.P. N <sup>o</sup>	CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3
Peso no ar (g)	1170,0	1184,0	1166,0	1176,0	1180,0	1168,0
Peso imerso (g)	646,0	651,0	642,0	649,0	650,0	645,0
Volume (cm <sup>3</sup> )	524,0	533,0	524,0	527,0	530,0	523,0
Dens. Apar. (g/cm <sup>3</sup> )	2,233	2,221	2,225	2,231	2,226	2,233
Dens. Média (g/cm <sup>3</sup> )	2,23			2,23		
<b>CARACTERÍSTICAS</b>						
Vazios (%)	4,1			5,2		
R.B.V (%)	81,1			74,9		
Fluência (mm)	15,1			13,0		
Estabil. (kgf)	199			233		

Tabela B.4 – Corpos de prova para a mistura 3 com maior teor de cal

<b>COMPOSIÇÃO DOS AGREGADOS (%)</b>												
AREIA B	40,32	40,32	40,32	39,90	39,90	39,90	39,48	39,48	39,48	39,06	39,06	39,06
AREIA A	50,88	50,88	50,88	50,35	50,35	50,35	49,82	49,82	49,82	49,29	49,29	49,29
CAP	4,00	4,00	4,00	5,00	5,00	5,00	6,00	6,00	6,00	7,00	7,00	7,00
CAL	4,80	4,80	4,80	4,75	4,75	4,75	4,70	4,70	4,70	4,65	4,65	4,65
TOTAL	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
<b>DADOS DO ENSAIO MARSHALL</b>												
C.P. N <sup>o</sup>	CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3
Peso no ar (g)	1178,0	1184,0	1180,0	1180,0	1185,0	1190,00	1184,0	1186,0	1194,0	1186,0	1187,0	1187,00
Peso imerso (g)	574,0	581,0	577,0	587,0	589,0	590,0	598,0	597,0	606,0	605,0	603,0	604,0
Volume (cm <sup>3</sup> )	604,0	603,0	603,0	593,0	596,0	600,0	586,0	589,0	588,0	581,0	584,0	583,0
Dens. Apar. (g/cm <sup>3</sup> )	1,950	1,964	1,957	1,990	1,988	1,983	2,020	2,014	2,031	2,041	2,033	2,036
Dens. Média (g/cm <sup>3</sup> )	1,96			1,99			2,02			2,04		
<b>CARACTERÍSTICAS</b>												
Vazios (%)	18,9			16,4			13,8			11,9		
R.B.V (%)	29,2			37,6			46,7			54,4		
Fluência (mm)	17,7			16,7			15,6			16,7		
Estabil. (kgf)	243			201			188			176		

Tabela B.5 – Corpos de prova para a mistura 3 com e sem a adição de cal

<b>COMPOSIÇÃO DOS AGREGADOS (%)</b>						
AREIA B	41,10	41,10	41,10	40,92	40,92	40,92
AREIA A	51,90	51,90	51,90	49,01	49,01	49,01
CAP	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00
CAL	-	-	-	3,07	3,07	3,07
TOTAL	100	100	100	100	100	100
<b>DADOS DO ENSAIO MARSHALL</b>						
C.P. N <sup>o</sup>	CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3
Peso no ar (g)	1176,0	1133,0	1174,0	1173,0	1177,0	1188,00
Peso imerso (g)	580,0	547,0	587,0	590,0	593,0	614,0
Volume (cm <sup>3</sup> )	596,0	586,0	587,0	583,0	584,0	574,0
Dens. Apar. (g/cm <sup>3</sup> )	1,973	1,933	2,000	2,012	2,015	2,070
Dens. Média (g/cm <sup>3</sup> )	1,97			2,03		
<b>CARACTERÍSTICAS</b>						
Vazios (%)	15,3			12,3		
R.B.V (%)	47,4			53,7		
Fluência (mm)	19,8			17,8		
Estabil. (kgf)	38			107		

Tabela B.6 – Corpos de prova para ensaio de tração por compressão diametral para as misturas betuminosas.

Mistura	Amostra	Fibra (%)	D (cm)	H (cm)	Leitura	Carga de Ruptura (kgf)	Resistência à tração (kPa)	Adotado
90% AREIA B + 7% CAP + 3% CAL	1	0,00	10,11	6,57	375	622,50	585,291	611,27
	2		10,10	6,61	470	780,20	729,848	
	3		10,03	6,65	410	680,60	637,263	
	1	0,50	10,15	6,65	405	672,30	622,049	647,79
	2		10,17	6,61	370	614,20	570,606	
	3		10,16	6,59	435	722,10	673,546	
	1	1,00	10,16	6,56	515	854,90	801,063	736,73
	2		10,12	6,59	480	796,80	746,161	
	3		10,12	6,62	470	780,20	727,305	
	1	2,00	10,12	6,66	495	821,70	761,391	740,54
	2		10,12	6,69	470	780,20	719,695	
	3		10,12	6,54	380	630,80	595,227	
92% AREIA B + 8% CAP	1	0,00	10,15	6,67	410	680,60	627,840	635,01
	2		10,15	6,68	420	697,20	642,191	
	3		10,17	6,67	360	597,60	550,190	
	1	0,50	10,17	6,68	410	680,60	625,668	611,30
	2		10,17	6,66	390	647,40	596,934	
	3		10,23	6,57	370	614,20	570,713	
	1	1,00	10,15	6,69	405	672,30	618,330	614,52
	2		10,17	6,68	390	647,40	595,147	
	3		10,19	6,62	410	680,60	630,099	
	1	2,00	10,15	6,72	395	655,70	600,370	618,42
	2		10,17	6,7	380	630,80	578,156	
	3		10,15	6,74	420	697,20	636,474	