



Paulo Rychardson Freire Beserra Nascimento

**CAPACIDADE DE CARGA DE MISTURAS DE SOLO LATERÍTICO E
DESBASTES DE PNEUS**

**Natal
2015**

Paulo Rychardson Freire Beserra Nascimento

**CAPACIDADE DE CARGA DE MISTURAS DE SOLO LATERÍTICO E
DESBASTES DE PNEUS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

Co-orientador: Prof. Dr. Gregório Luis Silva

Natal
2015

UFRN / Biblioteca Central Zila Mamede
Catalogação da Publicação na Fonte

Nascimento, Paulo Rychardson Freire Beserra.

Capacidade de carga de misturas de solo laterítico e desbastes de pneus / Paulo Rychardson Freire Beserra Nascimento. – Natal, RN, 2015.

160 f. : il.

Orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa.

Coorientador: Prof. Dr. Gregório Luis Silva.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Centro de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

1. Desbastes de pneus – Dissertação. 2. Capacidade de carga – Dissertação. 3. Solos lateríticos – Dissertação. I. Costa, Yuri Daniel Jatobá. II. Silva, Gregório Luis. III. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. IV. Título.

RN/UF/BCZM
628.4.037

CDU

Paulo Rychardson Freire Beserra Nascimento

**CAPACIDADE DE CARGA DE MISTURAS DE SOLO LATERÍTICO E
DESBASTES DE PNEUS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação, em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa – Orientador

Prof. Dr. Gregório Luis Silva Araújo – Co-orientador UnB

Prof. Dr. Alexandre da Costa Pereira – Examinador externo IFRN

Profa. Dra. Carina Maia Lins Costa - UFRN

Natal, 27 de fevereiro de 2015.

CAPACIDADE DE CARGA DE MISTURAS DE SOLO LATERÍTICO E DESBASTES DE PNEUS

Paulo Rychardson Freire Beserra Nascimento

Orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

Co-orientador: Prof. Dr. Gregório Luis Silva

RESUMO

Os esforços estatais visando alcançar uma melhor infraestrutura para o país têm encontrado algumas barreiras, em especial o atendimento de intransponíveis requisitos de preservação ambiental. Há a necessidade de desenvolvimento de novas técnicas que abandonem o exagero na exploração dos recursos ambientais sem pesar contra o ponto de vista técnico-econômico. O presente estudo trata da avaliação da capacidade de carga de um compósito formado pela mistura de solo laterítico (classificado para estudo como uma areia argilosa) e desbastes de pneumáticos inservíveis. Neste sentido, foi desenvolvido um modelo de aterro rodoviário para se avaliar a capacidade de carga do compósito. Foi avaliado o comportamento do compósito para proporções de mistura de 0, 10, 20 e 40 % em peso. Provas de carga em placa foram realizadas em modelos compactados com cada proporção de mistura. Os modelos foram confeccionados em uma caixa de aço de 1,40 x 1,40 x 0,80 m. Após a compactação de quatro camadas do compósito, um ensaio de placa foi realizado, sendo obtida a curva tensão-recalque para o compósito. Dificuldades executivas foram observadas na compactação dos aterros com teor de incorporação de borracha de 20% e 40 %. Verificou-se uma redução significativa da capacidade de carga do sistema solo-placa com o aumento do teor de borracha. O compósito que apresentou menor perda da capacidade portante em relação ao solo de referência foi

aquele com um teor de mistura igual a 10%. Além dos ensaios de capacidade de carga, um outro aspecto foi avaliado: a capacidade de suporte dos compósitos comparados com o solo de referência em termos do valor do ISC. Os resultados também mostram uma gradativa queda da capacidade portante nos compósitos à medida com que o teor de incorporação de borracha aumenta. Assim como na prova de carga em placa, o compósito que perdeu menos capacidade de suporte desempenho foi, também, aquele com um teor de 10%.

Palavras-chave: Desbastes de Pneu; Capacidade de Carga; Solos Lateríticos.

BEHAVIOR OF MIXTURES OF LATERITIC SOIL AND TIRE BUFFINGS

Paulo Rychardson Freire Beserra Nascimento

Adviser: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

Co- Adviser: Prof. Dr. Gregório Luis Silva Araújo

ABSTRACT

Government efforts have found some obstacles in achieving a better infrastructure regarding environmental preservation requirements. There is a need to develop new techniques that leave the big exploitation of environmental resources. This study measures the evaluation of the behavior of a composite formed by lateritic soil mix and tire buffings. In this way, a road embankment model was developed to assess the bearing capacity of the composite. This study measured the load capacity of the composites with 0%, 10%, 20% and 40% rubber mixed with the soil, by weight, iron plate loading tests on a simulated embankment in a metal box of 1.40 x 1.40 x 0.80 m. After four compaction layers of the composite, a plate test was performed, and then stress-settlement curves were obtained for the material. The embankments with 20% and 40% rubber content was difficult to compact. There was a significant reduction in the load capacity of the soil-plate system with increasing rubber content. The composite with the lowest loss of bearing capacity in relation to the reference soil was the one with a $\chi = 10\%$. In the load capacity tests, another aspect noted was the bearing capacity in terms of CBR. The results also show a gradual decrease in bearing capacity in the composites as with the rubber incorporation content increases. As in the plate load tests, the composite that had the lower bearing capacity loss was also that with 10% content.

Key-words: Tire Buffing; Plate Load Test; Lateritic Soils.

Ao Deus Vivo,
à minha esposa, Elaine,
ao meu filho, Túlio,
à minha mãe, Ione,
à minha tia, Estela,

Dedico este trabalho.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. D.Sc. Yuri Daniel Jatobá Costa pela paciência e riquíssima orientação, com ensinamentos que levarei para toda a vida.

À Universidade Federal do Rio Grande do Norte, por ofertar a oportunidade de qualificação profissional a nível de Mestrado na área que escolhi para minha vida profissional: Engenharia Civil.

Ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil por ter me selecionado acreditando no meu potencial.

Aos professores do Programa de Pós graduação em Engenharia Civil da UFRN pelo zelo e dedicação às aulas.

Aos laboratoristas Paulo e Batista que ajudaram na feitura e compreensão dos ensaios de laboratório.

Aos bolsistas Kaique, Felipe, Yago e Rennan pela dedicação, interesse e compromisso na fase de ensaios laboratoriais.

Aos colegas de trabalho da ANTT, em especial para a Francielle Sacramento, Marcos Luís e Arlindo Santos pelo incentivo.

Faço um agradecimento especial a Deus, por tudo, a minha esposa e filho, Elaine e Túlio, pela compreensão, paciência e incentivo, a minha mãe e minha tia pela dedicação e exemplo de perseverança.

SUMÁRIO

Lista de Figuras.....	viii
Lista de Tabelas.....	xiii
Lista de Equações.....	xv
Lista de Siglas e Abreviaturas.....	xvi
CAPÍTULO 1	1
INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO 2.....	5
REVISÃO DA LITERATURA	5
2.1 – Solos tropicais	5
2.2 – Aspecto econômico e ambientais do resíduo de pneus.	7
2.3 – Características físico-químicas do resíduo de pneus.	10
2.4 - Características do compósito solo – resíduo de pneus.....	16
2.5 – Estudos experimentais	17
CAPÍTULO 3.....	44
MATERIAIS E MÉTODOS	44
3.1 – Materiais.....	44
3.2 – Métodos.....	45
CAPÍTULO 4.....	62
APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	62
4.1 - Granulometria, compactação e limites de consistência	62
4.2 – Resultados dos ensaios de prova de carga sobre placa.	65
4.2.1 – Resultados individualizados dos ensaios de prova de carga em placa.....	65
4.3 - ISC e expansão.....	74
CAPÍTULO 5.....	80
ANÁLISE DOS RESULTADOS	80
5.1 - Análise dos resultados das provas de carga em placa	80
5.1.1 – Aspectos construtivos.....	80
5.1.2 - Análise dos recalques e suas implicações	87

5.2 - Análise da capacidade de carga	95
5.3 – Previsão de capacidade de carga	98
5.4 - Análise dos ensaios de ISC	101
CAPÍTULO 6	109
CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	109
6.1 - Conclusões	109
6.2 - Sugestões para pesquisas futuras	112
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	113
ANEXO I	118
RESULTADOS DOS ENSAIOS DE GRANULOMETRIA, LIMITES DE LIQUIDEZ, PLASTICIDADE E ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO.	118
ANEXO II	127
RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PROVA DE CARGA EM PLACA	127
ANEXO III	132
RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ISC	132

