UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES

# INFLUÊNCIA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS E DE PROPRIEDADES GEOMECÂNICAS DE PNEUS INSERVÍVEIS EM OBRAS GEOTÉCNICAS E RODOVIÁRIAS

Serviço de Pós-Graduação EESC/USP
EXEMPLAR REVISADO
Data de entrada no Serviço 08/06/04
Ass.: Leonardo Grubli

DEDALUS - Acervo - EESC
31100048853

ARY PAULO RODRIGUES

DISSERTAÇÃO APRESENTADA À ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS, DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO, COMO PARTE DOS REQUISITOS PARA OBTENÇÃO DO TÍTULO DE MESTRE EM TRANSPORTES.

ORIENTADOR: PROF. ASSOCIADO JOSÉ LEOMAR FERNANDES JÚNIOR

SÃO CARLOS
2004

EESC-USP
Biblioteca
CAMPUS DE S. CARLOS

**FOLHA DE JULGAMENTO**

Candidato: Engenheiro **ARY PAULO RODRIGUES**

Dissertação defendida e julgada em 31-03-2004 perante a Comissão Julgadora:

APROVADO

Prof. Assoc. **JOSÉ LEOMAR FERNANDES JÚNIOR (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADO

Prof. Dr. **CELSO ORLANDO**
(Universidade Paulista/UNIP – SP)

APROVADO

Dr. **AFONSO CELSO MORUZZI MARQUES**
(Engecorps/SP)

Prof. Assoc. **JOSÉ REYNALDO ANSELMO SETTI**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia de Transportes

Profa. Assoc. **MARIA DO CARMO CALIJURI**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

# Dedicatória

*Aos meus pais, Ary e Jamile,*

*pelo apoio, carinho e incentivo*

# Agradecimentos

Meus agradecimentos a todas as pessoas que contribuíram para a elaboração deste trabalho, direta ou indiretamente.

Ao Prof. Dr. José Leomar Fernandes Júnior, pela confiança, pela forma como conduziu o trabalho, paciência e atenção dispensada a mim.

À minha irmã, Profa. Dra. Maira Regina Rodrigues Magini, pelo carinho e pelo exemplo de vida acadêmica e dedicação.

Aos diretores, corpo técnico, funcionários e amigos da ENGECORPS – Corpo de Engenheiros Consultores S/C Ltda. pelo apoio na realização do trabalho.

Ao engenheiro Nino Carlos Teixeira Françoso, pela sugestão do tema e pelo incentivo, ao engenheiro Afonso Celso Moruzzi Marques, pelo apoio e pelas valiosas sugestões, e ao engenheiro Cláudio Michel Nahas, pelos comentários e revisão do texto.

Aos professores, funcionários e amigos do Departamento de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos da USP.

# Resumo

RODRIGUES, A. P. (2004). *Influência dos Parâmetros Geotécnicos e de Propriedades Geomecânicas de Pneus Inservíveis em Obras Geotécnicas e Rodoviárias.* 137 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

A Resolução nº 258/99 do Conselho Nacional do Meio Ambiente - CONAMA, em vigor desde janeiro de 2002, obriga a destinação ambientalmente correta de pneumáticos inservíveis. Os pneus são considerados inservíveis devido ao desgaste e quando não há possibilidade de reaproveitamento para uso veicular e nem para processos de reforma. Entretanto, preservam propriedades físicas com potencial de aproveitamento na engenharia civil. Nos últimos anos surgiram várias iniciativas no Brasil, desde pesquisas acadêmicas à execução de obras, para a utilização de pneus, sobretudo em pavimentação asfáltica e aterros reforçados. Este trabalho analisa outras alternativas de aplicação de pneus inservíveis em obras geotécnicas e rodoviárias. Apresenta a caracterização dos pneus, suas propriedades físicas, parâmetros geotécnicos e geomecânicos e são realizadas análises paramétricas para cada tipo de aplicação estudada, isto é, muros de gravidade, reforço do subleito de pavimentos e aterros leves.

Palavras-chave: pneus inservíveis, parâmetros geotécnicos, propriedades geomecânicas, muros de gravidade, reforço do subleito de pavimentos, aterros leves.

# Abstract

RODRIGUES, A. P. (2004). *Influence of Geotechnical and Geomechanical Properties of Scrap Tires in Geotechnical and Transportation Applications.* 137 p. MSc. Dissertation - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

The Resolution nº 258/99 of the Brazilian Council for the Environment - CONAMA, in vigour since January of 2002, compels the environmentaly correct destination of scrap tires. The tires are considered used when there is no possibility of vehicle utilization or renew process. However, they preserve physical properties with potential of utilization in civil engineering. In the last years, for instance, several options were considered in Brazil, from academic researches to the execution of works, particularly in the asphalt paving industry and in reinforced embankments. This work analyzes anothers alternatives for scrap tires in geotechnical and transportation applications. It presents the characterization of tires, their physical properties and geotechnical and geomechanics parameters. It also presents parametric analyses carried out for each type of studied application, that is, gravity walls, reinforcement of road subgrades and lightweigth fill for road embankment.

Keywords: scrap tires, geotechnical properties, geomechanical properties, gravity walls, reinforcement of road subgrades, lightweigth fill.

# Lista de Figuras

FIGURA 2.1 – Ciclo de vida do pneu no Brasil (TOMMASINI, 2000).....7

FIGURA 2.2 – Ciclo de vida do pneu nos EUA (CHESNER *et al.*, 1994).....7

FIGURA 2.3 – Principais componentes do pneu (BERTOLLO, 2002).....8

FIGURA 2.4 – Disposição das lonas têxteis para pneus de construção radial (a) e diagonal (b) (adaptada de PIRELLI, 1998).....9

FIGURA 2.5 – Pneus retirados durante a dragagem do Rio Tietê (reprodução da foto que ilustra a reportagem "Rio Tietê transforma-se em depósito de pneus", publicada no jornal O Estado de São Paulo - PAIVA, 1998).....14

FIGURA 2.6 – Resumo das opções de reciclagem e disposição para pneus usados (AHMED & LOVELL, 1993).....22

FIGURA 3.1 – Seção, planta e vista típicas de obra de contenção do tipo gravidade utilizando pneus inservíveis.....37

FIGURA 3.2 – Perfil longitudinal e seção transversal típicos de terrapleno rodoviário utilizando partículas de pneus triturados.....38

FIGURA 3.3 – Seqüência construtiva de terrapleno rodoviário utilizando partículas de pneus triturados (adaptado de *King County Environmental Purchasing Program*, 2002).....39

FIGURA 3.4 – Seqüência construtiva de obra utilizando pneus inservíveis inteiros (Adaptado de GARGA & O'SHAUGHNESSY, 1996).....40

FIGURA 4.1 – Resistência da areia reforçada com diferentes materiais (LONG, 1990).....47

FIGURA 4.2 – Curvas de tensão-deformação da areia reforçada com diferentes materiais (LONG, 1990).....48

FIGURA 4.3 – (a) Relação entre a força de tração e a deformação vertical dos pneus, sem e com confinamento lateral; (b) alongamento de pneus inteiros e com banda lateral (GARGA & O'SHAUGHNESSY, 1996).....51

FIGURA 4.4 – Esquema da estrutura de reação dos ensaios de *arrancamento (MEDEIROS et al*, 1997a).....52

FIGURA 4.5 – Ensaio de arrancamento (a) esquema geral; (b) vista superior da ruptura; (c) extrusão da 1ª linha de pneus (GARGA & O'SHAUGHNESSY, 1996).....54

FIGURA 4.6 – Tensão normal versus a resistência ao cisalhamento de interface de pneus com areia e solo coesivo (O'SHAUGHNESSY & GARGA, 2000).....56

FIGURA 5.1 – Intervalos de Granulometria de Pneus Processados e Curvas Granulométricas de amostras.....62

FIGURA 5.2 – Comparação do peso específico seco de amostras de misturas de pneu moído com solo e com areia (AHMED & LOVELL, 1993).....66

FIGURA 5.3 – Peso específico seco em função do tamanho das partículas de pneu moído, para diferente métodos e energias de compactação (AHMED & LOVELL, 1993).....67

FIGURA 5.4 – Permeabilidade de misturas de pneus moídos e areias (EDIL & BOSSCHER, 1994).....69

FIGURA 5.5 – Compressão de partículas de 25 mm com variação da energia de compactação (AHMED & LOVELL, 1993). ..... 72

FIGURA 5.6 – Compressão para misturas de areia e pneus moídos (EDIL & BOSSCHER, 1994). ..... 74

FIGURA 5.7 – Tensão horizontal versus tensão vertical – granulometria variando entre 19 e 51mm (DRESCHER & NEWCOMB, 1994). ..... 76

FIGURA 5.8 – Tensão horizontal versus tensão vertical de pneus moídos – granulometria entre 2mm a 51mm (HUMPHREY & SANDFORD, 1993). ..... 76

FIGURA 5.9 – (a) Coeficiente de empuxo em repouso $k_o$ e (b) Módulo Edométrico $M_d$ (DRESCHER & NEWCOMB, 1994). ..... 77

FIGURA 5.10 – Módulo de Resiliência para diferentes frações de areia misturadas com pneus moídos (EDIL & BOSSCHER, 1994) ..... 81

FIGURA 5.11 – Tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal para pneus moídos – granulometria variando entre 2 e 51mm (HUMPHREY & SANDFORD, 1993). ..... 83

FIGURA 5.12 – Envoltória de ruptura para pneus moídos de diversos fornecedores (HUMPHREY & SANDFORD, 1993). ..... 83

FIGURA 5.13 – Ângulo de atrito inicial $\phi'_1$ vs. quantidade de pneus triturados (FOOSE *et al.*, 1996). ..... 85

FIGURA 5.14 – Tensão de cisalhamento vs. tensão Normal para ensaio de cisalhamento direto de diferentes amostras de partículas de pneus triturados (YANG *et al.*, 2002) ..... 86

FIGURA 5.15 – Resultados de ensaios de compressão triaxial para amostras de pneus moídos (LEE *et al*, 1999). ..... 88

FIGURA 5.16 – Índice de Suporte Califórnia - CBR (SPEIR & WITCZAK, 1996). ..... 89

FIGURA 6.1 – Formas de ruptura em um muro de arrimo de pneus (GARGA & O'SHAUGHNESSY, 1996). ..... 91

FIGURA 6.2 – Forças atuantes num muro de gravidade de pneus. ..... 91

FIGURA 6.3 – Representação estrutural de um pavimento como um sistema de camadas elásticas (YODER & WITCZAK, 1975). ..... 98

FIGURA 6.4 – Modelação do Comportamento Tensão vs. Deformação de materiais granulares. ..... 99

FIGURA 6.5 – Respostas estruturais significativas consideradas pelos modelos de desempenho empírico-mecanísticos (caso geral). ..... 100

FIGURA 6.6 – Seção transversal de um terrapleno rodoviário hipotético. ..... 105

FIGURA 7.1 – Seções plena (a) e escalonada (b) dos muros de gravidade de pneus. ..... 106

FIGURA 7.2 – Seção plena – Fatores de segurança ao deslizamento para $\gamma_{solo\text{-}pneu}$=15,5kN/m$^3$ ..... 107

FIGURA 7.3 – Seção plena – Fatores de segurança ao deslizamento para $\gamma_{solo\text{-}pneu}$=17,0 kN/m$^3$ ..... 107

FIGURA 7.4 – Seção plena – Fatores de segurança ao tombamento. ..... 108

FIGURA 7.5 – Seção plena – Tensões máximas e mínimas atuantes na base do murro. ..... 108

FIGURA 7.6 – Seção escalonada – Fatores de segurança ao deslizamento para $\gamma_{solo\text{-}pneu}$=15,5kN/m$^3$ ..... 110

FIGURA 7.7 – Seção escalonada – Fatores de segurança ao deslizamento para $\gamma_{solo\text{-}pneu}$=17,0kN/m$^3$ ..... 111
FIGURA 7.8 – Seção escalonada – Fatores de segurança ao tombamento ..... 111
FIGURA 7.9 – Seção escalonada – Tensões máximas e mínimas atuantes na base do muro 112
FIGURA 7.10 – Análise elástico-linear – Deflexão da superfície. ..... 116
FIGURA 7.11 – Análise elástico-linear – Deformação horizontal de tração ..... 117
FIGURA 7.12 – Análise elástico-linear – Deformação vertical de compressão ..... 117
FIGURA 7.13 – Análise elástico-não-linear – Deflexão da superfície. ..... 120
FIGURA 7.14 – Análise elástico-não-linear – Deformação horizontal de tração ..... 121
FIGURA 7.15 – Análise elástico-não-linear – Deformação vertical de compressão ..... 121
FIGURA 7.16 – Seção transversal de um terrapleno rodoviário hipotético. ..... 122
FIGURA 7.17 – Recalques devido ao adensamento da camada de argila, variando a espessura da camada de pneus ..... 123
FIGURA 7.18 – Recalques devido ao adensamento da camada de argila, variando o peso específico dos pneus triturados. ..... 124
FIGURA 7.19 – Recalques devido ao adensamento da camada de argila, variando a inclinação das saias do aterro. ..... 124
FIGURA 7.20 – Evolução dos recalques com tempo, pelo adensamento da camada de argila, variando a inclinação das saias do aterro. ..... 125

# Lista de Tabelas

TABELA 2.1 – Produção nacional de pneumáticos em 1999 (TOMMASINI, 2000) ..... 19

TABELA 2.2 – Utilização de pneus em obras rodoviárias segundo seu processo de obtenção. ..... 23

TABELA 3.1 – Diretrizes gerais para aterros de pneus processados (*Design Guidelines to Minimize Internal Heating of Tire Shred Fills*, 1997). ..... 36

TABELA 3.2 – Especificações e Métodos Executivos de Aterros com Pneus Tirturados. ..... 41

TABELA 3.3 – Especificações e Métodos Executivos de Muros de Pneus Inteiros ou sem uma das Bandas Laterais. ..... 44

TABELA 4.1 – Propriedades da corda de polipropileno (GARGA & O'SHAUGHNESSY, 1996) ..... 49

TABELA 4.2 – Resultados dos ensaios de arrancamento (MEDEIROS *et al*, 1997b) ..... 53

TABELA 4.3 – Parâmetros de atrito de interface ..... 56

TABELA 4.4 – Peso específico de pneus preenchidos com solo ..... 57

TABELA 5.1 – Classificação através das dimensões típicas das partículas de pneus triturados ..... 63

TABELA 5.2 – Peso específico seco de pneus triturados (ASTM – D 6270). ..... 65

TABELA 5.3 – Permeabilidade de pneus triturados (ASTM – D 6270). ..... 68

TABELA 5.4 – Permeabilidade de misturas de pneus triturados e solo (ASTM–D 6270) ..... 70

TABELA 5.5 – Compressibilidade volumétrica devido ao carregamento inicial (ASTM – D 6270). ..... 71

TABELA 5.6 – Deformação vertical para as tensões verticais de 69 e 276 kPa (HUMPHREY & SANDFORD, 1993). ..... 74

TABELA 5.7 – Coeficientes de empuxo em repouso e de Poisson para partículas de pneus (ASTM – D 6270). ..... 78

TABELA 5.8 – Coeficientes de empuxo em repouso e de Poisson para partículas de pneus com tamanho máximo de 51 mm (MANION & HUMPHREY, 1992). ..... 79

TABELA 5.9 – Módulos Edométrico e de Young (HUMPHREY & SANDFORD, 1993). ..... 79

TABELA 5.10 – Parâmetros de elasticidade para primeiro ciclo de carregamento (NICKELS, 1995) ..... 80

TABELA 5.11 – Módulo de Resiliência (kPa) para pneus triturados e misturas com solos (ASTM – D 6270). ..... 81

TABELA 5.12 – Parâmetros de resitência obtidos do ensaio de cisalhamento direto (HUMPHREY & SANDFORD, 1993). ..... 84

TABELA 5.13 – Resistência ao cisalhamento de partículas de pneus triturados para ensaios de cisalhamento direto ..... 85

TABELA 6.1 – Parâmetros de atrito de interface (O'SHAUGHNESSY & GARGA, 2000). 95

TABELA 6.2 – Peso específico de pneus preenchidos com solo. ..... 96

TABELA 6.3 – Características da estrutura do pavimento de referência. ..... 100

TABELA 6.4 – Parâmetros de elasticidade de misturas de pneus triturados e solo (ASTM – D 6270). ..... 101

TABELA 6.5 – Características da estrutura do pavimento. ..... 101

TABELA 6.6 – Características do reforço do subleito. ..... 101

TABELA 7.1 – Análise elástico – linear – Respostas estruturais calculadas. ..... 115

TABELA 7.2 – Análise elástico-linear – Efeito do reforço do subleito com pneus triturados em relação ao material granular. ..... 115

TABELA 7.3 – Análise elástico-não-linear – Respostas estruturais calculadas. ..... 118

TABELA 7.4 – Análise elástico-não-linear – Efeito do reforço do subleito com pneus triturados em relação ao material granular. ..... 119

# Lista de Abreviaturas e Siglas

| | |
|---|---|
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| ANIP | Associação Nacional de Indústrias de Pneumáticos |
| ASTM | *American Society for Testing and Materials* |
| CAUQ | Concreto Asfáltico Usinado a Quente |
| CBR | Índice de Suporte Califórnia |
| CEMPRE | Compromisso Empresarial para a Reciclagem |
| CETESB | Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental |
| CONAMA | Conselho Nacional do Meio Ambiente |
| EP-Toxicity | *Extraction Procedure Toxicity Test* |
| ISTEA | *Intermodal Surface Transportation Efficiency Act* |
| TCLP | *Toxicity Characteristics Leaching Procedure* |
| SUPERPAVE | *Superior Performing Asphalt Pavements* |
| USEPA | *United States Environmental Protection Agency* |

# Lista Símbolos

| | |
|---|---|
| $a_v$ | coeficiente de compressibilidade |
| c | coesão do solo |
| $C_v$ | coeficiente de adensamento |
| E | módulo de Young |
| e | índice de vazios |
| Ea | empuxo ativo |
| Ep | empuxo passivo |
| i | inclinação do talude acima do topo do muro, em relação à horizontal |
| $K_a$ | coeficiente de empuxo ativo |
| $k_o$ | coeficiente de empuxo em repouso |
| $K_p$ | coeficiente de empuxo passivo |
| $M_d$ | módulo edométrico |
| $M_R$ | módulo de resiliência |
| U | porcentagem de recalque |
| $\Delta\bullet$ | acréscimo de tensão |
| $\Delta H$ | recalque total devido ao acréscimo de tensão |
| $\alpha_{ds}$ | coeficiente de eficiência da resistência ao deslizamento direto |
| $\beta$ | muro vertical: ângulo entre o terreno e o tardoz do muro |
| $\varepsilon_{ht,I}$ | deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico |
| $\varepsilon_v$ | deformação vertical |
| $\varepsilon_{vc,m}$ | deformação vertical de compressão no topo do subleito |
| $\phi$ | ângulo de atrito do solo |
| $\phi_{int}\bullet$ | ângulo de atrito de interface solo-muro |
| $\gamma$ | peso específico |
| $\mu$ | coeficiente de atrito entre o solo-reforço |
| $\nu$ | coeficiente de *Poisson* |
| $\sigma_g$ | tensão devido ao peso prórprio |
| $\sigma_h$ | tensão horizontal |
| $\sigma_n$ | tensão normal |
| $\sigma_v$ | tensão vertical |
| $\sigma_{vd}$ | tensão desvio |
| $\tau$ | tensão de cisalhamento no contato solo-reforço |

# SUMÁRIO

RESUMO ..... III
ABSTRACT ..... IV

**1 – INTRODUÇÃO ..... 1**

1.1 – OBJETIVOS ..... 2
1.2 – ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO ..... 4

**2 – PNEUS INSERVÍVEIS – CONHECIMENTO DO PROBLEMA ..... 6**

2.1 – ELEMENTOS ..... 7
2.2 – CLASSIFICAÇÃO COMO RESÍDUO SÓLIDO ..... 10
2.3 – ASPECTOS AMBIENTAIS ..... 13
2.3.1 – Impacto ao ar ..... 13
2.3.2 – Impacto ao solo ..... 14
2.3.3 – Impacto à água ..... 15
2.4 – LEGISLAÇÕES SOBRE PNEUS DESCARTADOS ..... 17
2.5 – VOLUMES DE PRODUÇÃO E GERAÇÃO ..... 18
2.6 – ALTERNATIVAS DE REUTILIZAÇÃO DE PNEUS DESCARTADOS ..... 20
2.6.1 – Pneus inteiros ..... 23
2.6.2 – Pneus processados ..... 24

**3 – UTILIZAÇÃO DE PNEUS EM OBRAS GEOTÉCNICAS E RODOVIÁRIAS27**

3.1 – HISTÓRICO ..... 27
3.1.1 – Experiência americana ..... 27
3.1.2 – Experiência francesa ..... 28
3.1.3 – Experiência canadense ..... 29
3.1.4 – Experiência inglesa ..... 30
3.1.5 – Experiência brasileira ..... 30
3.2 – CONSIDERAÇÕES SOBRE CUSTO ..... 33
3.3 – ESPECIFICAÇÕES EXECUTIVAS ..... 35

**4 – PROPRIEDADES DE PNEUS INTEIROS ..... 46**

4.1 – COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE PNEUS INTEIROS ..... 46
4.2 – RESISTÊNCIA MECÂNICA DE PARTES DOS PNEUS ..... 48
4.3 – ENSAIO DE ARRANCAMENTO ..... 50
4.4 – INTERAÇÃO SOLO-PNEU ..... 54
4.5 – DENSIDADE "IN SITU" ..... 57
4.6 – PARÂMETROS DE ELASTICIDADE ..... 58

**5 – PROPRIEDADES DE PNEUS PROCESSADOS ..... 60**

5.1 – CARACTERIZAÇÃO GRANULOMÉTRICA ..... 60
5.2 – PROPRIEDADES FÍSICAS ..... 63
5.2.1 – Compactação ..... 63
5.2.2 – Permeabilidade ..... 67
5.3 – PROPRIEDADES GEOMECÂNICAS ..... 69
5.3.1 – Compressibilidade volumétrica ..... 70
5.3.2 – Resistência ao cisalhamento ..... 82
5.4 – ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR) ..... 87

**6 – MÉTODOS DE CÁLCULO E ANÁLISES PARAMÉTRICAS ..... 90**

6.1 – MUROS DE GRAVIDADE ..... 90
6.1.1 – Rotina de cálculo e verificações ..... 90

6.1.2 – Parâmetros adotados ..... 94
6.1.3 – Condições de contorno ..... 96
6.2 – REFORÇO DE SUBLEITO DE PAVIMENTOS COM PARTÍCULAS DE PNEUS TRITURADOS 96
6.2.1 – Programas utilizados ..... 97
6.2.2 – Parâmetros adotados ..... 99
6.3 – ATERROS LEVES COM PNEUS TRITURADOS ..... 102
6.3.1 – Base teórica ..... 102
6.3.2 – Parâmetros adotados ..... 104

**7 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS ..... 106**

7.1 – MUROS DE GRAVIDADE ..... 106
7.1.1 Seção plena ..... 107
7.1.2 Seção escalonada ..... 110
7.2 – REFORÇO DE SUBLEITO DE PAVIMENTOS COM PARTÍCULAS DE PNEUS TRITURADOS ..... 114
7.2.1 Análises elástico-lineares ..... 114
7.2.2 Análises elástico-não-lineares ..... 118
7.3 – ATERROS LEVES COM PNEUS TRITURADOS ..... 121

**8 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS ..... 126**

8.1 – CONCLUSÕES ..... 126
8.2 – SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS ..... 129

**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS ..... 130**

# 1 – INTRODUÇÃO

Anualmente as atividades comerciais e industriais geram um grande volume de bens que resultam em resíduos que são destinados para aterros sanitários e lixões, a um custo considerável para a sociedade civil, além de ocupar áreas cada vez maiores para a sua disposição final. Muitas vezes, os resíduos são descartados em locais inapropriados, causando problemas ambientais e sanitários.

Grande quantidade dos resíduos descartados apresenta propriedades físicas que permitem o uso em outros setores, como materiais em obras geotécnicas, de infra-estrutura viária e de construção civil, entre outras. Além disso, a sociedade vem se manifestando positivamente ao aproveitamento de resíduos, resultando em mudanças e imposições na legislação ambiental.

O setor de infra-estrutura de transportes, que envolve obras de construção civil, geotécnicas, de terraplenagem e pavimentação, tem grande potencial para a reutilização de resíduos. A substituição, ainda que parcial, de materiais naturais, tais como solos e agregados, por resíduos sólidos, é altamente desejável. Materiais compósitos, resultantes da combinação e da otimização das propriedades individuais de dois ou mais materiais, têm sido desenvolvidos nos últimos anos visando à formação de novos materiais de construção. Ao mesmo tempo, o desenvolvimento de técnicas que permitam a reutilização racional de resíduos é uma das principais formas de combate ao sério problema ambiental causado pela sua geração crescente, em escala mundial.

Este trabalho analisa as alternativas de reutilização de pneus em obras geotécnicas e rodoviárias. As pesquisas sobre utilização de pneus em obras de infra-estrutura tiveram início na década de 60, com a aplicação de asfalto-borracha e, a partir do início da década de 70, em outras aplicações, como, por exemplo, em obras de contenção.

A partir da década de 90, a utilização de pneus descartados tomou um grande impulso nos Estados Unidos, através da Lei sobre a Eficiência de Transporte Intermodal de Superfície, de 1991 (*Intermodal Surface Transportation Efficienty Act* – ISTEA, 1991), que determina uma utilização mínima de pneus na pavimentação de estradas.

No Brasil, a preocupação com a responsabilidade e a destinação ambiental de pneus descartados tem como marco a edição da Resolução nº 258 do Conselho Nacional de Meio Ambiente – CONAMA, em 1999.

Particularmente no setor de engenharia civil, as alternativas de utilização, até o presente momento, têm tido maior enfoque na incorporação de borracha de pneus em misturas asfálticas. Entretanto, são possíveis outras utilizações em obras de engenharia, tais como proteção de talude, muros de contenção, controle de erosão, drenagem, bueiros, reforço de aterros e reforço de subleito de pavimentos.

Apesar do surgimento de legislações, o equacionamento da utilização de pneus inservíveis, no Brasil, ainda depende da disponibilidade de alternativas tecnológicas viáveis e do incentivo econômico para as atividades. Assim, as várias possibilidades de utilização em obras de infra-estrutura carecem de estudos que viabilizem, técnica e economicamente, o consumo, em larga escala, de pneus inservíveis como materiais de construção e compósitos.

## 1.1 – OBJETIVOS

Os pneus, quando considerados inservíveis devido ao desgaste pelo uso, são descartados, muitas vezes de forma ambientalmente incorreta, e, no entanto, preservam certas propriedades físicas com alto potencial de aproveitamento na engenharia civil.

As alternativas de utilização de pneus em obras geotécnicas e rodoviárias buscam cumprir os seguintes objetivos:

- minimizar o impacto ambiental causado pela incorreta disposição dos pneus em locais inapropriados e os conseqüentes problemas de saúde pública, caracterizados pela proliferação de vetores de doenças devido à disposição incorreta dos pneus;

- promover alternativas racionais em face à clássica destinação para aterros sanitários;
- contribuir para o desenvolvimento de soluções de baixo custo para obras de infraestrutura;
- melhorar algumas propriedades dos materiais de construção de obras geotécnicas;
- diminuir a necessidade de obtenção de materiais de construção convencionais em locais com escassez de material de empréstimo, especialmente em áreas urbanas e de proteção ambiental.

A fim de verificar a viabilidade técnica e econômica das alternativas de utilização de pneus, procurou-se analisar os seguintes dados encontrados na literatura técnica:

- o atual quadro nacional de geração, destinação e disposição de pneus em comparação com outros países para, principalmente, avaliar a consistência dos dados;
- as legislações e as normas pertinentes e em vigência, buscando uma uniformização de termos e leis;
- a caracterização e as propriedades físicas de pneus inteiros e processados, de maneira a comparar com os materiais convencionais;
- as propriedades geomecânicas obtidas em laboratório e *in situ* para a avaliação do desempenho da utilização de pneus;
- métodos e técnicas construtivas;
- a avaliação do impacto que a inserção de tal resíduo pode causar no ambiente construído e no seu entorno.

Com a finalidade de estudar a influência dos parâmetros geotécnicos e de propriedades geomecânicas de pneus inservíveis sobre o comportamento de obras geotécnicas e rodoviárias, foram efetuadas análises paramétricas a partir de verificações clássicas da mecânica dos solos e da mecânica dos pavimentos, de maneira a avaliar, os fatores de segurança e o dimensionamento das estruturas.

Foram estudadas três diferentes aplicações, que têm potencial para consumir grandes quantidades de pneus em suas construções:

- Muros de gravidade formados por pneus dispostos em camadas sobrepostas, preenchidos com solo;
- Reforço do subleito de pavimentos, composto por pneus triturados;

- Aterros leves formados por maciço de pneus triturados, envoltos por geotêxtil e solo;

## 1.2 – ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho foi estruturado em oito capítulos, procurando abordar os temas que auxiliam a compreensão das propriedades envolvidas, reservando maior destaque e espaço a alguns assuntos específicos.

O Capítulo 2 apresenta as principais definições relacionadas ao assunto, a terminologia empregada, além de abordar a constituição e classificação dos pneus, aspectos ambientais, normas técnicas e legislações. É, ainda, comentada a disposição de pneus, volumes de produção e geração e as principais alternativas de reutilização de pneus inservíveis.

O Capítulo 3, por sua vez, apresenta um breve histórico da utilização de pneus em obras geotécnicas e rodoviárias e, na seqüência, aborda as metodologias construtivas empregadas nessas obras, sintetizando aspectos relacionados às aplicações, restrições, dimensionamento e projeto.

Os capítulos 4 e 5 apresentam a caracterização e as principais propriedades de interesse geotécnico e geomecânico, para pneus inteiros e processados, respectivamente.

No Capítulo 6 são apresentados os métodos empregados para desenvolver as análises paramétricas, incluindo as bases teóricas e as rotinas de cálculo e verificações, os parâmetros adotados, as condições de contorno, e os programas computacionais utilizados, para as três diferentes aplicações de pneus escolhidas para análise.
O Capítulo 7 apresenta e discute os resultados dos estudos paramétricos para avaliação da sensibilidade de alguns dos componentes de cálculo envolvidos, das aplicações de pneus inservíveis: muros de gravidade, reforços de subleito de pavimentos e aterros leves.

No Capítulo 8 apresentam-se as conclusões e sugestões para trabalhos futuros, estas últimas direcionadas às potenciais linhas de pesquisa a serem desenvolvidas, seguidas das referências bibliográficas pesquisadas e citadas no trabalho.

# 2 – PNEUS INSERVÍVEIS – CONHECIMENTO DO PROBLEMA

Pneu ou pneumático é todo artefato inflável, constituído basicamente por borracha e materiais de reforço, utilizado para a rodagem de veículos. É considerado como pneumático novo aquele que nunca foi utilizado para rodagem sob qualquer forma.

Por outro lado, entende-se como pneu reformado todo pneumático que foi submetido a algum tipo de processo industrial com o fim específico de aumentar a vida útil de rodagem em meios de transporte, tais como recapagem, recauchutagem ou remoldagem.

A Resolução CONAMA nº 258/99 define como pneumático descartado aquele que, mesmo com o desgaste pelo uso, pode ser utilizado para outros fins, enquanto que pneumático inservível é o que não mais se presta a processo de reforma que permita condição de rodagem adicional.

As Figuras 2.1 e 2.2 apresentam o ciclo de vida do pneu no Brasil (TOMMASINI, 2000), e nos EUA (CHESNER *et al.*, 1994), respectivamente.

No caso brasileiro fica evidente que não existe uma triagem e nem um controle do destino do pneu inservível, enquanto que no caso americano é apresentado um leque de opções maior, além de considerar a exportação do resíduo gerado lá, como uma alternativa que faz parte do ciclo de vida do pneu.

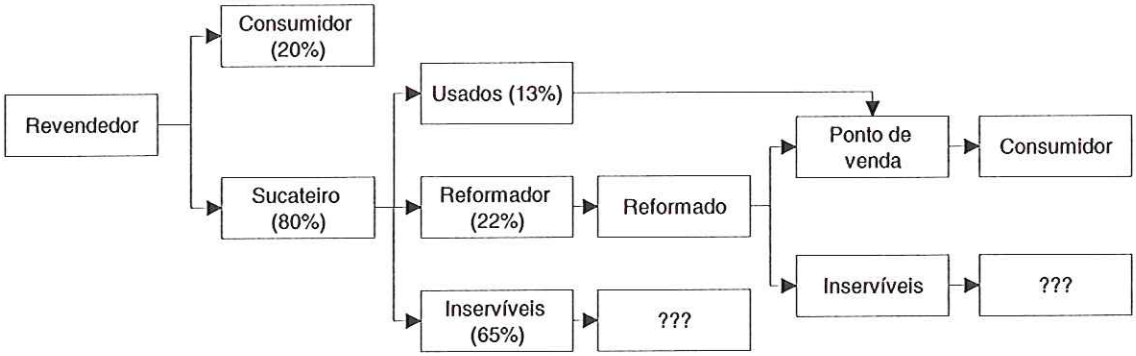



FIGURA 2.1 – Ciclo de vida do pneu no Brasil (TOMMASINI, 2000).

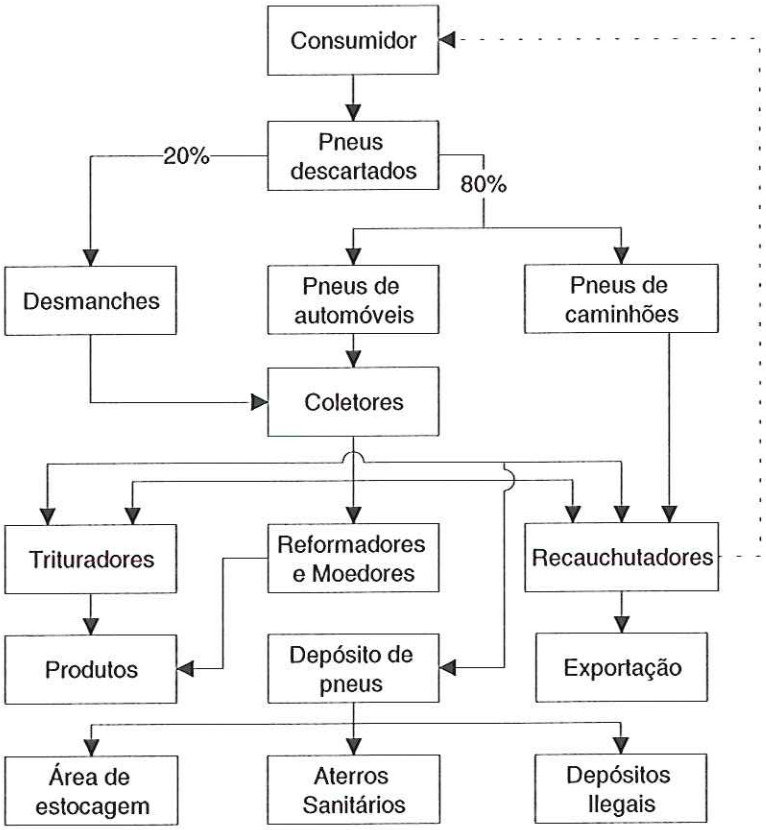



FIGURA 2.2 – Ciclo de vida do pneu nos EUA (CHESNER *et al.*, 1994).

## 2.1 – ELEMENTOS

Os elementos principais do pneu são: carcaça, banda de rodagem, talões e flancos, que apresentam diferentes composições químicas e propriedades mecânicas.

A carcaça é a parte resistente do pneu e tem por finalidade reter o ar sob pressão para suportar o peso do veículo, sendo que nos pneus radiais as cinturas complementam sua resistência. É constituída basicamente de tecidos de poliéster, nylon ou aço. Os talões

são as paredes laterais do pneu e têm a função de manter o pneu acoplado ao aro. São constituídos internamente de arames de aço de grande resistência. A banda de rodagem é a parte do pneu que entra diretamente em contato com a superfície do pavimento e, através de seus sulcos, oferece desempenho e segurança ao veículo. É formada por compostos especiais de borracha, de grande resistência ao desgaste. Os flancos protegem a carcaça e são constituídas de uma mistura especial de borracha de alto grau de flexibilidade. A Figura 2.3 ilustra os principais elementos do pneu.

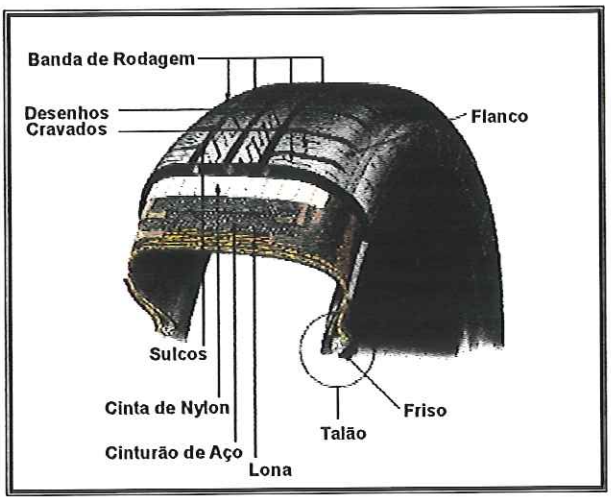
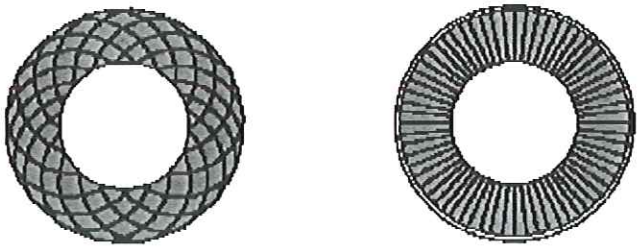



FIGURA 2.3 – Principais componentes do pneu (BERTOLLO, 2002).

O pneu apresenta uma estrutura complexa, formada por diversos materiais, como: borracha, aço, tecidos de nylon ou poliéster, visando conferir as características necessárias ao seu desempenho e segurança.

Podem apresentar construção diagonal ou radial como apresentado na Figura 2.4. Nos pneus de construção diagonal, as lonas têxteis se estendem de talão a talão, formando um ângulo com a linha central da banda de rodagem e os tecidos subseqüentes se cruzam em ângulos opostos. Nos pneus de construção radial, as lonas têxteis se estendem de talão a talão no sentido radial, formando um ângulo reto em relação à linha central da banda de rodagem, constituído, ainda, por um cinturão de aço que circunda o pneu, logo abaixo da banda de rodagem.



(a) (b)

FIGURA 2.4 – Disposição das lonas têxteis para pneus de construção radial (a) e diagonal (b) (adaptada de PIRELLI, 1998).

Historicamente, os pneus eram feitos somente com borracha natural, mas a partir de 1930 iniciou-se a utilização de mistura de borrachas sintéticas e naturais na sua fabricação.

Os ingredientes básicos necessários à fabricação dos pneus são (BERTOLLO, 2002):

- Arames e malhas de aço;
- Lonas de nylon ou poliéster;
- Borracha natural e sintética (SBR - copolímero de estireno e butadieno);
- Substâncias químicas de reforço: negro-de-fumo, sílica, resinas;
- Substâncias antioxidantes;
- Aceleradores de cura, enxofre;
- Óleos e agentes promotores de adesão e flexibilidade.

Os negros-de-fumo (responsável pela cor dos pneus) ocupam um lugar preponderante na fabricação dos pneus, pois conferem às misturas de borrachas propriedades mecânicas que permitem melhorar sua resistência ao desgaste.

Um pneu de veículo de passeio típico, com peso aproximado de 10 kg, contém (BERTOLLO, 2002):

- 2,5 kg de 30 diferentes tipos de borracha sintética;
- 2,0 kg de 8 diferentes tipos de borracha natural;
- 2,5 kg de 8 tipos de negro-de-fumo;
- 0,75 kg de aço para as cinturas;
- 0,5 kg de poliéster e nylon;
- 0,25 kg de arames de aço;

- 1,5 kg de 40 diferentes tipos de produtos químicos, óleos, pigmentos etc.

Em termos de volume, um metro cúbico (1 $m^3$) pode conter aproximadamente 13 pneus de carro ou 4 pneus de caminhão (BERTOLLO, 2002).

As dimensões correntes dos pneus são as seguintes:

- Veículos comerciais:
  - ✓ diâmetro externo: 1,10 a 1,20 m
  - ✓ diâmetro interno: 0,55 a 0,60 m
  - ✓ largura da banda de rolamento: 0,26 a 0,33 m
- Veículos de passeio:
  - ✓ diâmetro externo: 0,56 m
  - ✓ diâmetro interno: 0,30 m
  - ✓ largura da banda de rolamento: 0,20 m.

## 2.2 – CLASSIFICAÇÃO COMO RESÍDUO SÓLIDO

A norma NBR 10.004/87 (Resíduos Sólidos – Classificação), da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, define resíduos sólidos como "resíduos no estado sólido e semi-sólido, que resultam de atividades da comunidade, de origem: industrial, doméstica, hospitalar, comercial, agrícola, de serviço de varrição etc.". Esta mesma norma divide os resíduos em classes como se segue:

- Classe I: abrange os resíduos perigosos, ou seja, aqueles que apresentam periculosidade por inflamabilidade, corrosividade, reatividade, toxidade e/ou patogenicidade;
- Classe II: abrange os resíduos não inertes, ou seja, todos aqueles não incluídos nas Classes I e III, podendo apresentar propriedades como combustibilidade, biodegradabilidade ou solubilidade em água;
- Classe III: abrange os resíduos inertes e não perigosos (rochas, tijolos, vidros etc.).

BERTOLLO (2002) realizou ensaios de solubilização e lixiviação em amostras de borracha, de mistura asfáltica convencional (94% de agregado e 6% de ligante) e

mistura asfáltica com um elevado teor de borracha (90% de agregado, 6% de ligante e 4% de borracha de pneu).

Os resultados dos ensaios de solubilização (NBR 10.006) realizados nas amostras de borracha triturada e raspas de recauchutagem apresentaram concentrações de Zinco e Manganês superiores aos limites máximos estabelecidos na NBR 10.004 (Resíduos Sólidos – Classificação). A análise dos valores das amostras classifica este tipo de resíduo como sendo Classe II (não inerte).

Houve redução na concentração de todos os parâmetros utilizados para a caracterização e classificação das amostras quando foram comparadas as amostras de misturas asfálticas com as amostras de borracha. Os resultados mostraram que se pode incorporar borracha nas misturas asfálticas sem causar nenhum dano ao meio ambiente, satisfazendo as exigências da CETESB. E, mais ainda, que a utilização de borracha de pneus usados em pavimentação é muito melhor, ambientalmente, que a disposição em aterros sanitários. (BERTOLLO, 2002).

Tanto o descarte de pneus inservíveis diretamente no meio ambiente quanto as soluções de destinação e de disposição a céu aberto, incluindo obras civis que utilizam pneus, estão sujeitas à percolação de águas pluviais, existindo um risco potencial de lixiviação de componentes orgânicos e inorgânicos.

Os dois principais ensaios de lixiviação em laboratório utilizados são o Ensaio de Toxicidade Característica por Lixiviação (*Toxicity Characteristics Leaching Procedure – TCLP – USEPA Method 1311*) e o Ensaio de Extração de Toxicidade (*Extraxtion Procedure Toxicity Test – EP-Toxicity– USEPA Method 1310*).

O primeiro ensaio é usado para determinar se o resíduo é perigoso e simula o caso da pior situação, como na condição extrema de chuva ácida percolando entre um determinado resíduo. O segundo ensaio, desenvolvido depois do TCLP, também é usado para classificação de resíduos perigosos.

As normas brasileiras equivalentes são a NBR 10.005/87 (ABNT) – Lixiviação de Resíduos – Procedimento, que fixa as condições exigíveis para lixiviação de resíduos, tendo em vista a sua classificação, e a NBR 10.006/87 (ABNT) – Solubilização de

Resíduos – Procedimento, que fixa as condições exigíveis para diferenciar os resíduos das Classes II e III, conforme definições já apresentadas, sendo somente aplicável para resíduos no estado físico sólido. A NBR 10.007/87 (ABNT) – Amostragem de Resíduos – Procedimento fixa as condições exigíveis para amostragem, preservação e estocagem de amostras de resíduos sólidos.