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Distribuição dos solos lateríticos e saprolíticos no território brasileiro (VILLIBOR et al.,2000).	7
Figura 2 - Cadeia de reposição dos pneus (MOTTA, 2008).	8
Figura 3 -Dimensões de resíduo de pneus segundo ASTM 6270 (EDINÇLILER et al., 2010)	11
Figura 4 - Análise granulométrica das lascas de pneus (a) e retalhos de pneumáticos (b). (MOON-YONG et al., 2003)	12
Figura 5 - Envoltórias de ruptura ao cisalhamento. (MOON-YONG et al., 2003)	13
Figura 6 - Resultados dos testes de compressibilidade de pedaços de pneus com diversos tamanhos. (MOON-YONG et al., 2003).	13
Figura 7 - Resultados para amostras submetidas a fluxo contínuo de água. (a) concentração de ferro no efluente; (b) pH; (c) Turbidade; e (d) Carbono orgânico total. (MOON-YONG et al., 2003).	15
Figura 8 - Resultados para amostras não submetidas a fluxo de água. (a) concentração de ferro no efluente; (b) pH; (c) Turbidade; e (d) Carbono orgânico total. (MOON-YONG et al., 2003).	15
Figura 9 – Modelo de reforço por fibra. a) Orientação perpendicular em relação à seção de cisalhamento. b) Orientação oblíqua em relação à zona de ruptura. (HATAF et al., 2006).	20
Figura 10 – Razão de capacidade de carga em função da relação dimensional dos pedaços de pneus. HATAF e RAHIMI (2006).....	22
Figura 11 - Valores de ISC em função da relação dimensional dos pedaços de pneus para cada teor de mistura, com baixa compactação. GHAZAVI E SAKHI (2005).	24
Figura 12 – Valores de ISC em função da relação dimensional dos pedaços de pneus para cada teor de mistura. Com alta compactação. GHAZAVI E SAKHI (2005).	24
Figura 13 – Valores de ISC em função da relação dimensional dos pedaços de pneus para cada teor de mistura e distintos níveis de compactação. GHAZAVI E SAKHI (2005).	25
Figura 14 – Valores máximos de ISC em função da proporção de pneus incorporados.....	25

Figura 15 – Valores máximos de ISC em função da largura dos pedaços de pneus.	26
Figura 16 – Tensão de ruptura ao cisalhamento versus porcentagem de pneus, em diferentes tamanhos (CETIN et al., 2006).	28
Figura 17 – envoltórias de ruptura (CETIN et al., 2006). A)pedaços de pneu (Tire Chips) finos, B) pedaços de pneu (Tire Chips) grossos.	29
Figura 18 - Modelo geral de influência para simulação do aterro (ADERINLEWO E OKINE, 2008).	31
Figura 19 - Gráfico da resposta quanto ao recalque observado no aterro de referência (ADERINLEWO E OKINE, 2008).	32
Figura 20 - Distribuição dos recalques relativos determinados pela rede Baynesiana (ADERINLEWO E OKINE, 2008)	32
Figura 21 - Distribuição normal das pressões horizontais determinados pela rede Baynesiana (ADERINLEWO E OKINE, 2008).	33
Figura 22 - a) Pó de pneus, b)TB1, c) TB2 (EDINÇLILER et al., 2010)	34
Figura 23 - Comparação entre os resultados dos ensaios triaxiais rápidos e do modelo computacional – tensão confinante de 200 Kpa, desbastes de pneus (EDINÇLILER et al. 2010B).	36
Figura 24 - Comparação entre os resultados dos ensaios triaxiais CD e do modelo computacional – tensão confinante de 200 kPa, desbastes de pneus (EDINÇLILER et al. 2010B).	36
Figura 25 - Comparação da envoltória de resistência ao cisalhamento dos compósitos com raspas de pneus e o solo puro (SILVA, 2007).	38
Figura 26 - Curvas de compactação do solo puro e das misturas de pneus (COSTA et al., 2012).	39
Figura 27 - Resistência ao cisalhamento versus teor de resíduo: a) tensão confinante de 50 kPa; b) tensão confinante de 100 kPa; c) tensão confinante de 200 kPa (COSTA et al., 2012).	40
Figura 28 - Envoltórias de ruptura. (COSTA et al., 2012).	41
Figura 29 - Local onde foi retirado o solo para estudo.	44
Figura 30 - Modelo de aterro.	47
Figura 31 – Malho utilizado	48
Figura 32 - Corte transversal esquemático do modelo de aterro: medidas (em metros) e numeração das camadas de material compactado.	49
Figura 33 - Realização de ensaio de densidade “in situ” em camada compactada.	50

Figura 34 - Esquema do posicionamento dos furos verticais para auxílio da saturação.....	50
Figura 35 – Aterro submetido à saturação.	51
Figura 36 - Placa metálica rígida com diâmetro de 0,30m.	51
Figura 37 - Cilindro hidráulico com capacidade de 50 toneladas.	52
Figura 38 - Extensômetros magneticamente ligado ao cilindro hidráulico.....	52
Figura 39 - Célula de carga.	52
Figura 40 - Spider e computador com software.....	53
Figura 41 - Esquema de instalação dos equipamentos para ensaio de capacidade de carga.	54
Figura 42 - Esquema de contenção do aterro e da atuação do pórtico de reação.	55
Figura 43 - Fixação e posicionamento dos extensômetros em relação às vigas de referência.	56
Figura 44 - Compactação do corpo-de-prova.....	59
Figura 45 - Corpo-de-prova imerso em tanque com água para retirar as medidas de expansão.....	60
Figura 46 - Corpo-de-prova preparado e instalado na prensa.....	60
Figura 47 – Curva granulométrica do solo laterítico utilizado neste trabalho (autor).	62
Figura 48 – Curva granulométrica do desbaste de pneu utilizado neste trabalho.	63
Figura 49 - Resultados dos ensaios de compactação feitos para o solo puro e para os compósitos, nos teores investigados.....	64
Figura 50 – Curva tensão-recalque para $\chi=0\%$ (solo puro).....	66
Figura 51 – Curva tensão-recalque para $\chi=10\%$	69
Figura 52 – Curva tensão-recalque para $\chi=20\%$	71
Figura 53 – Curva tensão-recalque para $\chi=40\%$	73
Figura 54 – Curva tensão x penetração do pistão sobre o corpo-de-prova com $\chi=0\%$ (solo puro).	75
Figura 55 – Curva pressão x penetração do pistão sobre o corpo-de-prova com $\chi=0\%$ (solo puro).	75
Figura 56 – Curva pressão x penetração do pistão sobre o corpo-de-prova com $\chi=10\%$	76
Figura 57 – Curva pressão x penetração do pistão sobre o corpo-de-prova com $\chi=10\%$	76

Figura 58 – Curva pressão x penetração do pistão sobre o corpo-de-prova com $\chi=20\%$	77
Figura 59 – Curva pressão x penetração do pistão sobre o corpo-de-prova com $\chi=20\%$	77
Figura 60 – Curva pressão x penetração do pistão sobre o corpo-de-prova com $\chi=40\%$	78
Figura 61 – Curva pressão x penetração do pistão sobre o corpo-de-prova com $\chi=40\%$	78
Figura 62 – Parcela do compósito retirada da camada.....	81
Figura 63 – Representação esquemática da zona de compactação e seus graus de interação com sua vizinhança.....	83
Figura 64 – Ilustração da influência das fibras de borracha sobre a vizinhança da zona de compactação.....	85
Figura 65 – Superfície do aterro após a compactação utilizando a placa vibratória..	86
Figura 66 – Curvas tensão-recalque correspondente ao recalque máximo em cada estágio de carregamento dos ensaios de capacidade de carga.....	88
Figura 67 – Distribuição da natureza dos recalques para cada teor de mistura.....	90
Figura 68 – Curva tensão-deslocamento característica de ruptura pelo modo punção. (Vesic, 1975 apud Rusi 2007).	93
Figura 69 – Final do ensaio para o solo de referência ($\chi=0\%$). Placa cravada no aterro.....	94
Figura 70 – Forma do solo de referência após o ensaio. Deslocamento, em área, no exato formato da placa denotando ruptura por punção.....	94
Figura 71 – Forma dos compósitos após o ensaio. Deslocamento, em área, no exato formato da placa denotando ruptura por punção.....	95
Figura 72 – Relação de Capacidade de Carga entre os compósitos e o solo de referência.....	98
Figura 73 – Comparativo entre a capacidade de carga experimental e a previsão de capacidade de carga.....	101
Figura 74 – Gráfico da relação ISC x Teor de incorporação de borracha(χ).....	102
Figura 75 – Relação entre o ISC e o coeficiente de mola k (BRASIL, 2005)	104
Figura 76 – RCC para o ISC para os compósitos estudados.....	105
Figura 77 – Comparativo de RCC da prova de carga e do ISC.....	106

Figura 78 – gráfico da relação Expansão x Teor de incorporação de borracha χ . ..107

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resultados de peso específico e adsorção de água. (Retirado de MOON – YONG et al., 2003).....	16
Tabela 2 – parâmetros obtidos a partir dos ensaios de peneiramento do solo laterítico e dos desbastes de pneus.	63
Tabela 3 - Parâmetros obtidos nos ensaios de compactação para o solo puro e para os compósitos.	64
Tabela 4 – Parâmetros obtidos nos ensaios de limite de liquidez, limite de plasticidade e do índice de plasticidade.	65
Tabela 5 – Grau de compactação médio por camada de aterro.....	65
Tabela 6 – Apresentação dos recalques em cada estágio do ensaio, entre estágios e acumulados, relacionados com suas respectivas fases e tensões de carregamento para $\chi=0\%$	67
Tabela 7 – Apresentação dos recalques em cada estágio do ensaio, entre estágios e acumulados, relacionados com suas respectivas fases e tensões de carregamento para $\chi=10\%$	70
Tabela 8 – Apresentação dos recalques em cada estágio do ensaio, entre estágios e acumulados, relacionados com suas respectivas fases e tensões de carregamento para $\chi=20\%$	72
Tabela 9 – Apresentação dos recalques em cada estágio do ensaio, entre estágios e acumulados, relacionados com suas respectivas fases e tensões de carregamento para $\chi=40\%$	74
Tabela 10 - relação entre os valores de ISC e os teores de borracha incorporada ao aterro (χ).....	79
Tabela 11 – Recalques máximos por estágios de carregamento para cada teor de mistura.....	89
Tabela 12 - Valores do coeficiente de recalque para cada teor de mistura χ . ..	91
Tabela 13 – Valor de k para três diferentes tensões divididos por teor de mistura. Variação do valor de k para cada tensão para um mesmo χ	92
Tabela 14 – Valor das tensões associadas aos métodos de determinação da tensão de ruptura.	96

Tabela 15 –Valores de ângulo de atrito e intercepto de coesão obtidos dos ensaios de cisalhamento direto de FRANCO (2012).....	99
Tabela 16 – Capacidade de carga teórica para cada teor de mistura.	100
Tabela 17 – ISC para cada teor de mistura.	102
Tabela 18 – Correlação entre os valores de ISC e de coeficiente de recalque.....	105
Tabela 19 – valores médios de expansão para diferentes teores de mistura de desbastes de pneus inservíveis com solo laterítico.....	107

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 2.1 - Parcela do total de tensão mobilizada na zona de cisalhamento que é absorvida pelas fibras por unidade de área	20
Equação 2.2 - Ganho de resistência oriundo do reforço das fibras.....	20
Equação 2.3 - Porcentagem de desbastes incorporada à amostra	38
Equação 3.1 - Porcentagem de desbastes incorporada à amostra	46
Equação 3.2 - Cálculo do Índice de Suporte Califórnia.....	60
Equação 4.1 - Cálculo do Índice de Suporte Califórnia.....	78
Equação 5.1 - Módulo de recalque.....	90
Equação 5.2 - Razão de capacidade de carga (RCC).....	96
Equação 5.3 - Equação de Terzaghi com as proposições de Vesic.....	98
Equação 5.4 - Correção do intercepto de coesão devido à ruptura por punção	99
Equação 5.5 - Correção do ângulo de atrito devido à ruptura por punção	99

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – American Standardization for Testing and Materials

ANIP - Associação Nacional da Indústria dos Pneumáticos

ISC – Califórnia Bearing Ratio

BCR – Bearing Capacity Ratio: razão entre a capacidade de carga observada no experimento e a capacidade de carga da amostra de referência

C_c - coeficiente de curvatura

CONAMA - Conselho Nacional de Meio Ambiente

C_u – Coeficiente de não Uniformidade

D_{10} – Diâmetro Efetivo

D_{30} – Diâmetro Equivalente à Porcentagem de 30% de Solo que Passa

D_{50} – Diâmetro Equivalente à Porcentagem de 50% de Solo que Passa

D_{60} – Diâmetro Equivalente à Porcentagem de 60% de Solo que Passa

DI – Diagrama de influência

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

PETROBRÁS – Petróleo Brasileiro S/A

RecicLANIP – Programa de destinação adequada dos pneumáticos inservíveis da

SUCS - classificação do solo segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos

TOC - concentração total de carbono orgânico

ΔS_r - ganho de resistência oriundo do reforço das fibras

ϕ - o ângulo de atrito da areia

θ - ângulo da distorção da zona de cisalhamento

i - ângulo de inclinação inicial das fibras em relação à superfície de cisalhamento

x - deslocamento horizontal da zona de cisalhamento

z - espessura da zona de cisalhamento

k - relação de distorção por cisalhamento ($k=x/z$)

χ é a porcentagem de desbastes incorporada à amostra

W_{tb} é o peso dos desbastes de pneus na amostra

W_s - peso do solo na amostra

K - Módulo de reação

P - pressão transmitida à fundação (subleito ou sub-base)

W - deslocamento vertical da área carregada

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Relevante atenção tem sido dada nos últimos anos, por parte do Governo Federal, à infraestrutura de escoamento da produção nacional. Como exemplo disto, pode-se citar o Programa de Aceleração do Crescimento – PAC que tem entre os seus principais objetivos a melhoria e ampliação da infraestrutura do país, com destaque para o setor de transportes, visto que este setor possui grande parcela de responsabilidade na viabilidade e competitividade da produção e distribuição de bens e serviços no país.

Principal vetor da matriz de transporte brasileira, o modal rodoviário tem enorme importância na economia do país, sendo responsável por parcela significativa dos custos de produção refletindo diretamente no preço do produto final. Dentre diversas variáveis que envolvem o setor, duas delas atraem bastante atenção: a agressividade ao meio ambiente dos seus resíduos e a necessidade de construção de uma infraestrutura que ao mesmo tempo seja adequada às solicitações de transporte - atendendo aos critérios técnicos de geotecnia - e que não agride o meio ambiente através da exploração desenfreada das jazidas de solo.

Um dos resíduos mais comuns do setor de transporte são os pneus. Já de conhecimento amplo, a falha no adequado descarte dos mesmos constitui um sério problema ambiental, podendo contaminar rios e até propiciar ambiente favorável para o desenvolvimento de vetores transmissores de doenças ao homem.

Quanto à infraestrutura das rodovias, é necessário o emprego de materiais selecionados para que seu desempenho possa ser digno à função que se propõe. Daí surgem algumas dificuldades, como a necessidade de exploração de jazidas, nem sempre próximas à obra, gerando prejuízo ambiental e elevando o custo. Outro ponto importante são os custos de implantação de uma rodovia, que podem ser elevados, em função de problemas geotécnicos verificados no traçado mais econômico. Como exemplo, pode-se citar a ocorrência de solo mole onde se prevê a construção de um aterro.

Pensando na solução para estes problemas geotécnicos, pesquisadores têm estudado o comportamento de misturas de solo e resíduos de pneus. Este estudo possui elevada relevância do ponto de vista ambiental, uma vez que se compromete em dar uma destinação adequada aos pneus inservíveis e, ao mesmo tempo, buscar a melhora das propriedades mecânicas do solo, promovendo a economia de jazidas e a redução dos custos com transporte de geomateriais.

É cada vez mais popular a utilização de pneus usados na construção de rodovias em virtude da escassez de recursos minerais e naturais e o aumento dos custos da disposição dos resíduos (EDINÇLILER et al., 2010).