Um estudo feito pela Agência de Controle de Poluição de Minnesota – EUA (RONCHACK, 1990) realizou ensaios de lixiviação de amostras de pneus e de concreto betuminoso, com o propósito de comparação, para valores de pH variando entre 3,5 a 8,0. Os resultados da análise de metais indicaram, de maneira geral, que esses são lixiviados em altas concentrações sob condições de baixo pH, em torno de pH=3,5.

Genericamente, as amostras de asfalto apresentaram maiores concentrações de metais que as amostras de pneus sob todas as condições analisadas. Para algumas amostras e algumas condições de lixiviação, as concentrações de Arsênio, Cádmio, Cromo, Selênio e Zinco excederam os limites aceitáveis para água potável, recomendados pelo Departamento de Saúde de Minnesota.

Em relação à concentração do Total de Hidrocarbonetos de Petróleo e de Hidrocarbonetos Aromáticos Polinucleares obtida nos ensaios, foram observados níveis similares ou maiores nas amostras de asfalto do que de pneus.

EDIL & BOSSCHER (1992) também submeteram amostras de pneus moídos em Ensaios de Extração de Toxicidade – *EP-Toxicity*. Observaram que para a maioria das substâncias detectadas houve declínio da concentração com o decorrer da lixiviação. Entretanto, as concentrações de Bário, Ferro, Manganês e Zinco mostraram aumento com o decorrer do ensaio. As maiores concentrações de ferro e manganês estavam no nível, ou um pouco acima do aceitável, para águas potáveis, enquanto que as maiores concentrações de bário e zinco se encontravam abaixo dos limites de aceitabilidade.

LIU *et al.* (1998) concluíram, a partir dos resultados de ensaios de lixiviação sob várias condições, que altas concentrações de metais tendem a ocorrer sob condições ácidas de baixo pH, enquanto que altos níveis de compostos orgânicos ocorrem sob condições básicas de alto pH. Portanto, é preferível utilizar pneus triturados em ambientes com um pH próximo do neutro (ASTM – D 6270).

## 2.3 – ASPECTOS AMBIENTAIS

Usualmente, o descarte e a disposição inadequada de pneus inservíveis acarreta uma série de problemas ambientais, sanitários e de saúde pública, tais como:

- agressão da paisagem, espalhados em locais abandonados e degradados;
- assoreamento de drenagens, talvegues e cursos d'água;
- ocupação de grandes espaços;
- risco de incêndio, pois queimam com facilidade, produzindo uma fumaça preta e intoxicante (dióxido de enxofre) e um material oleoso que contamina o lençol freático;
- a disposição a céu aberto, em terrenos e lixões, resulta no acúmulo de água das chuvas no interior das carcaças, que se torna um ambiente adequado para o crescimento de insetos e transmissores de doenças.

A Figura 2.5 apresenta foto que foi publicada no jornal O Estado de São Paulo, no dia 23 de abril de 1998, e mostra a quantidade de pneus retirada durante a dragagem do Rio Tietê. O artigo aponta que foram retirados dois mil e quinhentos pneus em apenas dois meses de dragagem.

### 2.3.1 – Impacto ao ar

O impacto que os pneus inservíveis podem causar para o ar está diretamente ligado à sua exposição direta ao ar livre e à ação dos raios ultravioleta, principalmente quando se encontram processados em pedaços ou quando estão submetidos a algum tipo de desgaste, como é o caso de superfícies de rodovias pavimentadas com asfalto-borracha. Segundo LIU *et al.* (1998) os principais problemas são os seguintes:

- quando partículas de pneus triturados estão expostas a temperaturas elevadas pode haver emissão de gases de componentes orgânicos voláteis e semivoláteis. Entretanto, suspeita-se que o efeito ao meio ambiente é similar ou talvez menor que o do asfalto. Para o caso de pavimentos de asfalto-borracha é provável que os componentes orgânicos dos pneus estejam encapsulados na matriz de asfalto;
- alérgenos (substâncias que provocam alergia) do látex seriam outra preocupação. Porém, as partículas de pneus contidas em pavimentos de asfalto-borracha estão

encapsuladas pela matriz do pavimento e sofrem menos abrasão que os pneus de veículos em serviço.

FIGURA 2.5 – Pneus retirados durante a dragagem do Rio Tietê (reprodução da foto que ilustra a reportagem "*Rio Tietê transforma-se em depósito de pneus*", publicada no jornal *O Estado de São Paulo* - PAIVA, 1998).

É importante ressaltar que a poluição do ar pelos pneus inservíveis carece de estudos e, portanto deveria ser objeto de pesquisas mais detalhadas, incluindo o desgaste do pneu em serviço.

### 2.3.2 – Impacto ao solo

A Agência de Controle de Poluição de Minnesota (EUA) conduziu ensaios em amostras de solo em dois trechos de rodovia, onde foram utilizados pneus triturados no reforço do subleito dos pavimentos, e os comparou com amostras de uma seção de controle (RONCHACK, 1990). Os resultados foram comparados com os critérios de Limites Aceitáveis Recomendados e Toxicidade Crônica utilizados pelo Departamento de Saúde de Minesota para água potável. Os metais Alumínio, Ferro, Magnésio e Zinco exibiram concentração mais elevada na seção de controle em relação às amostras com pneus. De maneira inversa, ocorreu com a concentração dos metais Arsênio, Bário, Cálcio e Selênio. Outros metais apresentaram concentrações similares para ambos casos. A única exceção ocorreu quanto à concentração de Chumbo observada em um dos locais, onde

foi detectada que a relação de Chumbo em relação à amostra de solo era da ordem de 43 mg/kg.

Segundo RONCHACK (1990), como metais em solo ocorrem naturalmente e variações entre amostras podem existir, a comparação dos resultados não indica nenhuma diferença entre as amostras de solo com pneus e as da seção de controle.

Quanto à presença de Hidrocarbonetos Aromáticos Polinucleares, foram analisadas três amostras de solo e não foi identificada nenhuma concentração, ainda que tenha sido utilizado um limite de detecção de 550 ppb. Outra análise feita com duas amostras de solo provenientes de dois depósitos de pneus, apresentou concentrações altas de Total de Hidrocarbonetos de Petróleo, respectivamente de 47,6 mg/kg e 55,5 mg/kg.

### 2.3.3 – Impacto à água

O resultado da análise das amostras coletadas junto aos dois trechos de rodovia onde foram utilizados pneus triturados no reforço de subleito dos pavimentos (RONCHACK, 1990) excedeu os limites considerados aceitáveis para água potável, segundo o Departamento de Saúde de Minnesota. Todavia, as amostras da seção de controle também apresentaram concentrações de metais acima dos limites.

Num dos locais foram observadas concentrações de Bário, Cádmio, Cromo e Chumbo acima do permitido, enquanto que as amostras do outro local apresentaram concentrações de Hidrocarbonetos Aromáticos Polinucleares acima do aceitável.

EDIL & BOSSCHER (1992) relataram análises feitas com amostras obtidas de dois lisímetros instalados junto a um acesso de aterro sanitário construído com partículas de pneus triturados. Os dados dos lisímetros indicaram pequena ou praticamente nenhuma significância do lixiviado das partículas de pneus triturados em relação às substâncias de interesse específico para a saúde pública, tais como Chumbo ou Bário. No entanto, a acidez do lixiviado medida indicou condições levemente alcalinas, com pH em torno de 7,3 a 7,9. As amostragens dos lisímetros também indicaram altas concentrações de componentes catiônicos, com o Cálcio e o Magnésio, com alta condutividade e dureza.

EDIL & BOSSCHER (1992), entretanto, ressaltam que a pesquisa teve complicadores que poderiam afetar nos resultados, como: pavimentação do acesso durante o estudo; tratamento de Cloridrato de Cálcio utilizado para controlar a emissão de poeira; inundação de um dos lisímetros pela drenagem superficial; tratamento com sal para prevenir congelamento; tratamento dos taludes com fertilizantes para a vegetação etc.

HUMPHREY *et al.* (1997) realizaram a amostragem de lixiviado de partículas de pneus triturados utilizadas no aterro de uma rodovia. Foram instaladas duas caixas coletoras sob o aterro e um poço de controle fora do aterro. Não ficou evidente que a presença de partículas de pneus triturados aumenta a concentração de substâncias como o Bário, Cádmio, Cromo, Cobre e Chumbo, consideradas como substâncias de padrão principal para análise de água potável. Dos elementos de padrão secundário, não ficou evidente que a concentração das elementos como Alumínio, Cloretos, Sulfetos e Zinco, aumenta com a presença de partículas de pneus trituradas no aterro.

No entanto, as concentrações de Ferro e Manganês tiveram suas concentrações aumentadas e excederam os limites aceitáveis. Deve-se destacar que essas substâncias são naturalmente encontradas no lençol freático e, para o padrão de potabilidade da água são características organolépticas.

O'SHAUGHNESSY & GARGA (2000) observaram, através da monitoração do lençol freático, durante mais de 2 anos, a inexistência de efeitos prejudiciais em função da construção de um aterro experimental numa área de 970 $m^2$, utilizando 10.000 pneus inteiros ou com uma banda lateral cortada, em aplicações de reforço de aterro.

Foram observadas concentrações abaixo das máximas aceitáveis pela legislação canadense para os elementos Bário, Cádmio, Cromo, Chumbo, Selênio, Fluoreto, Magnésio, Cobre, Ferro, Zinco, Sódio, Cloro e Sulfatos.

O'SHAUGHNESSY & GARGA (2000) consideram que o emprego de pneus inteiros preenchidos com solo, podem ser preferíveis a utilizações de pneus triturados, porque a liberação de metais é inibida pela cobertura da borracha da matriz íntegra dos pneus. Além disso, não há evidências de reações exotérmicas neste tipo de aplicação.

Portanto, das referências consultadas pode ser concluído que, pneumáticos descartados podem ser considerados resíduo Classe II e, de maneira geral, quando lixiviados sob condições de baixos pH apresentam concentrações de metais maiores que em condições de alto pH. As mais subtâncias encontradas nos lixiviados são, geralmente, ferro, manganês, bário e chumbo, entre outros.

## 2.4 – LEGISLAÇÕES SOBRE PNEUS DESCARTADOS

As legislações que tratam de assuntos ligados à disposição e destinação ambientalmente correta de resíduos sólidos, inclusive de pneus descartados, surgiram inicialmente em países desenvolvidos, que sentiram a necessidade de mecanismos para disciplinar e controlar as ações do homem relacionadas aos fatores geradores dos problemas ambientais.

No caso específico dos Estados Unidos, a criação do *Federal Solid Waste Disposal Act*, em 1965, já incluía uma legislação específica sobre pneus descartados (ELDIN & PIEKARSKI, 1993). A seção 1.038 da ISTEA (1991), que trata do uso de material reciclado em pavimentação visando a proteção ambiental, estabelece a utilização de um percentual mínimo de borracha reciclada nas misturas asfálticas. A lei garante incentivos fiscais aos estados que utilizam borracha de pneus nas misturas asfálticas e prevê punições aos estados que não a obedecem (BERTOLLO *et al.*, 2000).

No Brasil, o Conselho Nacional do Meio Ambiente – CONAMA, através da Resolução nº 258, de 26 de agosto de 1999, editada em 2 de dezembro, determina que as empresas fabricantes e as importadoras de pneus sejam responsáveis em coletar e dar destinação final e ambientalmente adequada aos pneus usados, desde de 1º de janeiro de 2002.

O cronograma das medidas estabelece que, a partir de 1º de janeiro de 2002, para cada quatro pneus novos fabricados no Brasil ou importados, inclusive aqueles que acompanham os veículos importados, as empresas fabricantes e as importadoras dessem destinação final a um pneu inservível. Em 2003 a proporção diminuiu de dois para um, em 2004 passa de um para um e, a partir de 2005 começa a ser dado fim ao passivo ambiental, ou seja para cada 4 pneus fabricados ou importados deverão providenciar a destinação para cinco pneus.

A resolução obriga, ainda, que a partir de 2004, para quatro pneus reformados importados de qualquer tipo, as empresas importadoras deverão dar destinação final a cinco pneus inservíveis e, a partir de 2005, a proporção passa de três para quatro.

A Resolução nº 301 do CONAMA, editada em 28 de agosto de 2003, proíbe a concessão futura de liminares permitindo a entrada de pneus usados e remoldados no Brasil. A Resolução nº 258/1999 não citava explicitamente as resoluções nº 23/1996 e nº 235/1998, que proíbem a importação de pneus reformados. Segundo a assessoria do MMA - Ministério do Meio Ambiente, para a obtenção de liminares eram utilizadas alegações de que as resoluções anteriores estavam revogadas.

A Política Nacional de Resíduos, que se encontra atualmente em fase de votação, trata do gerenciamento e dos métodos de redução de resíduos sólidos urbanos e especiais, dedicando um item exclusivo para os pneumáticos inservíveis decorrentes do uso. É vetado o descarte dos pneus em aterros sanitários, bem como no mar, em terrenos baldios, margens de vias públicas, cursos d'água, áreas verdes e praia.

Em contrapartida, a Secretaria Estadual do Meio Ambiente do Estado de São Paulo autorizou a disposição de pneus usados em aterros sanitários, desde que devidamente triturados e previamente misturados com resíduos domiciliares. A decisão foi adotada em conjunto com a Secretaria Estadual da Saúde, por meio da Resolução SMA/SS 1 (Diário Oficial do Estado de São Paulo, 2002).

## 2.5 – VOLUMES DE PRODUÇÃO E GERAÇÃO

A produção mundial de pneus é da ordem de 1 bilhão de unidades por ano. Mais de 130 companhias fabricam pneus, mas o mercado é dominado por um pequeno grupo de multinacionais.

A Associação Nacional da Indústria de Pneumáticos – ANIP divulgou dados em 1999, ano em que a indústria nacional produziu 41,3 milhões de pneus e negociou 43,4 milhões (TOMMASINI, 2000).

Segundo o Compromisso Empresarial para a Reciclagem – CEMPRE, no Rio de Janeiro, os pneus e artefatos de borracha em geral correspondem a 0,5% do lixo urbano.

Nos Estados Unidos são descartados 275 milhões de pneus por ano (CEMPRE - Ficha Técnica 8), em adição aos 3 bilhões estocados em pilhas ou aterros. Segundo BLUMENTHAL (1993) os pneus descartados representam 1,2% de todos os resíduos sólidos. Estudos mais recentes apontam um descarte anual de mais de 285 milhões de unidades de pneus, o que equivale a mais de 1 pneu/hab./ano (EPA, 1999). Outros estudos também indicam que o descarte de pneus nos EUA e Europa equivale a mais de 1 pneu/habitante/ano (GARMENDIA, 2001; *Enverionmental Protection Agency* - EPA, 1999).

A Tabela 2.1 apresenta um resumo da produção nacional de pneumáticos para o ano de 1999.

TABELA 2.1 – Produção nacional de pneumáticos em 1999 (TOMMASINI, 2000)

| Categoria | Produção ($10^3$) | Exportação ($10^3$) | Mercado Interno ($10^3$) |
|---|---|---|---|
| Caminhão/ônibus (un) | 4.650 | 1.540 | 3.110 |
| Caminhonete (un) | 3.520 | 1.140 | 2.380 |
| Automóvel (un) | 26.200 | 10.150 | 16.050 |
| Moto (un) | 3.600 | 1.100 | 2.500 |
| Outros (un) | 2.000 | 200 | 1.800 |
| Peso Total (t) | 534 | 196 | 338 |

Na cidade de Londrina-PR, COSTA *et al.* (2000) realizaram um levantamento através da aplicação de questionário, para quantificar o número de pneus descartados mensalmente na cidade. O levantamento, realizado em estabelecimentos que atuam no ramo de pneumáticos (consertos, vendas ou recuperação de pneus), indicou um descarte de 17.000 pneus/mês, o que equivale a 204.000 unidades por ano ou 0,46 pneu/habitante/ano.

De forma comparativa, foi considerada a frota de veículos de Londrina, segundo o Departamento de Trânsito da Secretaria de Segurança Pública – DETRAN-PR, formada por 114.101 veículos e, adotando que a durabilidade média dos pneus era de 2 anos, resultou em 456.404 pneus descartados no final deste período, o que representa um descarte de cerca de 19.000 pneus/mês, valor próximo ao resultado da pesquisa.

Extrapolando os índices para o Município de São Paulo e considerando uma população de aproximadamente 10.000.000 habitantes, o descarte de pneus varia entre 4.600.000 pneus/ano a 10.000.000 pneus/ano. Se for considerada a frota de 5.040.973 veículos (DETRAN-SP), com durabilidade média dos pneus de dois anos, seriam descartados cerca de 840.000 pneus/mês (RODRIGUES & FERNANDES Jr, 2003). Ou seja, o índice de 1 pneu/habitante/ano parece estar mais próximo da realidade paulistana.

Foi realizado um levantamento dos volumes de pneus descartados e estocados em aterros sanitários de 12 cidades do interior do Estado de São Paulo. O resultado representa uma geração anual média per capita igual a 0,14, ou seja cerca de 6 milhões de pneus são descartados anualmente no Brasil. Quando comparados com dados de outros países, pode-se suspeitar que tais números sejam subestimados, provavelmente em razão dos vários artifícios utilizados para a disposição clandestina (BERTOLLO *et al*, 2000). É estimado que o passivo ambiental do Brasil seja cerca de 100 milhões de pneus.

## 2.6 – ALTERNATIVAS DE REUTILIZAÇÃO DE PNEUS DESCARTADOS

Com as limitações cada vez mais crescentes para disposição de resíduos, a gestão dos resíduos sólidos consolidou-se com base na sua minimização com prioridade para sistemas que buscam e/ou propiciam uma diminuição na quantidade que irá ser descartada e na recuperação energética, sempre que possível (TEIXEIRA, 2000).

SIEIRA (1998) cita um relatório de 1991 sobre o gerenciamento de pneus usados em Ontário (Canadá), onde são estabelecidas as seguintes prioridades de práticas ambientais:

- Redução;
- Reutilização como pneus;
- Reciclagem em outros pneus;
- Reutilização de pneus inteiros em projetos de engenharia;
- Reutilização de pneus processados em projetos de engenharia;
- Recuperação de matérias primas;
- Geração de energia;

- Aterros.

Segundo JOHN (2000), a hierarquia na gestão de resíduos baseada na regra dos 3Rs (reduzir, reutilizar, reciclar) está presente nas principais legislações e vem sendo aceita sem maiores questionamentos, provavelmente por ter sido formulada a partir de experiências com resíduos sólidos municipais, onde do ponto de vista do município a redução do volume implica em uma redução direta no custo e no impacto ambiental do sistema. No entanto, a melhor alternativa é, por definição, aquela de menor impacto ambiental. Considera, ainda, que as alternativas não são totalmente excludentes, podendo ser adotados diferentes objetivos para diferentes frações de resíduos: reutilizar as íntegras, reciclar as parcialmente danificadas e incinerar ou depositar em aterro as muito contaminadas.

Nos Estados Unidos, os pneus descartados têm diferentes destinações: 65,5% são dispostos em aterros sanitários ou estocados em pilhas e 34,5% são consumidos em práticas de reciclagem, reutilização e recuperação. Deste montante, estima-se que 13,7% são recauchutados, 9,4% são utilizados como combustível, 4,3% são exportados, 4,3% são utilizados na fabricação de outros produtos, 1,0% são recuperados, 0,9% são utilizados em pavimentação e 0,9% têm outras utilizações (BLUMENTHAL, 1993).

No Brasil, os pneus descartados têm sido utilizados de várias formas: como combustível de fornos de cimenteiras em estados não tão rigorosos quanto ao controle da poluição atmosférica; em barreiras antichoque em rodovias; em portos e atracadouros, quebra-mares e recifes artificiais; mobiliário de parques e playgrounds, solado de botas, tapetes de carro etc.

BLUMENTHAL (1993) dividiu a utilização de pneus usados em duas categorias gerais: pneus inteiros e processados. As várias opções de destinação de pneus são apresentadas na Figura 2.6, conforme proposto por AHMED & LOVELL, (1993).

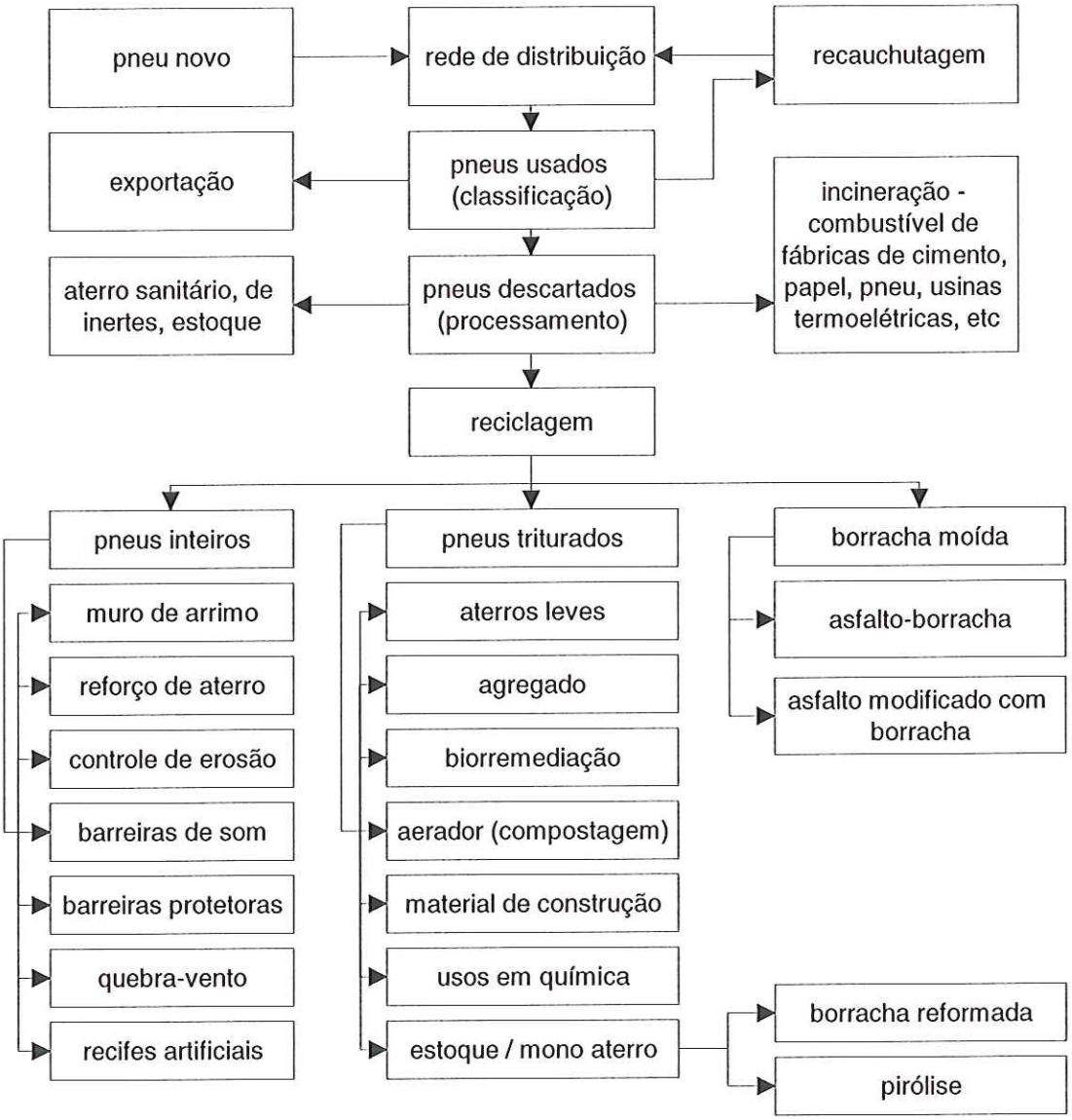
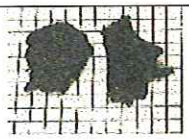
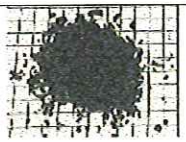
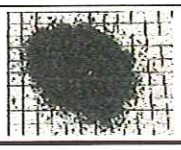



FIGURA 2.6 – Resumo das opções de reciclagem e disposição para pneus usados (AHMED & LOVELL, 1993).

Nenhuma das opções disponíveis pode, isoladamente, resolver o problema da disposição de pneus. No entanto, seus impactos negativos podem ser significativamente minimizados pela adoção de diferentes alternativas.

Assim sendo, a utilização específica de pneus inservíveis em obras rodoviárias pode ser dividida, segundo o processo de obtenção e o respectivo tamanho, conforme ilustrado na Tabela 2.2.

TABELA 2.2 – Utilização de pneus em obras rodoviárias segundo seu processo de obtenção.

| Nome | Obtenção | Forma | Tamanho (ASTM 6270) | Utilizações |
|---|---|---|---|---|
| Pneu Inteiro | Dependendo da aplicação, a banda lateral é retirada | | Diâmetro: 1,1 a 1,2 m; Largura da banda de rodagem: 0,26 a 0,33 m | Muros de arrimo e Aterros reforçados |
| Tira de Pneu | Cortadas as bandas laterais e feito um corte radial, sobra apenas a banda de rodagem | | Comprimento máximo: 3,5 a 3,8 m | Aterros reforçados |
| Pneu Triturado | Trituração através de equipamento formado por lâminas |  | Tamanho máximo: 460 mm Tamanho mínimo: 25 mm | Drenagem, Reforço do subleito e Aterro leve |
| Pneu Moído | Trituração primária e secundária, sucessivamente | | Tamanho máximo: 73 mm Tamanho mínimo: 13 mm | Reforço do subleito, Aterro leve e Reaterro |
| Borracha de Pneu Moído | Separação da borracha: granulação, separação magnética, por aeração e gravimétrica |  | Tamanho máximo: 9,5 mm Tamanho mínimo: 0,85 mm (# 20) | Processo seco: Agregado-borracha |
| Borracha de Pneu Pulverizada | Pulverização da borracha: moinho granulador ou micro-moinho |  | Tamanho máximo: 4,75 mm (# 4) Tamanho mínimo: 0,075 mm (# 200) | Processo úmido: Asfalto-borracha |

### 2.6.1 – Pneus inteiros

Uma opção interessante e bastante utilizada no Brasil, principalmente pela indústria de transportes, é o processo de recauchutagem, que aumenta a vida útil do pneu em até 40%. Este processo consiste em revestir um pneu usado com uma nova camada de borracha, com idênticas características de aderência e formato. Para tanto, podem ser utilizadas técnicas de reconstituição integral a quente, recauchutagem simples a quente ou recauchutagem a frio. Todos os processos partem do mesmo princípio, variando apenas na qualidade e no preço do produto final.

As aplicações utilizando pneus inteiros são limitadas, em função de suas propriedades, tamanho, forma e custo de transporte, uma vez que, em termos de volume, um metro cúbico (1 $m^3$) pode conter, aproximadamente, 13 pneus de carro ou 4 pneus de

caminhão (TNRCC, 1999). As utilizações mais comuns são em barreiras antichoques em estradas, portos e atracadouros e em recifes artificiais, mas sem uma aplicação quantitativamente expressiva.

Outra utilização de pneus inteiros inservíveis, aplicada há várias décadas em alguns países, é na contenção de encostas, aterros e recomposição de erosões, onde os pneus são dispostos em camadas e preenchidos com solo, de maneira a se comportar como uma estrutura de arrimo por gravidade. Há relatos de uma série de estruturas utilizando pneus inteiros inservíveis na França e Argélia (LONG, 1990). Nos EUA, muros de pneus foram utilizados inicialmente na década de 70, em auto-estradas na Califórnia, e vêm sendo objeto de pesquisa em vários estados desde então.

### 2.6.2 – Pneus processados

Nos EUA, a primeira etapa no processamento de um pneu descartado é a sua redução de tamanho, através da trituração, que reduz o seu volume em mais de 75%. Esse processamento aumenta largamente tanto as opções de disposição quanto as possibilidades de se encontrar uma outra utilização para os pneus (BLUMENTHAL, 1993).

Geralmente, a trituração é feita através de um equipamento dotado de facas e/ou mandíbulas poderosas para cortar a borracha, o aço e as fibras dos pneus, em pedaços que variam de tamanho conforme a quantidade e dimensões dessas facas associadas.

De forma a aumentar a qualidade dos ligantes, a indústria de asfalto começou a adicionar polímeros elastoméricos aos cimentos asfálticos. Verificou-se, posteriormente, que também com a adição de borracha reciclada de pneus as especificações SUPERPAVE eram atendidas, com novos ensaios (reômetro de cisalhamento dinâmico, viscosímetro rotacional, reômetro de viga à flexão, prensa de tração direta) em substituição aos ensaios empíricos convencionais (penetração e ponto de amolecimento). Surgiram, assim, várias tecnologias de adição de borracha moída aos materiais de pavimentação com asfalto (REIS, 2000).

Em obras de pavimentação, a borracha de pneus pode ser incorporada aos materiais asfálticos através de dois processos: úmido e seco. No processo úmido, a borracha de pneus descartados moída (cerca de 5 a 25% do peso total de ligante) é incorporada ao ligante asfáltico antes de se adicionar o agregado. Quando da adição de borracha ao ligante asfáltico, ocorre reação entre os componentes e a alteração de suas propriedades. No processo seco, a borracha de pneus é misturada com o agregado antes de se adicionar o ligante asfáltico. As técnicas de produção de mistura para o processo seco são semelhantes às utilizadas na produção de concreto asfáltico usinado a quente convencional.

Cada tonelada de mistura asfáltica pode incorporar a borracha de 1 a 4 pneus de veículos de passeio. Logo, para consumir cerca de 10 milhões de pneus por ano, que é a estimativa de geração de pneus descartados na cidade de São Paulo, necessitar-se-iam de 2,5 a 8 milhões de toneladas de misturas asfálticas. Para se ter uma idéia do que representam essas quantidades, 8 milhões de toneladas de mistura asfáltica modificada com borracha equivale à pavimentação de aproximadamente 7.000 km de rodovias.

É importante ressaltar que a eficiência de utilização de grandes quantidades de pneus usados em misturas asfálticas, conforme propõe a ISTEA, é baixa se comparada à utilização de pneus triturados em maciços de aterros. HUMPHREY & SANDFORD (1993) citam que 1 $m^3$ de aterro pode consumir 100 pneus triturados. Como exemplo, é mencionado que um aterro experimental de 180 m de comprimento no Estado do Maine (EUA) consumiu mais de 200.000 pneus descartados, ao passo que o ISTEA obrigava que até 1997 fosse incluído, em 20% de todos os projetos de estradas, 10 kg de borracha reciclada de pneus por tonelada de mistura asfáltica, ou seja, cerca de 1,4 pneus/t de mistura asfáltica. Todavia, o valor agregado das misturas asfálticas com adição de borracha de pneu é comparativamente maior que a utilização em aterros.

Com a aprovação da Resolução nº 258/99 do CONAMA, a questão da disposição final de pneus inservíveis no Brasil passou a ser discutida pela sociedade. Entretanto, o histórico de pesquisas e empreendimentos desenvolvidos nas principais universidades do Brasil e empresas é bem anterior ao surgimento dessa legislação, o que mostra que esses setores já percebiam a necessidade de se encontrar propostas para a disposição final de um resíduo diretamente relacionado a questões críticas de saúde pública e infraestrutura (ALMEIDA *et al.*, 2000).

Portanto, a utilização de pneus inservíveis em obras geotécnicas e de infraestrutura rodoviária, entre outras, é uma opção plausível dentro do contexto de utilização e/ou disposição de pneus descartados. Podem ser usados em estabilizações de taludes, controle de erosão, muros de contenção, aterros leves, subleito de pavimentos, proteção de talude de canais, agregados de drenos, bueiros, blocos de concreto etc. Essas aplicações têm potencial de usar grandes quantidades de um resíduo indesejável ao meio ambiente e que, no entanto, tem propriedades mecânicas que possibilitam sua aplicação com eficiência, além apresentar vantagens técnicas e econômicas.

# 3 – UTILIZAÇÃO DE PNEUS EM OBRAS GEOTÉCNICAS E RODOVIÁRIAS

De maneira a ilustrar as principais aplicações de pneus descartados e inservíveis em obras geotécnicas, quer sejam inteiros, sem a banda lateral, moídos ou triturados, é apresentado a seguir um breve histórico das experiências internacionais e brasileiras encontradas na literatura técnica.

Na seqüência, são abordadas as especificações executivas abrangendo as diretrizes e metodologias construtivas empregadas nestas obras. Finalmente, são sintetizados os aspectos de maior relevância relacionados às aplicações, restrições, dimensionamento e projeto do emprego de pneus em obras geotécnicas.

## 3.1 – HISTÓRICO

### 3.1.1 – Experiência americana

Umas das primeiras aplicações de pneus descartados ocorreu na reconstrução de um aterro ao longo da rodovia Calif-236, ao norte de Santa Cruz (Califórnia, EUA), em meados da década de 70. A reconstrução do aterro da rodovia utilizou solo reforçado com colchões compostos de bandas laterais de pneus interligadas com clipes de aço de 9,5 mm de diâmetro e dispostos em camadas espaçadas verticalmente de 0,60 m. Essa prática permitiu a construção do aterro com um talude de inclinação de 1V:0,5H, mais acentuado do que o talude convencionalmente empregado com inclinação de 1V:1,5H, o que resultou numa economia de 70.000 m³ de solo (FORSYTH & EGAN, 1976).

Pelo menos 15 estados dos EUA já utilizaram pneus moídos ou triturados como material para construção de aterros, misturados ou não com solo, somando mais de 70 projetos. Todavia, somente cerca de 6 estados (North Carolina, Oregon, Vermont, Virginia, Wisconsin e Maine) desenvolveram especificações ou providências para controlar a técnica.

As maiores quantidades de pneus descartados utilizados em obras de engenharia foram no estado de Oregon, onde 580.000 pneus triturados foram utilizados na estabilização de um escorregamento, e no Colorado, em que 400.000 a 450.000 pneus moídos foram utilizados na construção do aterro de uma estrada interestadual (CHESNER *et al.*, 1994).

### 3.1.2 – Experiência francesa

A primeira pesquisa na França utilizando solo reforçado com pneus descartados iniciou-se em 1978, no *Laboratoire Central des Ponts et Chaussés*. Em 1982 foi construído o primeiro muro experimental de solo-pneus em Nancy, na região de Langres. O aterro reforçado, com 5 m de altura e 10 m de comprimento, era composto por camadas compostas por colchões de pneus conectados entre si por cordas de polyester e com paramento de placas de concreto. O espaçamento vertical entre camadas no solo reforçado era de 0,5 m e o preenchimento era feito com material granular.

Desde então, os franceses construíram mais de 250 estruturas com reforço de pneus na França e 12 na Argélia (LONG, 1990) e a técnica de reforço foi registrada como "pneusol, tyresoil ou tiresoil". Segundo GARGA & O'SHAUGHNESSY (1996), um quarto dos projetos franceses usaram pneus descartados em remediações de taludes e para a proteção de erosões.

Algumas das maiores estruturas construídas na França foram reportadas por LONG (1990):

- Muro de contenção de *Fertrupt* (1984), com 54 m de extensão e 5 m de altura, com paramento de concreto;
- Pára-avalanche de *La Grave* (1984), com 120 m de comprimento e 1 m de espessura;

- Estabilização de talude da rodovia *Kruth-Marstein* (1984), constituída por um muro de 80 m de comprimento e altura variando de 2,5 m a 4 m, onde foram consumidos 5.500 pneus descartados;
- Redução do empuxo passivo do muro de *Mende* (1986), com 54 m de comprimento, 5 m de altura e 4 m de espessura;
- Aterro leve da pista de motocross em *Romilly-sur-Seine* (1989), com 1.200 m de comprimento, 4 m de largura e 1 m de espessura.

GARGA & O'SHAUGHNESSY (1996) destacam que a literatura francesa dispõe de uma quantidade muito limitada de informações, especialmente sobre comportamento mecânico e características relativas à deformação das estruturas de pneus, além de critérios de projeto não definidos.

### 3.1.3 – Experiência canadense

Em Ottawa, um aterro experimental de 4 m de altura e 20 m de extensão foi construído visando o estudo da utilização de pneus descartados, consumindo 10.000 pneus. O projeto consistiu na construção de duas estruturas: um muro de contenção de solo-pneus e um aterro reforçado com pneus descartados.

As estruturas foram divididas em 3 seções distintas de 10 m de comprimento (2 em um lado do aterro e 1 no outro lado), com as seguintes características: uma seção com pneus cortados preenchidos com solo arenoso; uma seção com pneus inteiros preenchidos com o mesmo solo arenoso da primeira seção; uma terceira seção com pneus cortados preenchidos com solo argiloso. Ao final da construção do aterro foram adicionados ainda 2 m de aterro como sobrecarga (SIEIRA, 1998).

O aterro experimental foi executado, com grandes benefícios econômicos, utilizando técnicas convencionais de construção. No projeto do muro, os pneus foram dispostos lado a lado, amarrados com 3 voltas de corda de polipropileno de 9,5 mm de diâmetro e preenchidos com solo compactado. No aterro reforçado, os pneus foram dispostos em diferentes configurações com o objetivo de avaliar seu desempenho durante ensaios de arrancamento.

### 3.1.4 – Experiência inglesa

O primeiro projeto na Inglaterra utilizando pneus descartados foi a construção de um muro de gravidade experimental em *West Yorkshire*. Foram utilizados pneus de carros de passeio e de veículos comerciais leves. O muro, com 3,7 m de altura máxima e 45 m de extensão, consumiu 4.500 pneus em camadas espaçadas verticalmente de 0,15 m. O custo do muro experimental de pneus foi estimado em aproximadamente 25% do custo de um muro de contenção convencional (WYMCC, 1977).

### 3.1.5 – Experiência brasileira

Ainda que existam informações de obras utilizando pneus em um aterro de encontro de um viaduto no município de São Paulo e na estabilização de um talude na rodovia Oswaldo Cruz (SP-125), entre outras, é só a partir da metade da década de 90 que surgem pesquisas científicas e aplicações práticas da utilização de pneus em obras geotécnicas, devidamente publicadas na literatura técnica.

Em maio de 1995 foi iniciado um projeto de pesquisa para estudar a reutilização de pneus descartados na construção de muros de arrimo, envolvendo a PUC-Rio, a Universidade de Ottawa e a Fundação Geo-Rio.

O muro experimental foi construído em Jacarepaguá, com 60 m de comprimento e 4 m de altura, sendo constituído por camadas horizontais de pneus preenchidos com solo residual compactado e amarrados entre si com corda ou arame. A face externa apresentava uma inclinação de 1H:8V e atrás do muro de pneus foi executado um retroaterro constituído do mesmo material de preenchimento dos pneus do muro. Ao término da construção foram adicionados 2 m de solo como sobrecarga do retroaterro.

O muro foi construído com 4 seções transversais distintas, cada uma com 15 m de comprimento, totalizando 70 m de comprimento, incluindo os 5 m de cada uma das rampas de acesso para a execução dos serviços. As seções transversais do muro apresentaram as seguintes características (SIEIRA, 1998):

- Seção A: composta por pneus inteiros amarrados com corda de polipropileno, monofilamentada de 6 mm de diâmetro. A largura decresce da base ao topo, sendo a base composta por 6 pneus e o topo por 4 pneus, numa inclinação de 80°;
- Seção B: apresenta a mesma geometria e amarração da seção A, entretanto os pneus são cortados, isto é, sem uma das bandas laterais, o que possibilita melhor compactação devido à maior facilidade de preenchimento dos pneus com solo. A banda removida foi colocada dentro do pneu contribuindo na sua rigidez e evitando a geração de resíduo secundário;
- Seção C: composta por pneus cortados e geometria semelhante da seção B, entretanto os pneus foram amarrados com arames do tipo utilizado em gabiões, protegidos contra corrosão por uma cobertura plástica de PCV;
- Seção D: composta por pneus amarrados com corda de polipropileno, como a seção B, mas constituindo uma seção mais esbelta, com largura constante de 3 pneus.

No total foram consumidos cerca de 20 mil pneus e devido aos resultados positivos, a Fundação Geo-Rio elaborou um manual de execução desse tipo de obra, além de executar algumas obras semelhantes na periferia do município de Rio de Janeiro. Foi observada uma certa rejeição da comunidade por se tratar de um material considerado não nobre, necessitando a aplicação de concreto no paramento com objetivo de demonstrar uma maior preocupação e investimento da iniciativa pública com as comunidades mais carentes. Por outro lado, o concreto da face também serviu como proteção contra vandalismo e risco de incêndio.

SILVA *et al.* (2000) reportam a execução de um muro de pneus no bairro de Coroadinho, em São Luís-MA, constituído de pneus sem uma das banda laterais, preenchidos com solo do próprio corte do talude, amarrados com cordas de polipropileno de 6 mm. O muro, com 7 m de altura por 75 m de comprimento, consumiu 30.000 pneus descartados, que foram recolhidos durante 13 meses em borracharias e lojas de comercialização de pneus.

Em julho de 2000, na cidade de Joinville, Santa Catarina, a Secretaria de Infraestrutura Urbana - SEINFRA iniciou a execução de uma estrutura de contenção de margem de rio e de talude com utilização de pneus inservíveis. A obra foi construída junto à Escola

Municipal Júlio Machado da Luz, Bairro Jativoca, contando com recursos da Secretaria Municipal de Educação e da Fundação Municipal do Meio Ambiente - FUNDEMA.

Com 30 m de extensão, 4,75 m de altura e 3,50 m de largura na base, o muro teve como objetivo conter o deslizamento que vinha ocorrendo no pátio da escola, causado pelas águas do rio. Foi estimado que a obra consumiu cerca de 9 mil pneus inservíveis (LINDNER, 2000).

Os pneus foram preenchidos com material encontrado no local, constituído de solo silte-arenoso e saibro, e o intertravamento entre os pneus foi realizado através de cordas de polipropileno de 6 mm de diâmetro, amarradas com dois laços. A face do paramento foi executada com uma leve inclinação, formando um ângulo de aproximadamente 12° com a vertical, revestida com uma camada de enrocamento fino para conter a fuga do solo de preenchimento devido as águas do rio.

Em novembro de 2001, a Administração Regional do Butantã da Prefeitura Municipal de São Paulo realizou uma obra no córrego da Avenida Gethesemani utilizando pneus inservíveis, conseguidos em depósitos de borracharias da região, preenchidos com solo e unidos por arames. O objetivo do serviço foi o de conter a margem do córrego, que estava sofrendo processo de erosão. Com a iniciativa, pioneira na cidade, o único custo foi da mão-de-obra. Foram utilizados em torno de 500 pneus em uma área de aproximadamente 60 $m^2$ (CANAL NOTÍCIAS, 2001).

No município de Caxias do Sul (RS), durante a implantação da Escola São Vicente, no Complexo Jardelino Ramos, foi executado um muro de pneus para conter o pé de um corte que apresentava sinais de instabilidade durante os períodos mais chuvosos (AZAMBUJA *et al.*, 2001).

Como a construção da obra foi feita através de mutirões da própria comunidade e com um mínimo de recursos, foi adotada uma solução de muro com solo reforçado, com faceamento de pneus preenchidos com brita.

O muro apresenta uma extensão de 65 m e altura de 3 m, formado por uma única linha de pneus com inclinação de 1H:8V, faceando um maciço de solo reforçado com aproximadamente 2,1 m de largura, constituído por geotêxteis não tecidos agulhados de

poliéster (300 g/m$^2$), com espaçamento a cada 3 fiadas de pneus (aproximadamente 0,4 m). A drenagem foi composta por uma camada de pedriscos no contato com a encosta e um dreno longitudinal junto ao tardoz da face de pneus. Foi utilizado solo argiloso proveniente das escavações da obra, na execução do aterro reforçado.

Entre 2002 e 2003, foi realizado um projeto de pesquisa de mestrado na EPUSP, com o objetivo de estudar o comportamento de um aterro experimental reforçado com pneus inservíveis. No local de um bota-fora de uma jazida de calcário situada no município de Campo Largo (PR), foram executados três aterros de 15m de comprimento com uma largura reforçada de cerca de 6m na direção perpendicular ao talude, com um talude frontal formando um ângulo de 80° com a vertical.

No primeiro desses três aterros foram empregados reforços formados por correntes de 5 pneus de caminhão "não preenchidos", ou seja, onde não houve preocupação em se preencher completamente o interior dos pneus. Os outros dois aterros foram reforçados com pneus de automóveis – correntes com cerca de 11 pneus – sendo um dos aterros executado "sem preenchimento" e o outro preenchido com solo-cimento (6% de cimento em volume) compactado manualmente com soquetes.