Os benefícios ambientais são a economia nas jazidas com conseqüente redução do impacto ambiental nas obras de terra, a adequada destinação dos pneus inservíveis e redução de potenciais fontes de proliferação de vetores.

Há de se destacar os ganhos econômicos derivados dos benefícios ambientais: a preservação do meio-ambiente gerada pela redução da exploração das jazidas também repercute ganhos econômicos. A redução das áreas de desapropriação e a redução da quantidade de medidas mitigadoras podem impactar positivamente a análise de viabilidade de traçados novos ou ampliações de capacidade de vias rodoviárias de tráfego.

Os ganhos econômicos para a sociedade vão além disto. Hoje em dia o pneu inservível tem um valor de mercado negativo, ou seja, diferentemente de outros materiais como o PET, o pneumático inutilizável necessita de um investimento de seus fabricantes para receber a destinação ideal. Sem isso, a sociedade, por si só, não possui o interesse, em termos quantitativos, que gere uma importância econômica para este resíduo. Tornando o pneu inservível um insumo das obras de terra, em especial a construção de rodovias, surge uma demanda quantitativa suficiente para gerar valor ao agregado derivado de pneu, provocando o surgimento de um setor econômico em torno do pneumático inservível.

Ainda sob o aspecto econômico, a análise de benefício-custo realizada pelo poder público adquire uma elevação do seu valor - significando que a um custo menor é possível obter maiores benefícios – tornando a alternativa de construção de obras de implantação ou ampliação de vias rodoviárias mais competitiva, dentro de uma análise de custo de oportunidade, frente a outras opções de investimento.

Esta linha de raciocínio pode ser aplicada às concessões rodoviárias. A redução dos custos necessários para uma eventual ampliação da capacidade da rodovia, obrigação geralmente imposta nos contratos de concessão, permitiria um benefício social refletido através de um valor menor do pedágio.

Os ganhos na esfera técnica devido a utilização do compósito podem ser percebidos, principalmente, na construção de aterros sobre solos moles. Sob o ponto de vista rodoviário, muitas vezes um traçado mais econômico é preterido em função das condições geotécnicas desfavoráveis do solo. O menor peso específico do aterro constituído pelo compósito estudado neste trabalho permite a construção de uma estrutura de terra sobre solos moles. A depender da situação, a redução do peso da estrutura pode permitir a construção do aterro sem estruturas auxiliares de estabilidade. Ainda que seja necessário a utilização de estruturas auxiliares, por exemplo bermas de equilíbrio, as dimensões são reduzidas se comparadas com o necessário para estabilizar um aterro construído de forma convencional.

Em virtude da menor exploração de jazidas, a distância média de transporte pode ser reduzida. Gerando maior velocidade na construção da rodovia e economia financeira, no tempo de construção e no processo construtivo.

O presente estudo se justifica em função do aprofundamento do conhecimento sobre o comportamento geotécnico das misturas de solos tropicais-resíduos de pneus, promovendo o uso nobre para um resíduo sem valor de mercado e com alto grau de agressividade ao meio ambiente.

O objetivo deste estudo é avaliar o comportamento geotécnico da mistura solo laterítico-resíduo de pneus, empregado em aterros rodoviários e submetidos às solicitações construtivas, além daquelas provenientes do tráfego de veículos, com foco na capacidade de carga do geomaterial. Ênfase em particular é dada à avaliação da dosagem no comportamento do sistema solo-resíduo. Os objetivos específicos são a construção de modelos laboratoriais de aterros compactados com resíduos de pneus, o estudo do comportamento do aterro através de provas de carga em placa, a avaliação da capacidade portante dos compósitos em termos de Índice de Suporte Califórnia - ISC, sempre com os resultados em relação ao solo de referência.

Esta dissertação foi organizada em seis capítulos. O primeiro deles traz uma breve introdução que define o contexto da pesquisa e seus objetivos.

O capítulo 2 apresenta uma revisão da literatura reunindo os trabalhos acadêmicos mais recentes relacionados com o objetivo desta pesquisa.

O terceiro capítulo é constituído da descrição dos materiais e da metodologia empregada nesta dissertação para a realização dos ensaios.

O capítulo 4 se destina a apresentar os resultados dos ensaios desenvolvidos neste trabalho.

O quinto capítulo consiste na análise e interpretação dos resultados obtidos no capítulo anterior.

As conclusões e sugestões para futuros trabalhos são apresentadas no capítulo 6.

Ao fim da dissertação encontram-se as referências bibliográficas utilizadas para o desenvolvimento desta dissertação.

CAPÍTULO 2

REVISÃO DA LITERATURA

2.1 – Solos tropicais

Os solos tropicais começaram a ser estudados na década de 1930 em decorrência de várias divergências encontradas entre o desempenho previsto pela técnica tradicional dos geomateriais e o efetivamente verificado nos problemas encontrados nas obras rodoviárias.

A American Society for Testing and Materials (ASTM) e a American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) desenvolveram suas normatizações para solos submetidos a condições climáticas muito diferentes daquelas encontradas nas regiões tropicais do planeta. Segundo VILLIBOR et al., (2000), os solos de regiões tropicais apresentam uma série de peculiaridades de propriedades e de comportamentos decorrentes dos processos geológicos e/ou pedológicos típicos das regiões tropicais úmidas. Assim, toda a formulação teórica teria que ser ampliada para incorporar o comportamento dos solos tropicais.

A evolução do estudo dos solos tropicais acabou por agrupá-los em, principalmente, dois grupos: solos lateríticos e solos saprolíticos.

O conceito de solos lateríticos dado por SPINDOLA e DANIEL (2008) trata de caracterizá-los como depósitos residuais da crosta terrestre com origem nos acúmulos, relativos e absolutos, de materiais resistentes às intempéries. SANTOS (2004) conceitua os solos lateríticos (later, do latim: tijolo) como sendo “solos superficiais, típicos das partes bem drenadas das regiões tropicais úmidas, resultantes de uma transformação da parte superior do subsolo pela atuação do intemperismo, por processo denominado laterização”. Também segundo SANTOS (2004), as características mais importantes provenientes deste processo são o aumento da quantidade de óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio e a permanência da caulinita, como argilo-mineral. Graças a estes elementos é que se observa a coloração típica dos solos com comportamento laterítico: vermelho, amarelo, marrom e alaranjado.

Segundo NOGAMI e VILLIBOR (1995), os solos lateríticos possuem características singulares como:

- A permanência do seu desempenho quanto à porosidade aparente e permeabilidade, mesmo quando imposto às argilas e aos solos argilosos lateríticos (partindo de seu estado natural) um aumento de umidade, por imersão em água ou por ação das chuvas;
- Persistência de agregados ou torrões na fração areia, exigindo maior rigor na interpretação das curvas granulométricas obtidas nos ensaios tradicionais;
- Comportamento superior ao previsto pelos índices físicos da mecânica dos solos tradicional quanto resistência à compressão e ao cisalhamento, contudo, diversos solos lateríticos podem apresentar comportamento colapsável;
- Amálgama considerada fácil, desde baixos teores de umidade até valores mais altos desta grandeza, facilitando a homogeneização do material e a ação de aditivos estabilizantes.

SANTOS (2004) também aduz um conceito para solos saprolíticos (sapro, do grego: podre) como sendo “aqueles que resultam da decomposição e/ou desagregação “in situ” da rocha matriz pela ação das intempéries e mantêm, de maneira nítida, a estrutura da rocha que lhe deu origem”. Sua formação é puramente residual. Em função disto, são enquadrados como solos residuais jovens, diferentemente dos solos superficiais lateríticos, ditos maduros. Desta forma, os solos saprolíticos compõem um horizonte limítrofe à camada de solo superficial, laterítico ou ocasionalmente outro tipo de solo. A ocorrência de solos saprolíticos na superfície apenas se dá em razão de erosões ou pela ação do homem, através de suas obras. Em comparação com os solos lateríticos, aqueles são mais heterogêneos e compostos por uma mineralogia complexa, apresentando minerais ainda em fase de decomposição.

Segundo VILLIBOR et al.(2000), a distribuição dos solos lateríticos e saprolíticos no território brasileiro se dá como mostrado na Figura 1.