Como elemento de solidarização entre pneus, foram utilizadas fitas de poliéster, fabricadas com a finalidade de reforçar (enfardar) embalagens, com 8 a 10 voltas de amarração entre pneus dispostos em fila, formando correntes. O espaçamento vertical entre o plano central das camadas de reforços foi de um 1,0 m e o espaçamento horizontal entre os eixos das correntes de pneus foi de 1,40 m, independentemente do tipo de pneu utilizado (MADUREIRA, 2002).

## 3.2 – CONSIDERAÇÕES SOBRE CUSTO

Um aspecto importante na utilização de pneus inservíveis em obras geotécnicas e rodoviárias, é o da verificação do custo da execução utilizando esse material, em relação aos elementos convencionais geralmente empregados. No entanto, as informações encontradas na bibliografia são esparsas e não muito detalhadas.

No caso de muros de gravidade compostos por pneus inteiros, LINDNER (2000) observou que o custo da execução da obra de contenção em Joinville, foi equivalente a um quarto do valor total que seria gasto para a construção de um muro de arrimo convencional. Em outra obra já citada utilizando pneus inservíveis, no córrego da Avenida Gethesemani, realizada pela Prefeitura Municipal de São Paulo, foi destacado que o custo da execução foi cerca de 70% menor do que o das soluções empregadas normalmente (CANAL NOTÍCIAS, 2001).

Não há notícias de utilização de pneus processados em obras de engenharia no Brasil e, portanto, não existe uma estimativa de custo. A experiência americana indica que o custo do fornecimento de pneus processados varia entre 1,63 a 4,45 US$/m$^3$ (ENGSTROM & LAMB, 1994), enquanto que outras referências indicam que o custo final, isto é, fornecimento, lançamento e compactação dos pneus triturados, varia entre US$ 11,62/m$^3$ (DAVIO, 1999) a US$ 16,82/m$^3$ (UPTON & MACHAN, 1993). Deve ser lembrado que alguns estados americanos subsidiam ou dão incentivos fiscais para a aquisição de pneus processados.

A título comparativo esses valores com os encontrados na Tabela de Preços Unitários do Departamento de Estradas de Rodagem – DER-SP (data base: dez/02) o custo do fornecimento, incluindo transporte de 10 km, lançamento e compactação de solo argiloso para aterro é da ordem de 8,84 R$/m$^3$, enquanto que de solo para reforço de subleito é da ordem de 10,29 R$/m$^3$.

Assim, desconsiderando a inflação e a variação de câmbio, a relação de custo para a execução de obras de terraplenagem ou pavimentação utilizando pneus triturados comparada com a utilização de materiais convencionais é da ordem de 3 a 5 vezes mais onerosa, sendo que DAVIO (1999) comentou que essa relação era da ordem de 2 vezes. Essa relação de custo deve ser considerada apenas a título de exemplo, para se ter uma ordem de grandeza, uma vez que as realidades dos EUA e do Brasil são bem diferentes, isto é, comparativamente ao Brasil, a mão de obra americana é mais onerosa e a execução de obras é mais mecanizada.

Entretanto, em qualquer das alternativas de utilização de pneus inservíveis em obras civis, deve ser considerada a relação custo/benefício, principalmente em relação ao desempenho da obra e sobretudo ao benefício ambiental resultante da reutilização

racional desse resíduo, uma vez que foi demonstrado que nesses tipos de obras é possível serem consumidas grandes quantidades.

## 3.3 – ESPECIFICAÇÕES EXECUTIVAS

Existe uma quantidade considerável de obras geotécnicas envolvendo a utilização de pneus descartados, tanto no exterior como no Brasil. Contudo, a existência de documentos e normas que regularizem e controlem as práticas construtivas, através de especificações de serviços e métodos executivos, é restrita a um pequeno número de publicações, que se encontram de maneira esparsa. As especificações executivas que serão a seguir abordadas estão divididas segundo a categoria do emprego dos pneus descartados, isto é, pneus inteiros ou processados.

Após a ocorrência de um fenômeno de aquecimento interno nos maciços de 3 aterros de estradas onde foram utilizados pneus triturados, houve a mobilização da sociedade técnica dos EUA, através da criação de um comitê de engenheiros, para a elaboração de uma diretriz de projetos visando restringir as espessuras máximas de aterros com pneus triturados. Assim, foi editado em 1997 pelo Conselho de Gerenciamento de Pneus Descartados (*Scrap Tire Management Council*) o "Manual de Projeto para Minimização de Aquecimento Interno em Aterros de Pneus Triturados" (*Design Guidelines to Minimize Internal Heating of Tire Shred Fills*).

As causas prováveis para a ocorrência do fenômeno de combustão interna são reações de oxidação do cinturão de aço exposto nos pneus triturados e a oxidação da borracha. De forma conservadora, até pela falta de um conhecimento mais profundo sobre as causas exatas da reação, foi estipulado que aterros projetos com utilização de pneus processados devem ter altura restringida a menos de 4,0 m, pois nunca ocorreram experiências de aquecimento interno em obras menores que essa altura.

De acordo com o manual de projeto (Tabela 3.1) os aterros compostos de pneus processados são divididos em duas categorias:

- Aterro Classe I: aterros de pneus processados com no máximo 1 m de altura;
- Aterro Classe II: aterros de pneus processados com altura variando entre 1 a 3 m.

TABELA 3.1 – Diretrizes gerais para aterros de pneus processados (*Design Guidelines to Minimize Internal Heating of Tire Shred Fills*, 1997).

| **Aterro Classe I (< 1 m de altura)** | **Aterro Classe II (1 a 3 m de altura)** |
|---|---|
| Partículas de pneus processados com no máximo 50% em peso passando na peneira de malha 38 mm. | Partículas de pneus processados com no máximo 25% em peso passando na peneira de malha 38 mm. |
| Partículas de pneus processados com no máximo 5% em peso passando na peneira de 4,75 mm. | Partículas de pneus processados com no máximo 1% em peso passando na peneira de 4,75 mm. |
| - | As partículas devem estar livres de qualquer forma de fragmentos, tais como madeira, serragem, outros tipo de fibras metálicas. |
| - | As partículas devem possuir menos de 1% em peso de fragmentos de metal que não estejam ao menos parcialmente encaixados na borracha. |
| - | Fragmentos de metal que estiverem parcialmente encaixados na borracha não devem ser mais extensos que 25 mm em relação à superfície em 75% das partículas, e menor que 50 mm em 100% das partículas |
| - | A infiltração de água bem como de ar dentro do aterro deve ser minimizada. |
| - | Não deve haver contato direto entre as partículas de pneus processados e solo contendo material orgânico. |
| - | Pneus moídos devem ser separados do solo do entorno através de manta geotêxtil. |
| - | Devem ser evitadas as drenagens sob o aterro que possam proporcionar o livre acesso de ar. |
| Todos os pneus devem ter as partículas do tamanho máximo igual a 25% da circunferência do pneu ou 0,6 m de comprimento e ao menos uma banda lateral deve estar cortada. | |
| As partículas devem estar livres de contaminantes como óleo, graxa, gasolina, diesel etc., que possam causar risco de incêndio. | |
| Em nenhum caso será permitida a utilização de partículas que contenham reminiscência de pneus que foram sujeitos ao fogo. | |

As Tabelas 3.2 e 3.3 apresentam, respectivamente, as especificações e métodos executivos de aterros com pneus triturados e de muros de pneus inteiros, conforme diversas referências bibliográficas encontradas na literatura técnica, evidenciando que não há um consenso sobre o assunto.

Com o objetivo de exemplificar, de forma ilustrativa, ambas as aplicações, as Figuras 3.1 e 3.2 apresentam seus elementos de projeto típicos, enquanto que as Figuras 3.3 e 3.4 ilustram duas seqüências construtivas por meio de fotos.

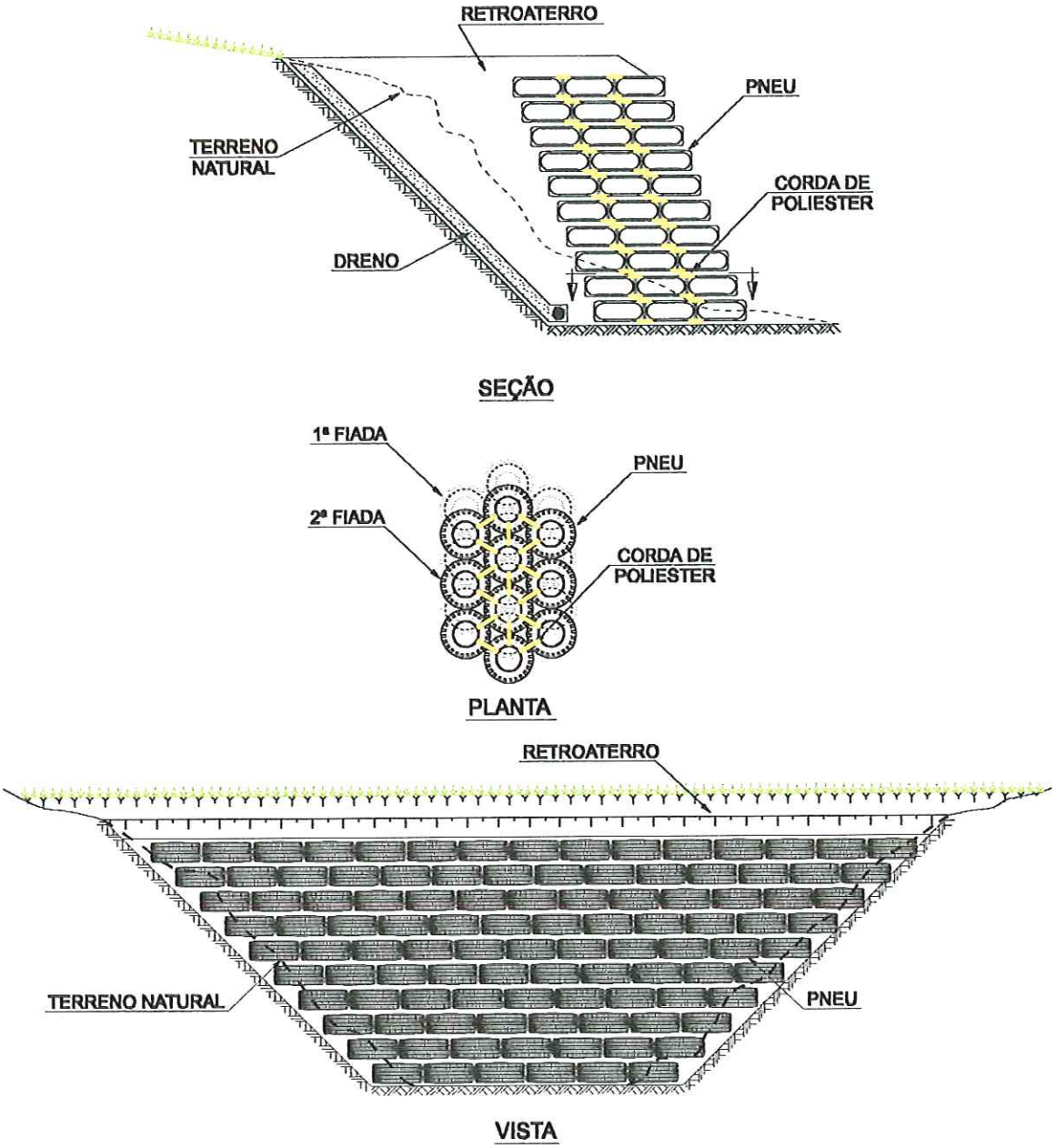



FIGURA 3.1 – Seção, planta e vista típicas de obra de contenção do tipo gravidade utilizando pneus inservíveis.

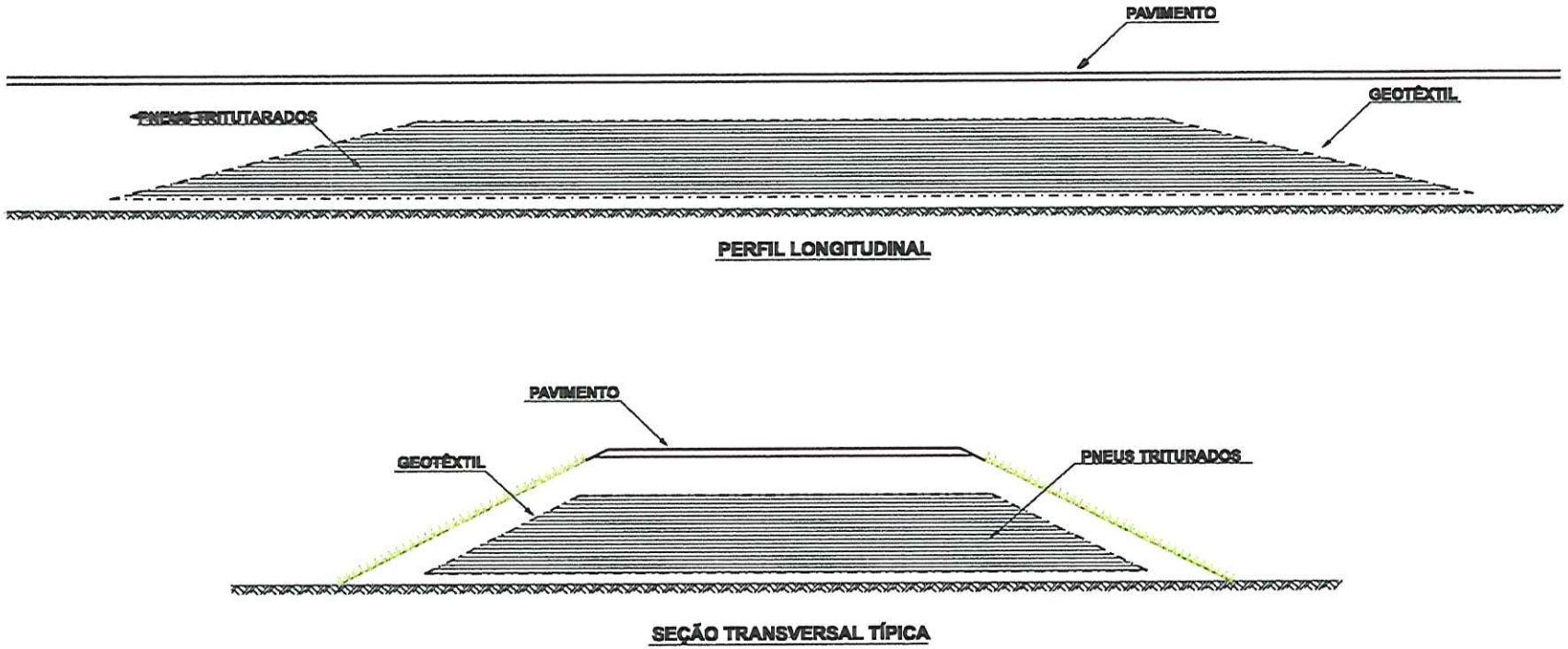



FIGURA 3.2 – Perfil longitudinal e seção transversal típicos de terrapleno rodoviário utilizando partículas de pneus triturados.

1 - Pilha de partículas de pneus inservíveis estocadas no local.

2 - Lançamento do geotêxtil na fundação. São utilizadas pequenas pilhas de partículas de pneus para ancorar o geotêxtil.

3 - Lançamento de camada com partículas de pneus.

4 - Compactação da camada lançada.

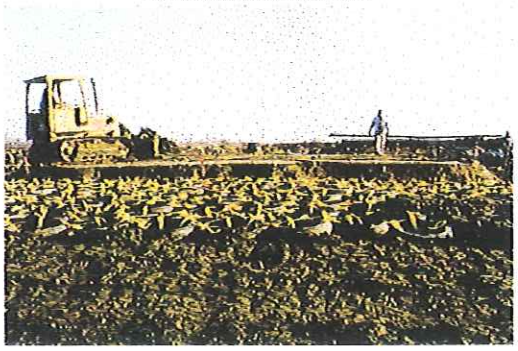
5 - Envelopamento das camadas compactadas com o geotêxtil e lançamento de camadas de solo nas laterais e no topo do terrapleno.

6 - Seção acabada aguardando camada de pavimento.

FIGURA 3.3 – Seqüência construtiva de terrapleno rodoviário utilizando partículas de pneus triturados (adaptado de *King County Environmental Purchasing Program*, 2002)

1 – Lançamento dos pneus inservíveis lado a lado, cada um sem uma banda lateral, amarrados entre si.

2 – Vista de trecho com pneus inservíveis inteiros, dispostos lado a lado e amarrados entre si. Ao fundo lançamento de camada de solo.



3 – Vista da compactação de camada de solo sobre os pneus.

4 – Detalhe do aspecto de uma camada de pneus sem uma das bandas laterais, preenchidos com solo compactado.

5 – Vista do paramento semi-vertical de muro de pneus e execução de retroaterro.

6 – Vista geral da obra.

FIGURA 3.4 – Seqüência construtiva de obra utilizando pneus inservíveis inteiros (Adaptado de GARGA & O'SHAUGHNESSY, 1996).

TABELA 3.2 – Especificações e Métodos Executivos de Aterros com Pneus Tirturados.

| | ASTM - D 6270 (1) | FHWA-RD-97-148 (2) | Ohio DOT (3) | New York DOT (4) | Texas DOT (5) | | Minnesota DOT (6) | Washington DOT (7) | North Caroline DOT (8) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | pneu com solo | só partículas de pneu | | | |
| Mistura de solo com pneu | - | para minimizar o recalque: proporção de 50:50 em volume, no máximo; ou 40% de partículas de pneus em peso | - | - | partículas de pneus em misturas com solo (50%:50%) | - | - | - | partículas de pneus misturas com solo (40%:60 % - média) |
| Espessura das camadas lançadas de pneus | 300 mm no máximo - Partículas de tamanho mais grosseiro geralmente são lançadas em camadas de 900 mm | 600 mm no mínimo | 200 mm no máximo | 300 mm no máximo | 300 mm mais uma camada de mesma espessura de solo. A mistura deve ser feita com escarificador | 300 mm no máximo | a primeira camada deverá ter uma espessura de, no mínimo, 600 mm, de maneira a proteger a manta geotêxtil. As camadas sobrejacentes deverão ter 300 mm, no mínimo | - | 300 mm no máximo com ambos materiais |
| Espessura das camadas compactadas de pneus | - | 1,0 m no máximo | 1,0 m (Classe I) e 3,3 m (Classe II) | - | - | - | - | 0,9 m no máximo | - |
| Envelopamento da camada de pneu | geotêxtil tecido ou não-tecido, envolvendo toda a camada | geotêxtil não tecido envolvendo toda a camada | geotêxtil tecido | geotêxtil envolvendo toda a camada | - | geotêxtil, com recobrimento mínimo de 450 mm | - | geotêxtil envolvendo o aterro acabado | - |
| Espessura das camadas de solo entre camadas de pneus | - | 900 mm no mínimo - em camadas de 15 mm a 305 mm | 300 mm | - | - | - | 300 mm | - | - |
| Espessura da camada de solo nas saias do aterro | - | - | 2,5 m medidos na horizontal | 2,0 m no mínimo, medidos na horizontal | - | - | ao menos 1,0 m de espessura de solo granular deverá cobrir o geotêxtil nas saias do aterro | - | - |
| Inclinação dos taludes das saias do aterro | - | 2H:1V | 1H:1V | 2H:1V | - | - | 3H:1V | - | - |
| Espessura entre pavimento e camada de pneu ou Espessura entre o coroamento do aterro e camada de pneu | Tráfego leve: camada de solo de cobertura de 0,8 m de espessura, no mínimo; Tráfego pesado: camada de solo de 1 a 2 m de espessura. Aplicações sem pavimento: camada de solo entre 0,3 a 0,5 m, dependendo das condições de tráfego | 1 m sob a base ou subase do pavimento | 1,5 m no mínimo sob o coroamento | 1,5 m no mínimo, sob a base do pavimento | 400 mm (pneu+solo) sob o coroamento | 5 m sob o coroamento | 1,5 m no mínimo sob o coroamento | 300 mm | - |
| Espessura entre fundação e camada de pneu | - | - | 300 mm de material granular | - | - | - | a fundação do local de execução deve estar no mínimo a 1 m acima do lençol freático | - | - |

| | ASTM - D 6270 (1) | FHWA-RD-97-148 (2) | Ohio DOT (3) | New York DOT (4) | Texas DOT (5) | | Minnesota DOT (6) | Washington DOT (7) | North Caroline DOT (8) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | pneu com solo | só partículas de pneu | | | |
| Espessura de aterro de sobrecarga | - | 600 mm para grandes carregamentos | 300 mm de solo | 1,5 m de solo | - | - | 1,8 m | - | - |
| Número de passadas da compactação | 6 passadas | 3 passadas - 15 passadas para partículas grandes ou para camadas pouco espessas | 8 passadas | 8 passadas | - | 6 passadas | 3 passadas | 3 passadas no mínimo | 4 passadas no mínimo |
| Energia de compactação e/ou equipamento | compactadores do tipo pé de carneiro, rolo vibratório ou trator de esteira, com um peso mínimo de operação de 90 kN | trator de esteira | rolo vibratório com um peso mínimo de operação de 90 kN | rolo vibratório ou não vibratório, com um peso mínimo de operação de 90 kN e velocidade máxima de 10 km/h | compactador não-vibratório | rolo vibrador com carga estática de 90 kN | trator de esteiras movendo em zigzag | trator de esteria tipo D8 ou equivalente pesando no mínimo 33 kN | trator de esteiras com uma pressão de contato mínima de 50 kPa e peso de operação mínimo de 100 kN |
| Controle de compactação | - | continuar passando com o equipamento até não observar movimento ou deflexão das partículas | - | - | - | - | - | - | - |
| Granulometria das partículas de pneu (% que passa na peneira, em peso) | 75 mm e 300 mm de tamanho máximo | 460mm - 25 mm (pneu triturado); 73 mm - 13 mm (pneu moído) | Classes I e II conforme (8) | 100 % #300; 75-100% #200; 0-25% #38; 0-1% #4,75; e menos que 10% em peso de partículas menores que 300 mm | 100% mín. #100; 95% mín. #75; 50% mín. #50; 15% máx. #4,75 | 100% mín. #300; 75% mín. #200; 25% máx. #37,5; 1% máx. #4,75 | 90% #200, mínimo de 50% retido #100 | 80% #200;50% #100 | 99% de partículas com 75 mm de tamanho ou menores, medida em qualquer direção |
| Restrições em relação às partículas | - | - | Classes I e II conforme (8) | Devem estar livres de produtos contaminantes (graxas, óleos, gasolina, diesel, etc); Não deverão conter mais que uma banda lateral; Partículas de aço soltas não devem exceder a quantidade de 1% em massa; estar isento de partículas com mais de 50 mm de aço exposto ou 25 mm de aço exposto em menos que 75% das partículas | Devem estar livres de produtos contaminantes (graxas, óleos, gasolina, diesel, etc); Não deverá conter mais que uma banda lateral; Partículas de aço soltas não devem exceder a quantidade de 1% em massa; | - | Não deverá conter mais que uma banda lateral; Todas as partículas de aço devem estar firmemente presas e 95% envoltas na seção do pneu que foi cortada; Fragmentos de aço só poderão estar expostos nas faces de corte das partículas de pneus; partículas de pneus devem pesar menos que 4,2 t/m³, medidas no caminhão | Devem estar livres de produtos contaminantes (graxas, óleos, gasolina, diesel, etc); Não deverá conter mais que uma banda lateral; Todas as partículas de aço devem estar firmemente presas e 98% envoltas na seção do pneu que foi cortada; Fragmentos de aço só poderão estar expostos nas faces de corte das partículas de pneus; 100% das partículas de pneus devem pesar menos que 4,2 t/m³, medidas no caminhão; A maior dimensão de partícula permissível deverá ter aprox. 60 cm ou 1/4 da forma circular original do pneu. | 90% das partículas não devem ter o aço do reforço do pneu exposto numa extensão maior que 6,25 mm além de sua superfície; Devem estar livres de produtos contaminantes (graxas, óleos, gasolina, diesel, etc) |

| | ASTM - D 6270 (1) | FHWA-RD-97-148 (2) | Ohio DOT (3) | New York DOT (4) | Texas DOT (5) | | Minnesota DOT (6) | Washington DOT (7) | North Caroline DOT (8) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | pneu com solo | só partículas de pneu | | | |
| Tipo e/ou granulometria de solo das camadas | - | preferencialmente granular | Material granular | - | material granular com graduação equivalente a 100% de material passando na peneira de 9,5 mm | - | solo granular | - | - |

(1) *Standart Practice for Use of Scrap Tires in Civil Engineering Applications*, 1998
(2) *User Guidelines of Waste and Byproducts Materials in Pavement Construction*, 1998
(3) *Supplemental Specification* 871, 2000
(4) Item 17203.0398 M - *Tire Shred Embankment*, 1998
(5) *Special Specification* - Item 5160 - *Tires for Use in Embankment*,1996
(6) *MN/DOT Standard of Practice for the Use of Shredded Tires*, 2000
(7) *Special Provision* (C4337), 1998
(8) *FHWA Interim Guidelines for Shredded Tire Embankmentes*, 1997

TABELA 3.3 – Especificações e Métodos Executivos de Muros de Pneus Inteiros ou sem uma das Bandas Laterais.

| | Fundação Geo-Rio (1) | SEINFRA - Joinville-SC (2) | South Caroline - DOT (3) | Garga & O'Shaughnessy (4) |
|---|---|---|---|---|
| inclinação da face do muro de pneus | inclinação máxima subvertical de 1H:8V | é recomendado que a face externa faça um ângulo de aproximadamente 10° com a vertical. | vertical | não deve exceder 70° de inclinação. |
| disposição dos pneus | em camadas sucessivas, dispostos lado a lado; os centros dos pneus das camadas sucessivas devem ficar desalinhados em relação à primeira camada. | assentados em fileiras justapostas, dispostos lado a lado, em camadas sobrepostas, com um pequeno deslocamento do centro dos pneus entre camadas. | 3 camadas de pneus formadas por duas filas de pneus justapostos, intercaladas por camadas de aterro compactado com 15 cm de espessura envelopadas em geotêxtil. Os pneus deverão estar alinhados verticalmente pelo centro dos pneus entre camadas. | assentados em camadas sucessivas e dispostos lado a lado. |
| condições dos pneus | pneus inteiros ou sem uma das bandas laterais, com diâmetros semelhantes, radiais ou não, de preferência sem cortes na banda de rodagem. Não é recomendada a utilização de pneus que já tenham sido aterrados ou dispostos em lixões. | não é recomendado o uso de pneus com dimensões significamente diferentes. Se possível, deve ter uma das bordas laterais cortadas. | pneus de caminhão com diâmetro externo de 1,04 m ± 2,54 cm e com o formato original preservado. Deverão estar secos e livres de óleos, graxas ou qualquer outro produto contaminante. | deve ser evitado o uso de pneus novos. |
| conexão entre pneus | os pneus deverão ser amarrados com cordas de polipropileno de 6mm de diâmetro apenas entre pneus de uma mesma camada, não havendo necessidade de amarração entre pneus de diferentes camadas (amarração na vertical). Pneus da 1ª linha - todos os pneus deverão ser amarrados a seus adjacentes (laterais e internos), com no mínimo duas voltas na corda; Pneus das demais linhas - entre as possíveis 6 ligações entre pneus adjacentes recomenda-se a ligação somente entre 4 pneus, com apenas uma volta na corda. | cada pneu deverá ser amarrado sempre que possível a 6 pneus em sua periferia adjacente, com corda de polipropileno não inferior a 5 mm, através de 2 laços. | cada pneu deverá estar conectado com todos os pneus adjacentes pela face superior da camada, através de clipes de aço ø 1,27 cm. Cada clipe tem comprimento total de 94,5 cm, sendo composto por um trecho central reto com 53,3 cm, dobras em aproximadamente 180°, com raio de 3,8 cm e extremidades retas com 8,9 cm de comprimento. Verticalmente os pneus internos são ancorados na fundação através de uma barra de ferro com 3 m de comprimento, dispostas a cada 3 colunas de pneus. Cada barra deverá ficar encostada nas bordas das bandas laterais do pneu e centralizada ao eixo do pneu transversal a seção do muro. | amarrados com cordas de polipropileno com 9,5 mm de diâmetro entre os pneus de uma mesma camada, amarradas com 3 voltas da corda entre os pneus. |
| material de preenchimento dos pneus | material existente no próprio local de execução da obra, descartando-se: turfas, argilas moles, aterros sanitários, lixos e ou entulhos, bem como qualquer material que contenha elementos agressivos à corda de amarração. A utilização de materiais argilosos deve ser preferencialmente em muros de pneus onde uma das bandas laterais tenha sido retirada (pneu cortado). Solos arenosos devem ser evitados em regiões onde haja fluxo interno de água, devido a possibilidade de carreamento do material | material granular encontrado no local, levemente umidecido. | material deverá ter coesão e ser permeável. | pode ser utilizado tanto solos coesivos como pouco coesivos, e o preenchimento pode ter qualidade (grau de compactação, umidade, etc.) inferior ao usualmente aceitável em aterros convencionais. Quando utilizados pneus com uma única banda lateral pode ser utilizada argila para o preenchimento. |

| | Fundação Geo-Rio (1) | SEINFRA - Joinville-SC (2) | South Caroline - DOT (3) | Garga & O'Shaughnessy (4) |
|---|---|---|---|---|
| Compactação do preenchimento dos pneus | lançar camadas de 0,25 m de espessura. | - | bandas laterias do pneus deverão ser esticadas para facilitar a compactação. | no caso de argila a compactação deve ser mais controlada em camadas de não mais que 30 cm. |
| equipamento de compactação | rolo pé-de-carneiro; "sapo mecânico" (deve passar no mínimo 3 vezes no local a ser compactado); ou Compactador manual. | - | sapo | trator de esteira ou para argilas utilizar rolo pé de carneiro. |
| fundação do muro de pneus | diretamente sobre o terreno, desde que tenha capacidade de carga compatível com a taxa admissível de projeto | remoção de solos compressíveis e moles, além do nivelamento e compactação da base da fundação com material de boa qualidade, com camada não inferior a 20 cm. | deverá ser escavada com inclinação de 5% na direção do tardoz e protegida com geomebrana. | - |
| drenagem | o preenchimento com solos argilosos pode gerar poro-pressões elevadas durante a execução, podendo ser controladas através da utilização de drenos internos rasos. | colchão drenante em toda extensão da face interna do muro e barbacãs de ø75mm a cada 2m² de parede de muro, ligeiramente inclinado para a face externa. | sobre a geomembrana da fundação deverá ser executada uma camada compactada de material pétreo com espessura compatível para o nivelamento da fundação. | colchão drenante de areia compactada com 300 mm de espessura. |
| acabameno da face | alvenaria em blocos de concreto assentada sobre baldrame de concreto armado; Concreto projetado sobre tela metálica; Placas pré-moldadas | proteção da face externa do muro com vegetação para evitar a erosão do solo colocado nos pneus e a degradação por luz ultravioleta. | as camadas de aterro compactado entre as camadas de pneus deverão ser envelopadas com geotêxtil. | - |
| tardoz do muro de pneus | formado por um retroaterro executado concomitantemente ao muro. | formado por um colchão drenante de 40 cm encostado à superfície escavada do talude | encostado diretamente no talude escavado. | - |
| aterro entre camadas de pneus | - | - | camadas de 15 cm de espessura do mesmo material de preenchimento dos pneus, envelopadas com geotêxtil na face do muro. | - |

(1) Muro de Pneu - Manual Executivo, 1999
(2) Especificação Técnica para Contenção de Talude com Pneus, 2000
(3) *Specifications for Whole Truck Tires in a Retaining Wall, 1996 adaptada de Guidelines for Using Recycled Tire Carcasses in Highway Maintenance, Caltrans*, 1987
(4) *The Use of Scrap Tires in Reinforced Earth Structures: Research Implementation Design and Construction Guidelines*, 1996

# 4 – PROPRIEDADES DE PNEUS INTEIROS

As principais aplicações geotécnicas onde são utilizados os pneus inteiros ou cortados, isto é, sem as bandas laterais, são estruturas de arrimo tipo gravidade e reforços de aterros, comumente chamados de solo reforçado.

A ruptura externa de muros de gravidade pode ocorrer através da fundação (perda de capacidade de carga), por tombamento ou por deslizamento da estrutura, ou, no caso particular de estruturas flexíveis, através da deformação excessiva de um ou mais módulos ou elementos do paramento.

Já a ruptura interna de solos reforçados pode ocorrer por arrancamento do reforço devido a um comprimento de ancoragem inapropriado atrás da superfície de ruptura, escorregamento ao longo da interface entre o solo e o reforço ou ruptura do reforço ao longo do plano de máxima força de tração.

O dimensionamento e a verificação dos mecanismos de ruptura das estruturas devem levar em conta as propriedades mecânicas e o comportamento tensão-deformação dos materiais.

## 4.1 – COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE PNEUS INTEIROS

O principal material constituinte dos pneus, a borracha, possui módulo de elasticidade inferior ao do solo e, portanto, ao se pretender reforçar o solo com tiras de borracha, o material obtido terá características de deformação inferiores às do material matriz. No entanto, os pneus são elementos fortemente armados e dimensionados para suportar

impactos e altas temperaturas e, evidentemente, não se comportam como se fossem constituídos inteiramente de borracha (MADUREIRA, 2002).

Para simular o efeito dos reforços num ensaio triaxial, LONG & POUGET (1980) realizaram ensaios com amostras de areias reforçadas com discos de alumínio e de látex, posicionados na direção horizontal e guardando determinado espaçamento. As areias reforçadas com discos de alumínio apresentaram coesão aparente considerável, enquanto as amostras com borracha (látex), além de não apresentarem coesão, resultaram em uma diminuição do ângulo de atrito (Figura 4.1). A coesão aparente foi proporcional à densidade do reforço da areia.

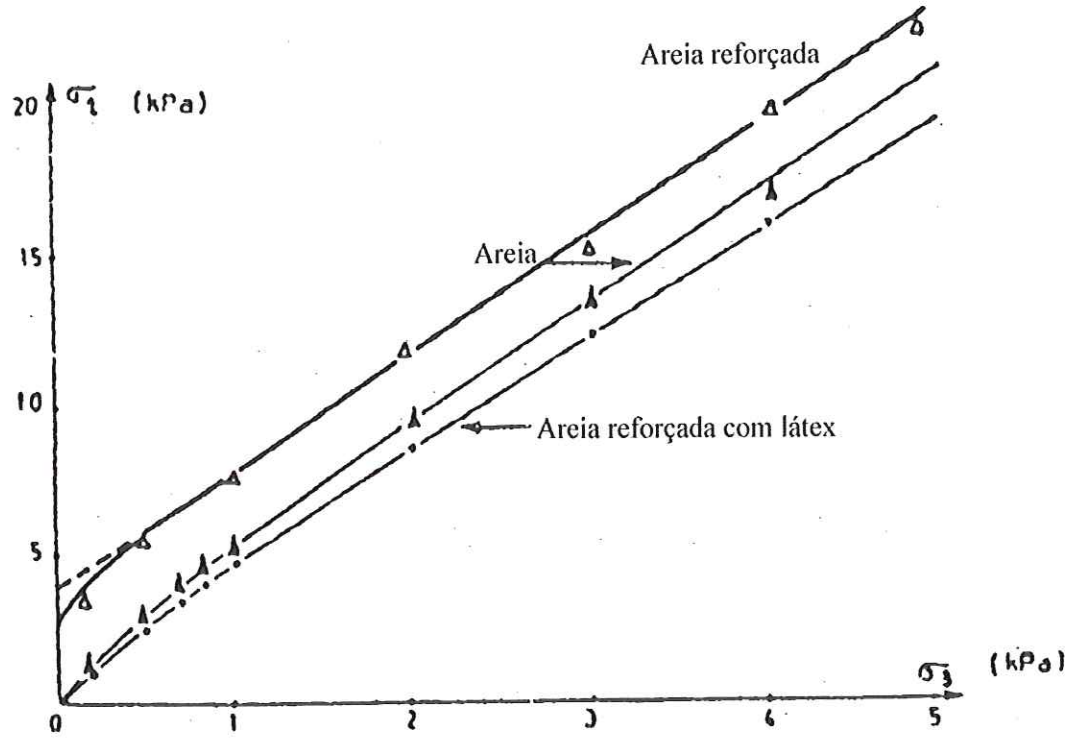



FIGURA 4.1 – Resistência da areia reforçada com diferentes materiais (LONG, 1990).

A relação tensão x deformação da amostra reforçada com os discos de alumínio possui uma tangente comum, na origem, à curva da areia pura, enquanto que a areia reforçada com discos de borracha apresenta uma inclinação menor. Os autores observaram que este fato demonstra que os módulos de elasticidade dependem das características dos reforços, do seu espaçamento e espessura. Desta forma, LONG (1990) postulou que a curva tensão x deformação do solo reforçado com pneus se situa entre as curvas do solo puro e do solo reforçado com as placas de alumínio, conforme pode ser observado na Figura 4.2.

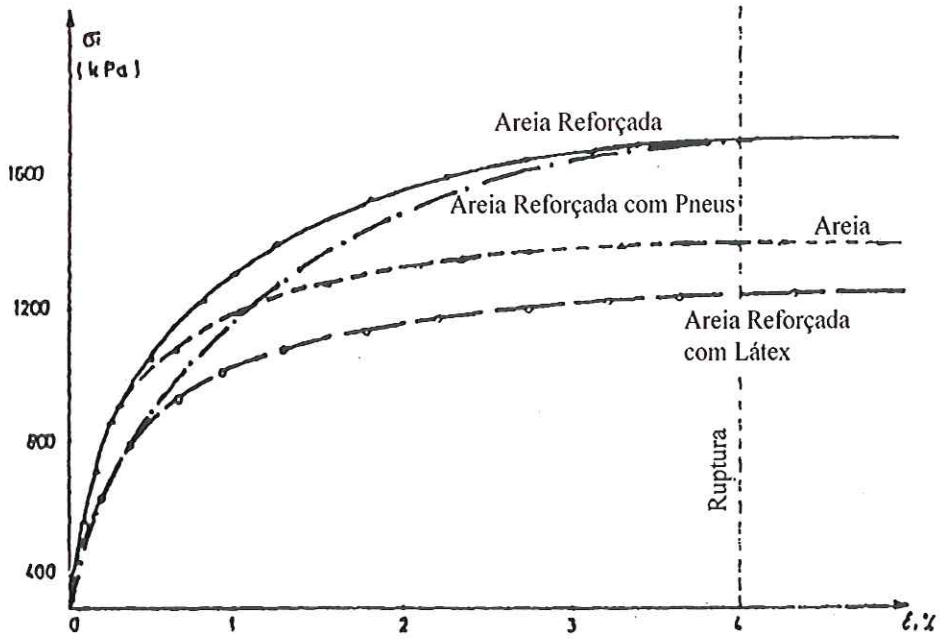



FIGURA 4.2 – Curvas de tensão-deformação da areia reforçada com diferentes materiais (LONG, 1990).

Entretanto, o comportamento idealizado não reflete o caso mais comum em que pneus inteiros ou sem a banda lateral são dispostos lado a lado. Segundo GARGA & O'SHAUGHNESSY (1996) tal comportamento é mais complexo e depende de outros fatores, tais como: disposição dos pneus; esquema de solidarização entre os pneus; partes que são utilizadas dos pneus; atrito entre solo e pneu; tipo de solo utilizado; resistência do solo; geometria da estrutura de pneus; e efeito de confinamento dos pneus no maciço do aterro.

## 4.2 – Resistência Mecânica de Partes dos Pneus

Como já foi descrito, os pneus são compostos por várias partes as quais são reforçadas por fios de aço e fibras. Ensaios para determinar a resistência à tração foram realizados em pneus de veículos de passageiros, na França. As principais conclusões observadas por LONG (1990) são sumarizadas a seguir:

- A resistência à tração média da banda de rodagem dos pneus é de 56 kN, com um desvio padrão de 24 kN. A probabilidade da resistência de todas as bandas de

rodagem dos pneus ensaiados exceder 26 kN é de 90% e de exceder 36 kN é de 80%;

- Não existe diferença entre as duas bandas laterais de um dado pneu. A resistência da banda lateral varia de 17 kN para as menos reforçadas até 52 kN para as mais reforçadas, com uma média de 25 kN e um desvio padrão de 10 kN.

GARGA & O'SHAUGHNESSY (1996) realizaram uma série de ensaios para avaliar tanto a resistência à tração de pneus inteiros e sem a banda de rodagem, quanto das cordas de polipropileno utilizadas para a solidarização dos pneus.

Nos ensaios com cordas de polipropileno foram utilizadas cordas com 9,4 mm de diâmetro e foi levado em consideração o número de voltas da amarração. A Tabela 4.1 apresenta as propriedades características resultantes dos ensaios em função do número de voltas da amarração.

TABELA 4.1 – Propriedades da corda de polipropileno (GARGA & O'SHAUGHNESSY, 1996).

| Número de voltas da Amarração | T (kN) | σ (MPa) | ε (%) | E (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 11,9 | 83,2 | 26,4 | 242 |
| 2 | 21,0 | 73,7 | 21,4 | 318 |
| 3 | 29,4 | 68,7 | 20,9 | 319 |

Ensaios adicionais foram conduzidos para determinar o efeito do confinamento durante o alongamento do pneu, representando a condição em que o pneu está preenchido e confinado em meio ao maciço do aterro e, conseqüentemente, as deformações laterais são restringidas. Para tanto foi instalada uma mola de elevada rigidez de módulo de 185 kN/m dentro do raio interno do pneu, perpendicular à tração aplicada.

Segundo GARGA & O'SHAUGHNESSY (1996), o comportamento do alongamento do pneu, inteiro ou sem a banda lateral, é governado por dois fatores: colapso do aro interno e a rigidez da corda de amarração. O colapso inicial do aro interno produz 80% ou mais das deformações observadas, tanto para os pneus inteiros quanto para os pneus sem banda lateral, enquanto que a deformação remanescente é gerada pelo alongamento da corda. O Módulo de Tração J, caracterizado pela inclinação da curva tração x

deslocamento, aumenta de 7 kN para 85 kN quando ocorre o colapso do aro interno, com o ponto de inflexão em torno de 25 kN (Figura 4.3a). A partir desse ponto, a contribuição da corda na deformação aumenta drasticamente para mais de 85%. Foi observado que pneus inteiros são levemente mais rígidos que os sem a banda lateral.

Para o caso confinado, em que foi instalada uma mola de elevada rigidez, concluiu-se que há um aumento da rigidez do reforço com o aumento da tração. O alongamento da corda e a deformação do aro interno do pneu devem ser levados em conta quanto às deformações globais. Nos estágios iniciais, a deformação da corda contribuiu em mais de 75% da deformação global, sendo que a contribuição aumenta com o aumento da tensão, até aproximadamente 85%. A tração variou de 32 kN a 130 kN (Figura 4.3), valores notadamente mais altos que os valores associados ao caso dos pneus desconfinados.

## 4.3 – ENSAIO DE ARRANCAMENTO

LONG (1990) descreve os ensaios realizados pelo *Laboratoire Central des Ponts et Chaussés*-LCPC, em escala real, para avaliar a resistência à tração de pneus confinados em aterros compactados. Foram testados tanto pneus sem as bandas laterais, quanto somente as bandas laterais, além de pneus sem banda lateral cortados radialmente, formando tiras das bandas de rodagem. Também foram consideradas várias configurações em que os pneus foram dispostos lado a lado, formando um reticulado, bem como dispostos linearmente um atrás do outro. Foram construídos seis aterros e variadas suas alturas de 1m a 2m.

Nos casos em que os pneus foram dispostos lado a lado, formando um reticulado, foi observado que, na maioria dos casos, a ruptura ocorria no elemento de consolidação entre os pneus, não sendo observada a completa ruptura solo-pneu.

Dos valores de resistência à tração obtidos para os pneus sem a banda lateral, maiores que os das bandas laterais, conclui-se que a parcela de resistência devido ao empuxo passivo do solo na frente da banda de rodagem do pneu, somada ao atrito entre os planos de cisalhamento entre o solo do maciço e o solo confinado dentro do pneu, é

maior que o atrito da banda lateral e do solo confinado dentro dele com o solo do maciço.