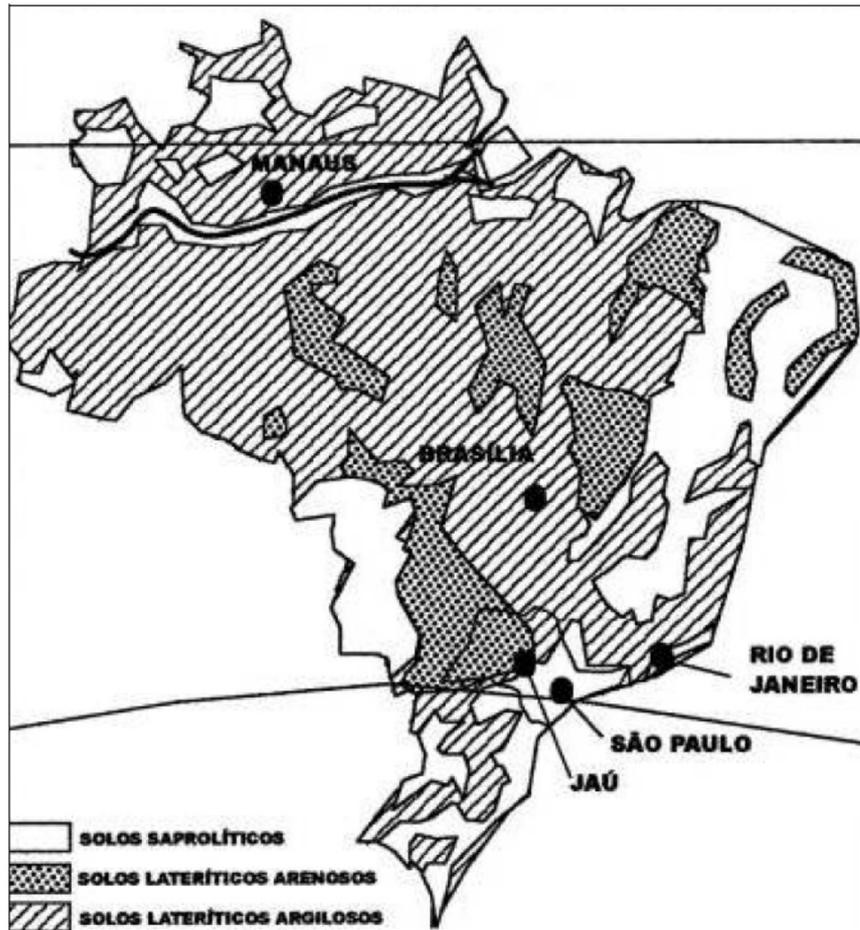


Figura 1 - Distribuição dos solos lateríticos e saprolíticos no território brasileiro (VILLIBOR et al.,2000).

2.2 – Aspecto econômico e ambientais do resíduo de pneus.

A avaliação econômica da utilização de resíduo de pneus se inicia com a verificação da relação binomial oferta x demanda.

Segundo MOTTA (2008) a necessidade do consumidor de repor os pneumáticos de seus veículos é o que dá início à cadeia de reposição dos pneus. Esta é fundamental para se conhecer o comportamento da oferta do resíduo e os diversos caminhos possíveis até a destinação final dos pneus. MOTTA (2008) elaborou um diagrama representativo da mencionada cadeia, conforme se vê na Figura 2.

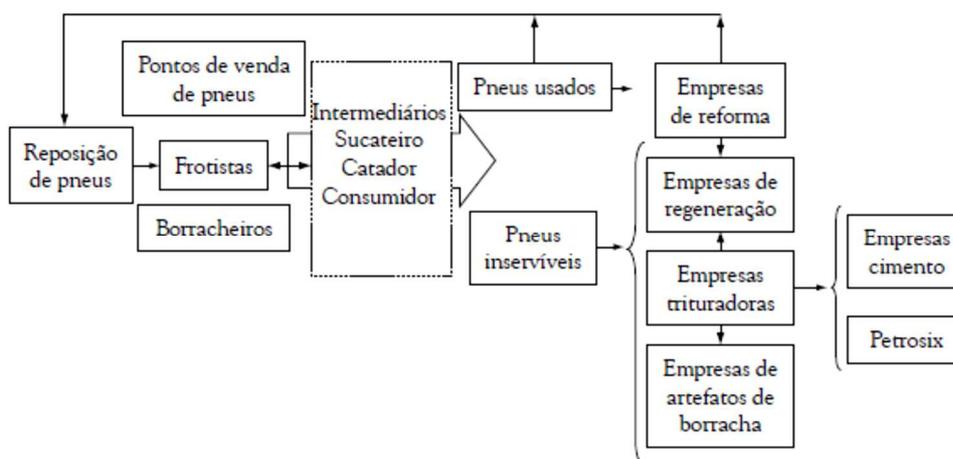


Figura 2 - Cadeia de reposição dos pneus (MOTTA, 2008).

Sabendo que os pneus inservíveis não retornam para alimentar a cadeia de reposição, pode-se verificar que sua destinação passa por empresas de regeneração, de artefatos de borracha (solados, tapetes automotivos, cintas para sofás, entre outros) ou empresas trituradoras. Estas últimas repassam o resíduo de pneu triturado para empresas de cimento e para o processo Petrosix – pertencente à PETROBRÁS que consiste em processar o xisto betuminoso para a obtenção de petróleo bruto.

A parte da cadeia que diz respeito à destinação dos pneus inservíveis não funciona sob o estímulo do lucro com o processo e sim, predominantemente, como serviço à sociedade, imposto por legislação (Resol. CONAMA 416/2009). Assim, a oferta de resíduo de pneus é limitada inferiormente por legislação nacional. Desta forma, existe uma imposição quantitativa mínima de pneus que devem possuir uma destinação correta na razão de 1 para 1: para cada pneu novo posto no mercado um pneu inservível deve ser corretamente descartado. Em resumo, há anualmente a obrigação imposta aos fabricantes de pneus de dar uma destinação adequada aos pneus inservíveis, em quantidade relacionada com a escala de pneus novos postos no mercado, para o ano de referência, ocasionando uma oferta anual mínima de resíduo a ser adequadamente destinada.

Sob o ponto de vista da demanda, é praticamente nula a procura pelos pneus inservíveis. Assim, para que a destinação adequada aconteça de forma válida, garantindo a obtenção do certificado necessário para comprovação ao atendimento da Resolução acima citada, algumas fábricas constituíram uma associação

(Associação Nacional da Indústria dos Pneumáticos – ANIP) para a organização da captação do material e articulação com as empresas de reaproveitamento da borracha derivada de pneus. O programa de coleta e destinação foi batizado com nome de ReciclANIP o qual, apenas no ano de 2010, recebeu investimentos de mais de US\$ 114 milhões (ReciclANIP, 2013) por parte de seus associados. Ou seja, para que o pneu inservível seja adequadamente destinado, os próprios fabricantes empregam recursos financeiros para o fechamento do ciclo de vida dos pneumáticos que não podem ser reaproveitados em seu uso original. Os resíduos de pneu não possuem valor de mercado, e os programas de destinação não compram ou vendem o material, apenas oferecem um serviço social com o objetivo de atender à legislação.

Diante do exposto, o volume de resíduo inservível disponível supera em muito a demanda, sendo necessária ação de organizações sem fins lucrativos para incentivo ao reuso, mais frequente sob a forma de combustível alternativo para indústria de cimento.

Assim, sob a ótica econômica, a utilização de pneus inservíveis nas obras de engenharia civil é interessante, uma vez que este resíduo é mais barato do que outros restos de materiais (MOTTA, 2008), como por exemplo o PET.

O Conselho Nacional de Meio Ambiente é o órgão responsável pela regulamentação do passivo ambiental gerado pelos pneus inservíveis. Mais especificamente, a ferramenta legal para a prevenção à degradação ambiental gerada pelos supramencionados pneus é a resolução CONAMA nº416/2009. Esta obriga os fabricantes e importadores de pneumáticos novos a dar uma destinação ambientalmente correta ao seu produto. Esta destinação é definida na própria Resolução da seguinte forma:

“Procedimentos técnicos em que os pneus são descaracterizados de sua forma inicial, e que seus elementos constituintes são reaproveitados, reciclados ou processados por outra(s) técnica(s) admitida(s) pelos órgãos ambientais competentes, observando a legislação vigente e normas operacionais específicas de modo a evitar danos ou riscos à saúde pública e à segurança, e a minimizar os impactos ambientais adversos”.

A utilização de pneus inservíveis na engenharia civil tem recebido destaque entre as destinações adequadas, uma vez que absorve grande quantidade deste resíduo (MOTTA, 2008), sem gerar os riscos elencados na definição acima.

Sob o enfoque das obras geotécnicas, a utilização de pneus inservíveis vai além da simples destinação adequada do resíduo. A incorporação de pedaços de borracha em substituição a uma parcela do solo puro e agregado gera economia de jazidas e a redução da degradação ambiental associada. Adicionalmente, a utilização do compósito em evidência neste trabalho pode compor medida mitigadora em projetos de rodovias.

2.3 – Características físico-químicas do resíduo de pneus.

Com a possibilidade de utilização de pedaços de borracha derivada de pneus em aterros rodoviários (leves ou convencionais), aterros de encontro de pontes, material de enchimento de pilares, camadas de isolamento e aplicações em drenagem, MOON-YONG et al. (2003) destacam as vantagens de sua utilização na engenharia em virtude do baixo peso específico, alta durabilidade, boa condutividade hidráulica, bom desempenho no isolamento térmico, economia de recursos naturais e redução das agressões geradas ao meio ambiente.

Antes do uso viável e seguro da borracha de pneus na engenharia, tornou-se imprescindível o conhecimento das características físicas e químicas inerentes ao material. MOON-YONG et al. (2003) desenvolveram estudos com o objetivo de identificar as propriedades físicas e químicas de pedaços de pneus reutilizados, com enfoque no uso na construção civil, em especial, na substituição do agregado em aterros e materiais de preenchimento.

Especificamente, as análises físicas objetivavam avaliar o desempenho quanto a absorção de água, a compactação, a compressibilidade, a permeabilidade, e quanto sua resistência ao cisalhamento. Em virtude das diversas formas de processamento do resíduo de pneumáticos inservíveis, houve a necessidade de estabelecer uma classificação em termos de tamanho e forma, uma vez que estas características possuem grande influência sobre o compósito. Com este propósito a norma ASTM D6270 foi confeccionada. Variando de 50 mm a 300 mm, a citada norma classifica o

resíduo triturado de pneus em quatro grupos: pedaços de pneus, lascas de pneus, desbastes de pneus e migalhas de pneus. A diferenciação destas categorias é mostrada na Figura 3.



Figura 3 -Dimensões de resíduo de pneus segundo ASTM 6270 (EDINÇLILER et al., 2010)

Como resultado desta análise física constatou-se que não há alteração das características de massa específica e absorção de água com o aumento da dimensão do pedaço de pneu. Já a condutividade hidráulica é diretamente proporcional ao tamanho do agregado de pneu. Este mesmo comportamento foi observado quando os autores avaliaram a resistência ao cisalhamento em função do tamanho do agregado. A observação dos resultados relacionados com as variáveis densidade e resistência ao cisalhamento também se mostraram diretamente proporcionais. Os ensaios de compactação revelaram que a adição de energia possui pouco efeito sobre a compactação final. Em termos de compressibilidade, os autores concluíram que quanto maior o pedaço de pneu, mais compressível a mistura se torna.

Além disto, os autores pesquisaram quais tipos de equipamento podem ser utilizados na compactação de campo. O melhor resultado na compactação do material se deu com a utilização de rolos pé de carneiro ou rolos vibratórios. Já quanto ao comportamento de resistência ao cisalhamento, MOON-YONG et al. (2003) concluíram pela existência de uma correspondência diretamente proporcional entre a resistência ao cisalhamento e o tamanho do pedaço de pneu. Estas conclusões foram retiradas dos resultados dos ensaios, mostrados nas Figuras 4, 5 e 6.

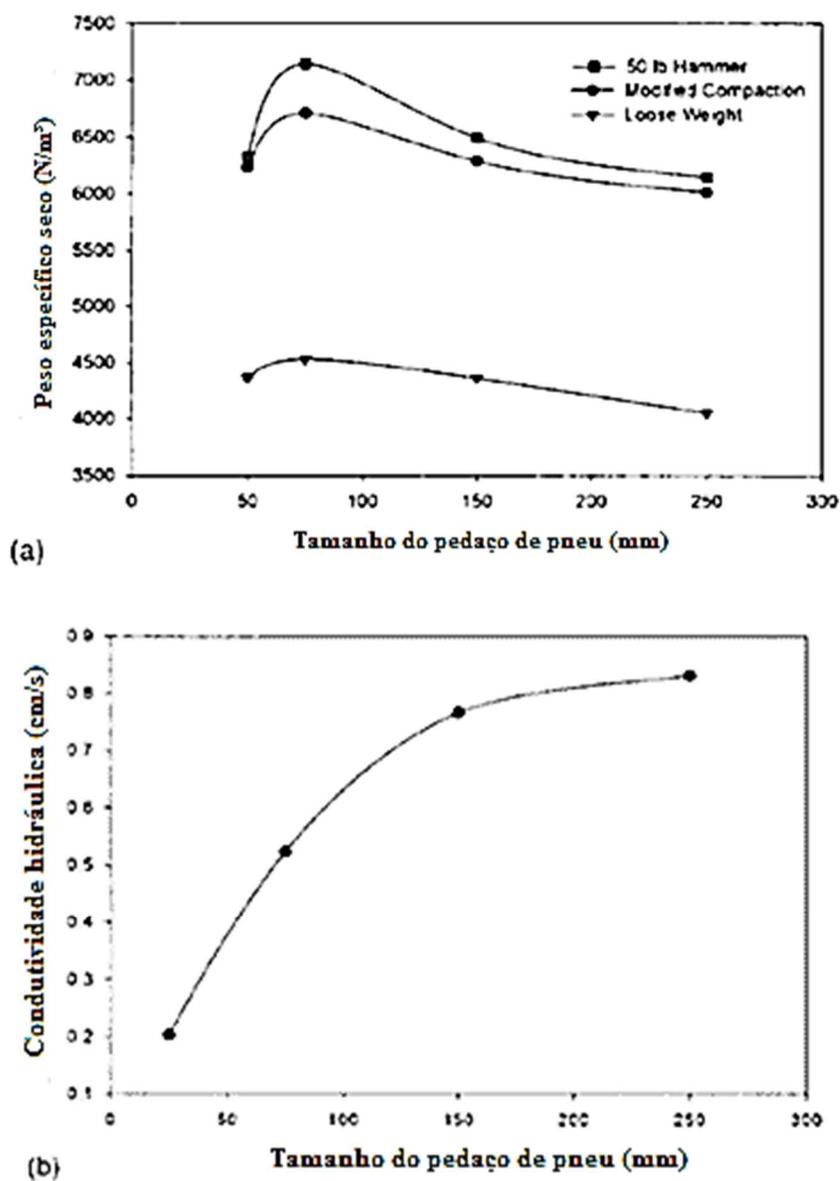


Figura 4 - Análise granulométrica das lascas de pneus (a) e retalhos de pneumáticos (b). (Adaptado de MOON-YONG et al., 2003)

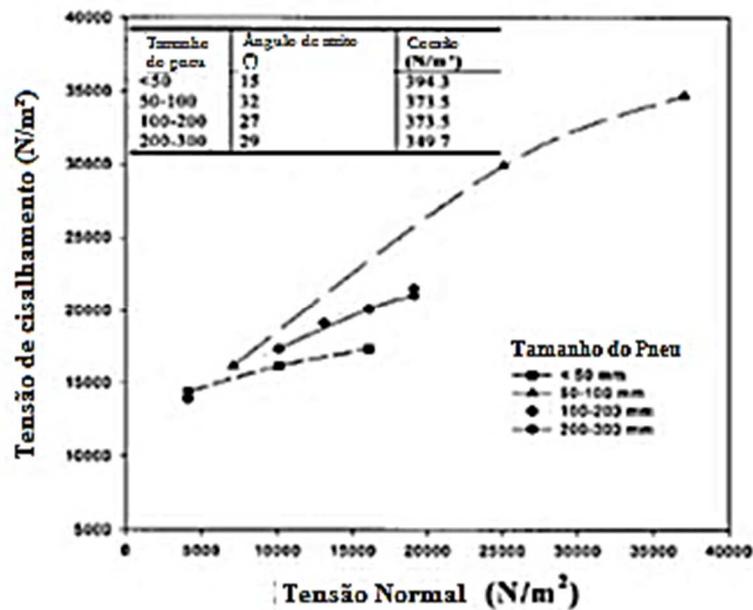


Figura 5 - Envoltórias de ruptura ao cisalhamento. (Adaptado de MOON-YONG et al., 2003)