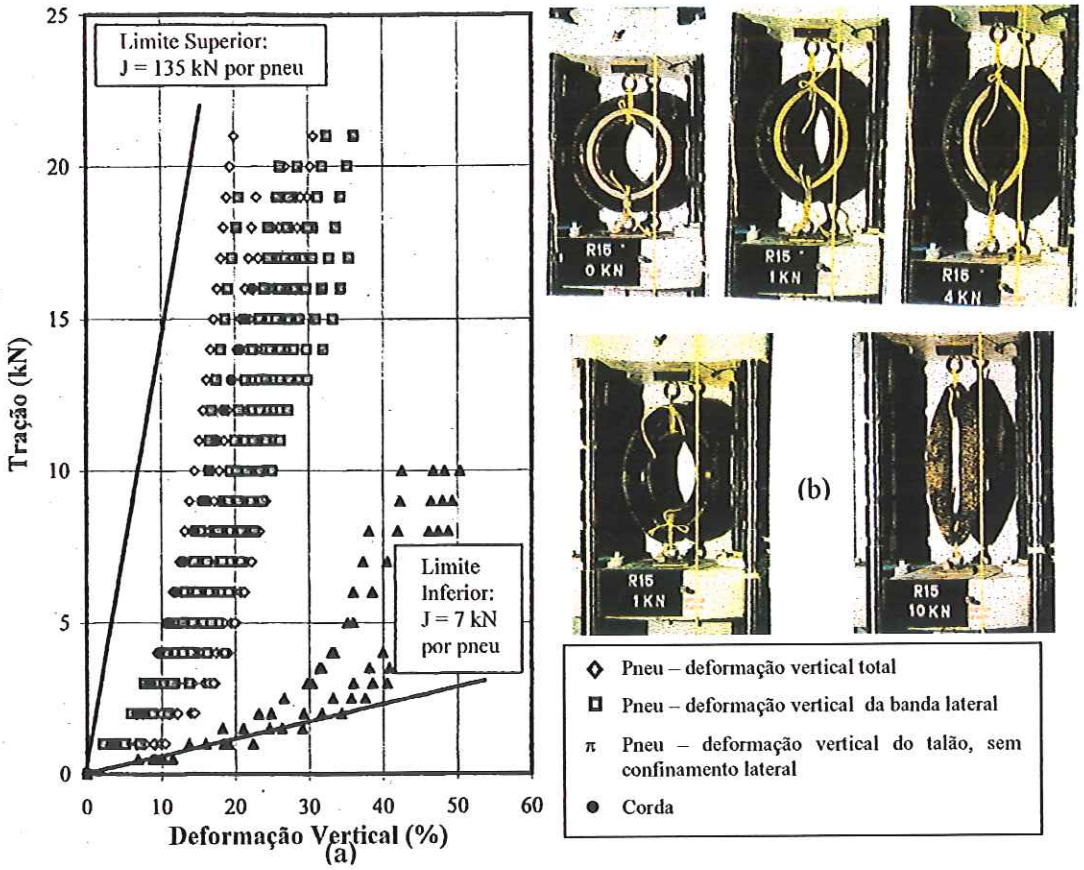



FIGURA 4.3 – (a) Relação entre a força de tração e a deformação vertical dos pneus, sem e com confinamento lateral; (b) alongamento de pneus inteiros e com banda lateral (GARGA & O'SHAUGHNESSY, 1996).

Entretanto, nos casos em que os pneus foram dispostos linearmente, a resistência à tração das tiras de banda de rodagem se mostrou superior à dos outros casos. Isso indica que a parcela do atrito entre pneu e o maciço pode ser grande, desde que a área de contato da interface na direção do arrancamento seja suficiente.

Também foram realizados ensaios de arrancamento no Rio de Janeiro, em parceria da PUC-RIO, com a Fundação Geo-Rio e a Universidade de Ottawa (Canadá), que já tinha experiências anteriores.

Os ensaios de arrancamento consistiram na aplicação de uma carga de arrancamento em pneus dispostos sobre uma base de solo compactado, com 0,5 m de altura. A sobrecarga

de solo foi compactada sobre os pneus até a altura de 1m e para reduzir a resistência ao arrancamento devido à resistência passiva, a zona frontal da sobrecarga foi executada sem compactação. Os pneus foram levados até a ruptura por tração, com monitoramento das cargas e dos deslocamentos correspondentes. O solo utilizado foi um colúvio formado por uma argila silto-arenosa bem graduada.

A Figura 4.4 apresenta, de forma esquemática, a estrutura de reação utilizada nos ensaios, enquanto que a Tabela 4.2 apresenta o programa de ensaios de arrancamento e os resultados obtidos.

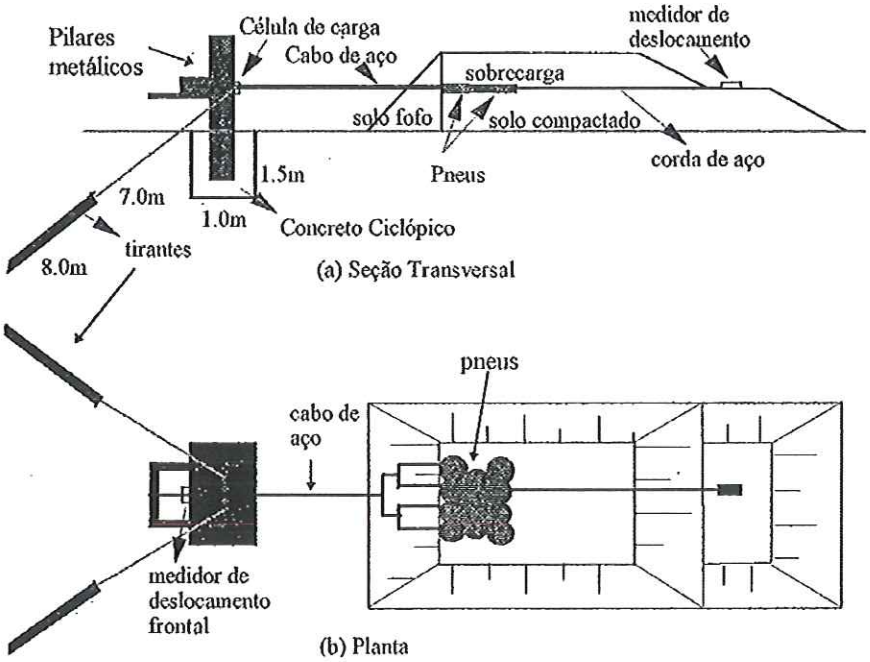



FIGURA 4.4 – Esquema da estrutura de reação dos ensaios de arrancamento (MEDEIROS *et al*, 1997a).

MEDEIROS *et al.* (1997b) comentam que não foram observadas diferenças significativas entre as curvas esforço x deformação para colchões de pneus inteiros e pneus cortados, ao menos para sobrecarga de 1 m de altura. Observam, ainda, que nos ensaios executados com colchões de pneus foi obtida uma resistência média de aproximadamente 4kN/pneu. Os resultados obtidos com pneus individuais sob a mesma sobrecarga resultaram em esforços de tração máximos da ordem de 6 a 7kN.

TABELA 4.2 – Resultados dos ensaios de arrancamento (MEDEIROS *et al*, 1997b).

| Material | Ensaio | Descriąão | Sobrecarga (m) | Carga Máxima (kN) | Deslocamento (cm) |
|---|---|---|---|---|---|
| Colúvio | ○ | 1 pneu cortado | 1,0 | 8,8 | 80,0 |
| Colúvio | ◎ | 1 pneu inteiro | 1,0 | 8,6 | 100,0 |
| Colúvio | ○○○ | 3 pneus cortados | 1,0 | 29,0 | 660,0 |
| Colúvio | ◎◎◎ | 3 pneus inteiros | 1,0 | 28,2 | 660,0 |
| Areia | ○ | 1 pneu cortado | 1,0 | 6,8 | 150,0 |
| Areia | ◎ | 1 pneu inteiro | 1,0 | 6,8 | 170,0 |
| Areia | ○○ | 2 pneus cortados | 1,0 | 7,3 | 170,0 |
| Areia | ○○○○ | 4 pneus cortados | 1,0 | 16,3 | 150,0 |
| Areia | ○○○<br>○○ | 2X3 pneus cortados | 1,0 | 20,6 | 280,0 |
| Areia | ○○○○<br>○○○ | 4X3 pneus cortados | 1,0 | 23,3 | 170,0 |
| Areia | ○○○○<br>○○○<br>○○○○ | 4X3X4 cortados | 1,0 | 34,6 | 350,0 |

MEDEIROS *et al.* (1997a) verificaram que em aterros de areia ocorriam grandes deformações e alta resistência ao arrancamento. Observaram ainda que a resistência total ao arrancamento é controlada pela mobilização da resistência ao cisalhamento entre o solo dentro e fora de cada pneu, associada à deformação do pneu devido ao arrancamento. Durante o estágio inicial de aplicação da tração de um único pneu, este se deforma e em seguida o deslocamento é devido ao arrasto do pneu deformado preenchido com solo. Durante esse estágio há uma total mobilização da resistência ao cisalhamento do solo.

GARGA & O'SHAUGHNESSY (2000) observam que a ruptura progressiva ocorre a partir da mobilização completa da primeira linha de pneus e, na seqüência, a força é transmitida para a segunda linha, resultando no alongamento das cordas e, finalmente, a terceira linha de pneus é solicitada, após a mobilização completa da segunda linha. O

formato dos pneus alongados passa de circular para oval ou elipsóide, ficando assim deformado mesmo após a completa ruptura de todos os elementos (LONG, 1990; MEDEIROS *et al.*, 1997a; GARGA & O'SHAUGHNESSY, 1996). Depois da ruptura da última linha de pneus, o colchão de pneus por inteiro começa a escorregar sobre a base do aterro, carregando a massa de solo sobre ele.

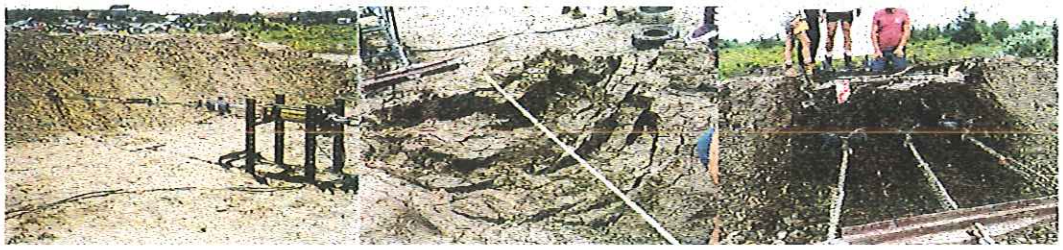
O comportamento de arrancamento do reforço de pneus pode ser dividido em duas fases, ocorre primeiro a extensão do reforço, seguida por deslizamento (GARGA & O'SHAUGHNESSY, 2000). A Figura 4.5 apresenta uma seqüência de fotos tiradas durante o processo de arrancamento e ruptura do colchão de 3X3 pneus.

## 4.4 – INTERAÇÃO SOLO-PNEU

A tensão de cisalhamento no contato solo-reforço é dada por:

$$\tau = \mu.\sigma_n \tag{4.1}$$

onde $\sigma_n$ é a tensão normal exercida no reforço e $\mu$ é o coeficiente de atrito entre o solo-reforço. O coeficiente de atrito geralmente é definido em função do ângulo de atrito de interface ($\phi_{int}$), que é usualmente determinado através do ensaio de cisalhamento direto modificado.



(a) (b) (c)

FIGURA 4.5 – Ensaio de arrancamento (a) esquema geral; (b) vista superior da ruptura; (c) extrusão da 1ª linha de pneus (GARGA & O'SHAUGHNESSY, 1996).

A relação entre o ângulo de atrito de interface e o ângulo de atrito do solo ($\phi_{int}/\phi$), para solos areno-siltosos varia entre 0,5 e 0,8, ou seja:

$$\mu = \tan\phi_{int} \approx (0{,}5 \text{ a } 0{,}8)\tan\phi \tag{4.2}$$

O coeficiente da eficiência da resistência ao deslizamento direto em um material compósito é dado por (JEWELL *et al*, 1984):

$$\alpha_{ds} = 1 - f\left(1 - \frac{\tan\phi_{int}}{\tan\phi}\right) \tag{4.3}$$

onde $\alpha_{ds}$ é coeficiente de eficiência da resistência ao deslizamento direto e f é a fração da superfície do reforço em relação à área total de deslizamento.

Segundo GARGA & O'SHAUGHNESSY (2000), a área de contato entre a borracha da banda lateral do pneu e o solo em relação à área total do reforço é de aproximadamente 25%, conseqüentemente o valor de f é dessa ordem.

Foram executados ensaios de cisalhamento direto modificado para determinar o atrito de interface ou aderência entre a borracha de um pneu e o solo. Foi utilizada uma caixa de cisalhamento modificada de 100 x 100 mm, sendo que em sua metade superior foi compactado o solo de interesse, em três camadas, com um pequeno soquete quadrado caindo de uma altura constante. Na metade inferior foi disposto um pedaço da banda lateral de um pneu (GARGA & O'SHAUGHNESSY, 2000).

O coeficiente de atrito de interface para areia seca resultou num valor alto, igual a 0,58 ($\phi_{int}$ =30°). Para solo coesivo, sobre condições drenadas, obteve-se um valor mais baixo, de 0,40 ($\phi_{int}$ =22°). É importante observar que o coeficiente de atrito de interface entre a areia e o pneu encontra-se dentro dos valores comuns de areia com outros materiais, tais como concreto, madeira, aço e geotêxteis.

A Tabela 4.3 apresenta os resultados dos ensaios obtidos, enquanto que a Figura 4.6 apresenta a tensão normal *versus* a resistência ao cisalhamento de interface de pneus com areia e solo coesivo. GARGA & O'SHAUGHNESSY (2000) indicam que as resistências de interface obtidas foram menores que as resistências ao cisalhamento dos respectivos solos, em todos os casos estudados.

TABELA 4.3 – Parâmetros de atrito de interface

| Solo | $c$ (kPa) | $c_a$ (kPa) | $\phi$ | $\mu$ | $\phi_{int}$ | $c_a/c$ ou $f_c$ | $\delta/\phi$ ou $f_\phi$ | $\tan\phi_{int}/\tan\phi$ | $\alpha_{ds}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Areia seca | | | 42° | 0,58 | 30° | | 0,71 | 0,64 | 0,91 |
| Solo coesivo (CU) | 68,4 | 7,6 | 19° | 0,40 | 22° | 0,11 | 1,16 | 1,17 | 0,82 |
| Solo coesivo (CD) | | | 32° | 0,49 | 26° | | 0,81 | 0,78 | 0,95 |

O atrito de interface pode ser expresso como (POTYONDY, 1961):

$$\tau_{interface} = f_c c + \sigma_n \tan(f_\phi \phi) \qquad (4.4)$$

onde $f_c = c_a/c$, sendo $c_a$ a adesão de interface; $f_\phi = \phi_{int}/\phi$; c e $\phi$ são os parâmetros do solo.

O coeficiente de eficiência ao deslizamento direto $\alpha_{ds}$ variou entre 0,82 e 0,95, conforme a Tabela 4.3. Segundo GARGA & O'SHAUGHNESSY (2000), os altos valores obtidos indicam que a eficiência ao deslizamento de um reforço de colchão de pneus é predominantemente governada pelas características de resistência ao cisalhamento do solo usado na construção.

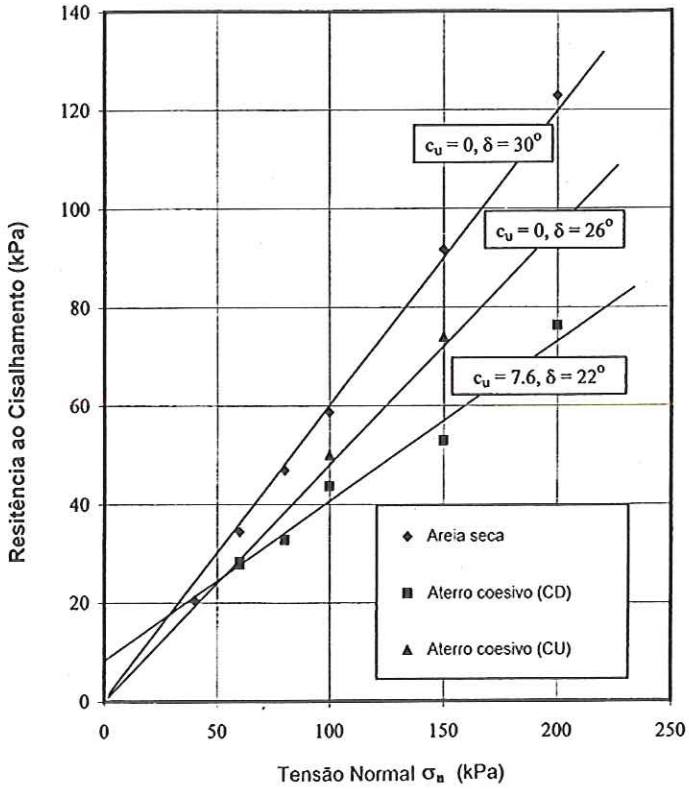



FIGURA 4.6 – Tensão normal *versus* a resistência ao cisalhamento de interface de pneus com areia e solo coesivo (O'SHAUGHNESSY & GARGA, 2000).

## 4.5 – DENSIDADE "IN SITU"

Para o dimensionamento de estruturas de contenção, o valor do peso específico aparente do material composto tanto por pneus inteiros como por pneus cortados, preenchidos com solo, é determinado através de ensaios de grandes dimensões. A Tabela 4.4 apresenta os valores típicos encontrados na literatura.

É importante notar que há uma redução do peso específico dos pneus preenchidos com solo quando comparado com os valores do solo. Pneus cortados, isto é, sem uma das bandas laterais, proporcionam uma melhor compactação, o que explica uma menor redução nos valores do peso específico.

Deve ser observado, ainda, que o preenchimento de pneus com solos argilosos resulta em uma redução maior do peso específico, provavelmente porque o pneu absorve uma parte considerável da energia de compactação, bem como da vibração do equipamento, e a compactação de materiais coesivos apresenta maior sensibilidade em relação a isto.

TABELA 4.4 – Peso específico de pneus preenchidos com solo

| Tipo | Solo | Peso Específico ($kN/m^3$) | Redução Peso Específico (%) | Fonte |
|---|---|---|---|---|
| Pneu inteiro | - | 15,5 | - | GEO-RIO, 2000 |
| Pneu cortado | - | 16,5 | - | |
| Pneu inteiro | areia (18 $kN/m^3$) | 16,0 | 11,1 | GARGA & O'SHAUGHNESSY, 2000 |
| Pneu cortado | areia (18 $kN/m^3$) | 17,0 | 5,6 | |
| | solo coesivo (20 $kN/m^3$) | 16,4 | 18,0 | |
| Pneu inteiro | solo residual | 15,4 | - | SIEIRA, 1998 |
| | solo arenoso (18 $kN/m^3$) | 15,6 | 13,3 | |
| Pneu cortado | solo residual | 16,2 | - | |
| | solo arenoso (18 $kN/m^3$) | 16,5 | 8,3 | |

## 4.6 – PARÂMETROS DE ELASTICIDADE

SIEIRA (1998) determinou parâmetros de elasticidade de pneus preenchidos com solo por meio de retro-análises de quatro diferentes seções de muros de contenção, comparando os resultados previstos e medidos pela instrumentação. Na análise do comportamento tensão *versus* deformação do muro foi utilizado o modelo elástico linear. Foram executados muros experimentais, com 15 m de comprimento, em cada uma das quatro seções transversais consideradas (MEDEIROS *et al.*, 1997a), conforme descrito no capítulo anterior.

As seções A, B e C têm altura de 25 camadas de pneus, dispostos da seguinte maneira: 9 camadas inferiores com largura de 6 pneus em linha, 9 camadas intermediárias com 5 pneus e 7 camadas superiores de 4 pneus. A Seção D é composta por 25 camadas com largura constante de 3 pneus da base ao topo.

Atrás do muro de pneus foi executado um retroaterro, constituído do mesmo material de preenchimento dos pneus. Ao término da construção do muro foram adicionados 2 m de solo de sobrecarga no retroaterro. O maciço foi instrumentado com inclinômetros e o muro com células de carga.

O acompanhamento do desenvolvimento das deformações por meio da instrumentação e posterior análise numérica demonstraram que o muro de pneus cortados preenchidos com solo (Seção B) é mais rígido, mais homogêneo e menos deformável que o muro com pneus inteiros (Seção A). Os deslocamentos diferem da ordem de 35%. As análises numéricas forneceram módulos constantes ao longo de toda a altura do muro, iguais a 1,8 MPa para o muro com pneus inteiros e 2,5 MPa para o muro com quatro pneus.

A Seção C, cuja amarração foi feita por meio de arames, conferiu maior rigidez para a estrutura, com deslocamentos horizontais cerca de 18% inferiores aos medidos na Seção B (amarração com corda de polipropileno). As análises numéricas forneceram valores de Módulo de Elasticidade de 2,5 MPa e 3,0 MPa, constantes ao longo da altura, para as seções B e C, respectivamente. A escolha de um ou outro tipo de amarração deve levar em conta o custo do material e a facilidade de execução.

Comparando as seções B e D, com diferentes geometrias, SIEIRA (1998) verificou numericamente que as seções apresentam diferenças significativas em termos de deslocamentos horizontais (da ordem de 35%). A Seção D, com geometria mais esbelta, foi projetada com fator de segurança ao tombamento de 1,0, segundo os métodos clássicos de estabilidade de muros de arrimo. Entretanto, os resultados da instrumentação demonstram que essa seção permaneceu estável.

Assim, as estruturas constituídas com pneus são mais flexíveis que os muros de arrimo convencionais, apresentando maiores deslocamentos horizontais, mais ainda situados dentro dos limites de aceitação, o que permite uma relaxação de tensões e uma maior transferência das cargas.

# 5 – PROPRIEDADES DE PNEUS PROCESSADOS

O geocompósito formado por pneus processados apresenta uma certa heterogeneidade, pois não há controle de qualidade, uma vez que os pneus sofrem desgastes diferentes ao longo de sua vida útil e existem diferentes tipos de processamento. Geralmente, não há indicação do tipo de equipamento e da forma utilizada. Apesar dessas dificuldades, apresenta-se, de forma sistematizada a caracterização e as propriedades físicas de pneus processados em utilizações de engenharia, bem como propriedades de resistência e deformabilidade desse tipo de material, encontradas na literatura.

## 5.1 – CARACTERIZAÇÃO GRANULOMÉTRICA

DRESCHER & NEWCOMB (1994) analisaram uma mistura de pneus triturados de caminhão e de passageiros, processados pela Maust Tire Recyclers, Inc., no Estado de Minnesota. Os resultados do ensaio de granulometria de três amostras de pneus triturados mostraram que cerca de 15% do material é menor que 19 mm e o restante está entre 19 mm e 50 mm.

HUMPHREY & SANDFORD (1993) ensaiaram amostras de pneus triturados de três fornecedores: F&B Enterprises, de New Bedford, Massachusetts; Palmer Shredding, de North Ferrisburg, Vermont; e Pine State Recycling, no Estado de Maine. As amostras do primeiro fornecedor eram formadas por pedaços menores que 38 mm, sendo que as do segundo fornecedor possuiam pedaços que mediam até 76 mm e as do terceiro eram formadas por pedaços com tamanho máximo de 51 mm.

COSGROVE (1995) apresentam ensaios de duas amostras contendo uma mistura de pneus triturados com cintas de fibra e aço. A primeira amostra continha partículas de tamanho máximo nominal de 38 mm. Comparativamente, a segunda continha partículas de tamanho máximo nominal de 75 mm e uma distribuição mais uniforme.

BRESSETE (1984) apresenta ensaios de três amostras oriundas da Waste By-Product of Portland, do Estado de Oregon. A primeira era de pneus cortados, ou seja, não triturados, com partículas maiores que 250 mm, com tamanho e forma razoavelmente regulares (mal graduado). As outras duas amostras eram de pneus de caminhão, contendo pequenos pedaços e um pouco de finos.

Já EDIL & BOSSCHER (1994) caracterizaram diferentes amostras de pneus processados no Estado de Wisconsin, nomeadas conforme o local onde foram processadas.

SPEIR & WITCZAK (1996) ensaiaram uma borracha triturada (*shredded rubber*), mais grosseira que a borracha de pneus moída (*ground rubber*).

Finalmente, a curva da amostra denominada Relastomer se apresenta bem mais fina que as outras, uma vez que se trata de um material composto de borracha moída, cuja tecnologia de moagem foi desenvolvida pela empresa brasileira de mesmo nome.

A Figura 5.1 apresenta as curvas granulométricas dos materiais descritos e apresenta os intervalos de granulometria de pneus processados, conforme definido anteriormente.

Pode-se observar que as amostras analisadas se enquadram mais dentro da faixa granulométrica descrita como a de pneu moído (*tire chip*), ainda que algumas das amostras ensaiadas apresentem suas curvas próximas do limite inferior da faixa relativa a pneus triturados (*tire shred*), conforme definida na Tabela 5.1.

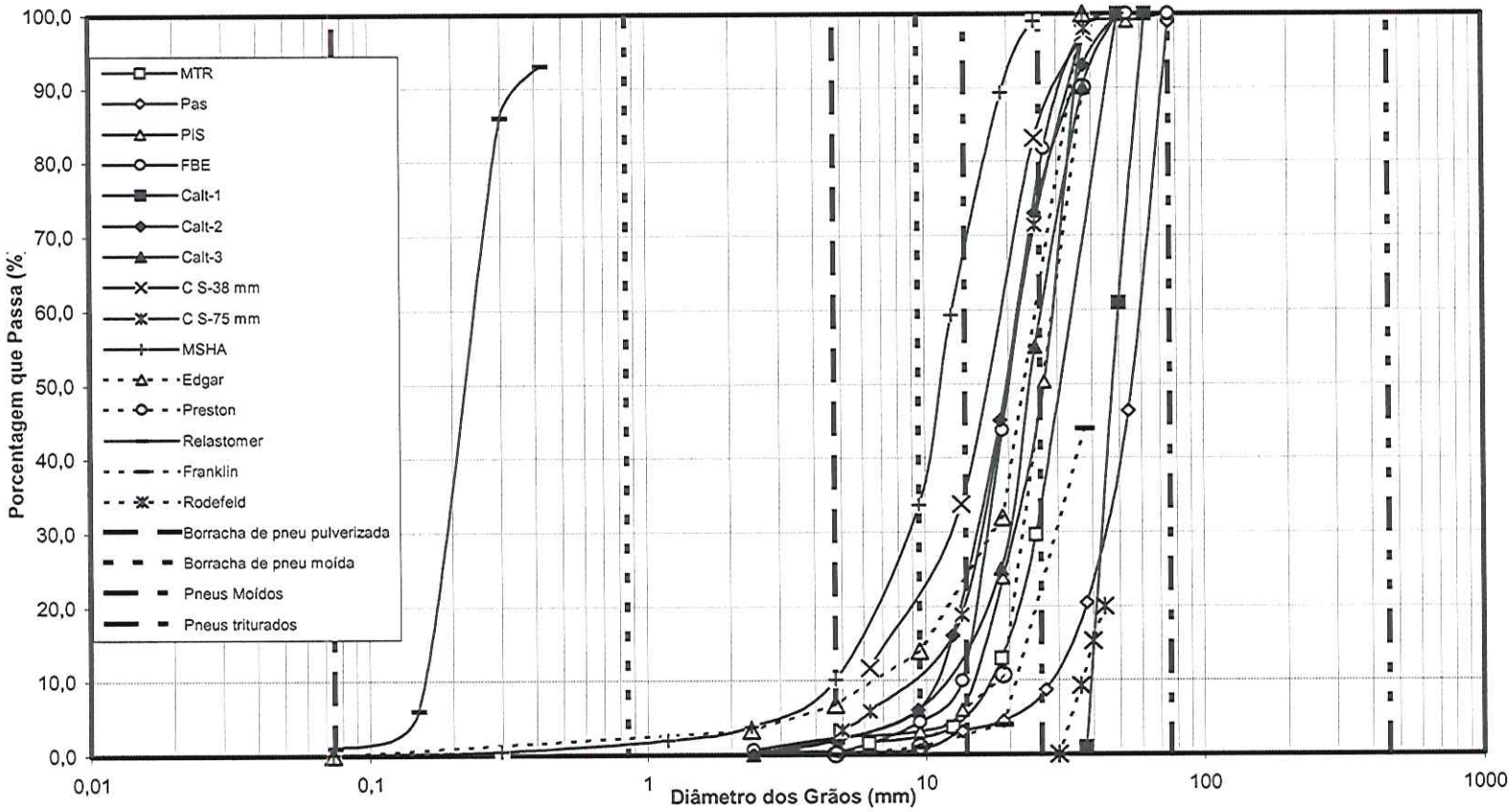



FIGURA 5.1 – Intervalos de Granulometria de Pneus Processados e Curvas Granulométricas de amostras.

Legenda:

MTR-1, 2 e 3 - *Maust Tire Recyclers, Inc* - Drescher e Newcomb (1994).

PaS-1, 2 e 3 - *Palmer Shredding* - Humphery e Sandford (1993).

PiS-1, 2 e 3 - *Pine State* - Humphery e Sandford (1993).

FBE-1, 2 e 3 - *F&B Enterprises* - Humphery e Sandford (1993).

Calt-1,2 e 3 - Bressette (1984).

C S-38 mm - *Palmer Shredding* - Cosgrove (1995).

C S-75 mm - *Palmer Shredding* - Cosgrove (1995).

Relastomer –Relastomer Tecnologia e Participações S.A. – Oda (2001)

MSHA – MSHA – Speir e Witczak (1996)

Edgar, Preston, Franklin e Rodefeld – Edil e Bosscher (1994)

A Tabela 5.1 sumariza a classificação por faixas de dimensões típicas das partículas de pneus processados.

TABELA 5.1 – Classificação através das dimensões típicas das partículas de pneus triturados.

| Classificação de Pneus Processados | Tamanho Típico | | Descrição das Partículas |
|---|---|---|---|
| | Máximo | Mínimo | |
| Pneu Triturado (*Tire Shreds*) | 460mm | 25 mm | São basicamente planas, de forma irregular, tal como suas extremidades, as quais podem apresentar ou não pedaços de metal das cinturas metálicas expostas. |
| Pneu Moído (*Tire Chips*) | 73 mm | 13 mm | São mais finas e uniformes que as anteriores. Entretanto, o tamanho pode variar com a forma e a condição de processamento do equipamento, porém todas as partículas podem ser consideradas com tamanho de brita ou pedregulho |
| Borracha de Pneu Moída (*Ground Rubber*) | 9,5 mm | 0,85 mm (nº 20) | Tamanho das partículas é intermediário entre o do pneu moído e da borracha de pneu pulverizada |
| Borracha de Pneu Pulverizada (*Crumb Rubber*) | 4,75 mm (nº 4) | 0,075 mm (nº 200) | O material processado se apresenta livre de fibras, metal ou qualquer outro contaminante, sobrando efetivamente apenas as partículas de borracha |

## 5.2 – PROPRIEDADES FÍSICAS

Conforme a forma e a condição de processamento dos pneus, incluindo o tipo do equipamento utilizado, é possível obter tamanhos diferentes de partículas, com diferentes distribuições granulométricas e características, como a exposição de fragmentos dos reforços de aço ou de fibras das cinturas.

### 5.2.1 – Compactação

A norma D 6270 – *Standard Practice for Use of Scrap Tires in Civil Engineering Applications* (ASTM, 1998) reporta que, para ensaios de compactação de pneus moídos e misturas de pneus moídos/solo, com menos que 30% de partículas retidas na peneira de 19 mm, podem ser usadas as normas da ASTM compatíveis com as normas da

ABNT NBR 6457/86 – Solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização e a NBR 7182/86 – Solo - Ensaio de compactação.

Segundo a norma D 6270 da ASTM, para a maioria das aplicações é permitido utilizar a energia de compactação equivalente a 60% da energia normal (ASTM D 698 – 360 kN.m/m$^3$). A umidade tem pouca influência no resultado, portanto, é permitido fazer o ensaio com amostras secas no ar.

A Tabela 5.2 apresenta um resumo dos valores encontrados na norma D 6270 da ASTM para os valores de peso específico seco existentes na literatura. Encontram-se também, informações a respeito do método de compactação utilizado, tamanho da partícula, energia de compactação, bem como as fontes e as referências consultadas.

HUMPHREY & SANDFORD (1993) salientam que os valores equivalem a cerca de um terço dos valores típicos de peso específico para solos compactados, o que demonstra o potencial de utilizar pneus moídos em aterros leves.

EDIL & BOSSCHER (1994) conduziram ensaios com pneus moídos com partículas variando entre 20mm e 75mm.

Observaram que o fator mais importante de controle do peso específico é a relação solo-pneu moído. Para diferentes relações de areia ou solo coesivo com pneus moídos, o peso específico aumenta com o aumento da relação solo-pneu moído. O tipo de areia também influencia o peso específico.

AHMED & LOVELL (1993) ensaiaram dois tipos de solo misturados com dois tipos de pneus moídos (partículas menores que 25mm e menores que 51mm). Observaram que:

- métodos vibratórios de compactação são adequados para misturas de pneus moídos com areia, enquanto métodos não-vibratórios são mais apropriados para a compactação de pneus moídos puros ou misturados com material granular fino;

TABELA 5.2 – Peso específico seco de pneus triturados (ASTM – D 6270).

| Energia de Compactação | Granulome -tria (mm) | Tipo de Pneus | Peso específico seco (kg/m³) | Referência |
|---|---|---|---|---|
| Sem compactação | 2 - 75 | Misto | 341 | HUMPHREY *et al.* (1992); HUMPHREY & SANDFORD (1993) |
| Sem compactação | 2 – 51 | Misto | 482 | HUMPHREY *et al.* (1992); HUMPHREY & SANDFORD (1993) |
| Sem compactação | 2 – 25 | Cintura de fibra | 495 | HUMPHREY *et al.* (1992); HUMPHREY & SANDFORD (1993) |
| Sem compactação | 2 – 51 | Misto | 409 | HUMPHREY & MANION (1992); MANION & HUMPHREY (1992) |
| Sem compactação | 51 máx. | Misto | 466 | AHMED (1993); AHMED & LOVELL (1993) |
| Sem compactação | 25 máx. | Misto | 489 | AHMED (1993); AHMED & LOVELL (1993) |
| Mesa vibratória | 25 máx. | Misto | 496 | AHMED (1993); AHMED & LOVELL (1993) |
| Mesa vibratória | 13 máx. | Misto | 473 | AHMED (1993); AHMED & LOVELL (1993) |
| 50% Proctor Normal | 51 máx. | Misto | 614 | AHMED (1993); AHMED & LOVELL (1993) |
| 50% Proctor Normal | 25 máx. | Misto | 641 | AHMED (1993); AHMED & LOVELL (1993) |
| 60% Proctor Normal | 2 – 75 | Misto | 620 | HUMPHREY *et al.* (1992); HUMPHREY & SANDFORD (1993) |
| 60% Proctor Normal | 2 – 51 | Misto | 643 | HUMPHREY *et al.* (1992); HUMPHREY & SANDFORD (1993) |
| 60% Proctor Normal | 2 – 25 | Cintura de fibra | 618 | HUMPHREY *et al.* (1992); HUMPHREY & SANDFORD (1993) |
| 60% Proctor Normal | 2 – 51 | Misto | 625 | HUMPHREY & MANION (1992); MANION & HUMPHREY (1992) |
| Proctor Normal | 2 – 51 | Misto | 640 | HUMPHREY & MANION (1992); MANION & HUMPHREY (1992) |
| Proctor Normal | 51 máx. | Misto | 635 | AHMED (1993); AHMED & LOVELL (1993) |
| Proctor Normal | 38 máx. | Misto | 645 | AHMED (1993); AHMED & LOVELL (1993) |
| Proctor Normal | 25 máx. | Misto | 653 | AHMED (1993); AHMED & LOVELL (1993) |
| Proctor Normal | 13 máx. | Misto | 633 | AHMED (1993); AHMED & LOVELL (1993) |
| Proctor Normal | 20 – 75 | - | 594 (1) | EDIL & BOSSCHER (1992); EDIL & BOSSCHER (1994) |
| Proctor Normal | 20 – 75 | - | 560 (2) | EDIL & BOSSCHER (1992); EDIL & BOSSCHER (1994) |
| Proctor Modificado | 2 – 51 | Misto | 660 | HUMPHREY & MANION (1992); MANION & HUMPHREY (1992) |
| Proctor Modificado | 51 máx. | Misto | 668 | AHMED (1993); AHMED & LOVELL (1993) |
| Proctor Modificado | 25 máx. | Misto | 685 | AHMED (1993); AHMED & LOVELL (1993) |
| - | 51 | Misto | 410 - 570 | BRESSETE (1984) |

Nota: (1) cilindro de 152,4 mm de diâmetro, compactado com soquete de 4,54 kg caindo de 305 mm de altura;
(2) cilindro de 305 mm de diâmetro, compactado com soquete de 27,4 kg caindo de 457 mm de altura.

- o peso específico diminui com o aumento da relação pneus moídos-solo. Foi observado somente um pequeno efeito para quantidades de pneus moídos acima de 20% do peso seco de solo. O peso específico de amostras compostas somente de pneus moídos não é muito afetado pela energia de compactação. Apenas uma modesta energia de compactação é necessária para alcançar o peso específico máximo dos pneus moídos, o qual é cerca de 1/3 do peso específico do solo;
- o peso específico não é muito sensível à variação de tamanho das partículas de pneus moídos. No entanto, foi observada uma tendência de aumento do peso específico com o aumento do tamanho das partículas, exceto no caso com compactação por vibração, em que o peso específico máximo diminui com o aumento do tamanho das partículas.

As Figuras 5.2 e 5.3 exemplificam as análises observadas.

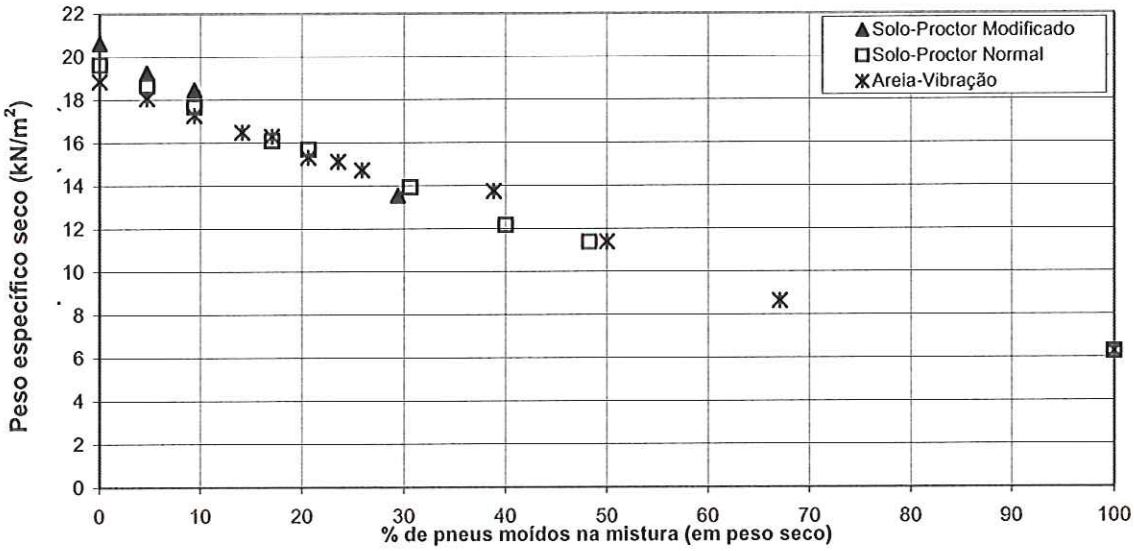



FIGURA 5.2 – Comparação do peso específico seco de amostras de misturas de pneu moído com solo e com areia (AHMED & LOVELL, 1993).

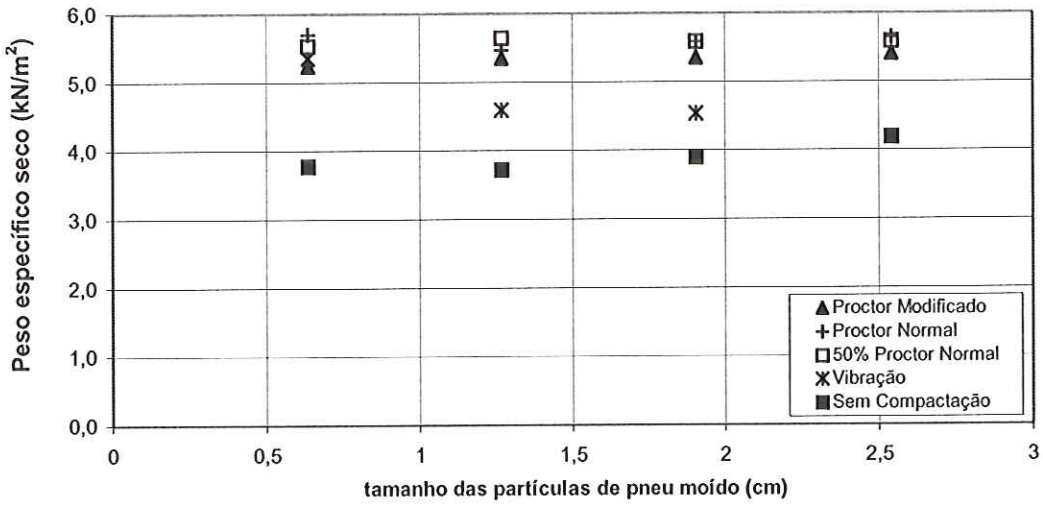



FIGURA 5.3 – Peso específico seco em função do tamanho das partículas de pneu moído, para diferente métodos e energias de compactação (AHMED & LOVELL, 1993).

LEE *et al.* (1999) prepararam amostras de misturas de areia com pneus moídos utilizando partículas de pneus moídos menores que 30 mm, sem a exposição de aço. As massas específicas secas resultaram em 12,5 e 6,3 kN/m$^3$ para as misturas de areia com pneus moídos e para as amostras com apenas pneus moídos, respectivamente. Esses valores correspondem, em ordem de grandeza, aos encontrados por AHMED e LOVELL (1993) e apresentados nas Figuras 5.2 e 5.3. Entretanto, para o caso da compactação de amostras constituídas apenas por partículas de pneus moídos, os valores são apresentados só para partículas com tamanho até 20 mm, relativamente maiores que os observados por AHMED e LOVELL (1993). Provavelmente, o peso específico pode também apresentar uma tendência de aumento em função do aumento do tamanho da partícula, analogamente ao que foi observado nas outras situações.

### 5.2.2 – Permeabilidade

Segundo a norma D 6270 da ASTM, a permeabilidade de pneus triturados e de misturas de solo e pneus triturados pode ser determinada com permeâmetro de carga constante, com um diâmetro várias vezes maior do que o máximo tamanho das partículas. Para pneus moídos com partículas de tamanho máximo menor que 19 mm a permeabilidade pode ser determinada conforme a norma NBR 13292 Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante, da ABNT.

Estudos iniciais demonstraram uma certa variação do índice de vazios tanto de misturas de solo com pneus moídos ou triturados como de amostras formadas apenas por pneus moídos ou triturados. A alta permeabilidade esperada para esses materiais varia em função da diminuição do índice de vazios devido à aplicação de tensão vertical (vide Tabela 5.3).

Tal situação é possível de ocorrer em uma camada de aterro composta parcial ou totalmente por pneus moídos ou triturados, onde a sobrecarga das camadas superiores afetaria o índice de vazios, conforme apresentado no gráfico da Figura 5.4.

Da Tabela 5.3 é possível observar que para amostras de mesma granulometria, a permeabilidade diminui com o aumento do peso específico e conseqüente diminuição do índice de vazios, como era de se esperar. Para os intervalos de 10 a 38 mm, 10 a 51 mm e 20 a 76 mm, também é observado um crescimento da permeabilidade em função do aumento gradativo do índice de vazios.