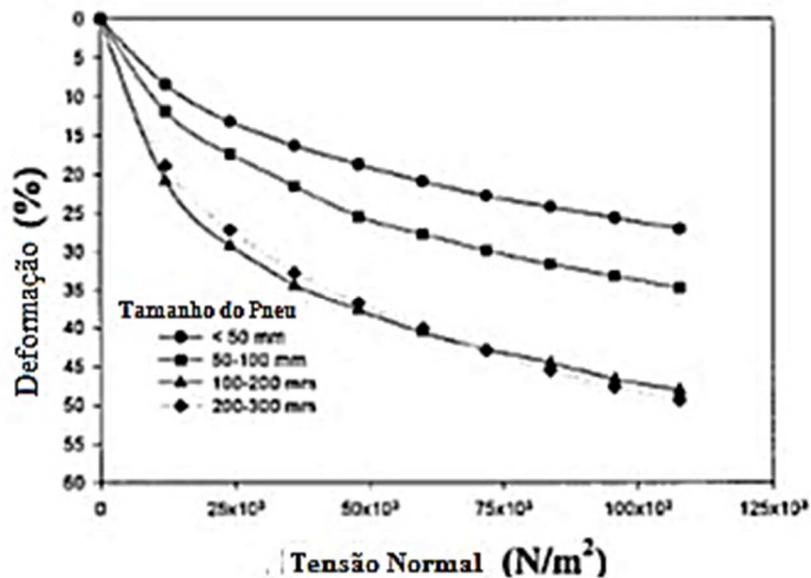


Figura 6 - Resultados dos testes de compressibilidade de pedaços de pneus com diversos tamanhos. (Adaptado de MOON-YONG et al., 2003).

MOON-YONG et al. (2003) concentraram a investigação do comportamento químico dos pedaços de pneus quando imersos água, sob fluxo contínuo (simulando o efeito da água de chuva atravessando os pedaços de pneus) e sem fluxo (simulando a condição de saturação sem fluxo). As variáveis estudadas foram a concentração de ferro na água, turbidez, pH e concentração total de carbono orgânico (TOC).

Para a condição de fluxo ativo verificou-se que a turbidez e a concentração de TOC decaíam com o tempo. Já o pH inicialmente aumenta e, mas assume uma tendência de queda ao longo do tempo. Os autores acreditam que este comportamento inicial se deve à presença de detritos orgânicos e/ou inorgânicos presentes nos pneus. O tempo de submissão ao fluxo de água acaba por lavar as partículas, conduzindo o pH para o valor inicial, relacionado ao da água em fluxo. Ou seja, na primeira etapa da vida útil das estruturas de terra que contam com pedaços de pneus em sua constituição – mantida a condição de fluxo – há a tendência de se possuírem um estado mais alcalino, regredindo para o pH associado à água que a permeia após período de lixiviação das mencionadas partículas orgânicas e/ou inorgânicas.

Quando observada a condição de saturação sem fluxo, os autores observaram que a concentração de ferro na água aumentou. MOON-YONG et al. (2003) acreditam que isto se deve à oxidação dos pedaços de aço contidos nos pneus. A ferrugem despreendida das cintas de aço também provoca um aumento da turbidez. Adicionalmente, a TOC também adota um comportamento de aumento de sua concentração. Este comportamento é atribuído, segundo os autores, à presença de colônias microbianas, provavelmente presentes nos pedaços de pneus, que encontraram condições para multiplicação na água confinada. Os resultados que alicerçam estas conclusões são mostrados nos gráficos das Figuras 7 e 8.

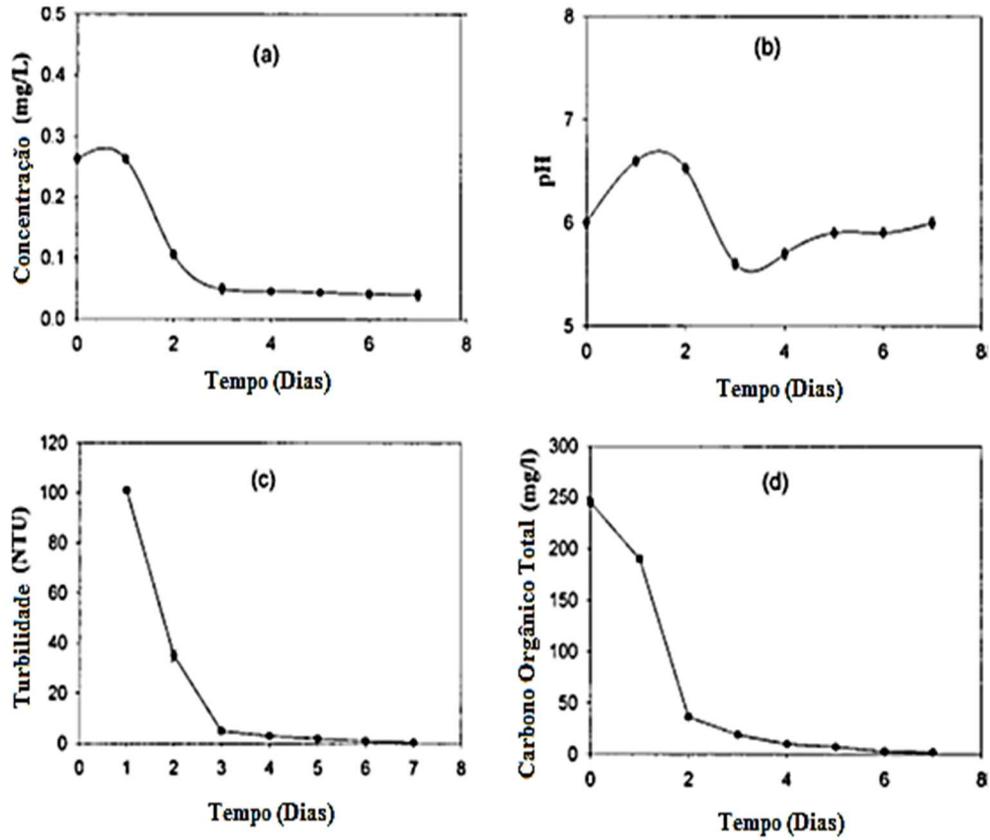


Figura 7 - Resultados para amostras submetidas a fluxo contínuo de água. (a) concentração de ferro no efluente; (b) pH; (c) Turbidade; e (d) Carbono orgânico total. (Adaptado de MOON-YONG et al., 2003).

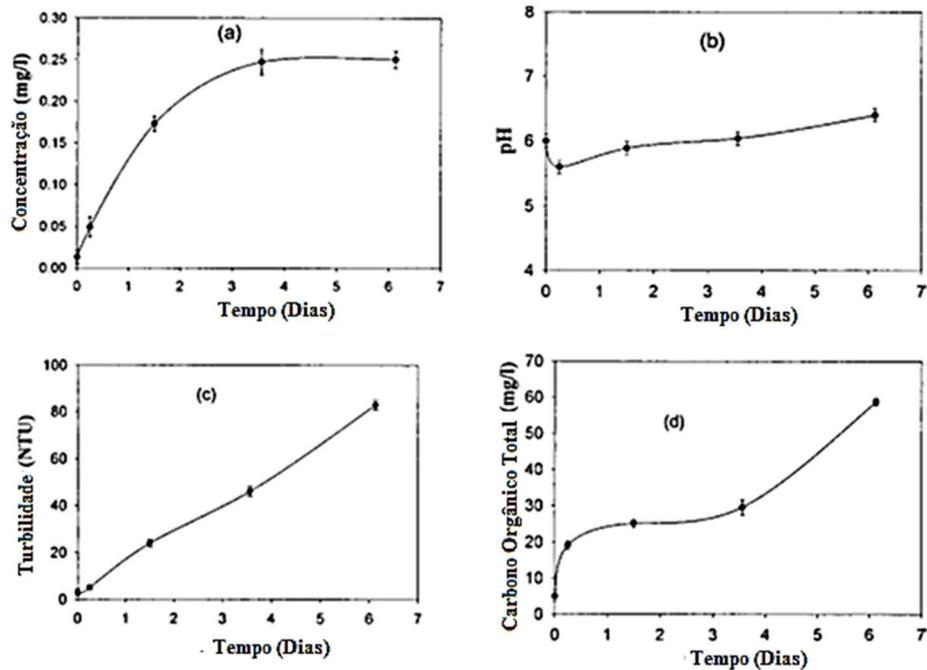


Figura 8 - Resultados para amostras não submetidas a fluxo de água. (a) concentração de ferro no efluente; (b) pH; (c) Turbidade; e (d) Carbono orgânico total. (Adaptado de MOON-YONG et al., 2003).