TABELA 5.3 – Permeabilidade de pneus triturados (ASTM – D 6270).

| **Tamanho das Partículas (mm)** | **Índice de Vazios** | **Peso específico seco (kg/m³)** | **Permeabilidade (cm/s)** | **Referências** |
|---|---|---|---|---|
| 25 a 64 | | 469 | 5,3 a 23,5 | BRESSETE (1984) |
| 25 a 64 | | 608 | 2,9 a 10,9 | |
| 5 a 51 | | 470 | 4,9 a 59,3 | |
| 5 a 51 | | 610 | 3,8 a 22,0 | |
| 38 | - | - | 1,4 a 2,6 | HALL (1993) |
| 19 | - | - | 0,8 a 2,6 | HUMPHREY *et al.* (1992) |
| 10 a 51 | 0,925 | 644 | 7,7 | |
| 10 a 51 | 0,480 | 833 | 2,1 | |
| 20 a 76 | 1,114 | 601 | 15,4 | |
| 20 a 76 | 0,583 | 803 | 4,8 | |
| 10 a 38 | 0,833 | 622 | 6,9 | |
| 10 a 38 | 0,414 | 808 | 1,5 | |
| 10 a 38 | | 653 | 0,58 | AHMED (1993) |

Através da Figura 5.4 constata-se, claramente, o efeito na permeabilidade causado pela aplicação de uma tensão vertical.

Partindo da situação sem sobrecarga, é observado que o primeiro incremento de tensão causa um decréscimo da permeabilidade da ordem de 30% a 50%, entre as situações da

mistura de pneus moídos sem areia e com 30% de areia, enquanto o segundo incremento não tem um efeito tão marcante.

Da mesma forma, a Tabela 5.4 destaca que o aumento da quantidade de pneus triturados, quando misturados com solo, diminui o peso específico da mistura e, conseqüentemente, aumenta a permeabilidade.

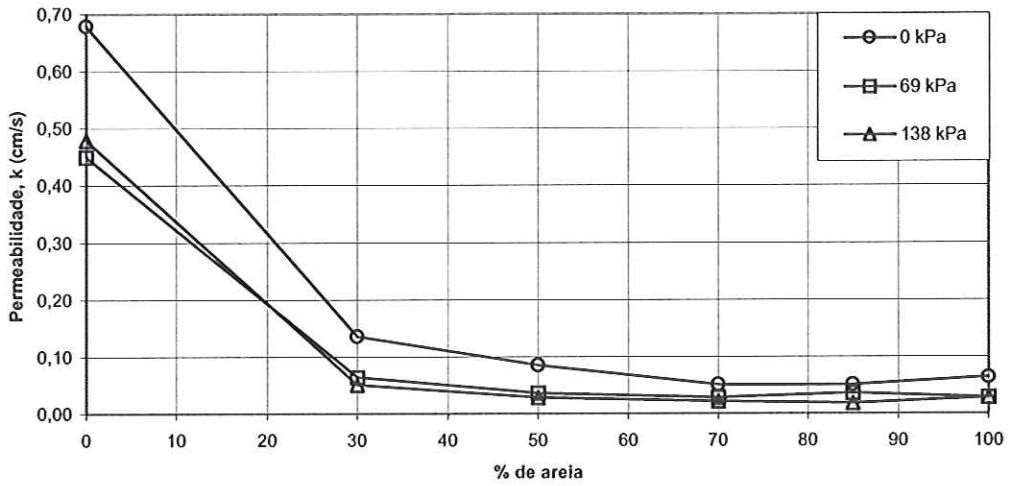



FIGURA 5.4 – Permeabilidade de misturas de pneus moídos e areias (EDIL & BOSSCHER, 1994).

Em amostras com misturas de pneus moídos, com mais de 50% de areia, o efeito da aplicação de tensão vertical existe mas não é tão significavo e o aumento da quantidade de areia na mistura não causa muita variação na permeabilidade, a qual permanece próxima, porém um pouco menor, à de amostras contendo apenas areia, sem a inclusão de pneus moídos.

## 5.3 – PROPRIEDADES GEOMECÂNICAS

As propriedades geomecânicas básicas, consideradas no comportamento dos aterros de pneus processados e misturados com solo, estão relacionadas à compressibilidade volumétrica e à resistência ao cisalhamento, as quais são extremamente dependentes da granulometria, exposição de aço do cinturão de reforço dos pneus e quantidade e tipo de solo utilizado na mistura.

TABELA 5.4 – Permeabilidade de misturas de pneus triturados e solo (ASTM–D 6270).

| Tamanho das Partículas (mm) | Tipo de Solo | % pneus triturados baseado no peso total | Peso específico seco (kg/m$^3$) | Permeabilidade (cm/s) |
|---|---|---|---|---|
| - | Areia | 0,0 | 1890 | $1,6 \times 10^{-4}$ |
| 25 | Areia | 15,5 | 1680 | $1,8 \times 10^{-3}$ |
| 25 | Areia | 30,1 | 1530 | $3,5 \times 10^{-3}$ |
| 25 | Areia | 37,7 | 1410 | $8,7 \times 10^{-3}$ |
| - | Colúvio | 0,0 | 1910 | $8,9 \times 10^{-7}$ |
| 25 | Colúvio | 14,8 | 1700 | $1,8 \times 10^{-5}$ |
| 25 | Colúvio | 30,1 | 1390 | $2,1 \times 10^{-3}$ |
| 25 | Colúvio | 40,0 | 1200 | $8,8 \times 10^{-3}$ |
| 13 | Colúvio | 40,0 | 1190 | $9,7 \times 10^{-3}$ |

### 5.3.1 – Compressibilidade volumétrica

a) tensão vertical

A compressibilidade volumétrica das partículas de pneus triturados e misturas com solo pode ser medida através da deformação vertical correspondente à aplicação de incrementos de tensão vertical sobre uma amostra do material contida num cilindro de ensaio de compressão unidirecional com parede rígida.

Devido à alta compressibilidade dos pneus triturados, é necessário utilizar amostras relativamente espessas. Isto implica que uma porção significativa da tensão vertical pode ser transferida para as paredes do cilindro por atrito. Se a porção da tensão não for levada em conta, a compressibilidade pode ser subdimensionada. O interior do cilindro deve ser bastante lubrificado para reduzir o atrito.

A Tabela 5.5 apresenta os resultados típicos de ensaios de compressão simples encontrados na literatura, sumarizados na norma ASTM D 6270. Pode ser verificado que as menores deformações verticais foram observadas por AHMED (1993), todavia a ASTM D 6270 não apresenta nenhuma informação adicional, tal como o tamanho das partículas. Das amostras em que foi apresentada a indicação de "compactado", é observado que existe uma influência direta do tamanho das partículas com a deformação

vertical, contudo os incrementos da deformação para estágios diferentes de carregamento são constantes, na média.

TABELA 5.5 – Compressibilidade volumétrica devido ao carregamento inicial (ASTM – D 6270).

| Tamanho das Partículas (mm) | Peso específico Seco Inicial (kg/m³) | Deformação Vertical (%) para a Tensão Vertical (kPa) indicada | | | | | Referência |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 10 | 25 | 50 | 100 | 200 | |
| - | Compactado | 4-5 | 8-11 | 13-16 | 18-23 | 27 | AHMED (1993) |
| - | Sem Compactação | 9 | 12-17 | 17-24 | 24-31 | 30-38 | DRESCHER & NEWCOMB (1994) |
| 2-25 | Compactado | 5-10 | 11-16 | 18-22 | 26-28 | 33-35 | HUMPHREY *et al.* (1992) |
| 2-25 | Sem Compactação | 8 | 18 | 28 | 37 | 45 | HUMPHREY *et al.* (1992) |
| 2-51 | Compactado | 5-10 | 13-18 | 17-23 | 22-30 | 29-37 | MANION & HUMPHREY (1992) |
| 2-51 | Compactado | 8-14 | 15-20 | 21-36 | 27-32 | 33-37 | HUMPHREY *et al.* (1992) |
| 2-51 | Sem Compactação | 18 | 34 | 41 | 46 | 52 | HUMPHREY *et al.* (1992) |
| 2-75 | Compactado | 7-11 | 16-21 | 23-27 | 30-34 | 38-41 | MANION & HUMPHREY (1992) |
| 75máx. | 510 -670 | 12-20 | 18-28 | - | - | - | NICKELS & HUMPHREY (1997) |

As amostras sem compactação apresentam maiores deformações verticais em comparação com as compactadas, bem como maiores incrementos de deformação, constantes para as partículas menores e com um pico no início, entre 10 e 25 kPa, e passando depois a ser constante, em média.

A amostra com partículas de 75 mm máx., com peso específico variando entre 510 e 670 kg/m³, apresenta deformações superiores àquelas observadas para as partículas com tamanho variando entre 2-75 mm, para os estágios de carregamento de 10 e 25 kPa.

AHMED & LOVELL (1993) ensaiaram amostras de pneu triturado com partículas com o tamanho variando entre 13 e 51 mm, sem compactar e compactadas sob três energias de compactação diferentes: Proctor Normal, Proctor Modificado e 50% do Proctor Normal. A Figura 5.5 apresenta os resultados para amostras com partículas de 25 mm submetidas a diferentes energias de compactação.

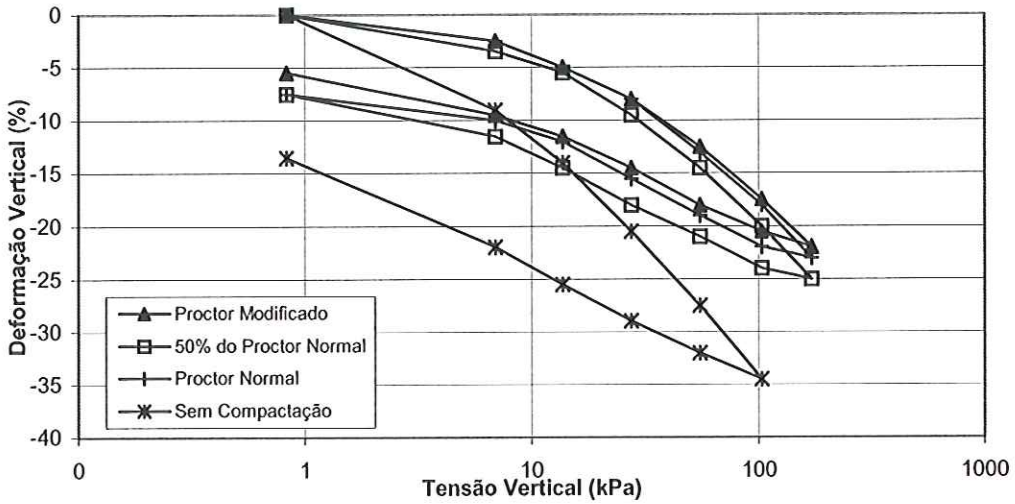



FIGURA 5.5 – Compressão de partículas de 25 mm com variação da energia de compactação (AHMED & LOVELL, 1993).

Dos resultados obtidos, AHMED & LOVELL (1993) concluíram que os mecanismos da compressão de pneus triturados envolvem:

- Rearranjo e deslizamento das partículas – uma pequena compressão ocorre, principalmente no primeiro ciclo de carregamento, sendo em sua maior parte irreversível;
- Flexão e achatamento das partículas – responsável pela maior parte da compressão total, sendo reversível em grande parte durante o descarregamento;
- Deformação elástica das partículas – responsável por uma pequena parte da compressão, sendo totalmente reversível.

Portanto, a compressão das partículas pode ser reduzida através do aumento do confinamento e da sobrecarga ou preenchendo seus vazios com material relativamente menos compressível.

A deformação vertical diminui com o aumento do tamanho das partículas, para amostras compactadas com energia equivalente a 50% do Proctor Normal. Foi observada uma

diferença máxima de 4% para as partículas variando entre 13 a 51 mm. No entanto, não foi notada nenhuma influência do tamanho das partículas na resposta da deformação ao carregamento nas amostras compactadas com energias superiores. Ou seja, a alta compressão das amostras com partículas maiores e menos compactadas se deve ao mecanismo de rearranjo e deslizamento das partículas, porque a baixa energia de compactação não foi suficiente para comprimir as partículas maiores.

As amostras sem compactação e as compactadas com energia equivalente a 50% do Proctor Normal sofrem maiores deformações verticais, cerca de 2 a 4% maiores no segundo caso, que aquelas compactadas com a energia do Proctor Normal ou do Modificado. Todavia, a energia de compactação tem um pequeno efeito na resposta das deformações para os ciclos subseqüentes de carregamento e descarregamento.

De maneira similar foram ensaiadas amostras variando de 0 a 100% de pneus moídos misturados com areia. Os resultados indicaram que a compressão aumenta à medida que aumenta a quantidade de pneus moídos nas amostras, demonstrando que as misturas de pneus moídos com menores índices de vazios e, portanto, são menos compressíveis que amostras com grande quantidade de pneus moídos na mistura ou simplesmente em ausência de areia.

EDIL & BOSSCHER (1994) executaram uma série de ensaios de compressão para avaliar o desempenho de amostras de pneus moídos puros e em misturas com solo. As partículas de pneus moídos que foram compactadas (Proctor Normal), tinham tamanho variando de 50 a 75 mm, peso específico seco de 4kN/m$^3$ e porosidade inicial de 0,67, aproximadamente. A porosidade diminui para 0,5, resultante de uma compressão de 36% devido a uma tensão de 690 kPa.

Uma amostra de areia pura ensaiada resultou em uma deformação de apenas 5% para uma tensão de 690 kPa, o que corresponde em cerca de 13% da deformação observada para a amostra de pneus moídos sob a mesma tensão.

A Figura 5.6 apresenta a deformação vertical de misturas de areia e pneus moídos, para a tensão de 690 kPa, em função do volume de areia da mistura. Para mistura com mais de 40% de areia, a deformação vertical sofre uma redução de cerca de 30 a 40% daquelas observadas para misturas com 20% de areia. Isso ocorre devido ao

preenchimento dos vazios do esqueleto de pneus moídos pela areia, reduzindo conseqüentemente a compressão volumétrica.

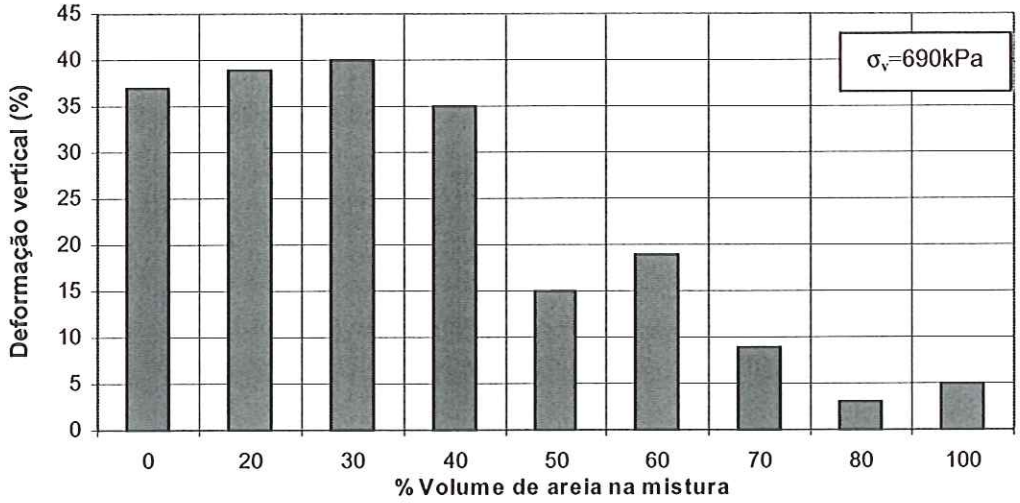



FIGURA 5.6 – Compressão para misturas de areia e pneus moídos (EDIL & BOSSCHER, 1994).

Nos ensaios de compressão conduzidos por HUMPHREY & SANDFORD (1993), as amostras foram compactadas com energia equivalente a 60% do Proctor Normal. O carregamento foi aplicado numa razão de deformação constante, de cerca de 12,7 mm/min. Foram ensaiadas três amostras de quatro fornecedores de pneus moídos e a maioria dos ensaios foi feita sob três ciclos de carregamento e descarregamento.

Para permitir a comparação da compressibilidade inicial são apresentadas, na Tabela 5.6, as deformações verticais sofridas pelas amostras no primeiro ciclo de carregamento, para as tensões de 69 kPa e 276 kPa. A diferença entre os resultados obtidos para as diferentes granulometrias é, em termos práticos, muito pequena. Foi observada uma pequena tendência de aumento de compressibilidade com o aumento do aço exposto das cintas de reforço dos pneus.

TABELA 5.6 – Deformação vertical para as tensões verticais de 69 e 276 kPa (HUMPHREY & SANDFORD, 1993).

| **Granulometria (mm)** | **Deformação Vertical (%)** | |
|---|---|---|
| | **69 kPa** | **276 kPa** |
| 2 – 25 | 23,1 | 37,6 |
| 2 – 51 | 21,9 | 35,9 |
| 2 – 51 | 27,3 | 38,4 |
| 2 - 75 | 29,0 | 42,5 |

b) tensão horizontal

As partículas de pneus moídos e triturados, quando submetidas ao ensaio de compressão unidirecional, transferem, através do atrito lateral, uma parte da tensão vertical aplicada às paredes do cilindro. Adicionalmente, as partículas quando comprimidas exercem uma tensão horizontal no interior do cilindro.

DRESCHER & NEWCOMB (1994) avaliaram o comportamento da tensão horizontal a meia altura das amostras, em função do carregamento aplicado no ensaio. A Figura 5.7 apresenta o gráfico de tensão horizontal *versus* tensão vertical para três amostras de pneus triturados, com granulometria variando entre 19 e 50 mm. Foi assumido que a tensão horizontal a meia altura das amostras é proporcional à tensão vertical medida no topo. Todas amostras apresentaram uma relação bilinear entre as tensões horizontal e vertical, com o aumento da taxa de encremento da tensão horizontal a partir da tensão vertical de 150 kPa.

De maneira análoga, porém introduzindo a parcela da tensão vertical transmitida por atrito, HUMPHREY & SANDFORD (1993) conduziram ensaios de compressão de pneus moídos.

A Figura 5.8 apresenta o gráfico de tensão horizontal *versus* tensão vertical, para partículas de pneus moídos com granulometria variando entre 2mm e 51 mm. Para o carregamento inicial, o gráfico é mais abatido até aproximadamente a tensão horizontal de 69 kPa e, a partir daí, torna-se mais inclinado. O trecho inicial da curva deve estar associada à compressão inicial dos vazios, enquanto que o trecho de maior inclinação está relacionado à deformação das partículas de pneus moídos propriamente dita.

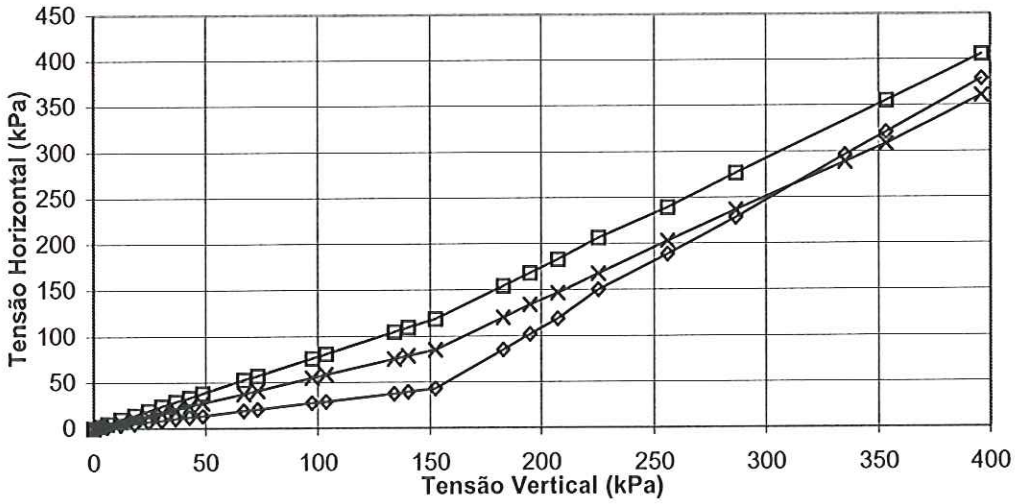



FIGURA 5.7 – Tensão horizontal *versus* tensão vertical – granulometria variando entre 19 e 51mm (DRESCHER & NEWCOMB, 1994).

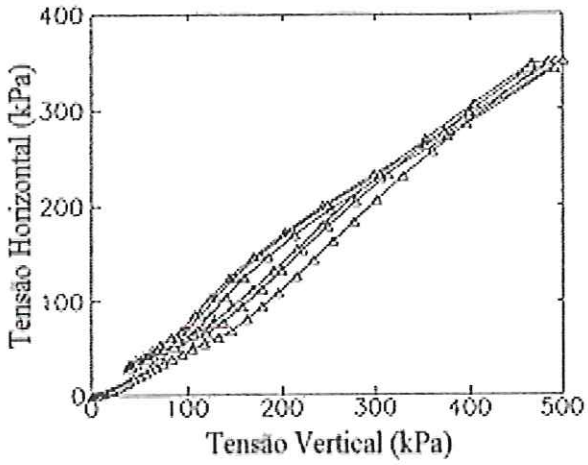



FIGURA 5.8 – Tensão horizontal *versus* tensão vertical de pneus moídos – granulometria entre 2mm a 51mm (HUMPHREY & SANDFORD, 1993).

c) parâmetros de elasticidade

As relações entre as tensões horizontais e verticais, bem como as decorrentes deformações e, conseqüentemente, os parâmetros de elasticidade foram determinados assumindo, de forma simplificadora, que os pneus moídos ou triturados são materiais isotrópicos e elástico-lineares.

O coeficiente de empuxo em repouso $k_o$ pode ser obtido através da instrumentação das paredes do cilindro do ensaio, medindo-se a tensão horizontal devido à pressão que a amostra exerce sobre as paredes do cilindro, dado pela relação entre as tensões horizontal $\sigma_h$ e vertical $\sigma_v$.

A partir do ensaio de compressão unidirecional podem também ser obtidos alguns parâmetros de elasticidade. O coeficiente de Poisson $\nu$ é determinado em função do coeficiente de empuxo em repouso $k_o$, que por sua vez pode ser determinado através do coeficiente angular do gráfico de tensão horizontal *versus* tensão vertical.

Se o ensaio de compressão é executado através de sucessivos ciclos de carregamento e descarregamento da amostra, pode ser obtido o Módulo de Resiliência, muito utilizado na análise estrutural de pavimentos.

O Módulo Edométrico $M_d$ é determinado através do coeficiente angular do gráfico de tensão vertical $\sigma_v$ vs. deformação vertical $\varepsilon_v$. Já o Módulo de Young E é função do Módulo Edométrico $M_d$ e do coeficiente de Poisson $\nu$.

A Figura 5.9 apresenta os coeficientes angulares utilizados na determinação do coeficiente de empuxo em repouso $k_o$ (a) e do Módulo Edométrico $M_d$ (b), tendo por base amostras de pneus triturados com granulometria variando entre 19 e 50 mm, ensaiadas por DRESCHER & NEWCOMB (1994).

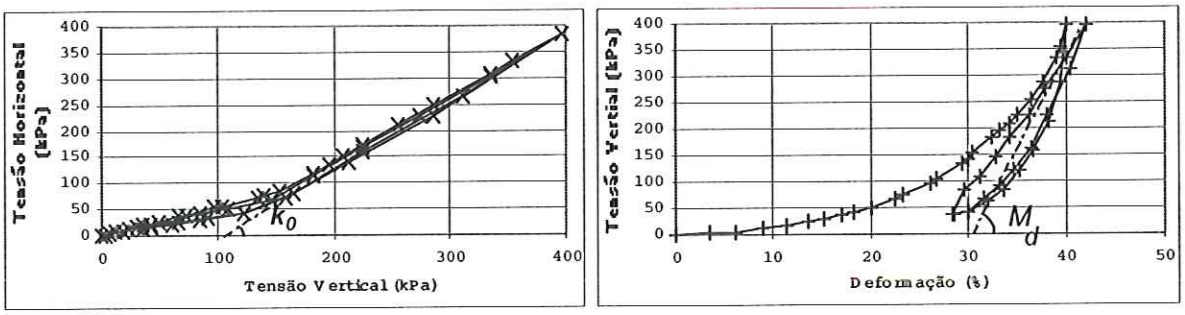



FIGURA 5.9 – (a) Coeficiente de empuxo em repouso $k_o$ e (b) Módulo Edométrico $M_d$ (DRESCHER & NEWCOMB, 1994).

Os coeficientes angulares determinados a partir destes gráficos assumiram os valores de $k_o$=0,80 e $M_d$=2.965 kPa. Conseqüentemente o coeficiente de Poisson $\nu$ e o Módulo de Young E resultaram em 0,30 e 845,74 kPa, respectivamente. A Tabela 5.7 sumariza os valores típicos encontrados na literatura e apresentados na norma ASTM D 6270.

Observando os valores $k_o$ e $\nu$ para as diferentes amostras de pneus moídos, HUMPHREY & SANDFORD (1993) perceberam que o valor desses parâmetros

diminui com o aumento da quantidade de aço das cintas de reforço exposto nas extremidades das partículas de pneus.

TABELA 5.7 – Coeficientes de empuxo em repouso e de *Poisson* para partículas de pneus (ASTM – D 6270).

| Tamanho das Partículas (mm) | $k_0$ | $\mu$ | Referência |
|---|---|---|---|
| 2-51 | 0,44 | 0,30 | HUMPHREY & MANION (1997); MANION & HUMPHREY (1992) |
| 2-75 | 0,23 | 0,20 | HUMPHREY *et al.* (1992); HUMPHREY & SANDFORD (1993) |
| 2-51 | 0,41 | 0,28 | HUMPHREY *et al.* (1992); HUMPHREY & SANDFORD (1993 |
| 2-25 | 0,47 | 0,32 | HUMPHREY *et al.* (1992); HUMPHREY & SANDFORD (1993 |
| - | - | 0,30 - 0,17 | EDIL & BOSSCHER (1992); EDIL & BOSSCHER (1994) |
| 13-51 | 0,40 (1) | 0,30 | DRESCHER & NEWCOMB (1994) |

**Nota:** (1) Para tensão vertical menor que 172 kPa.

Os autores confrontaram os valores de parâmetros de elasticidade com os valores típicos de solos granulares. Para as amostras de pneus moídos os valores de $k_0$ e $\nu$ variam entre 0,23 a 0,47 e 0,17 a 0,32, respectivamente, ao passo que para solos granulares a variação é de 0,35 a 0,50 e 0,15 a 0,45. Ou seja, os valores de $\nu$ para pneus moídos variam em torno do limite inferior dos valores típicos de solos granulares. É interessante notar, em termos de comparação, que o valor de $\nu$ para um pneu novo é igual a 0,50.

MANION & HUMPHREY (1992) determinaram os coeficientes de empuxo em repouso e de Poisson para misturas de partículas de pneus com tamanho máximo de 51 mm misturadas com agregados em diferentes proporções, conforme apresentado na Tabela 5.8.

TABELA 5.8 – Coeficientes de empuxo em repouso e de *Poisson* para partículas de pneus com tamanho máximo de 51 mm (MANION & HUMPHREY, 1992).

| Tamanho das Partículas do agregado (mm) | % de agregado (em peso) | $k_0$ | $\mu$ |
|---|---|---|---|
| - | 0 | 0,44 | 0,30 |
| 51 | 50 | 0,34 | 0,25 |
| 2 | 25 | 0,32 | 0,24 |
| 2 | 50 | 0,33 | 0,25 |

**Nota:** Para tensão vertical menor que 158,5 kPa.

Os valores indicam que os coeficientes de empuxo em repouso e de Poisson das misturas são menores que o valor determinado para as partículas de pneus, com exceção do caso da mistura com 25% do agregado em peso. É possível observar que para as misturas na proporção de 50%, o tamanho das partículas de agregado praticamente não tem influência nos valores.

A Tabela 5.9 apresenta os valores do Módulo Edométrico $M_d$ e do Módulo de Young E para as amostras de pneus moídos. Os valores sugerem que as partículas menores e compostas exclusivamente por pneus com cinta de reforço de fibra apresentam módulos de elasticidade menores que os das partículas de maior tamanho e compostas por misturas de pneus de cintas de reforço tanto de fibra quanto de aço.

TABELA 5.9 – Módulos Edométrico e de Young (HUMPHREY & SANDFORD, 1993).

| Granulometria (mm) | $M_d$ (kPa) | E (kPa) |
|---|---|---|
| 2 – 51 | 1.730 | 1.250 |
| 2 – 75 | 1.680 | 1.120 |
| 2 – 51 | 1.470 | 1.130 |
| 2 – 25 | 1.270 | 770 |

HUMPHREY & SANDFORD (1993) novamente confrontaram os valores de Módulo de Young típicos de pneus moídos com os de solos empregados em base de pavimentos, resultando numa magnitude da ordem de duas a três vezes menor. Isto implica que o emprego de pneus moídos como reforço de subleito de pavimentos necessitaria de uma camada de solo convencional de 0,6 a 1,8 m de espessura sobre a camada de reforço de subleito de maneira a impedir deflexões excessivas.

NICKELS (1995) submeteu a ensaios de compressibilidade duas amostras com graduação uniforme e tamanho máximo das partículas de 76mm e 305mm, onde as tensões verticais foram restringidas a menos de 69kPa. Os parâmetros elasticidade obtidos para o primeiro ciclo de carregamento são relacionados na Tabela 5.10.

TABELA 5.10 – Parâmetros de elasticidade para primeiro ciclo de carregamento (NICKELS, 1995)

| Tamanho Máximo (mm) | $K_0$ | ν | $M_d$ (kPa) | E (kPa) |
|---|---|---|---|---|
| 76 | 0,48 | 0,32 | 212,4 | 148,2 |
| | 0,30 | 0,23 | 212,4 | 183,4 |
| | 0,34 | 0,25 | 265,5 | 221,3 |
| | 0,36 | 0,27 | 242,7 | 193,7 |
| **Média** | **0,37** | **0,27** | **233,2** | **186,7** |
| 305 | 0,22 | 0,18 | 259,9 | 239,3 |
| | 0,34 | 0,25 | 265,5 | 221,3 |
| | 0,50 | 0,33 | 275,8 | 186,2 |
| | 0,39 | 0,28 | 281,3 | 220,0 |
| **Média** | **0,36** | **0,26** | **270,6** | **216,7** |

De acordo com EDIL & BOSSCHER (1994), os ensaios para a determinação do Módulo de Resiliência de misturas de pneus moídos com areia foram executados utilizando uma membrana de PVC, pois a membrana de látex indicada rompia devido à presença dos fios de aço expostos nas extremidades das partículas. Não puderam ser ensaiadas amostras compostas exclusivamente por pneus moídos devido a excessivos deslocamentos e distorções ocorridos durante os ensaios.

Conforme ilustrado na Figura 5.10, existe uma forte correlação entre a quantidade de pneus moídos e areia das misturas e o Módulo de Resiliência. O maior salto nos valores dos Módulos de Resiliência ocorre quando a quantidade de pneus moídos (granulometria variando entre 20 e 75mm) aumenta de 0 para 30%.

O Módulo de Resiliência de pneus processados pode ser expresso de forma similar ao das areias (Equação 5.1), onde os parâmetros A e B são as constantes da regressão da equação da curva tensão *versus* deformação, e a tensão de desvio ($\sigma_{vd}=\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3$) para o caso do ensaio de compressão simples é igual à tensão vertical $\sigma_v$.

$$M_R = A.\sigma_v^{\ B} \qquad (5.1)$$

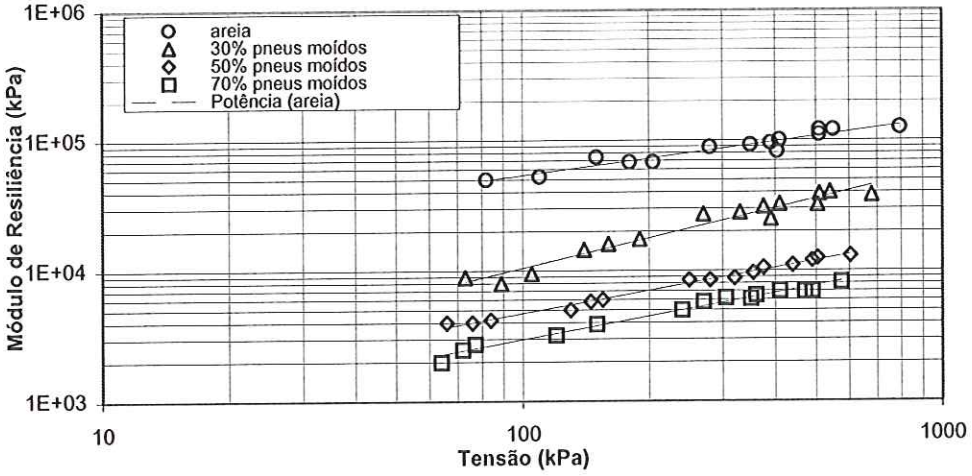



FIGURA 5.10 – Módulo de Resiliência para diferentes frações de areia misturadas com pneus moídos (EDIL & BOSSCHER, 1994).

A determinação dos parâmetros A e B indicados na Tabela 5.11, foi conduzida de acordo com a norma AASHTO T 274 "Standart Method of Test for Resilient Modulus of Subgrade Soils", que se aplica a partículas com tamanho máximo de 19 mm.

TABELA 5.11 – Módulo de Resiliência (kPa) para pneus triturados e misturas com solos (ASTM – D 6270).

| Tamanho Máximo (mm) | Compactação | % Pneus Triturados (peso) | Tipo do Solo | Constante A | Constante B |
|---|---|---|---|---|---|
| - | Vibração | 0 | Areia | 1.459,2 | 0,84 |
| 13 | Vibração | 15 | Areia | 728,6 | 0,83 |
| 13 | Vibração | 30 | Areia | 326,5 | 0,90 |
| 13 | Vibração | 38 | Areia | 32,0 | 1,15 |
| 13 | Vibração | 50 | Areia | 54,0 | 0,83 |
| 13 | Vibração | 100 | Areia | 86,5 | 0,55 |
| 19 | Vibração | 38 | Areia | 23,1 | 1,21 |
| - | Proctor Normal | 0 | Argila glacial | 8.462,4 | 0,49 |
| 13 | Proctor Normal | 15 | Argila glacial | 40,2 | 1,15 |
| 13 | Proctor Normal | 29 | Argila glacial | 73,4 | 0,91 |
| 13 | Proctor Normal | 38 | Argila glacial | 104,0 | 0,67 |

### 5.3.2 – Resistência ao cisalhamento

De acordo com a norma ASTM D 6270, a resistência ao cisalhamento de pneus triturados pode ser determinada através de ensaios de cisalhamento direto ou triaxiais. No entanto, as dimensões das partículas de pneus triturados, utilizadas em aplicações de engenharia civil, são tipicamente bem maiores que as dos solos. Assim, devido ao número limitado de equipamentos de maiores dimensões disponíveis para ensaios triaxiais, a ASTM D 6270 restringe o tamanho das partículas de pneus triturados a valores inferiores a 25 mm. Outra restrição para os ensaios triaxiais está relacionada à presença de partículas de pneus triturados com fios de aço expostos nas suas extremidades, os quais podem perfurar a membrana que envolve a amostra.

a) ensaios de cisalhamento direto

Nos ensaios de cisalhamento direto descritos por HUMPRHEY & SANDFORD (1993), as amostras foram colocadas em um recipiente formado por duas caixas quadradas de 305 mm de largura, feitas de aço. A caixa inferior foi feita com 76 mm de altura enquanto que a superior tinha 152 mm, de maneira a ter em conta a alta compressibilidade dos pneus moídos.

O interior da caixa de cisalhamento superior foi lubrificado para minimizar o efeito de transmissão do carregamento vertical aplicado por atrito para os lados da caixa. As amostras foram compactadas com energia equivalente a 60% do Proctor Normal, em três camadas, tomando-se o cuidado para não deixar em um mesmo plano as interfaces das camadas e o plano de cisalhamento.

Devido ao fato de os ensaios não apresentarem um pico de tensão de cisalhamento bem definido, indicando a ruptura da amostra, foi adotado que a tensão limite de cisalhamento é igual àquela resultante de um deslocamento horizontal equivalente a 10% do comprimento da caixa de cisalhamento.

A Figura 5.11 apresenta o gráfico de tensão de cisalhamento *versus* deformação horizontal das amostras de pneus moídos, com granulometria variando entre 2 e 51mm, utilizando uma caixa de cisalhamento de 305 mm. O gráfico mostra que as tensões continuam aumentando para deformações maiores que 10% do comprimento da caixa.

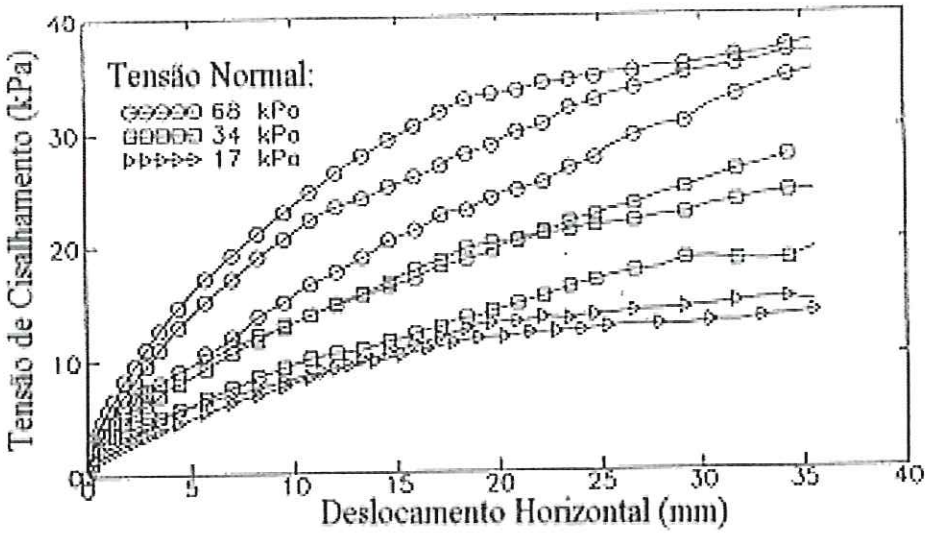



FIGURA 5.11 – Tensão de cisalhamento *versus* deslocamento horizontal para pneus moídos – granulometria variando entre 2 e 51mm (HUMPHREY & SANDFORD, 1993).

Comparando as envoltórias de tensão da Figura 5.12, as amostras de pneus com granulometria variando entre 2 e 25mm mostram-se mais resistentes que as demais. Durante o cisalhamento as partículas menores de pneus moídos tenderiam a um travamento maior do que as partículas maiores e mais achatadas, pela possibilidade de deslizamento destas, umas sobre as outras no plano de cisalhamento. Deve-se ressaltar que a constatação anterior é válida desde que as partículas maiores tenham a tendência de permanecer com orientação paralela ao plano de cisalhamento horizontal.

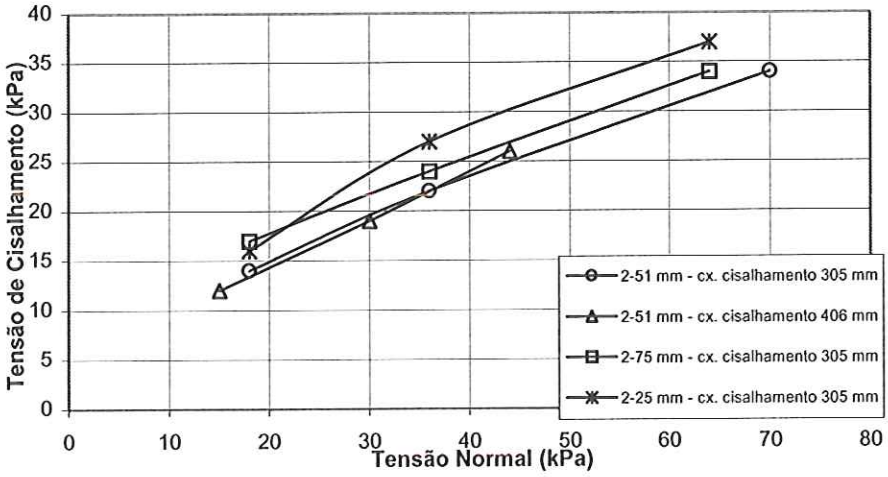



FIGURA 5.12 – Envoltória de ruptura para pneus moídos de diversos fornecedores (HUMPHREY & SANDFORD, 1993).

A Tabela 5.12 apresenta os valores de ângulo de atrito $\phi$ e do intercepto de coesão c das amostras ensaiadas, segundo HUMPHREY & SANDFORD (1993). Como pode ser observado, as amostras de pneus com granulometria entre 2 e 75mm são as que têm maior coesão e menor ângulo de atrito, o que é explicado pela grande quantidade de fios de aço expostos nas extremidades das partículas de pneus moídos, que promovem um maior intertravamento.

TABELA 5.12 – Parâmetros de resitência obtidos do ensaio de cisalhamento direto (HUMPHREY & SANDFORD, 1993).

| **Granulometria (mm)** | $\phi$ | **c (kPa)** |
|---|---|---|
| 2 –25 | 25° | 8,6 |
| 2 – 51 | 21° | 7,7 |
| 2 – 75 | 19° | 11,5 |

FOOSE *et al.* (1996) determinaram a resistência ao cisalhamento de partículas de pneus triturados com comprimento variando de 5 a 10 cm, misturadas com areia aluvionar. O critério de ruptura foi definido na observação de um pico de tensão de cisalhamento, não muito freqüente, ou no deslocamento igual a 25,4 mm.

São observadas envoltórias não lineares, com uma inclinação na porção inicial definida como ângulo de atrito inicial $\phi'_1$, e uma inclinação da porção posterior, definida como $\phi'_2$, que em geral é similar ao ângulo de atrito da areia pura.

Os ensaios realizados para diferentes pesos específicos da areia, em que foram variadas as quantidades de pneus triturados na mistura, resultaram em ângulos de atrito inicial $\phi'_1$ maiores que os das amostras de areia pura com peso específico similar.

O gráfico da Figura 5.13 apresenta os valores do $\phi'_1$ resultante, onde se observa um aumento dos valores tanto com o aumento da quantidade de partículas de pneus triturados quanto com o aumento do peso específico da areia. É interessante observar, ainda, que existe uma variação de $\phi'_1$ da ordem de 15°, em média, entre os extremos de peso específico da areia para as misturas de areia com pneus triturados, havendo uma variação de 9° para as amostras de areia pura entre os mesmos extremos.

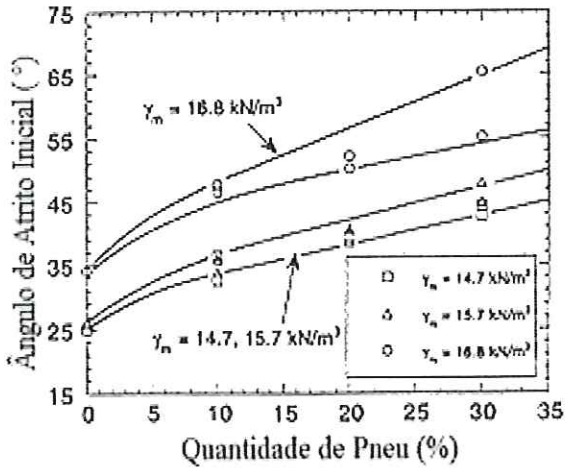



FIGURA 5.13 – Ângulo de atrito inicial $\phi'_1$ vs. quantidade de pneus triturados (FOOSE *et al.*, 1996).

A Tabela 5.13 apresenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento de partículas de pneus triturados, determinados a partir de ensaios de cisalhamento direto.

TABELA 5.13 – Resistência ao cisalhamento de partículas de pneus triturados para ensaios de cisalhamento direto.

| Referência | Tamanho Máx. (mm) | Peso Específico (kN/m³) | Tensão Normal (kPa) | Coesão (kPa) | Ângulo de Atrito $\phi$ |
|---|---|---|---|---|---|
| HUMPHREY *et al.* (1993) | 51 | 6,30 | 17 – 68 | 7,7 | 21° |
| | 76 | 6,08 | 17 – 63 | 11,5 | 19° |
| | 38 | 6,08 | 17 – 62 | 8,6 | 25° |
| FOOSE *et al.* (1996) | 50,100, 150 | - | 1 – 76 | 3 | 30° |
| GEBHARDT (1997) | 1.400 | - | 5,5 – 28 | 0 | 38° |
| YANG *et al.* (2002) | 10 | 5,73 | 0 – 83 | 0 | 32° |

YANG *et al.* (2002) notaram que a tensão de cisalhamento de partículas de pneus triturados não é dependente do tamanho da partícula e que uma função exponencial (vide Equação 5.2) pode sintetiza a relação entre a tensão de cisalhamento e a tensão normal para as amostras relacionadas na Tabela 5.13 e apresentadas no gráfico da Figura 5.14.

$$\tau = 1{,}6.\sigma^{0,75} \qquad (5.2)$$

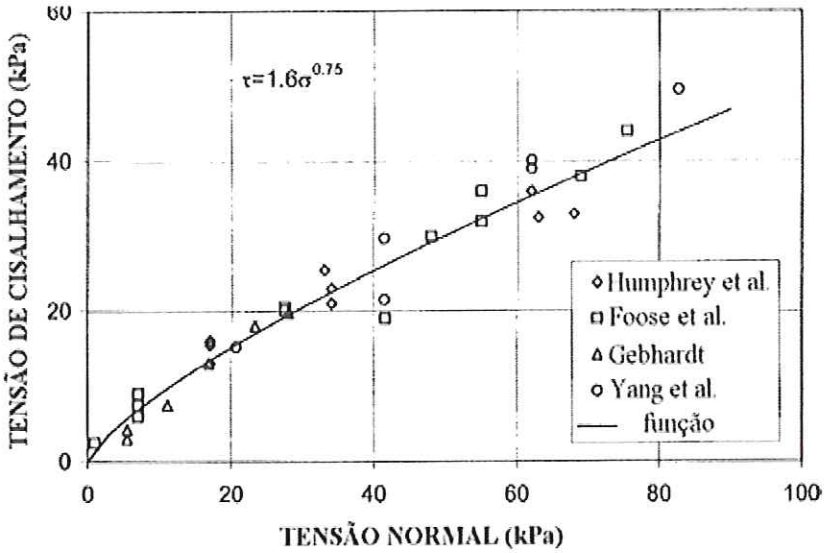



FIGURA 5.14 – Tensão de cisalhamento vs. tensão Normal para ensaio de cisalhamento direto de diferentes amostras de partículas de pneus triturados (YANG *et al.*, 2002).

b) ensaios triaxiais

Apesar das dificuldades para moldar corpos de prova de pneus moídos ou triturados, misturados ou não com solo, para execução de ensaios triaxiais, SPEIR & WITCZAK (1996) realizaram ensaios com um material contendo partículas menores que 9,5mm, em quantidades de 0%, 7,5% e 15%, misturadas com areia. As amostras foram compactadas com energias equivalentes à do Proctor Normal e Modificado.

Os resultados mostram ausência de coesão e uma contribuição no aumento do ângulo de atrito da ordem de 1,1° para uma adição de 15% de borracha triturada na mistura com areia. Como já foi dito anteriormente, o material deve estar isento dos fios de aço da cinta de reforço, ainda que não esteja explícito no artigo. Isso explicaria o pequeno ganho de atrito devido à adição de borracha triturada e nenhuma melhoria na coesão. O importante é destacar que as partículas de pneus processados, mesmo isentas dos fios de aço da cinta de reforço e com granulometria mais fina, não reduzem a resistência ao cisalhamento da areia.

LEE *et al.* (1999) conduziram ensaios triaxiais utilizando uma taxa de deformação constante de 1%/min, para tensões confinantes de 28, 97 e 193 kPa.

As amostras contendo somente partículas de pneus moídos submetidas às diferentes tensões de confinamento, apresentaram curvas tensão-deformação com comportamento praticamente linear, com aumento das deformações axiais à medida que aumentaram as

tensões desviatórias. Quanto à variação de volume, foi observada uma diminuição praticamente linear com o aumento das deformações axiais.

A variação de volume para $\sigma_3$=28 kPa é praticamente linear até 5% de deformação e, a partir daí, fica estabilizada. Para as outras duas tensões confinantes a deformação volumétrica varia linearmente com a deformação axial, apresentando uma sutil inflexão na inclinação da curva para deformações acima de 15%.

A Figura 5.15 apresenta os resultados dos ensaios triaxiais. Foi observado, ao longo dos ensaios, que para tensões confinantes mais baixas as amostras começam a dilatar para baixas deformações, ao passo que para tensões confinantes maiores ocorre primeiro uma deformação vertical e, por volta de 10% de deformação, a amostra começa dilatar. Isso indica que o confinamento obriga uma diminuição dos vazios entre as partículas, antes delas serem comprimidas.

## 5.4 – ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR)

Para avaliar o comportamento das misturas de borracha triturada com solos, SPEIR & WITCZAK (1996) conduziram ensaios de Índice de Suporte Califórnia (CBR), de acordo com o preconizado na norma da AASHTO T193 – Califórnia Bearing Ratio. Foram moldados vários corpos de prova com amostras de areia e de agregado mal graduado misturadas com borracha de pneus triturados, com partículas menores que 9,5mm, nas quantidades de 0%, 7,5% e 15%. Os ensaios de CBR foram conduzidos em duas condições: tal qual moldado e com 4 dias de imersão.

Os resultados sugerem uma grande perda de suporte do agregado mal graduado em função da adição das partículas de borracha de pneus triturados, ao passo que no caso de misturas com areia houve uma pequena variação no CBR, indicando que não há perda significativa de suporte devido à adição da borracha triturada. Na Figura 5.16 é apresentado o gráfico de CBR *versus* quantidade de borracha.

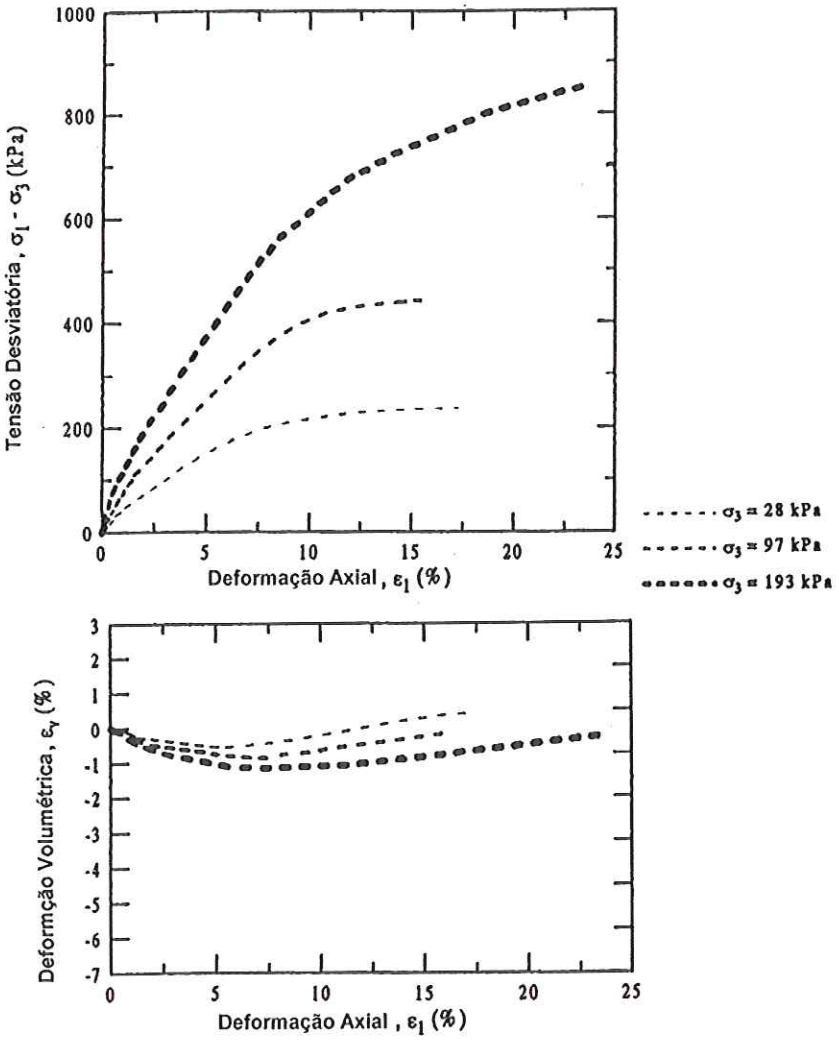



FIGURA 5.15 – Resultados de ensaios de compressão triaxial para amostras de pneus moídos (LEE *et al*, 1999).

CHESNER *et al.* (1994) questionam a validade e adequação do ensaio CBR, devido à natureza elástica das partículas de pneus processados. Afirmam ainda que o CBR não é parâmetro essencial no projeto estrutural dos pavimentos porque a alta compressibilidade das partículas de pneus processados geralmente requer uma camada de material granular sobre a de pneus.

É apropriado observar que na mecânica dos pavimentos clássica há correlações entre valores de Módulo de Resiliência $M_R$ e o índice de suporte CBR, baseadas em resultados "in situ". A primeira e mais difundida dessas estimativas foi feita por HEUKELOM & KLOMP (1962), para valores de CBR menores que 10%, conforme apresentado na equação (5.3):

$$M_R = 10 \times CBR \text{ ,para } M_R \text{ em MPa.} \qquad (5.3)$$

A Figura 5.16 sugere que misturas de pneus triturados com areia guardam correlação similar à Equação 5.3.

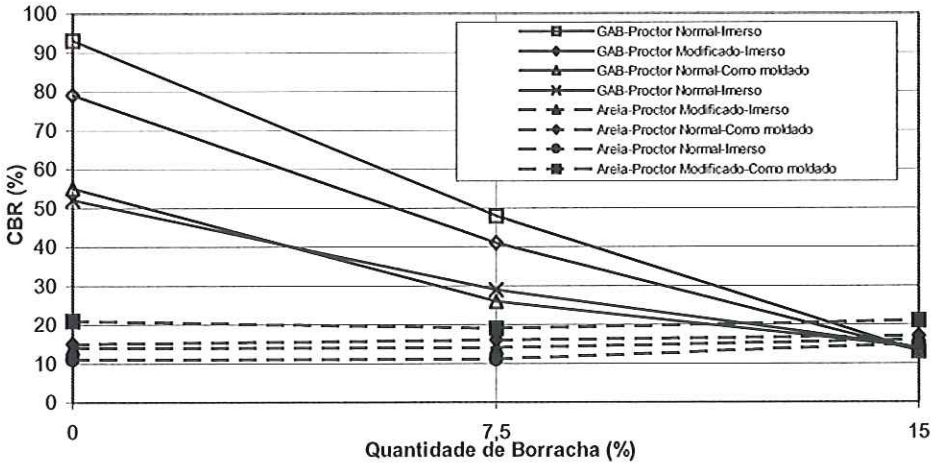



FIGURA 5.16 – Índice de Suporte Califórnia - CBR (SPEIR & WITCZAK, 1996).

# 6 – MÉTODOS DE CÁLCULO E ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Para as aplicações de pneus em muros de gravidade, reforço de subleito de pavimentos e aterros leves são apresentadas as principais considerações e critérios adotados para as verificações e dimensionamentos, embasados nas teorias clássicas da mecância dos solos e dos pavimentos. São ainda apresentados as hipóteses simplificadoras, as dimensões consideradas e os parâmetros adotados, utilizados para a confecção de gráficos que subsisdiaram as análises paramétricas.

## 6.1 – MUROS DE GRAVIDADE

Entende-se por muro de solo-pneu um muro de gravidade executado com pneus inservíveis, com uma de suas bandas laterais cortada, ou não, dispostos em camadas, unidos uns aos outros por um elemento de ligação e preenchidos com solo local, onde as características de resistência do solo não são relevantes, uma vez que esse se destina apenas a garantir o peso necessário à estrutura.

### 6.1.1 – Rotina de cálculo e verificações

Para garantia de estabilidade da estrutura, deve-se atender às seguintes verificações (Figuras 6.1 e 6.2):

- deslizamento ao longo da base do muro;
- tombamento;
- capacidade de carga do solo subjacente ao muro;
- deformação excessiva;
- estabilidade global.

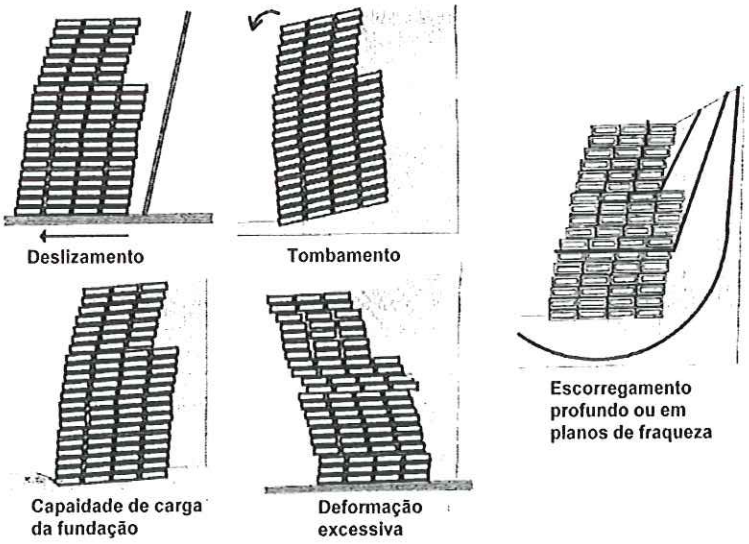



FIGURA 6.1 – Formas de ruptura em um muro de arrimo de pneus (GARGA & O'SHAUGHNESSY, 1996).

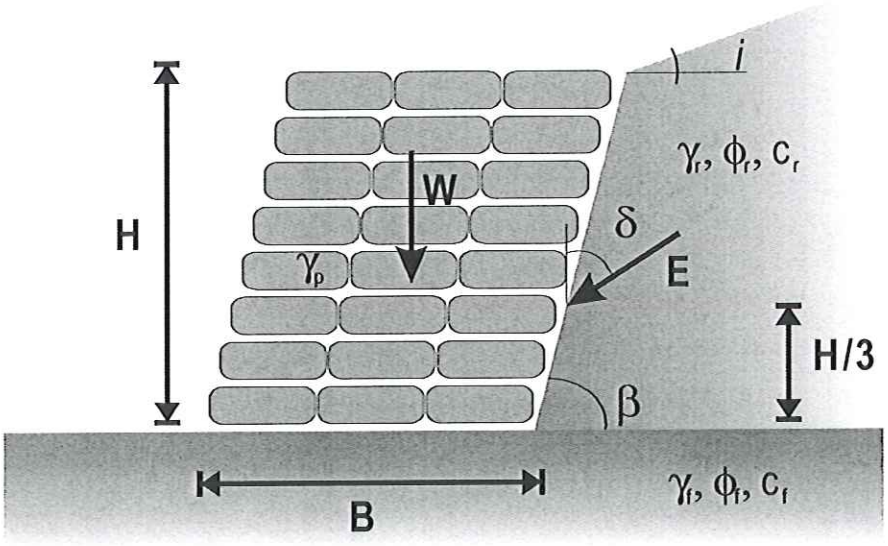



FIGURA 6.2 – Forças atuantes num muro de gravidade de pneus.

- Verificação do Deslizamento ao Longo da Base

Consiste no cálculo do fator de segurança contra o deslizamento da base da estrutura e é efetuado de modo análogo ao empregado em estruturas de arrimo convencionais. O fator de segurança é dado pela razão entre as forças que resistem ao deslizamento e as forças que contribuem para o deslizamento.

O cálculo dos empuxos passivos e ativos pela Teoria de Coulomb (TERZAGHI & PECK, 1967) é baseado no conceito de equilíbrio limite de uma cunha de ruptura, considerando como hipóteses: o maciço de solo é um corpo rígido que desliza ao longo

de uma superfície de ruptura plana; a resistência ao cisalhamento é constante ao longo dessa superfície; a direção do empuxo é conhecida e igual ao ângulo de atrito ($\phi$) entre o solo e o muro ($\delta$).

Na avaliação do empuxo ativo, a consideração sobre a superfície de ruptura ser plana não conduz a um erro considerável, ao passo que para o empuxo passivo o emprego de teorias clássicas, que não consideram a superfície de ruptura curva, acarreta em um erro significativo, quando o ângulo de atrito ($\phi$) for maior que 35° e $\delta > 2/3\phi'$.

O empuxo ativo para maciço não coesivo é dado por:

$$E_a = \frac{1}{2}.\gamma_r.H^2.k_a \tag{6.1}$$

onde $\gamma_r$ é o peso específico do retroaterro, H é a altura do muro e $k_a$ é o coeficiente de empuxo ativo, é dado por:

$$k_a = \frac{\operatorname{sen}^2(\beta+\phi)}{\operatorname{sen}^2\beta.\operatorname{sen}(\beta-\delta).\left[1+\sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi+\delta).\operatorname{sen}(\phi-i)}{\operatorname{sen}(\beta-\delta).\operatorname{sen}(\beta+i)}}\right]^2} \tag{6.2}$$

O peso do muro com seção constante é dado por:

$$W = B.H.\gamma_p \tag{6.3}$$

onde B é a largura da base do muro, H é sua altura e $\gamma_p$ é seu peso específico, isto é, peso específico dos pneus preenchidos com solo.

Assim, desprezando a componente vertical do empuxo e admitindo toda a base comprimida, o fator de segurança contra o deslizamento pode ser expresso por:

$$FS_{deslizamento} = \frac{W.\tan\phi_{\text{int}} + c_f.B}{E_a.\cos\delta} \geq 2 \tag{6.4}$$

onde $\phi_{int}$ é o ângulo de atrito de interface solo-estrutura e $c_f$ é a coesão da fundação.

Embora o manual da Geo-Rio (2000) recomende um fator de segurança ao deslizamento $FS_{deslizamento} \geq 2{,}0$, GARGA & O'SHAUGHNESSY (1996) consideram que a condição de $FS_{deslizamento} \geq 1{,}5$ é satisfatória.

- Verificação ao Tombamento

Analogamente ao caso de estruturas de arrimo convencionais, a análise de tombamento consiste em se verificar a possibilidade da estrutura girar ao redor do seu pé. Assim, o fator de segurança contra o tombamento é definido como a razão entre a soma dos momentos das forças que resistem e das forças que auxiliam o tombamento, em relação ao pé da estrutura. Assim:

$$FS_{tombamento} = \frac{\sum M_{resistente}}{\sum M_{atuante}} \tag{6.5}$$

GARGA & O'SHAUGHNESSY (1996) indicam que um valor satisfatório seria $FS_{deslizamento} \geq 2{,}0$, com a ressalva que a ruptura por tombamento pressupõe que a estrutura seja um bloco monolítico e dada a flexibilidade de um muro de gravidade construído com pneus, esse tipo de ruptura é questionável.

- Verificação da Capacidade de Carga do Solo de Fundação

As solicitações de empuxo atuantes sobre o muro de gravidade de pneus resulta em distribuição de tensões verticais na base com forma trapezoidal. As seguintes expressões determinam as tensões na base do muro de pneus:

$$\left.\begin{matrix} \sigma_{v_{max}} \\ \\ \sigma_{v_{min}} \end{matrix}\right\} = \frac{W}{B}.\left(1 \pm 6.\frac{e}{B}\right) \tag{6.6}$$

$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{\Sigma M}{W}\right) \tag{6.7}$$

onde $\sigma_{vmax}$ e $\sigma_{vmin}$ são as tensões verticais, máxima e mínima, na base da estrutura, enquanto (e) é a excentricidade da resultante das forças na base.

Deve-se garantir que $\sigma_{vmin} \geq 0$ ($e \leq B/6$) para se evitar solicitações de tração na base do muro. As tensões verticais obtidas devem ser comparadas com a capacidade de carga do solo de fundação, utilizando-se a teoria de capacidade de carga que leva em conta as características do solo e as solicitações impostas à base da estrutura (TERZAGHI & PECK, 1967).

Considerando que um muro de gravidade composto por pneus é uma estrutura flexível e tem a capacidade de absorver grandes deformações devido a recalques diferenciais, o fator de segurança em relação a capacidade de carga do solo da fundação pode ser reduzido quando comparado a um muro de gravidade convencional de concreto, para um fator de segurança FS ≥ 2,0 (GARGA & O'SHAUGHNESSY, 1996).

### 6.1.2 – Parâmetros adotados

Para a análise de estabilidade externa, os parâmetros fundamentais são:

- Muro - Peso específico do material resultante do composto solo-pneu;
- Terrapleno - Peso específico, coesão e ângulo de atrito do solo.

As propriedades dos materiais da fundação e do retroaterro são:

- Fundação – admitindo três situações diferentes (de acordo com a Tabela 6.1):
  - ✓ ângulo de atrito solo-pneu ($\phi_{int}$) = 22° e coesão do solo (c) = 7,6 kN/m$^2$
  - ✓ ângulo de atrito solo-pneu ($\phi_{int}$) = 26° e coesão do solo (c) = 0
  - ✓ ângulo de atrito solo-pneu ($\phi_{int}$) = 30° e coesão do solo (c) = 0

- Retroaterro – admitindo terrapleno de solo granular com:
  - ✓ ângulo de atrito ($\phi$) = 30°
  - ✓ coesão do solo (c) = 0 kN/m$^2$
  - ✓ peso específico do solo ($\gamma$) = 18 kN/m$^3$
  - ✓ inclinação (i) do talude do retroaterro acima do topo do muro igual a 30°, em relação à horizontal.

A geometria do muro foi variada da seguinte forma:

- Seção plena: a espessura do muro é determinada por um número constante de pneus, da base ao topo do muro: 2, 4 e 6 pneus;
- Seção escalonada: a espessura do muro, da base para o topo, varia com sua altura, da seguinte forma:
  - ✓ Base com 4 pneus, diminuindo a meia altura para 2 pneus;
  - ✓ Base com 6 pneus, passando para 4 pneus a 2/3 da altura e terminando com 2 pneus a partir de 1/3 da altura até o topo do muro;
- Em ambas as seções foi variada a altura do muro;
- A inclinação do muro, isto é, o ângulo entre a horizontal e o tardoz do muro ($\beta$), para ambas as seções, foi fixado em 70°;
- $\delta=2/3\phi$.

O'SHAUGHNESSY & GARGA (2000) executaram ensaios de cisalhamento direto modificado para determinar o atrito de interface ou aderência entre a borracha de um pneu e o solo (Tabela 6.1).

TABELA 6.1 – Parâmetros de atrito de interface
(O'SHAUGHNESSY & GARGA, 2000)

| **Solo** | ***c*** **(kPa)** | $\phi$ |
|---|---|---|
| Areia seca | | 30° |
| Solo coesivo (CU) | 7,6 | 22° |
| Solo coesivo (CD) | | 26° |

Por falta de referências mais precisas sobre o assunto, esses valores foram considerados no cálculo dos fatores de segurança ao deslizamento, no contato entre a base do muro de pneus e a fundação.

O peso específico do muro de pneus foi determinado a partir de ensaios de peso específico no campo e varia na faixa de 15,5 kN/m$^3$ a 17,0 kN/m$^3$, conforme apresentado a Tabela 6.2.

Desta forma foram estudados muros formados com pneus inteiros e cortados, em duas situações:

- Muro com pneus inteiros: peso específico do solo-pneu ($\gamma$) = 15,5 kN/m$^3$

- Muro com pneus cortados: peso específico do solo-pneu ($\gamma$) = 17,0 kN/m$^3$

TABELA 6.2 – Peso específico de pneus preenchidos com solo.

| Tipo | Solo | Peso específico (kN/m$^3$) | Fonte |
|---|---|---|---|
| Pneu inteiro | - | 15,5 | GEO-RIO, 2000 |
| Pneu cortado | - | 16,5 | |
| Pneu inteiro | Areia | 16,0 | GARGA & O'SHAUGHNESSY, 2000 |
| Pneu cortado | Areia | 17,0 | |
| | Solo coesivo | 16,4 | |
| Pneu inteiro | Solo residual | 15,4 | SIEIRA, 1998 |
| | Solo arenoso | 15,6 | |
| Pneu cortado | Solo residual | 16,2 | |
| | Solo arenoso | 16,5 | |

### 6.1.3 – Condições de contorno

De forma conservadora, não foi estudada a situação em que o lençol freático esteja elevado. A justificativa é que na literatura consultada é sempre mencionado que numa situação em que possa haver fluxo interno de água deve ser evitada a aplicação de muros de gravidade de pneus, devido à possibilidade de carreamento de material.

Simplificadamente, as verificações da capacidade de carga do solo de fundação não foram feitas. Entretanto, as tensões máximas e mínimas na base do muro foram calculadas. Isso se explica devido ao caráter qualitativo e comparativo dos estudos, que busca discutir o comportamento da estrutura, isto é, entre outras coisas, a redução ou aumento das tensões na base do muro devido à utilização de pneus.

O estudo de análise de estabilidade global das situações idealizadas também não foi executado, uma vez que não trariam nenhum parâmetro de comparação entre as diferentes soluções.

## 6.2 – Reforço de Subleito de Pavimentos com Partículas de Pneus Triturados

Foram avaliadas as tensões e deformações de pavimentos com camada de reforço de subleito constituída por partículas de pneus triturados, em comparação com estruturas convencionais dimensionadas pelo método do DNER. Posteriormente, foi determinada

qual das alternativas tem melhor tendência de desempenho ao longo da vida em serviço, por meio de análises mecanicistas.

### 6.2.1 – Programas utilizados

Para o cálculo das respostas estruturais de pavimentos com camada de reforço de subleito constituída por partículas de pneus triturados foram utilizados dois programas computacionais: ELSYM5 (análises elástico-lineares) e MICHPAVE (análises elástico-não-lineares).

O programa computacional ELSYM5 (*Elastic Layered System*), desenvolvido por KOPPERMAN *et al.* (1985), calcula tensões, deformações e deslocamentos em um sistema de camadas elástico-lineares (Figura 6.3).

O programa ELSYM5 determina as respostas estruturais em um sistema tridimensional (sistema de coordenadas x, y, z) de camadas elástico-lineares, submetido a até 10 cargas verticais aplicadas na superfície do sistema (z=0). As solicitações são descritas por dois dos três itens: carga, pressão de contato e raio da superfície de carregamento, sendo o terceiro item determinado automaticamente pelo programa.

O programa admite que cada camada é formada por material homogêneo, isotrópico, sem peso e elástico-linear. A superfície do sistema é livre de esforços cisalhantes. Cada camada tem espessura uniforme e extensão infinita na direção horizontal. Há continuidade entre as camadas (interfaces perfeitamente atritivas ou rugosas). A camada inferior pode ser semi-infinita ou suportada por uma base rígida.

O programa MICHPAVE, desenvolvido por HARICHANDRAN *et al.* (1990), modela o pavimento como uma seção tridimensional mediante utilização de um semi-espaço de revolução tridimensional. O pavimento é representado por um modelo de elementos finitos axissimétrico, sendo o semi-espaço dividido em retângulos conectados por seus pontos nodais.

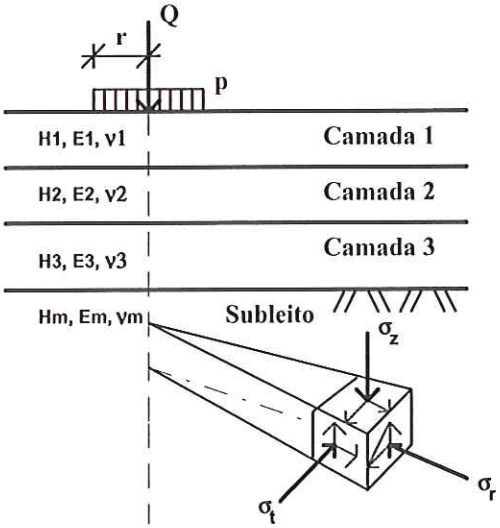



FIGURA 6.3 – Representação estrutural de um pavimento como um sistema de camadas elásticas (YODER & WITCZAK, 1975).

O comportamento elástico-não-linear exibido pelos materiais granulares é considerado mediante equações que fornecem o módulo de resiliência em função do estado de tensão. Conforme proposto por RAAD & FIGUEROA (1980), é utilizado o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para modificar as tensões principais dos elementos das camadas granulares e do subleito ao final de cada iteração, de forma que o estado de tensão não exceda a resistência dos materiais. Evita-se, assim, que ocorram certas incongruências comuns nas análises elástico-lineares, por exemplo tensões de tração em materiais granulares.

O programa MICHPAVE inclui o efeito da gravidade e das tensões horizontais devido ao peso dos materiais. Em qualquer local dentro do pavimento, a tensão devido ao peso próprio ($\sigma_g$) é computada como o acúmulo da espessura da camada multiplicada pelos pesos específicos apropriados. A tensão horizontal é dada por:

$$\sigma_h = k_0 . \sigma_g \qquad (6.7)$$

onde $k_0$ é o coeficiente de empuxo em repouso.

O programa utiliza a seguinte função para caracterizar o comportamento tensão-deformação dos materiais granulares, ilustrado na Figura 6.4:

$$M_R = k_1 . \theta^{k_2} \qquad (6.8)$$

onde $M_R$ é o módulo de resiliência, $\theta=\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3$, $k_1$ e $k_2$ são obtidos de ensaios triaxiais com aplicações repetidas de carga.

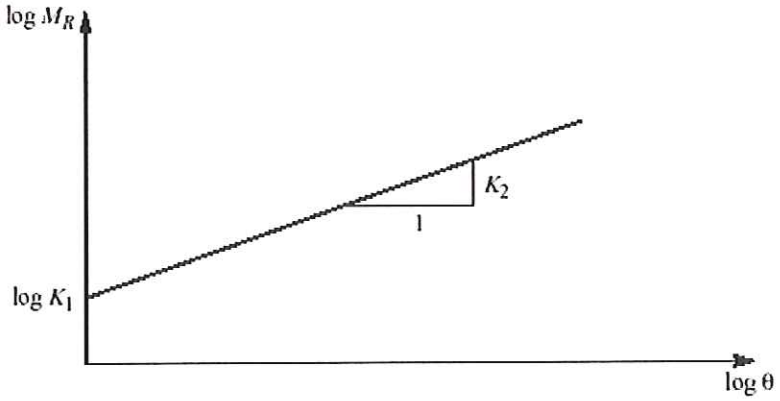



FIGURA 6.4 – Modelação do Comportamento Tensão vs. Deformação de materiais granulares.

As respostas estruturais mais importantes (Figura 6.5) são a deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico ($\varepsilon_{ht,1}$), associada ao aparecimento e a progressão das trincas por fadiga e, a deformação vertical de compressão no topo do subleito ($\varepsilon_{vc,m}$), associada ao acúmulo de deformação permanente nas trilhas de roda. Enquanto que a deflexão ($\delta$) é utilizada como parâmetro para verificação de pavimentos através das respostas de ensaios com viga Benkelman e FWD.

Como a vida em serviço de um pavimento está, aproximadamente, associada às respostas estruturais elevadas à quarta potência, as relações de desempenho entre duas estruturas podem ser obtidas pela divisão das respostas estruturais elevadas à quarta potência (FERNANDES Jr, 1994).

### 6.2.2 – Parâmetros adotados

Tomando-se como referência um pavimento dimensionado pelo Método do DNER (Tabela 6.3), serão estudadas alternativas de reforço do subleito utilizando pneus triturados, com diferentes composições e granulometrias, ou seja, diferentes parâmetros de elasticidade (Tabela 6.4), porém com a mesma espessura anteriormente dimensionada. Os parâmetros de avaliação serão a deflexão do pavimento (no topo do revestimento), a deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico e a deformação vertical de compressão no topo da camada de subleito.

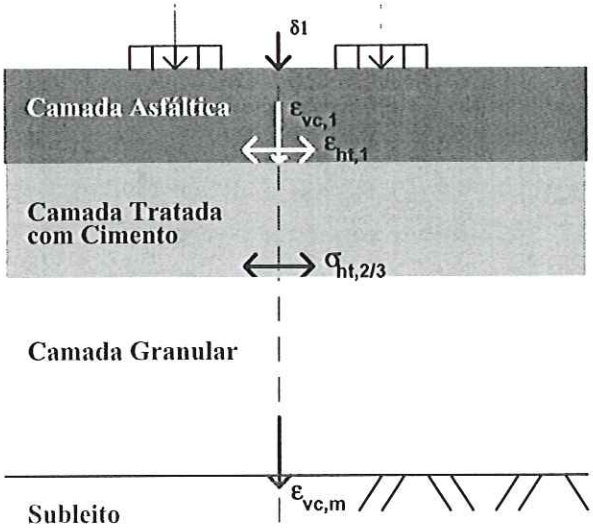



FIGURA 6.5 – Respostas estruturais significativas consideradas pelos modelos de desempenho empírico-mecanísticos (caso geral).

Entretanto, dado o baixo valor do Módulo de Young (E) dos pneus triturados, quando comparado com o dos materiais comumente utilizados como reforço de subleito, serão realizadas análises complementares considerando misturas de areias e pneus triturados, em diferentes proporções, uma vez que proporcionam um aumento considerável no Módulo de Elasticidade do material que será empregado como reforço de subleito.

TABELA 6.3 – Características da estrutura do pavimento de referência.

| Camada | Material | Espessura (cm) | E (MPa) | ν |
|---|---|---|---|---|
| Revestimento | CAUQ | 5 | 2.000 | 0,30 |
| Base | Cascalho | 20 | 180 | 0,40 |
| Reforço do Subleito | Material Granular | 45 | 90 | 0,40 |
| Subleito | Solo Saprolítico | - | 30 | 0,5 |

Como já foi mencionado anteriormente, o Módulo de Resiliência de pneus triturados e de mistura de pneus triturados e areia pode ser expresso de forma similar ao das areias, em função da tensão vertical e das constantes de regressão da equação da curva tensão *versus* deformação (vide Equação 5.1). As Tabelas 6.5 e 6.6 apresentam os dados de entrada que serão utilizados nas análises elástico-não-lineares através do programa MICHPAVE.

EESC-USP Biblioteca CAMPUS DE S. CARLOS

TABELA 6.4 – Parâmetros de elasticidade de misturas de pneus triturados e solo (ASTM – D 6270).

| Tamanho das Partículas (mm) | E (kPa) | ν | Referência |
|---|---|---|---|
| 2-25 | 770 | 0,32 | HUMPHREY *et al.* (1992); HUMPHREY & SANDFORD (1993) |
| 2-51 | 1.470 | 0,30 | HUMPHREY & SANDFORD (1993) |
| 2-75 | 1.680 | 0,20 | HUMPHREY & SANDFORD (1993) |
| 13-51 | 777 | 0,30 | DRESCHER & NEWCOMB (1994) |
| Areia com 30% 19mm | 4.000 | 0,20 | EDIL & BOSSCHER (1994) |
| Areia com 50% 19mm | 7.000 | 0,20 | EDIL & BOSSCHER (1994) |

TABELA 6.5 – Características da estrutura do pavimento.

| Camada | Espessura (cm) | E (MPa) | ν | $k_0$ | γ (kN/m³) |
|---|---|---|---|---|---|
| Revestimento | 5 | 2.000 | 0,30 | 0,43 | 16 |
| Base | 20 | 180 | 0,40 | 0,67 | 19 |
| Subleito | - | 30 | 0,5 | 1,00 | 15 |

TABELA 6.6 – Características do reforço do subleito.

| Tamanho Máximo (mm) | Const. A (1) | Const. B (1) | γ (kN/m³) (2) | ϕ | ν | $k_0$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| areia | 1459,2 | 0,84 | 18,9 | 30 (3) | 0,33 (3) | 0,5 (3) |
| 13 mm 15% pneus | 728,6 | 0,83 | 16,5 | 30 (3) | 0,23 (3) | 0,31 (3) |
| 13 mm 30% pneus | 326,5 | 0,90 | 14,7 | 30 (3) | 0,24 (4) | 0,32 (4) |
| 13 mm 50% pneus | 54 | 0,83 | 11,4 | 30 (3) | 0,25 (4) | 0,33 (4) |
| 13 mm 100% pneus | 86,5 | 0,55 | 6,3 | 35,8 (1) | 0,3 (4) | 0,44 (4) |

(1) Ahmed, 1993; (2) Ahmed & Lovel, 1993; (3) adotado; (4) Manion & Humphrey, 1992 (max 51 mm)

## 6.3 – ATERROS LEVES COM PNEUS TRITURADOS

A utilização de aterros leves é considerada em regiões onde a fundação de um aterro, por exemplo de uma rodovia, tem baixa capacidade de suporte e/ou é constituída por uma camada de argila que pode sofrer processo de adensamento devido à aplicação das tensões do terrapleno ou mesmo da sobreposição de efeitos do peso do terrapleno e cargas rodoviárias devido ao tráfego.

Existem várias alternativas para o problema, desde a simples troca de material de fundação, no caso de camadas pouco espessas, à aceleração do processo de adensamento através de aterros de pré-carga com ou sem a aplicação de geodrenos, passando pela utilização de geotêxteis ou geogrelhas na base do terrapleno ou ainda o estaqueamento do maciço sob a base do terrapleno.

### 6.3.1 – Base teórica

As hipóteses básicas da Teoria do Adensamento de Terzaghi consideram (PINTO, 2000):

- solo homogêneo;
- solo totalmente saturado;
- compressibilidade das partículas sólidas e da água muito pequenas em comparação com a compressibilidade do esqueleto sólido;
- compressão unidimensional;
- fluxo d'água unidimensional;
- fluxo d'água governado pela lei de Darcy;
- propriedades do solo constantes durante o processo de adensamento;
- variação linear do índice de vazios em função do aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento.

Dado um elemento de solo submetido à tensão efetiva $\sigma'_1$, com um índice de vazios $e_1$, ao ser aplicado um acréscimo de tensão $\Delta\sigma$ surge, instantaneamente, uma sobrepressão neutra de igual valor e não há variação de índice de vazios. Progressivamente, a pressão

neutra vai se dissipando, até que todo o acréscimo de tensão é suportado pelo esqueleto sólido (tensão efetiva $\sigma'_2 = \sigma'_1 + \Delta\sigma$) e o índice de vazios se reduz a $e_2$.

O recalque total devido ao acréscimo de tensão é dado pela expressão:

$$\Delta H = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} H_1 \qquad (6.12)$$

Num instante t, qualquer, o índice de vazios será (e) e o recalque ocorrido até esse instante será:

$$\rho = \frac{e_1 - e}{1 + e_1} H_1 \qquad (6.13)$$

Define-se como Porcentagem de Recalque, U, a relação entre o recalque • ocorrido até o instante t e o recalque total ΔH.

Das relações acima, tem-se:

$$U = \frac{\rho}{\Delta H} = \frac{\frac{e_1 - e}{1 + e_1} H_1}{\frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} H_1} = \frac{e_1 - e}{e_1 - e_2} \qquad (6.14)$$

Pode-se dizer que a Porcentagem de Recalque é a relação entre a variação do índice de vazios até o instante t e a variação total do índice de vazios devido ao carregamento. A Porcentagem de Recalque é, portanto, a relação entre o acréscimo de tensão efetiva ocorrido até o instante t e o acréscimo total de tensão aplicada, sendo este último também igual ao acréscimo total de tensão efetiva no final do adensamento. É, também, a relação entre a pressão neutra dissipada até o instante t e o acréscimo de pressão neutra provocado pelo carregamento e que vai se dissipar durante o adensamento.

Resumindo, a Porcentagem de Recalque pode ser expressa por quatro expressões, duas delas decorrentes de sua definição e duas resultantes da hipótese simplificadora de Terzaghi (variação linear entre tensões efetivas e os índices de vazios):

$$U = \frac{\rho}{\Delta H} = \frac{e_1 - e}{e_1 - e_2} = \frac{\sigma' - \sigma_1'}{\sigma_2' - \sigma_1'} = \frac{\Delta\sigma - u}{\Delta\sigma} \qquad (6.15)$$

Admitida a variação linear entre as tensões efetivas e os índices de vazios, pode-se definir a inclinação da reta como um coeficiente indicador da compressibilidade do solo. É o coeficiente de compressibilidade $a_v$, definido pela expressão:

$$a_v = \frac{e_1 - e_2}{\sigma_2' - \sigma_1'} = \frac{e_2 - e_1}{\sigma_2' - \sigma_1'} = -\frac{de}{d\sigma'} \qquad (6.16)$$

Por outro lado, como a variação da tensão efetiva corresponde a uma variação de pressão neutra, de igual valor mas de sentido contrário, pode-se dizer que:

$$a_v = \frac{de}{du} \qquad (6.17)$$

A evolução das porcentagens de recalque em função do fator tempo, resultante da Teoria do Adensamento, é dada por uma expressão que não é usada na prática, em virtude de sua complexidade.

Duas equações empíricas, entretanto, se ajustam muito bem, cada uma a um trecho da equação geral e essas são as equações usadas na prática para previsão da evolução dos recalques ao longo do tempo:

$$T = \frac{\pi}{4} U^2 \text{, válida para } U \leq 0{,}6 \ (60\%) \qquad (6.18)$$

$$T = -0{,}933 \log(1 - U) - 0{,}085 \text{, válida para } U > 0{,}6 \ (60\%) \qquad (6.19)$$

### 6.3.2 – Parâmetros adotados

Foi avaliada a evolução dos recalques em função do tempo, devido ao adensamento da fundação do terrapleno rodoviário hipotético, constituída por uma camada de argila. Para tanto foram comparadas duas situações:

- terrapleno constituído por uma camada de aterro de solo compactado;
- terrapleno constituído por uma camada de pneus triturados.

Em ambas situações foi admitido que no topo do terrapleno existe uma pista rodoviária de 8m de largura, submetida a uma carga rodoviária distrubuída, cujo valor adotado foi de 20 kN/m$^2$. Foi igualmente admitido que a camada de pavimento tem 1m de espessura

e peso específico de 20 kN/m$^3$ e que entre o maciço do aterro propriamente dito e o pavimento há uma camada de 1,0 m de solo compactado, geralmente especificado no caso de terraplenos de pneus.

Entre o terrapleno e a camada de argila compressível da fundação, foi admitido que há uma camada de solo compactado de 0,30 m, novamente especificado no caso de terraplenos de pneus.

Foi considerada uma sobrecarga de 1m, composta de solo compactado, geralmente especificado no caso de terraplenos de pneus, visando acelerar a compressibilidade da camada de pneus. A Figura 6.6 ilustra a seção transversal do terrapleno rodoviário hipotético.

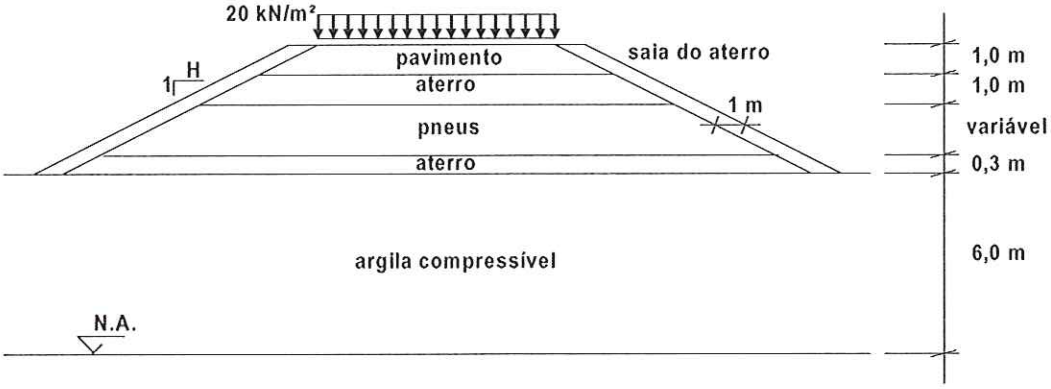



FIGURA 6.6 – Seção transversal de um terrapleno rodoviário hipotético.

Foi avaliada a evolução dos recalques em função do tempo, admitindo-se que a construção é instantânea, isto é, não foram consideradas, de forma simplificadora, as fases construtivas e a evolução das tensões efetivas e neutras.

Foram variados os seguintes parâmetros das condições de contorno do problema hipotético:

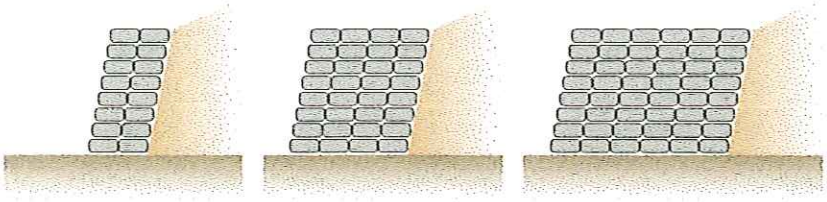
- espessura da camada de pneus triturados, de 0,5 a 3,0 m, variando de 0,5 m;
- peso específico da camada de pneus triturados: 3,3, 5,8 e 6,7 kN/m$^3$;
- peso específico da camada de pneus triturados misturados com solo: 13,8, 15,0 e 16,5 kN/m$^3$;
- inclinação das saias do talude do aterro: 1V:1H e 1V:2H.

# 7 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

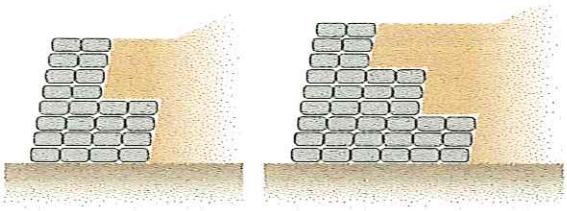
Apresentam-se neste capítulo, os resultados das análises paramétricas realizadas para cada tipo de aplicação estudada, isto é, muros de gravidade, reforço do subleito de pavimentos e aterros leves, segundo as hipóteses, condições de contorno, simplificações e parâmetros adotados, apresentados no capítulo anterior.

## 7.1 – MUROS DE GRAVIDADE

A geometria dos muros de gravidade considerou duas configurações básicas, denominadas de seção plena e de seção escalonada, conforme ilustrado na Figura 7.1. Desta forma, os resultados das análises paramétricas, apresentados a seguir, serão classificados em função do tipo da seção.



(a) base com 2,4 e 6 pneus



(b) base com 4 e 6 pneus

FIGURA 7.1 – Seções plena (a) e escalonada (b) dos muros de gravidade de pneus.

### 7.1.1 Seção plena

Os fatores de segurança ao deslizamento para as condições de peso específico do solo-pneu de 15,5 kN/m$^3$ e 17,0 kN/m$^3$ são apresentados nas Figuras 7.2 e 7.3.

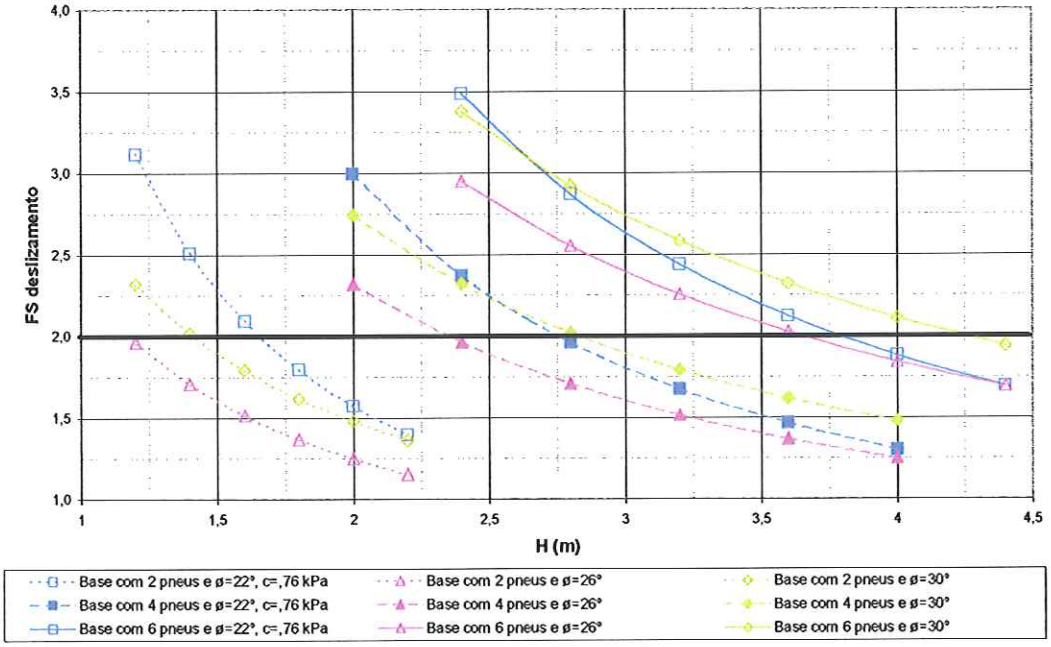



FIGURA 7.2 – Seção plena – Fatores de segurança ao deslizamento para $\gamma_{solo\text{-}pneu}$=15,5kN/m$^3$.

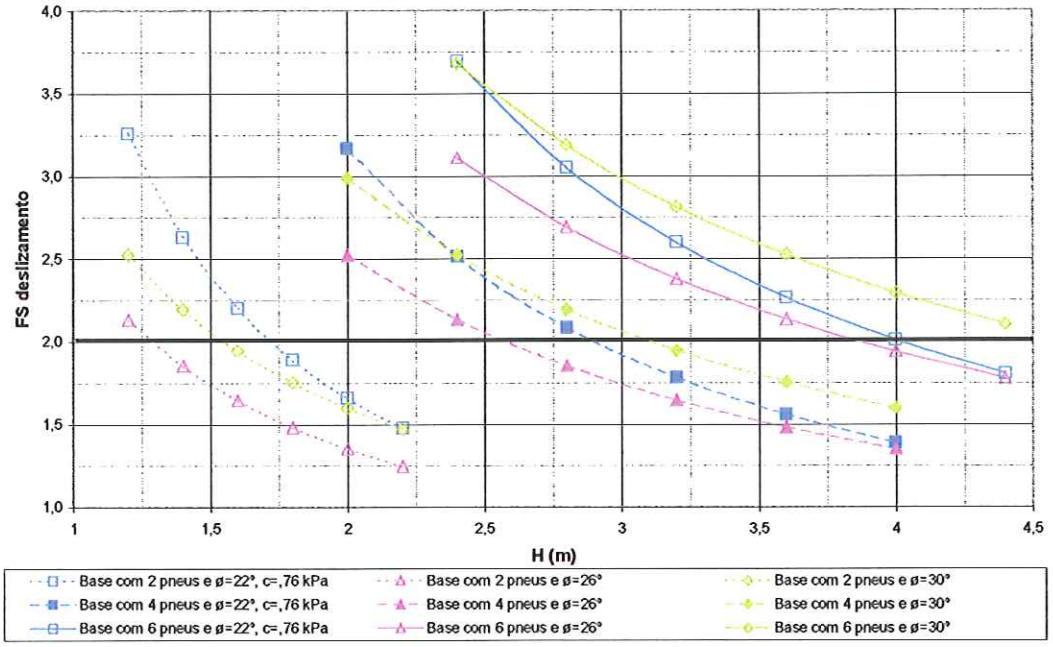



FIGURA 7.3 – Seção plena – Fatores de segurança ao deslizamento para $\gamma_{solo\text{-}pneu}$=17,0 kN/m$^3$.

Os fatores de segurança ao tombamento são apresentados na Figura 7.4, enquanto que as tensões máximas e mínimas atuantes na base da estrutura são apresentados na Figura 7.5.

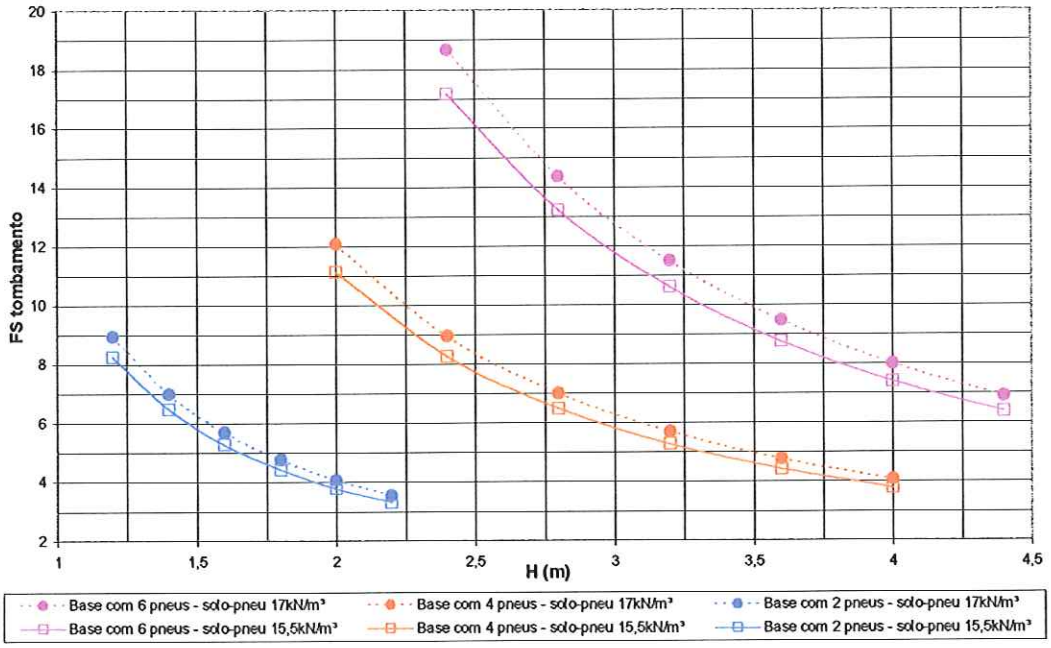



FIGURA 7.4 – Seção plena – Fatores de segurança ao tombamento.

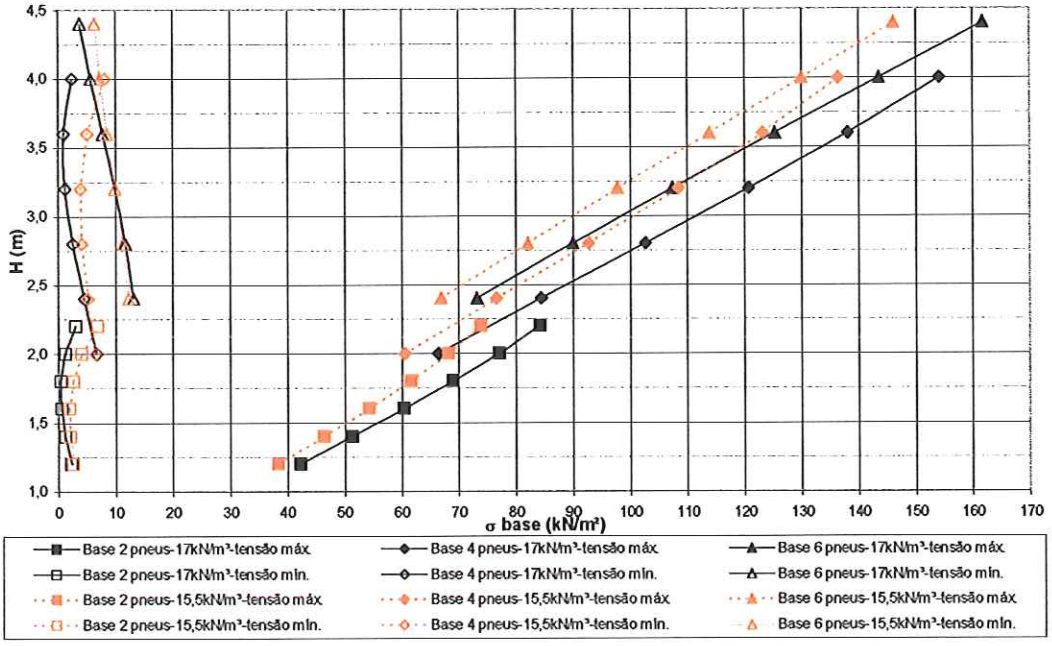



FIGURA 7.5 – Seção plena – Tensões máximas e mínimas atuantes na base do murro.

Analisando as Figuras 7.2 e 7.3 é possível observar que, para $FS_{deslizamento}$= 2 e com os parâmetros considerados, a altura do muro de gravidade varia entre os seguintes valores:

- Muro com pneus inteiros: peso específico do solo-pneu ($\gamma$) = 15,5 kN/m$^3$
  - ✓ Base do muro com 2 pneus (B=1,12m): 1,18<H<1,66m ou 1,05B<H<1,48B
  - ✓ Base do muro com 4 pneus (B=2,24m): 2,35<H<2,82m ou 1,05B<H<1,26B
  - ✓ Base do muro com 6 pneus (B=3,36m): 3,65<H<4,25m ou 1,09B<H<1,26B

- Muro com pneus cortados: peso específico do solo-pneu ($\gamma$) = 17,0 kN/m$^3$
  - ✓ Base do muro com 2 pneus (B=1,12m): 1,28<H<1,72m ou 1,14B<H<1,54B
  - ✓ Base do muro com 4 pneus (B=2,24m): 2,56<H<3,09m ou 1,14B<H<1,38B
  - ✓ Base do muro com 6 pneus (B=3,36m): 3,86<H<4,62m ou 1,15B<H<1,38B

É importante observar que os valores da envoltória inferior sempre estão relacionados ao ângulo de atrito da fundação $\phi$=26°, enquanto que para a envoltória superior os valores estão relacionados aos parâmetros da fundação c=7,6kPa e $\phi$=22°, para a base do muro com 2 pneus, e ao ângulo de atrito da fundação $\phi$=30°, para a base do muro com 4 ou 6 pneus.

Isso significa que a consideração da coesão tem um efeito significativo nos valores do fator de segurança ao deslizamento, quando considerada no muro com base de 2 pneus, melhorando a "aderência" da estrutura. Além disso, trata-se de uma estrutura de gravidade mais leve que os muros convencionais de concreto ou gabião, por exemplo.

Pode ser constatado também que as relações H/B=1,05 e H/B=1,14 (envoltórias inferiores) são bem definidas para muros com pneus inteiros ($\gamma$=15,5 kN/m$^3$) e com pneus cortados ($\gamma$=17,0 kN/m$^3$), respectivamente, sobretudo para as situações analisadas com base de 2 e 4 pneus.

Na envoltória superior, para os casos de muros com 4 ou 6 pneus de base, os valores de H/B=1,26 e 1,38 são bem definidos, para muro com pneus inteiros ($\gamma$=15,5 kN/m$^3$) e para muro com pneus cortados ($\gamma$=17,0 kN/m$^3$), respectivamente.

Em todas as situações analisadas, os fatores de segurança para o tombamento são bem superiores aos valores de referência considerados como aceitáveis.

Em relação às tensões atuantes na base dos muros, ilustradas na Figura 7.5, a principal observação é que não ocorrem, em nenhum caso, tensões negativas de tração, que devem ser evitadas.

De uma forma geral, as tensões máximas aumentam de forma mais pronunciada em função das alturas dos muros, quando comparadas com as tensões mínimas, as quais sofrem pequeno impacto com a variação da altura.

### 7.1.2 Seção escalonada

Os fatores de segurança ao deslizamento para as condições de peso específico do solo-pneu igual a 15,5 kN/m$^3$ e 17,0 kN/m$^3$ são apresentados, respectivamente, nas Figuras 7.6 e 7.7. Os fatores de segurança ao tombamento são apresentados na Figura 7.8, enquanto que os esforços atuantes na base da estrutura são apresentados na Figura 7.9.

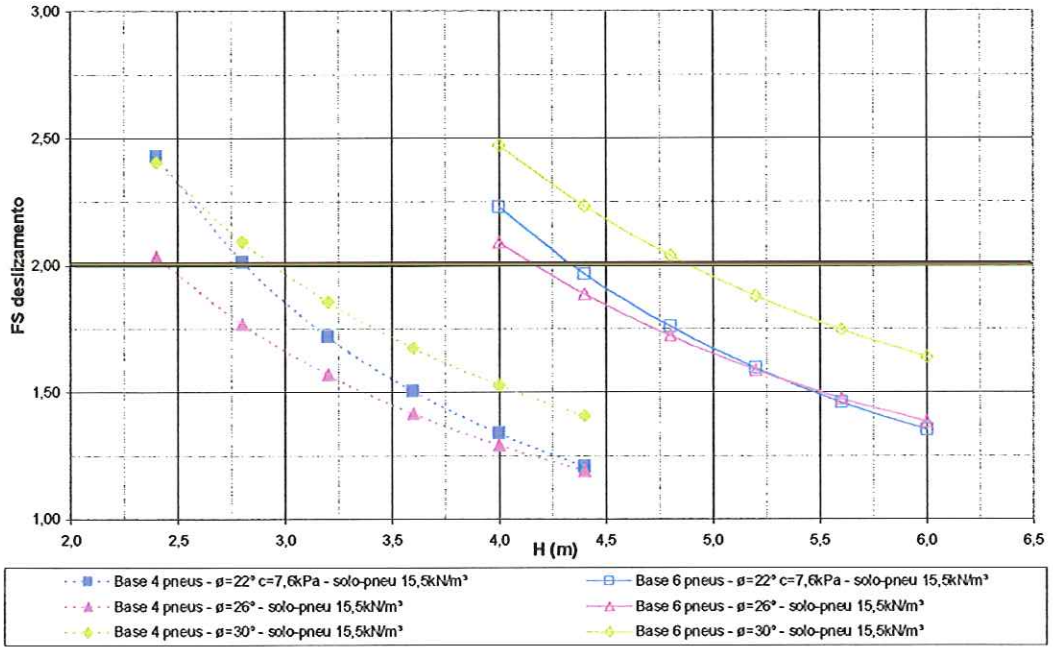



FIGURA 7.6 – Seção escalonada – Fatores de segurança ao deslizamento para $\gamma_{solo\text{-}pneu}$=15,5kN/m$^3$.

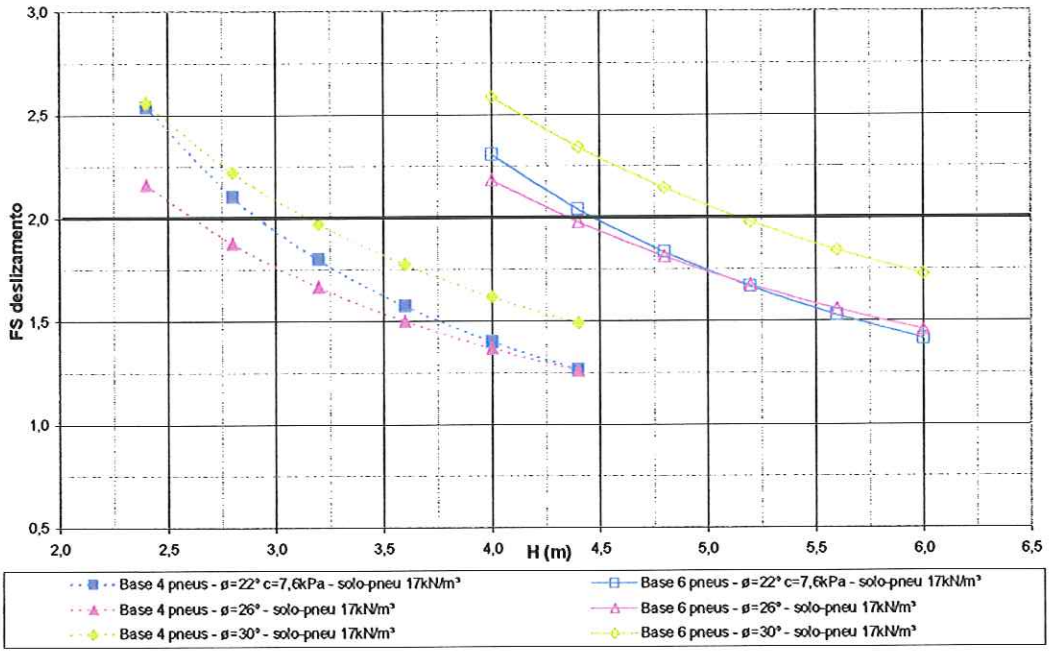



FIGURA 7.7 – Seção escalonada – Fatores de segurança ao deslizamento para $\gamma_{solo\text{-}pneu}$=17,0kN/m$^3$.

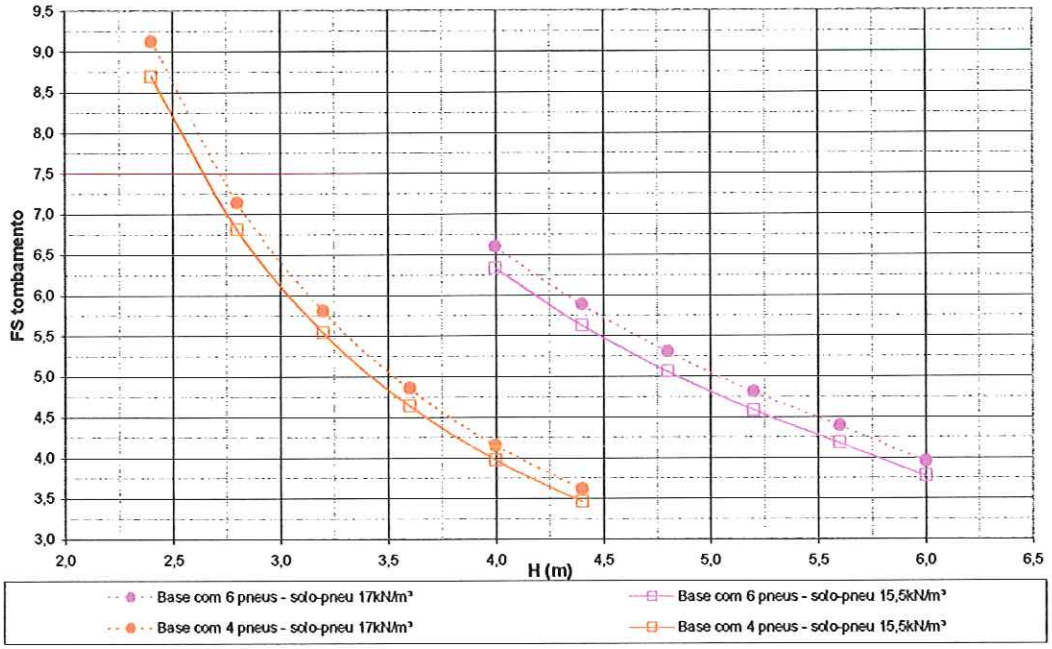



FIGURA 7.8 – Seção escalonada – Fatores de segurança ao tombamento.

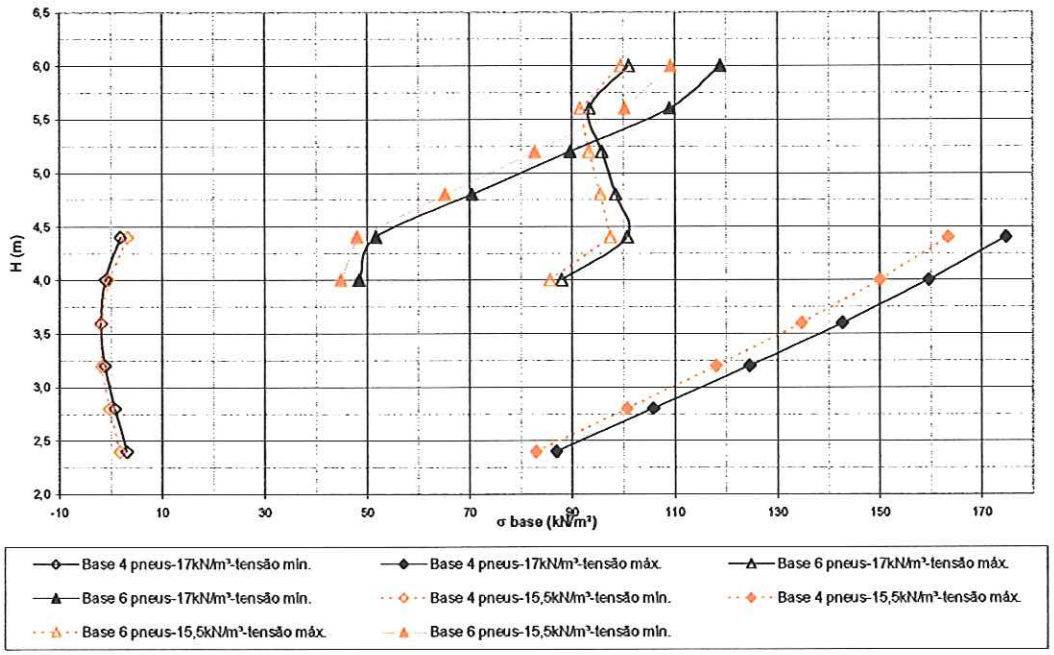



FIGURA 7.9 – Seção escalonada – Tensões máximas e mínimas atuantes na base do muro.

Analisando as Figuras 7.6 e 7.7 é possível observar que, para $FS_{deslizameno}$=2 e para os parâmetros considerados, a altura do muro de gravidade varia entre os seguintes valores:

- Muro com pneus inteiros: peso específico do solo-pneu ($\gamma$) = 15,5 kN/m³:
  - ✓ Base do muro com 4 pneus (B=2,24m): 2,40<H<2,95m ou 1,07B<H<1,32B
  - ✓ Base do muro com 6 pneus (B=3,36m): 4,15<H<4,90m ou 1,24B<H<1,46B

- Muro com pneus cortados: peso específico do solo-pneu ($\gamma$) = 17,0 kN/m³:
  - ✓ Base do muro com 4 pneus (B=2,24m): 2,60<H<3,15m ou 1,16B<H<1,41B
  - ✓ Base do muro com 6 pneus (B=3,36m): 4,35<H<5,15m ou 1,29B<H<1,53B

Observa-se nesses casos que, através dos gráficos das Figuras 7.6 e 7.7, os valores da envoltória inferior sempre estão relacionados ao ângulo de atrito da fundação $\phi$=26°, enquanto que para envoltória superior os valores estão relacionados ao ângulo de atrito da fundação $\phi$=30°, para a base do muro com largura de 4 ou 6 pneus.

A consideração da coesão não tem um efeito significativo nos valores do fator de segurança ao deslizamento. A explicação é que no caso de muro de seção escalonada há uma considerável contribuição do peso do solo sobre a porção do muro em degrau

(escalonado). Assim o efeito da força normal e o conseqüente atrito da base da estrutura condicionam a verificação quanto ao deslizamento do muro de gravidade dessa seção.

Pode ser constatado, para muros com base de 4 pneus, que as relações H/B=1,07 e H/B=1,16 são definidas, respectivamente, para muros com pneus inteiros ($\gamma$=15,5 kN/m$^3$) e para muro com pneus cortados ($\gamma$=17,0 kN/m$^3$). Analogamente, para muro com base de 6 pneus, as relações entre a altura e base (H/B), resultam em 1,24 e 1,29, respectivamente, para os valores de peso específico de $\gamma$ =15,5 e 17,0 kN/m$^3$.

Quanto à envoltória superior, para os caso de muros com 4 pneus de base, as relações entre a largura da base e a altura do muro apresentam valores de H/B=1,32 e 1,41. Para os casos de muros com 6 pneus de base, apresentam valores de H/B=1,46 e 1,53, respectivamente, para muro com pneus inteiros ($\gamma$=15,5 kN/m$^3$) e para muro com pneus cortados ($\gamma$=17,0 kN/m$^3$).

A maior altura e a maior relação H/B das situações analisadas, resultou em um muro com base de 6 pneus (B=3,36 m) com altura de 5,15 m. Se for comparado esse caso com uma situação análoga para um muro de gabiões, com 3,5 m de base e 5 m de altura (H/B=1,43), resultaria em valores de $FS_{deslizamento}$=2,0 e $FS_{tombamento}$=3,9.

Em todas as situações analisadas, os fatores de segurança para o tombamento são bem superiores aos valores de referência considerados como aceitáveis.

Dos resultados das tensões atuantes na base do muro com 4 pneus, ilustrados na Figura 7.9, é observado que as tensões mínimas correspondentes a alturas entre 2,8 e 4,0m de altura são negativas. Portanto, esse fato, a envoltória superior de altura do muro deve ser limitada para o valor de 2,8m, resultando em uma relação H/B=1,25.

O gráfico resultante dos valores de tensões atuantes na base do muro com 6 pneus apresenta uma inversão dos valores das tensões mínimas e máximas, que pode ser explicado devido ao aumento considerável do peso da porção de solo sobre os degraus do tardoz do muro escalonado, em contraposição ao aumento do peso da porção do muro constituída somente por pneus, cujo aumento relativo é menor, devendo ser

levado em conta, ainda, o deslocamento do centro de gravidade das porções de solo e de pneus.

Novamente, se for comparado um muro com base de 6 pneus (B=3,36 m) com altura de 5,15 m, com uma situação análoga para um muro de gabiões, com 3,5 m de base e 5 m de altura (H/B=1,43), resultaria em tensões mínima e máxima de 33,7 e 166,9 kN/m$^2$, superiores aquelas observadas na Figura 7.9.

## 7.2 – Reforço de Subleito de Pavimentos com Partículas de Pneus Triturados

Para a alternativa de utilização de pneus inservíveis triturados como reforço de subleito de pavimentos, foram feitas duas análises distintas, por meio de programas computacionais diferentes, que consideram entre outros aspectos, as características do comportamento tensão-deformação dos materiais através de análises elástico-lineares e análises elástico-não-lineares.

Desta forma, os resultados das respostas estruturais, calculadas para as alternativas de reforço do subleito, serão apresentados em função do comportamento tensão-deformação considerado.

### 7.2.1 Análises elástico-lineares

As respostas estruturais calculadas para as alternativas de reforço do subleito estudadas são apresentadas na Tabela 7.1.

Como a vida em serviço de um pavimento está, aproximadamente, associada às respostas estruturais elevadas à quarta potência, as relações de desempenho entre duas estruturas podem ser obtidas pela divisão das respostas estruturais elevadas à quarta potência.

TABELA 7.1 – Análise elástico – linear – Respostas estruturais calculadas.

| **Reforço do Subleito** | $\delta_1$ **(mm)** | $\varepsilon_{ht,1}$ | $\varepsilon_{vc,m}$ |
|---|---|---|---|
| Material Granular | 0,954 | $4,32 \times 10^{-4}$ | $5,02 \times 10^{-4}$ |
| 2 – 25 mm | 4,42 | $4,14 \times 10^{-4}$ | $1,00 \times 10^{-4}$ |
| 2 – 51 mm | 3,59 | $4,11 \times 10^{-4}$ | $1,64 \times 10^{-4}$ |
| 2 – 75 mm | 3,57 | $4,13 \times 10^{-4}$ | $1,60 \times 10^{-4}$ |
| 13 – 51 mm | 4,47 | $4,14 \times 10^{-4}$ | $1,06 \times 10^{-4}$ |
| Areia com 30% de pneus 19 mm | 2,62 | $4,11 \times 10^{-4}$ | $2,70 \times 10^{-4}$ |
| Areia com 50% de pneus 19 mm | 2,14 | $4,11 \times 10^{-4}$ | $3,53 \times 10^{-4}$ |

Assim, tem-se, na Tabela 7.2, a síntese do efeito relativo das alternativas de reforço do subleito, considerando pneus triturados, é em relação à alternativa convencional de material granular. Pode-se observar que o uso de pneus triturados pode resultar em significativo aumento de vida em serviço quando se considera tanto o acúmulo de deformação permanente nas trilhas de roda quanto o aparecimento e propagação de trincas por fadiga.

TABELA 7.2 – Análise elástico-linear – Efeito do reforço do subleito com pneus triturados em relação ao material granular.

| **Reforço do Subleito** | $\varepsilon_{ht,1}$ | $\varepsilon_{vc,m}$ |
|---|---|---|
| Material Granular | 1,000 | 1,000 |
| 2 – 25 mm | 0,843 | 0,002 |
| 2 – 51 mm | 0,819 | 0,011 |
| 2 – 75 mm | 0,835 | 0,010 |
| 13 – 51 mm | 0,843 | 0,002 |
| 19 mm – 30% pneus | 0,819 | 0,084 |
| 19 mm – 50% pneus | 0,819 | 0,245 |

Considerando-se a deflexão na superfície do pavimento, conclui-se que a estrutura resultante da utilização de pneus triturados é mais resiliente (elástica), sem, no entanto, resultar em maiores esforços e, conseqüentemente, sem acarretar evolução precoce dos defeitos estruturais, tais como trincas por fadiga e deformação permanente nas trilhas de roda.

As melhores combinações entre o efeito benéfico em relação à deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico e à deformação vertical de compressão no topo do subleito, com uma menor deflexão superficial, são:

- Reforço de pavimento formado por partículas de pneus triturados com tamanho entre 2 e 75mm;
- Reforço de pavimento formado por mistura de areia com 50% (em peso) de partículas de pneus triturados com 19mm.

As Figuras 7.10, 7.11 e 7.12 ilustram, respectivamente, a deflexão superficial ($\delta_1$), a deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico ($\varepsilon_{ht,1}$) e a deformação vertical de compressão no topo do subleito ($\varepsilon_{vc,m}$), em função da variação da espessura da camada de reforço do subleito com pneus triturados, para partículas com tamanho variando de 2 a 25 mm, 2 a 51 mm, 2 a 75 mm e 13 a 51 mm, e para frações de areia misturadas com 30% e 50% (em peso) de partículas de pneus triturados com tamanho de 19 mm.

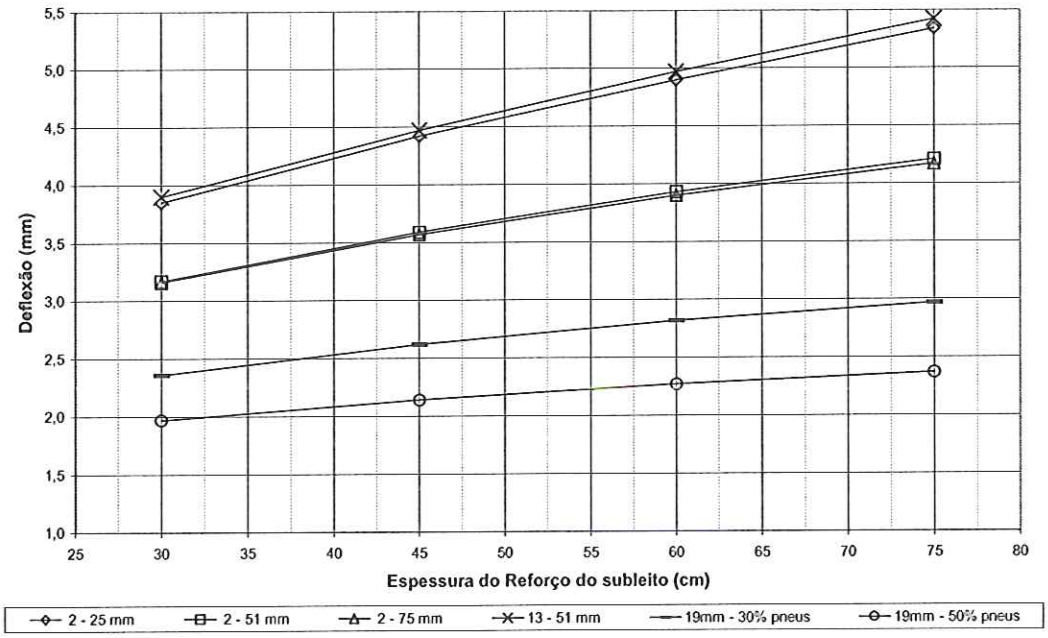



FIGURA 7.10 – Análise elástico-linear – Deflexão da superfície.

Da análise das Figuras 7.10 a 7.12 nota-se que, para as três respostas estruturais analisadas, os resultados são muito próximos para partículas de tamanho variando de 2-25mm e de 13-51mm, bem como para as de 2-51mm e de 2-75mm.

Assim, os resultados sugerem que o comportamento é regido mais pela graduação granulométrica do material do que pelo tamanho das partículas. Contudo, no caso das deformações horizontais de tração, os valores não são tão próximos para as partículas de tamanho variando entre 2-51 mm e 2-75 mm.

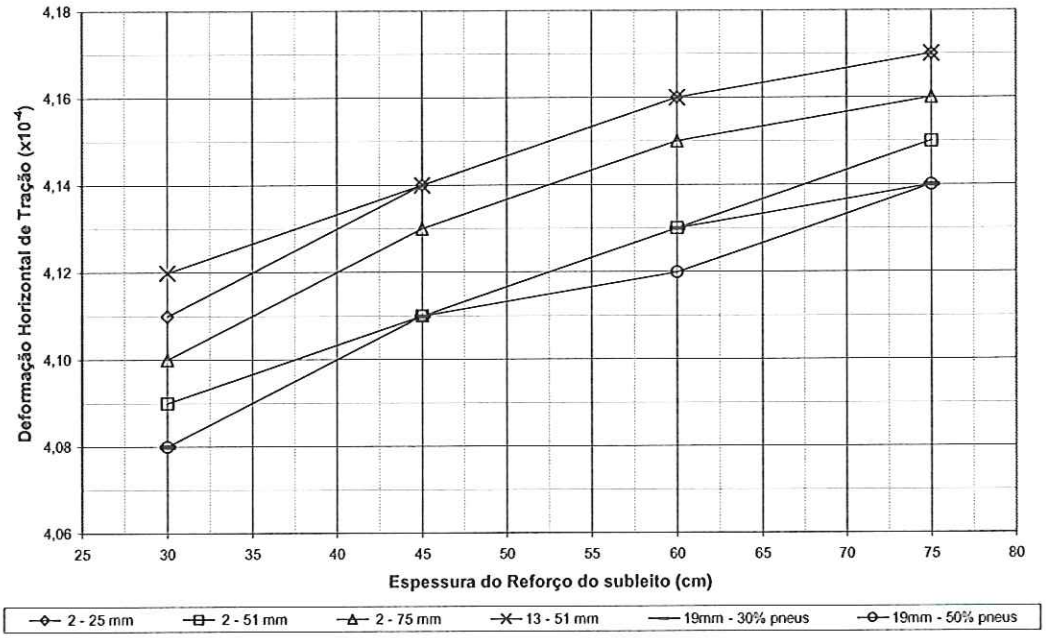



FIGURA 7.11 – Análise elástico-linear – Deformação horizontal de tração.

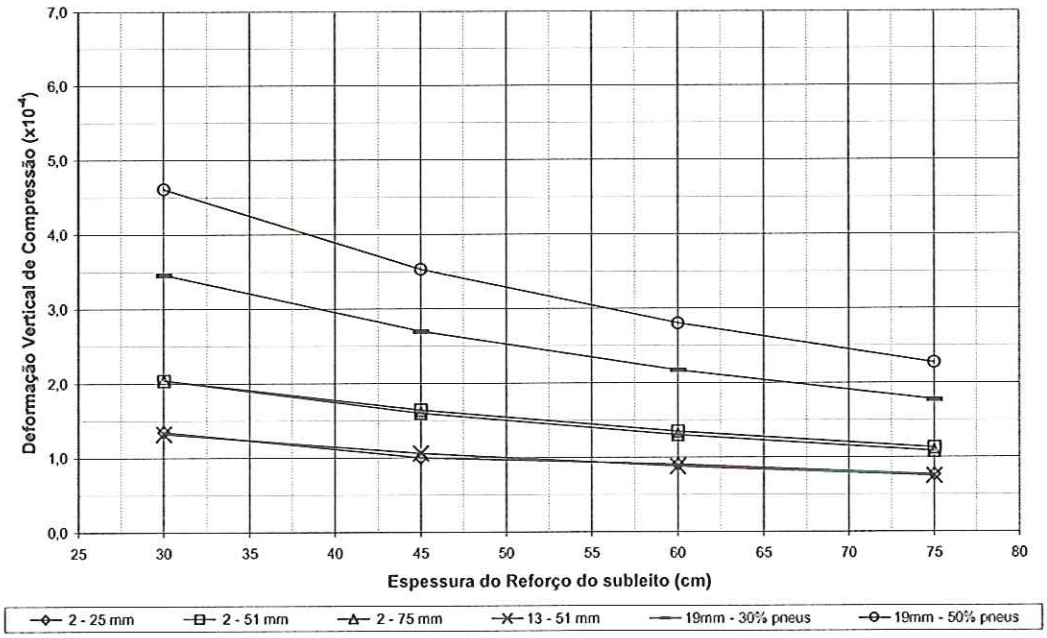



FIGURA 7.12 – Análise elástico-linear – Deformação vertical de compressão.

Sobre o efeito da variação da espessura da camada de reforço do subleito nos valores das repostas estruturais, têm-se:

- deflexão superficial: aumenta com o aumento da espessura da camada. A adição de areia nos pneus triturados diminui a inclinação da reta do gráfico. O aumento mais acentuado da deflexão em função da espessura ocorrem para as partículas variando de 2-25mm e de 13-51mm;
- deformação horizontal de tração: aumenta com o incremento da espessura da camada, sendo que os gráficos dos resultados são aproximadamente paralelos. As maiores deformações ocorrem para as partículas variando de 2-25mm e de 13-51mm, e as menores deformações para mistura de areia com 30% (em peso) de partículas de pneus triturados com 19mm;
- deformação vertical de compressão: diminui com o aumento da espessura da camada, mais acentuadamente para os casos de misturas de areias com partículas de pneus triturados.

### 7.2.2 Análises elástico-não-lineares

As respostas estruturais calculadas para as alternativas de reforço do subleito estudadas são apresentadas na Tabela 7.3.

TABELA 7.3 – Análise elástico-não-linear – Respostas estruturais calculadas.

| Reforço do Subleito | $\delta_1$ (mm) | $\varepsilon_{ht,1}$ | $\varepsilon_{vc,m}$ |
|---|---|---|---|
| Material Granular | 1,47 | $3{,}690 \times 10^{-4}$ | $4{,}932 \times 10^{-4}$ |
| 13 mm – 15% pneus | 1,84 | $3{,}747 \times 10^{-4}$ | $4{,}378 \times 10^{-4}$ |
| 13 mm – 30% pneus | 2,21 | $3{,}776 \times 10^{-4}$ | $3{,}346 \times 10^{-4}$ |
| 13 mm – 50% pneus | 5,61 | $3{,}749 \times 10^{-4}$ | $6{,}582 \times 10^{-6}$ |
| 13 mm – 100% pneus | 6,94 | $3{,}743 \times 10^{-4}$ | $1{,}526 \times 10^{-5}$ |

As deformações verticais no topo do subleito determinadas para misturas de areias com 50% de partículas de pneus triturados e para 100% de partículas de pneus triturados destoam dos demais valores apresentados na Tabela 7.3.

Esse fato pode ser explicado pelos baixos valores da Constante A desses materiais em relação aos demais, conforme pode ser observado na Tabela 6.6, apresentada anteriormente.

Conforme já mencionado, como a vida em serviço de um pavimento está, aproximadamente, associada às respostas estruturais elevadas à quarta potência, as relações de desempenho entre duas estruturas podem ser obtidas pela divisão das respostas estruturais elevadas à quarta potência.

Assim, tem-se na Tabela 7.4 a síntese do efeito relativo das alternativas de reforço do subleito, considerando pneus triturados, em relação à alternativa convencional de material granular.

TABELA 7.4 – Análise elástico-não-linear – Efeito do reforço do subleito com pneus triturados em relação ao material granular.

| **Reforço do Subleito** | $\varepsilon_{ht,1}$ | $\varepsilon_{vc,m}$ |
|---|---|---|
| Material Granular | 1,00 | 1,00 |
| 13 mm – 15% pneus | 1,06 | 0,62 |
| 13 mm – 30% pneus | 1,10 | 0,21 |
| 13 mm – 50% pneus | 1,07 | $3,17 \times 10^{-8}$ |
| 13 mm – 100 pneus | 1,06 | $9,16 \times 10^{-7}$ |

Em relação a um material granular, o uso de pneus triturados misturados com areia pode resultar em significativo aumento de vida em serviço quando se considera o acúmulo de deformação permanente nas trilhas de roda, embora não apresente vantagens quanto ao aparecimento e propagação de trincas por fadiga.

Considerando a deflexão na superfície, conclui-se que a estrutura resultante da utilização de pneus triturados apresenta-se mais resiliente (elástica), sem, no entanto, resultar em maiores esforços e, conseqüentemente, sem acarretar evolução precoce dos defeitos estruturais, tais como trincas por fadiga e deformação permanente nas trilhas de roda.

Confrontando os valores obtidos das análises elástico-lineares e elástico-não-lineares, observa-se que os resultados para misturas de areias com 30% (em peso) de partículas

de pneus triturados com tamanho de 19mm, para o primeiro tipo de análise, e de 13mm, para o segundo tipo, são relativamente próximos.

Para areias com 50% de partículas de pneus triturados, no entanto, a deflexão e a deformação vertical de compressão destoam para os dois diferentes tipos de análises.

Deve ser salientado que, devido a limitações do programa computacional utilizado para as análises elástico-não-lineares, os valores do coeficiente de empuxo em repouso ($k_0$) foram modificados, já que o programa aceita apenas $k_0 > 0{,}4$.

As Figuras 7.13, 7.14 e 7.15 ilustram, respectivamente, a deflexão superficial ($\delta_1$), a deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico ($\varepsilon_{ht,1}$) e a deformação vertical de compressão no topo do subleito ($\varepsilon_{vc,m}$), em função da variação da espessura da camada de reforço do subleito com pneus triturados, para frações de areia misturadas com 15%, 30%, 50% e 100% (em peso) de partículas de pneus triturados com tamanho de 13 mm.

Os gráficos indicam que, enquanto a deflexão superficial aumenta com o aumento da espessura da camada de reforço do subleito, as deformações horizontais de tração e verticais de compressão diminuem, sendo que as maiores variações dos valores de deflexão e as menores variações de deformação se dão para as misturas com 50 e 100%.

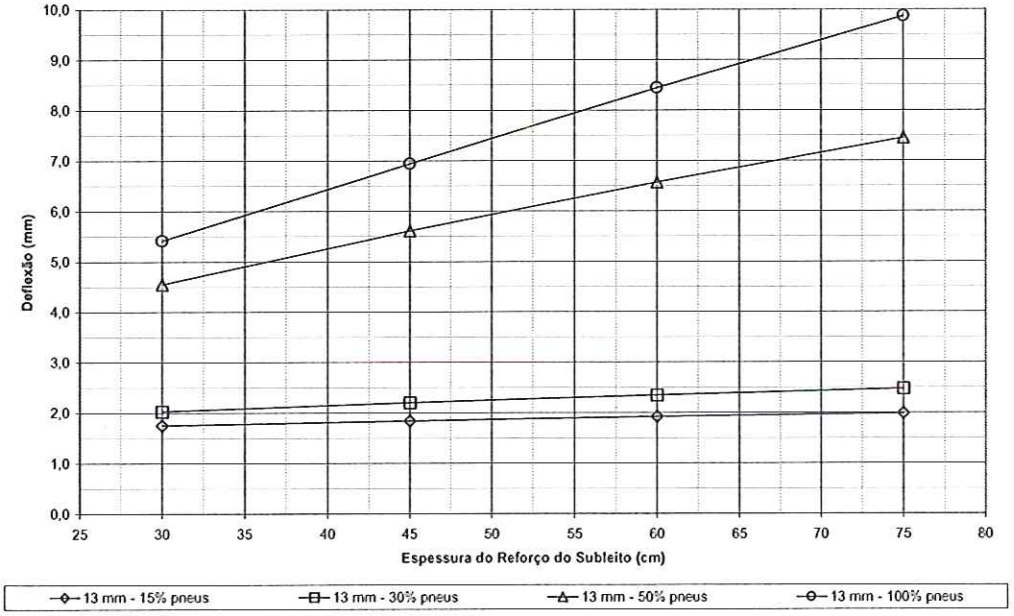



FIGURA 7.13 – Análise elástico-não-linear – Deflexão da superfície.

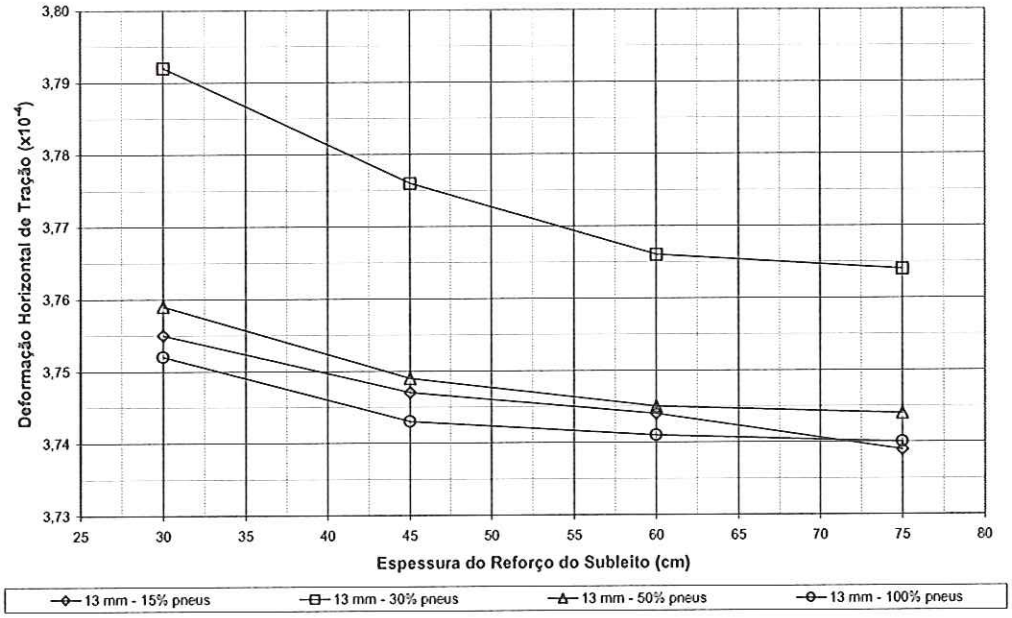



FIGURA 7.14 – Análise elástico-não-linear – Deformação horizontal de tração.

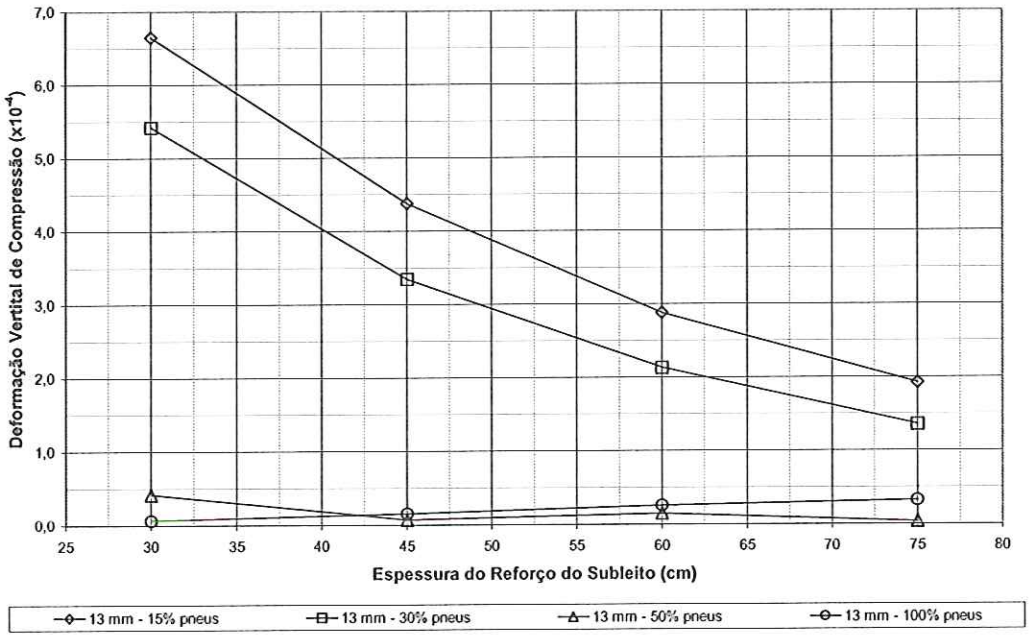



FIGURA 7.15 – Análise elástico-não-linear – Deformação vertical de compressão.

## 7.3 – ATERROS LEVES COM PNEUS TRITURADOS

Foi calculado o recalque em função do tempo, bem como o recalque máximo para a seção transversal de um terrapleno rodoviário hipotético, ilustrado na Figura 7.16. Foi

admitida uma camada de argila com coeficiente de deformação volumétrica $C_c/(1+e_0)$, igual a 0,07 e coeficiente de adensamento $C_v$ igual a $8{,}0.10^{-4}$ $cm^2/s$.

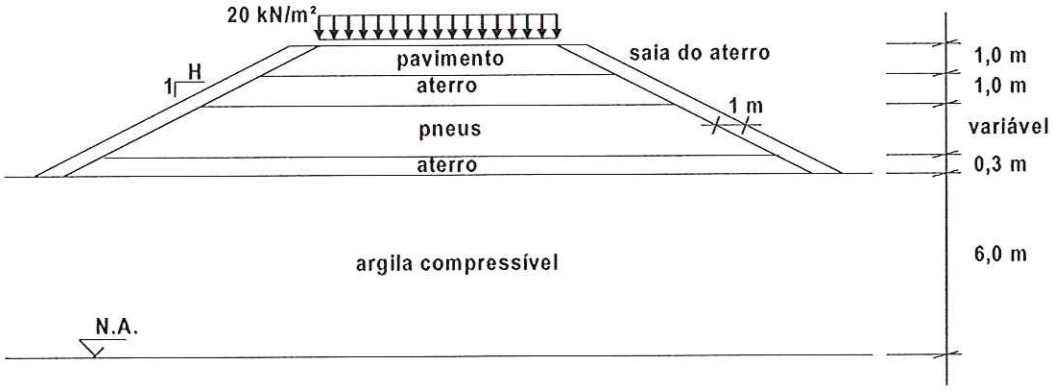



FIGURA 7.16 – Seção transversal de um terrapleno rodoviário hipotético.

A espessura da camada de pneus variou entre 0,5 e 3,0 m, com peso específico igual a 5 $kN/m^3$. Para fins de comparação, a mesma variação de espessura foi considerada para uma camada de aterro convencional.

Os resultados obtidos para os recalques máximos, determinados para cada espessura, são apresentados nas Figuras 7.17 a 7.19. Os recalques obtidos ao longo do tempo, determinados para uma camada de pneus triturados com espessura de 1,5 m, para as situações em que os taludes do aterro têm inclinação de 1V:1H e 1V:2H, bem como os resultados equivalentes para o aterro constituído somente com solo, são apresentados na Figura 7.20.

Os recalques obtidos aumentam proporcionalmente ao aumento da espessura de pneus, mas são menores que os calculados para as mesmas espessuras de aterro com solo.

Considerando apenas o peso do terrapleno, a utilização de pneus triturados resulta em recalques da ordem de 11% menores que aqueles calculados para aterros convencionais de solos, para pequenas espessuras, diminuindo para aproximadamente 6,5% para espessura de 3m.

Quando considerado o efeito conjunto do terrapleno e da sobrecarga rodoviária, os valores passam para cerca de 10% e 3,5%, para as espessuras mínima e máxima analisadas (0,5 e 3,0, respectivamente).

A Figura 7.18 ilustra, como era de se esperar, que o recalque aumenta com o aumento do peso específico dos pneus triturados. A adoção da inclinação da saia do terrapleno mais abatida (1V:2H) também tem um efeito benéfico, resultando em recalque da ordem de 10% menor relativamente inclinação 1V:1H (vide Figura 7.19).

A evolução dos recalques em função do tempo, apresentada na Figura 7.20, indica que, uma vez que os recalques devido ao terrapleno constituído de pneus triturados são menores, menos tempo será necessário para ocorrerência completa do adensamento, com um ganho de cerca de 5 meses, quando comparado com o aterro de solo compactado.

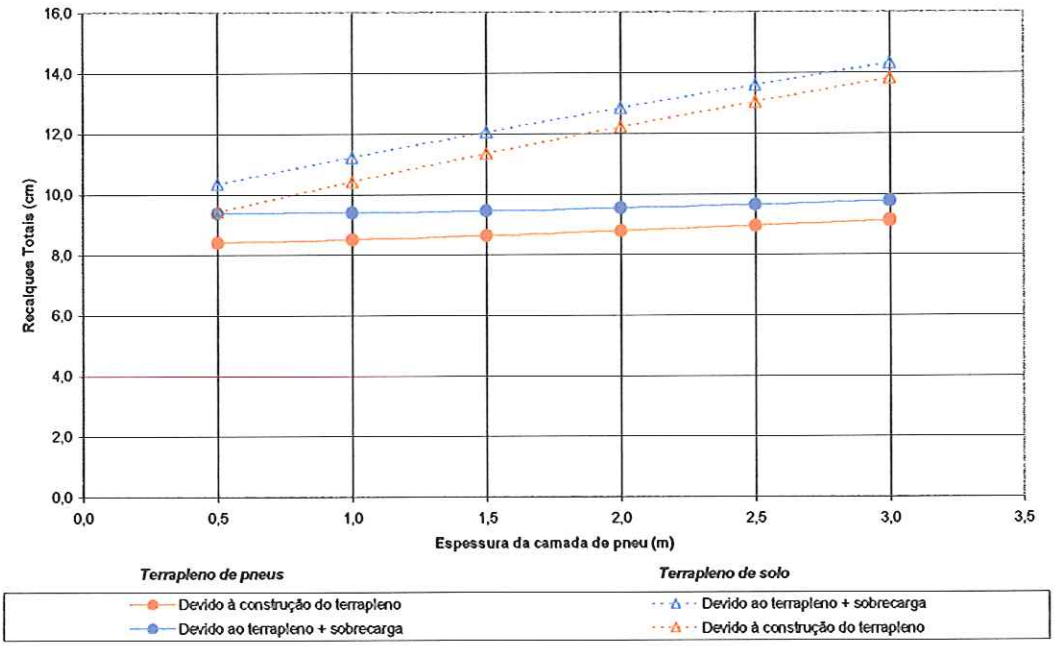



FIGURA 7.17 – Recalques devido ao adensamento da camada de argila, variando a espessura da camada de pneus.

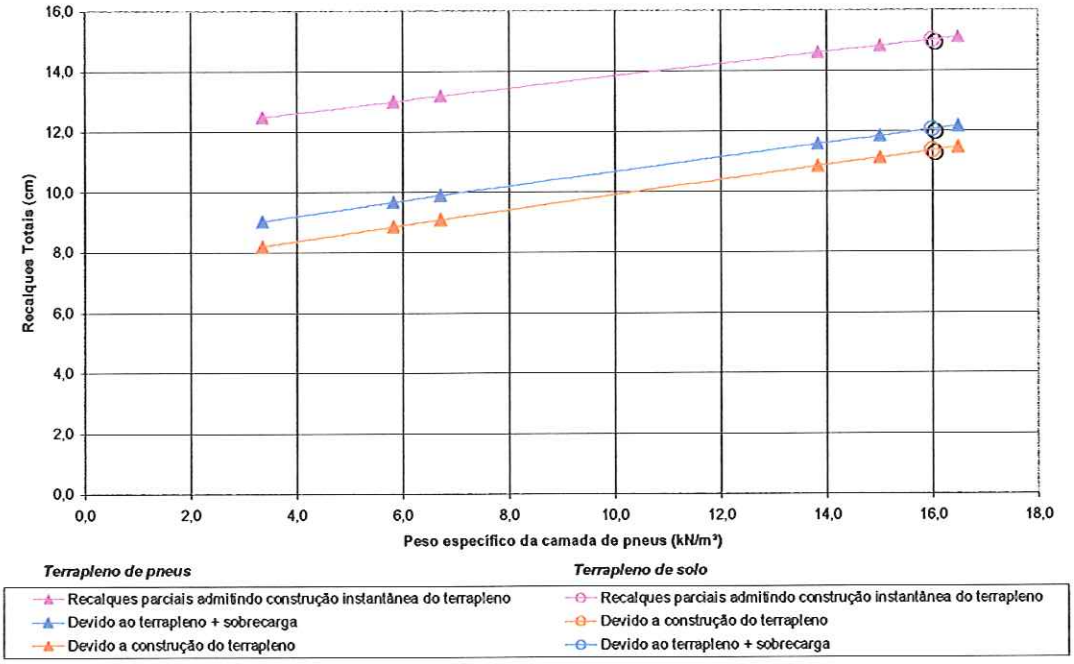



FIGURA 7.18 – Recalques devido ao adensamento da camada de argila, variando o peso específico dos pneus triturados.

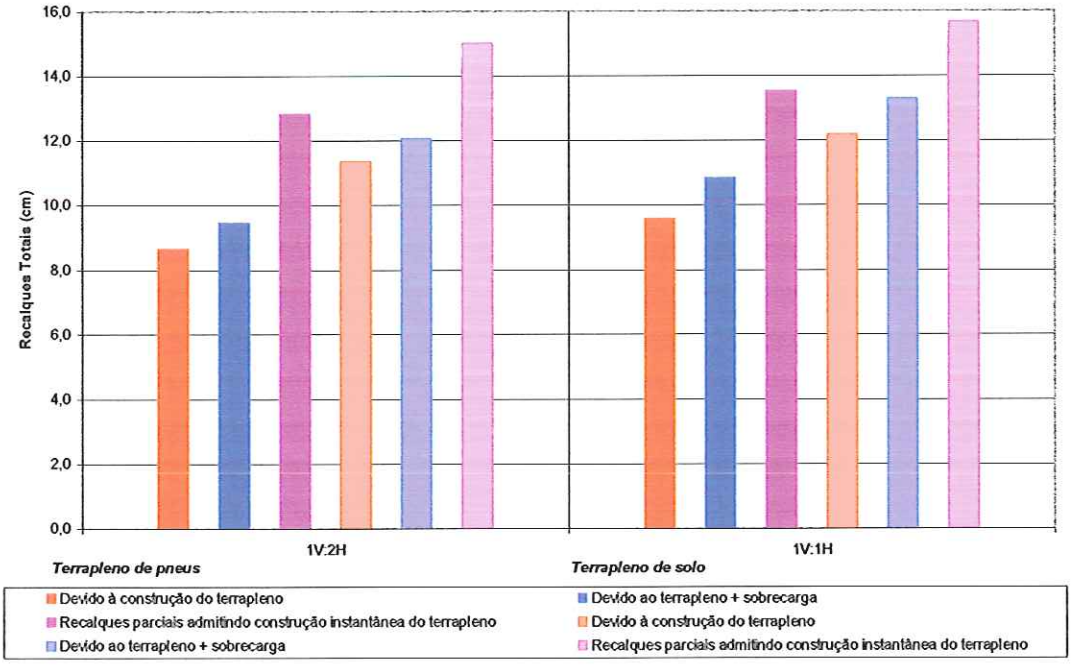



FIGURA 7.19 – Recalques devido ao adensamento da camada de argila, variando a inclinação das saias do aterro.

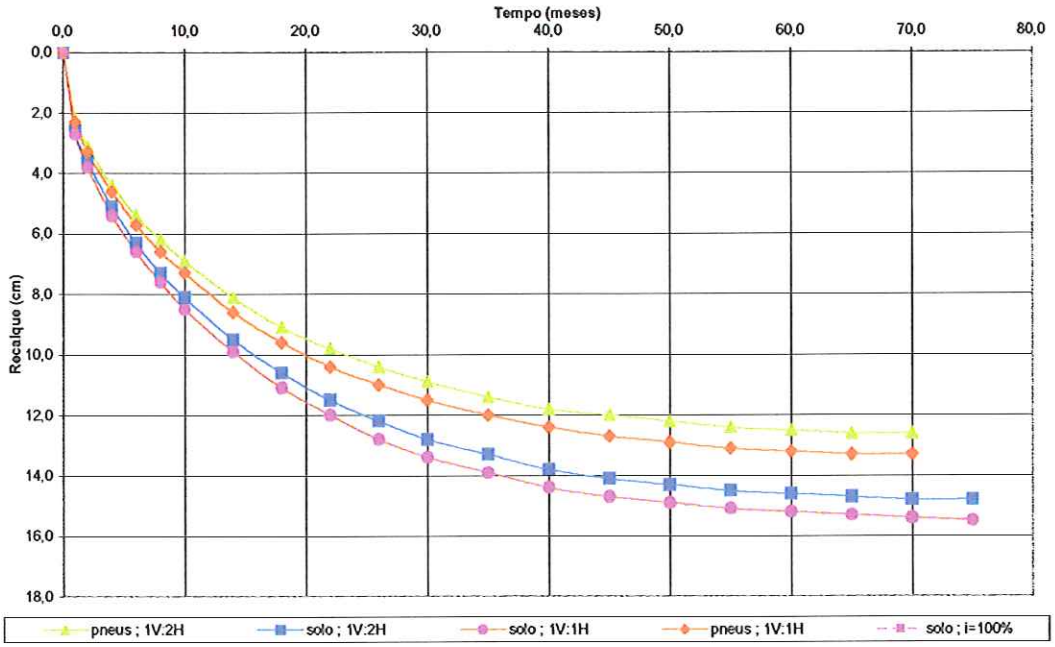



FIGURA 7.20 – Evolução dos recalques com tempo, pelo adensamento da camada de argila, variando a inclinação das saias do aterro.

# 8 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Apresentam-se, neste capítulo, as conclusões dos estudos realizados, assim como sugestões para pesquisas e trabalhos futuros.

## 8.1 – CONCLUSÕES

Foram apresentadas, no presente trabalho, considerações sobre problemas ambientais relacionados aos resíduos de pneus no Brasil e aspectos técnicos relacionados à viabilidade de alternativas de aplicação de pneus inservíveis em obras rodoviárias e geotécnicas, partindo do pressuposto que os pneus inservíveis preservam propriedades físicas com potencial de aproveitamento na engenharia civil.

Com base na revisão bibliográfica apresentada observa-se a atualidade e relevância do tema, cuja abordagem nesse trabalho iniciou-se pela caracterização dos pneus inservíveis, suas propriedades físicas, parâmetros geotécnicos e geomecânicos, culminando com a realização de análises paramétricas, a partir de verificações clássicas da mecânica dos solos e da mecânica dos pavimentos, para cada tipo de aplicação estudada: muros de gravidade, reforço do subleito de pavimentos e aterros leves. Procurou-se contribuir para a ampliação do campo de validade e para o aperfeiçoamento de aplicações desse gênero, ainda timidamente exploradas no Brasil.

Através da extrapolação de índices sobre o volume de pneus descartados, encontrados na bibliografia internacional, balizados por levantamento da quantidade e formas de disposição dos pneus inservíveis em algumas cidades do Brasil, foi possível estimar que o número de pneus descartados anualmente no Município de São Paulo, por exemplo,

pode variar entre 5 e 10 milhões de unidades, evidenciando a dimensão alarmante do problema de descarte e a falta de controle desses resíduos no país.

As análises paramétricas realizadas para cada tipo de aplicação estudada, isto é, muros de gravidade, reforço do subleito de pavimentos e aterros leves, possibilitaram tecer as seguintes considerações:

a) Muros de gravidade

Para muros de gravidade constituídos de pneus dispostos sob uma configuração denominada por seção plena, foram definidas as seguintes relações entre a altura da estrutura e a largura de sua base:

- Envoltória inferior: H/B=1,05 para muro com pneus inteiros ($\gamma$=15,5 kN/m$^3$) e H/B=1,14 para muro com pneus cortados ($\gamma$=17,0 kN/m$^3$), para todas as situações analisadas (base de 2, 4 e 6 pneus).
- Envoltória superior: H/B=1,26 para muro com pneus inteiros ($\gamma$=15,5 kN/m$^3$) e H/B=1,36 para muro com pneus cortados ($\gamma$=17,0 kN/m$^3$), para todas as situações analisadas (base de 4 e 6 pneus).

Para a configuração denominada por seção escalonada foram obtidas as seguintes relações entre a altura da estrutura e a largura de sua base:

- Envoltória inferior: H/B=1,07 e H/B=1,16 para muros com base de 4 pneus e H/B = 1,24 e H/B = 1,29 para muro com base de 6 pneus, respectivamente, para os pesos específicos de 15,5 kN/m$^3$ e 17,0 kN/m$^3$.
- Envoltória superior: H/B=1,32 e 1,41 para os casos de muros com 4 pneus de base e H/B=1,45 e 1,52, para os casos de muros com 6 pneus de base, respectivamente, para muro com pneus inteiros ($\gamma$=15,5 kN/m$^3$) e para muro com pneus cortados ($\gamma$=17,0 kN/m$^3$).

Em todas as situações analisadas os fatores de segurança para o tombamento, apresentaram-se bem superiores aos valores de referência considerados como aceitáveis.

b) Reforço de pavimentos

Comparando as análises elástico-lineares de pavimentos com camada de reforço do subleito convencional e de pavimentos com reforço mediante utilização de partículas de

pneus triturados, a deflexão na superfície é maior nesta última situação mais resiliente, sem, no entanto, resultar em maiores esforços e, conseqüentemente, sem acarretar evolução precoce dos defeitos estruturais relativos a trincas por fadiga e deformação permanente nas trilhas de roda.

Em comparação com a camada convencional de reforço de subleito com material granular, os resultados mais satisfatórios, foram:

- Reforço de pavimento formado por partículas de pneus triturados com tamanho entre 2 e 75mm;
- Reforço de pavimento formado por mistura de areia com 50% (em peso) de partículas de pneus triturados com 19mm.

Confrontando os valores obtidos para as análises elástico-lineares e elástico-não-lineares, observa-se que os resultados para misturas de areias com 30% (em peso) de partículas de pneus triturados com tamanho de 19mm, para o primeiro tipo de análise, e de 13mm, para o segundo tipo, são relativamente próximos. Já para areias com 50% de partículas de pneus triturados, a deflexão e a deformação vertical de compressão destoam para os dois diferentes tipos de análises.

Em relação a um material granular, o uso de pneus triturados misturados com areia pode resultar em significativo aumento de vida em serviço quando se considera o acúmulo de deformação permanente nas trilhas de roda, embora não apresente vantagens quanto ao aparecimento e propagação de trincas por fadiga.

c) Aterros leves

As estimativas realizadas mostraram que os recalques aumentam com o incremento da espessura de pneus, mas em menor magnitude que os calculados com as mesmas espessuras de aterro com solo.

A adoção de inclinação da saia do terrapleno mais abatida (1H:2V) também tem um efeito benéfico, resultando em recalques menores em relação à inclinação de 1V:1H.

A evolução dos recalques em função do tempo indica um prazo menor para que os mesmos ocorrerem por completo, uma vez que os recalques devido ao terrapleno

constituído de pneus triturados são menores quando comparados com os do aterro de solo compactado.

## 8.2 – SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com base nas observações, resultados e experiência adquirida ao longo do desenvolvimento do presente trabalho, podem ser apresentadas as seguintes sugestões para continuidade dos estudos:

- Execução de ensaios para avaliar a validade da adoção de propriedades físicas, parâmetros geotécnicos e geomecânicos dos pneus, tanto inteiros como processados, citados na literatura internacional. Deve-se destacar que, por motivos econômicos, os pneus no Brasil somente são descartados após sua completa ruína, passando, muitas vezes, por processos de recauchutagem ou remoldagem. Acrescente-se ainda que os mesmos são mais solicitados mecanicamente, em função das condições de conservação das estradas;
- Determinação do efeito benéfico de pneus triturados no tardoz de estruturas rígidas de contenção ou de encontros de pontes, com o objetivo de diminuir as tensões atuantes em razão dos baixos valores de coeficiente de empuxo em repouso;
- Avaliação do efeito da anisotropia das partículas de pneus triturados em relação à sua compressibilidade;
- Aplicação, avaliação e desenvolvimento de metodologias executivas e levantamento de custos, através da construção de trechos experimentais de obras com aplicações de pneus inservíveis;
- Instrumentação de obras com utilização de pneus inservíveis (deformações, recalques, tensões etc.) e comparação com obras convencionais, incluindo o monitoramento ambiental do entorno da obra, como por exemplo a qualidade das águas e a temperatura interna de aterros e pavimentos executados com pneus triturados;
- Avaliação da viabilidade técnica de utilização de diferentes resíduos em aplicações em obras geotécnicas e rodoviárias.

# Referências Bibliográficas


AASHTO (1963) T-193 – *Califórnia Bearing Ratio*. American Association of State Highway Transportation Officials.

AASHTO (1982) T-274 – *Standart Method of Test for Resilient Modulus of Subgrade Soils*. American Association of State Highway Transportation Officials.

ABNT (1986a). NBR 6.457 – *Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. xxp.

ABNT (1986b). NBR 7.182 – *Solo - Ensaio de compactação*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. xxp.

ABNT (1987a). NBR 10.004 – *Resíduos Sólidos - Classificação*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. 63p.

ABNT (1987b). NBR 10005 – *Lixiviação de Resíduos*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. 10p.

ABNT (1987c). NBR 10.006 – *Solubilização de Resíduos*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. 2p.

ABNT (1987d). NBR 10.007 – *Amostragem de Resíduos* – Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. 2p.

ABNT (1995). NBR 13.292 – *Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. xxp.

Ad Hoc Civil Engineering Committee (1997). *Design Guidelines to Minimize Internal Heating of Tire Shred Fills*. Scrap Tire Management Council, Washington, DC, 1997.

AHMED, I., (1993). *Laboratory Study on Properties of Rubber-Soils*. (Report N°. FHWA/IN/JHRP-93/4). Purdue University, Indiana, Joint Highway Research Project.

AHMED, I.; LOVELL, C.W. (1993). *Rubber soils as ligthweight geomaterials*. Transportation Research Record, n. 1422, p. 61-70.

ALMEIDA, C. A.; FAGA, S. W. B.; de FARIA, L. I. L.; HOFFMANN, W. A. M; BARBOZA, J.; MANRICH, S.; GREGOLIN, J. A. R. (2000). *Reciclagem de Pneus Automotivos*. In: 55° CONGRESSO DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE METALURGIA E MATERIAIS – Rio de Janeiro.

ASTM (2000) D698 – *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft-lbf/ft$^3$ (600 kN-m/m$^3$))*. American Society For Testing And Materials.

ASTM D 6270 (1998). *Standard Practice for Use of Scrap Tires in Civil Engineering Applications*. American Society for Testing and Materials. 20p.

AZAMBUJA, E.; STRAUSS, M.; BERNARDES, J. (2001). Alguns casos históricos de contenções em solo reforçado com geossintéticos no Rio Grande do Sul. In: III Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, 2001.

BERTOLLO, S. A. M. (2002). *Avaliação Laboratorial de Misturas Asfálticas Densas Modificadas com Borracha Reciclada de Pneus*. São Carlos. 204p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BERTOLLO, S. A. M.; FERNANDES JR., J. L.; VILLAVERDE, R. B.; MIGOTTO FILHO, D. (2000). *Pavimentação Asfáltica: Uma Alternativa para a Reutilização de Pneus Usados*. Revista Limpeza Pública, n. 54. Associação Brasileira de Limpeza Pública - ABLP, p.23-30, Jan.

BLUMENTHAL, M. (1993). *Chapter 18: Tires*. In: The McGraw-Hill Recycling Handbook. p.18.1-18.64.

Brasil. Conselho Nacional do Meio Ambiente – CONAMA. *Altera dispositivos da Resolução n° 258*. Resolução n° 301 de 21 de março de 2003/

Brasil. Conselho Nacional do Meio Ambiente – CONAMA. *Coleta e Reciclagem de Pneumáticos Inservíveis*. Resolução n° 258 de 26 de agosto de 1999

BRESSETTE, T. (1984). *Used Tire Material as an Alternative Permeable Aggregate*. Report No. FHWA/CA/TL-84/07, Office of Transportation Laboratory, California Department of Transportation, Sacramento, California.

CANAL NOTÍCIAS (2001). Pneus velhos utilizados em obra pela Administração Regional do Butantã reduzem custos. http://www.prefeitura.sp.gov.br/noticias/anteriores/2001/novembro/noticias_26110109.asp (26 nov.)

CEMPRE - Compromisso Empresarial para Reciclagem. Ficha técnica 8 - Pneus.

CHESNER, W. H.; COLLINS, R. J.; MACKAY, M. H. (1994). *Recycling and Use of Waste Materials and By-Products in Highway Construction*. National Cooperative

Highway Research Program Synthesis of Highway Practice No. 199, Transportation Research Board, Washington, DC, 1994.

COSGROVE, T.A. (1995), *Interface Strength Between Tire Shreds and Geomembrane for Use as a Drainage Layer in a Landfill Cover*. In: PROCEEDINGS OF GEOSYNTHETICS '95, Industrial Fabrics Association, St. Paul, MN, Vol. 3, pp. 1157-1168.

COSTA, J. T.; DALMAS, J. C.; GIROLDO, A. C.; XAVIER, M. S. (2000). O Descarte de Pneus Usados em Londrina. Revista Limpeza Pública, n. 54. Associação Brasileira de Limpeza Pública - ABLP, p.5-11, Jan.

DAVIO, R. (1999). *Tire Shreds in Road and Bridge Construction: Civil Engineering Applications of Shredded Tires - Case Study 1: El Paso Tire Shred Embankment*. Texas Department of Transportation.

DRESCHER, A.; NEWCOMB, D.E.(1994). *Engineering Properties of Shredded Tires in Lightweight Fill Applications*. Transportation Research Record, n. 1437, p. 1-7.

EDIL, T.B.; BOSSCHER, P.J. (1992). *Development of Engineering Criteria for Shredded or Whole Tires in Highway Applications*. (Report No. WI14-92). Department of Civil and Environmental Engineering, University of Wisconsin, Madison, WI.

EDIL, T.B.; BOSSCHER, P.J. (1994). *Engineering Properties of Tire Chips and Soil Mixtures*. Geotechnical Testing Journal, v. 17, n. 4, p. 453-464.

ELDIN, N.N.; SENOUCI, A.B. (1992). *Use of Scrap Tires in Road Construction*. Journal of Construction Engineering and Management, v.118, n.3, p.561-577.

ELDIN, N.N; PIEKARSKI, J. (1993). *Scarp Tires: Management and Economics*. Journal of Environmental Engineering. Vol. 119, n. 6, p. 1217-1232.

EPA (1999). State Scrap Tire Programs – *A Quick Reference Guide: 1999 Update*. U. S. Environmental Protection Agency. EPA-530-B-99-002.

FERNANDES Jr, J. L. (1994). *Investigações dos feitos das Soliciatações do Tráfego sobre o Desenvolvimento de Pavimentos*. São Carlos. 313p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

FOOSE, G.J.; BENSON, C.H.; BOSSCHER, P.J. (1996). *Sand Reinforced with Shredded Waste Tires*. JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING, v.122, n.9, p.760-767.

FORSYTH, R.A.; EGAN, J.P. (1976). *Use of waste materials in em-bankment construction*. Transportation Research Record 593, pp. 3–8.

GARGA, V. K. & O'SHAUGHNESSY, V. (2000) GARGA *Tire-reinforced Earthfill. Part 1: Construction of a Test Fill, Performance, and Retaining Wall Design.* Canadian Geotechnical Journal, v.37, p.75-96.

GARGA, V. K.; O'SHAUGHNESSY, V. (1996) The *Use of Scrap Tires in Reinforced Earth Structures: Research Implementation Design and Construction Guidelines.* OMOEE Project Nº ST-02-02/University of Ottawa.

GARMENDIA, X. (2001). *Situación de la Gestión na NFU em Europa y em España.* In SEMINARIO SOBRE INNOVACIÓN EM AL APROVECHAMIENTO DE NEUMÁTICOS FUERA DE USO (NFU). Madrid, 2001.

GEBHARDT, M. A. (1997). *Shear Strength of Shredded Tires as Applied to the Design and Construction of a Shredded Tire Stream Crossing.* MS thesis, Iowa State University.

GEO-RIO (2000). *Muro de Pneus – Manual Executivo.*

GLENN M. ENGSTROM, G. M.; LAMB, R. (1994). *Using Shredded Waste Tires as a Lightweight Fill Material for Road Subgrades.* Summary Report - Minnesota Department of Transportation.

HALL, T.J. (1993*). Reuse of Shredded Waste Tire Material for Leachate Collection Systems at Municipal Solid Waste Landfills.* Iowa Department of Natural Resources Waste Management and Authority Division, by Shive-Hattery Engineers and Architects, Inc., 1993.

HARICHANDRAN, R. S.; YEH, M. S..; BALADI, G. Y. (1990). "MICH-PAVE: A nonlinear finite element program for the analysis of flexible pavements." Transportation Research Record, 1286, 123–131.

HEUKELOM, W.; KLOMP, A. J. G. (1962). *Dynamic Testing as Means of Controlling Pavements During and After Construction.* In: 1st. International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements. Michigan, pp. 667-679.

HUMPHREY, D. N.; KATZ, L. E.; BLUMENTHAL, M. (1997). *Water Quality Effects of the Tire Chip Fills Placed Above the Groundwater Table.* Testing Soil Mixed with Waste or Recycled Materials. ASTM STP1275, ASTM Philadelphia, PA., 1997, pp299-313.

HUMPHREY, D. N.; MANION, W. P. (1992). *Properties of Tire Chips for Lightweight Fill, Grouting.* Soil Improvement and Geosynthetics Volume 2, Geotechnical Special Publication No. 30, ASCE, New York, pp. 1344-1355.

HUMPHREY, D.N.; SANDFORD, T.C. (1993). *Tire Chips as Lightweight Subgrade Fill and Retaining Wall Backfill..* In: RECOVERY AND EFFECTIVE REUSE OF

DISCARDED MATERIALS AND CONSTRUCTION OF HIGHWAY FACILITIES, Denver, 1993. Symposium Proceedings.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS - IPT E CEMPRE - *Lixo Municipal - Manual de Gerenciamento Integrado*. São Paulo, 2000. 278p.

ISTEA (1991). *Intermodal Surface Transportation Efficiency Act. Public Law 102-240.*

JEWELL, R. A.; MILLIGAN, G.; SARSBY, R.W.; DUBOIS, D. (1984). *Interaction between Soil and Geogrids. Polymer Grid Reinforcement*. In: Proceedings of a conference sponsored by Science and Engineering Research Council and Netlon Ltd, London, March 22-23.

JOHN, W. M. (2000). *Reciclagem de Resíduos na Construção Civil: Contribuição Para Metodologia de Pesquisa e Desenvolvimento*. São Paulo. 113p.Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil.

KING COUNTY ENVIRONMENTAL PURCHASING PROGRAM (2002). Tire Shred Lightweight Fill Embankment - Construction Photos. http://www.metrokc.gov/procure/green (13 Fev.).

KOPPERMAN, S.; TILLER, G.; TSENG, M. T. (1985). ELSYM5 Interactive Microcomputer Version: User's Manual IBM-PC and Compatible Version – FHWA – Final Report DTFH61-85-C-00051.

LEE, J.H.; SALGADO, R.; BERNAL, A.; LOVELL, C.W. (1999). *Shredded Tires and Rubber-Sand as Ligthweight Backfill*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, p. 132-141.

LINDNER, G. (2000). Projeto de contenção de encostas é desenvolvido pela Fundema em escola municipal do Jativoca. *A Notícia*, Joinville, 13 jul.

LIU, H. S.; MEAD, J. L.; STACER, R. G. (1998). *Environmental Impacts of Recycled Rubber in Light Fill Aplications: Summary & Evaluation of Existing Literature*. Technical Report #2. Chelsea Center for Recycling and Economic Development, University of Massachusetts, Loweel.

LONG, N. T. (1990). *The Pneusol*. Laboratoire Central des Ponts et Chausses, France, Publication GT44, 76p.

LONG, N.T.; POUGET P. (1980). *Le Renforcement des Sols par des Pneumatiques Usages*. Rapport à la DGRST.

MADUREIRA, C. J. (2002). *O Uso de Pneus Descartados em Aterros Reforçados. São Paulo*. 285p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

MANION, W.P.; HUMPHREY, D.N. (1992). *Use of Tire Chips Lightweight and Conventional Embarkment Fill, Phase Laboratory* (Technical Paper 91-1). Technical Services Division, Maine Department of Transportation, Augusta, ME, 1992.

MEDEIROS, L.V.; GARGA, V.K.; ANDRADE, M.N.H; SAYÃO, A.S.F.J.. (1997b). *Use of Scrap Tires in Geotechnical Engineering*. In: 2nd In. Conf. On Non-Convencional Construction Materials.,Índia, vol.1, oo 44-58.

MEDEIROS, L.V.; SAYÃO, A.S.F.J.; GARGA, V.K.; ANDRADE, M.N.H. (1997a). *Use of Scrap Tires in Slope Stabilization*. In: 2nd PAN-AM. SYMP. LANDSLIDES, 2nd COBRAE, Rio de Janeiro, 1997. p.637-644.

NICKELS Jr., W. L. (1995). *The Effect of Tire Chips as Subgrade Fill on Paved Roads. Orono*. 215p. Dissertação (Mestrado) – *University of Maine*.

NICKELS, W.L., Jr.; HUMPHREY, D.N. (1997). *The Effect of Tire Chips as Subgrade Fill on Paved Roads*. Technical Services Division, Maine Department of Transportation, Augusta, ME, 1997.

O'SHAUGHNESSY, V.; GARGA, V. K. (2000) GARGA *Tire-reinforced Earthfill. Part 3: Environmental Assessment*. Canadian Geotechnical Journal, v.37, p.117-131.

ODA, S. (2000). *Análise da Viabilidade Técnica da Utilização do Ligante Asfalto-Borracha em Obras de Pavimentação*. São Carlos. 251p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

PAIVA, U. (1998). Rio Tietê transforma-se em depósito de pneus. *O Estado de São Paulo*, São Paulo, 23 abr. Cidades, p.12.

PINTO, C. S. (2000). *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas*. São Paulo. 247p.

PIRELLI (1998). Informações Técnicas. http://www.pirelli.com.br/pr/pneumatici/infotek/index.htm (08 Out.).

POTYONDY, J.G. (1961). Skin Friction between Cohesive Granular Soils and Construction Materials. Geotechnique, Vol. 11, nº4, p. 339-353.

RAAD, L.; FIGUEROA, J. L. (1980). "Load response of transportation support system," Journal of Transportation Engineering, ASCE, 106, 111–128.

REIS, C. (2000). P*rodução, Utilização e Opções em Fim de Vida Para Pneus*. Actividade 5 – Projecto AUTOREC. Portugal, 2000.

RODRIGUES, A. P., FERNANDES Jr, J. L. (2003). *Utilização de Pneus Usados em Obras Geotécnicas*. In: REGEO'2003 - V CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, Porto Alegre-RS, 2003.

RONCHAK, A (1990). *Environmental Study of the Use of Shredded Waste Tire for Roadway Subgrade Support*. Groundwater and Solid Waste Division, Minnesota Pollution Control Agency, St. Paul, MN, 34pp.

Secretarias do Meio Ambiente e de Saúde do Estado de São Paulo – SMA/SS. *Dispõe sobre a tritura ou retalhamento de pneus para fins de disposição em aterros sanitários e dá providências correlatas*. Resolução Conjunta SMA/SS-1 de 05 de março de 2002.

SIEIRA, A.C.C.F (1998). *Análise do Comportamento de um Muro de Contenção Utilizando Pneus. Rio de Janeiro*. 107p. Dissertação (Mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

SILVA, R. N. M.; ARAÚJO, C. R. S.; GARCEZ, R. M. (2000). *Proteção de Encosta com Pneus - Saneamento Ambiental no Coroadinho em São Luís*. Anais do IX SILUBESA-Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental

SOUZA, F. A. (2000). *Utilização de Pneus Pós-Consumo como Combustível em Fornos de Cimento*. In: SEMINÁRIO NACIONAL SOBRE REUSO/RECICLAGEM DE RESÍDUOS SÓLIDOS INDÚSTRIAIS. São Paulo. http://www.ambiente.sp.gov.br (03 Ago.).

SPEIR, R.H.; WITCZAK, M.W. (1996). Us*e of Shredded Rubber in Unbound Granular Flexible Pavement Layers*. Transportation Research Record, n. 1547, p. 96-106.

TEIXEIRA, E. N. (2000). *Resíduos Sólidos: Minimização e Reaproveitamento Energético*. In: SEMINÁRIO NACIONAL SOBRE REUSO/RECICLAGEM DE RESÍDUOS SÓLIDOS INDÚSTRIAIS. São Paulo. http://www.ambiente.sp.gov.br (03 Ago.).

TERZAGHI, K; PECK, R.B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley, New York.

TNRCC (1999) *Composition of a Tire*. Texas Natural Resource Conservation Commission. Waste Tire Recycling Program. Austin, Texas.

TOMMASINI, G. (2000). *Coleta e Reciclagem de Pneus no Brasil e no Exterior*. In: SEMINÁRIO NACIONAL SOBRE REUSO/RECICLAGEM DE RESÍDUOS SÓLIDOS INDÚSTRIAIS. São Paulo. http://www.ambiente.sp.gov.br (03 Ago.).

UPTON, R.J.; MACHAN, G. (1994). *Use of shredded tires for ligthweight fill*. Transportation Research Record, n. 1422, p. 36-45.

USEPA (1984). *Extraxtion Procedure Toxicity Test* – EP-Toxicity – Method 1310a.

USEPA (1986). *Toxicity Characteristics Leaching Procedure* – TCLP – Method 1311.

WYMCC, 1977. *Reuse of worn tyres in civil engineering construction*. Internal Report. West Yorkshire Metropolitan County Council.

YANG, S.; LOHNES, R. A.; KJARTANSAN, B. H. (2002). *Mechanical Properties of Shredded Tires*. Geotechnical Testing Journal. Vol. 25, n. 1, p. 44-52.

YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. (1975). Principles of Pavement Design. 2nd Edition, J. Wiley and Sons, NY. New York 1975, 711p.