FRANCO (2012) caracterizou a borracha de pneus quanto a granulometria, massa específica dos sólidos e da absorção de água. Em seu estudo há uma característica diferente em relação ao material estudado por MOON-YONG et al. (2003): naquele não há tiras de aço.

O ensaio de FRANCO (2012) para a massa específica dos sólidos determinou um valor de 11,1 kN/m³, convergindo com os resultados encontrados por MOON-YONG et al. (2003) e por ZORNBERG et al. (2004), ou seja, 11 kN/m³ e 11,5kN/m³, respectivamente.

Voltando o foco para a absorção de água pelos pedaços de borracha, FRANCO (2012) realizou ensaio para mensuração desta característica em duas amostras. Após seis dias de imersão, a primeira amostra apresentou uma absorção de 5,4% e a segunda de 5,6%. Estes valores são próximos aos relatados por MOON-YONG et al. (2003), conforme pode verificar na Tabela 1.

Tabela 1 - Resultados de peso específico e adsorção de água. (Retirado de MOON – YONG et al., 2003)

Tamanho do Pneu (mm)	Peso específico (kN/m ³)	Adsorção de água (%)
< 50	11,0	6,70
50 – 100	11,0	6,95
100 – 200	10,6	7,10
200 – 300	11,0	7,00

2.4 - Características do compósito solo – resíduo de pneus

A utilização de misturas de solo e pedaços de borracha têm chamado a atenção em virtude de algumas características interessantes do ponto de vista da engenharia geotécnica. O primeiro ponto de destaque é o menor peso específico em relação ao solo puro. Esta peculiaridade do compósito, resultado da mescla de pedaços de pneus e solo, torna-o adequado para utilização em situações nas quais há a necessidade de

construção de estruturas de terra leves. Além disto, a incorporação de borracha de pneus inservíveis ao solo aumenta significativamente a condutividade hidráulica (REDDY e MARELLA, 2001; WARITH et al., 2005). Este atributo do compósito melhora a drenagem das obras geotécnicas, postergando os efeitos negativos da saturação. Há, ainda, que se destacar o ganho de resistência ao cisalhamento em relação à areia pura (FOOSE et al. 1996; YANG et al. 2002).

Em termos operacionais, a mistura de pedaços de pneus à areia e sua compactação, em campo, é de fácil execução (ELDIN e SENOUCI, 1992; HOPPE, 1998; DICKSON et al., 2001).

Já existem alguns projetos de aterros rodoviários, instrumentados, e os dados gerados apontam para um bom desempenho do compósito quando utilizado para esta função (UPTON e MACHAN, 1993; BOSSCHER et al., 1997).

2.5 – Estudos experimentais

ZORNBERG et al. (2004) desenvolveram e executaram um modelo de aterro rodoviário utilizando solo não granular e pedaços de pneus. O objetivo do estudo é avaliar a resposta mecânica de um aterro construído com solo misturado a pedaços de pneus com camadas intercaladas entre um e outro. Porém, antes da execução do aterro definitivo, testes foram realizados em um aterro experimental o qual, apesar de possuir dimensões menores, mantinha as características do aterro desejado. Nesta fase, avaliaram-se a quantidade e as dimensões dos pedaços de pneus que deveriam compor o aterro. Além disto, os processos de mistura e de compactação em campo também foram estudados.

No que diz respeito às dimensões, foram escolhidos agregados derivados de pneumáticos dentro da faixa conhecida como pedaços de pneus (50,8mm – 152,4mm). Estes pedaços contam com uma largura de aproximadamente 25,4mm. A relação dimensional, ou seja, a razão entre o comprimento e a espessura do pedaço de pneu, assume valores entre 2 e 6.

Com relação à quantidade, duas possibilidades foram levantadas: 10% e 30% de pedaços de pneus em relação ao peso do solo.

Com base nestes parâmetros, foi construído um modelo com quatro seções compactadas, cada uma com duas camadas de 0,15m e com base de 3 m x 3 m (9 m²). A primeira seção foi preenchida com o compósito contendo 10% de pedaços de pneus, a segunda com o compósito a 30% e as duas remanescentes foram preenchidas com pneu puro e com solo puro, respectivamente. Para a compactação foi utilizado um rolo pé de carneiro de 6,7 t (escolha compatível com o verificado por MOON-YONG et al. ,2003, que identificou este equipamento como um dos mais apropriados para a mistura em campo). Sobre este modelo foi determinada a quantidade de “passadas” que o rolo deve executar para que o solo atinja a massa específica desejada. Os autores chegaram à conclusão de que quatro “passadas” seria a quantidade ideal para obter a massa específica desejada.

Outro enfoque dado neste estudo foi o da verificação do processo de mistura em campo mais vantajoso. Segundo o estudo, a melhor eficiência na mistura de solo com borracha de pneus foi obtida utilizando-se uma carregadeira de rodas com concha dentada, de capacidade de 1,6 m³. A produção foi de 3 m³ a cada 10 minutos.

Segundo os autores, apesar dos resultados observados em ensaios anteriores apontarem que a maior resistência ao cisalhamento foi obtida para a incorporação de 30%, em peso, a mistura desse material com o solo possui alto grau de dificuldade. Partindo desta premissa, adotou-se a taxa de 10% de incorporação.

Após a análise dos dados ofertados pelo modelo de laboratório, um modelo de aterro foi construído e submetido ao tráfego de caminhões. Este modelo conta com três seções, cada uma medindo 10m de comprimento por 17,5m de base (largura). A altura do modelo foi de 1,5m e a largura da crista de 9 m. Os taludes laterais possuem inclinações distintas: um sob a relação 3H:1V e o outro 2,5H:1V. O solo utilizado foi uma areia siltosa classificada como SM, de acordo com o sistema unificado de classificação de solos, e a energia de compactação foi a Proctor Normal.

Em termos de disposição da borracha, duas formas foram estudadas: construção de um aterro com camadas bem definidas de solo e de pneus, intercaladas; e aterro constituído de uma mistura homogênea dos dois componentes. As duas primeiras seções foram construídas com as duas disposições acima descritas, construídas com quantidade de borracha idêntica. A última seção do modelo de aterro foi composta de solo puro para servir de referência.

O modelo foi monitorado por 824 dias. Os resultados apontam que o desempenho das misturas de solo-pedaços de pneus é satisfatório em longo prazo. Verificou-se que a grande maioria dos deslocamentos nos compósitos – superiores ao verificado na seção com solo puro - ocorreu após 120 dias de tráfego. Após este tempo, os recalques são semelhantes ao verificado na seção de referência. O compósito que teve melhor rendimento foi aquele misturado de maneira uniforme com o solo.

Estes resultados abrem perspectivas para o estudo de aterros construídos com o compósito homogeneamente misturados com pedaços de borracha, compactados com energia superior ao Proctor Normal. Com o incremento de energia, ocorrerá um melhor arranjo das partículas do solo (entre si e na interface com as fibras de borracha) reduzindo a proporção dos deslocamentos.

HATAF e RAHIMI (2006) apresentaram uma modelagem para mensurar o ganho de resistência ao cisalhamento advinda da adição de fibras de borracha ao solo. Uma particularidade, em seu estudo, é a aleatoriedade da direção das fibras. HATAF e RAHIMI (2006) levaram em consideração não apenas as inclusões (fibras) orientadas perpendicularmente à seção de ruptura ou unicamente a contribuição parcial das inclusões inclinadas dentro da zona de cisalhamento, e sim uma composição das duas contribuições: inclusões perpendiculares e oblíquas em relação à seção crítica de cisalhamento. O modelo de reforço por fibra é apresentado em seu estudo e reproduzido na Figura 9 para a compreensão das variáveis envolvidas.

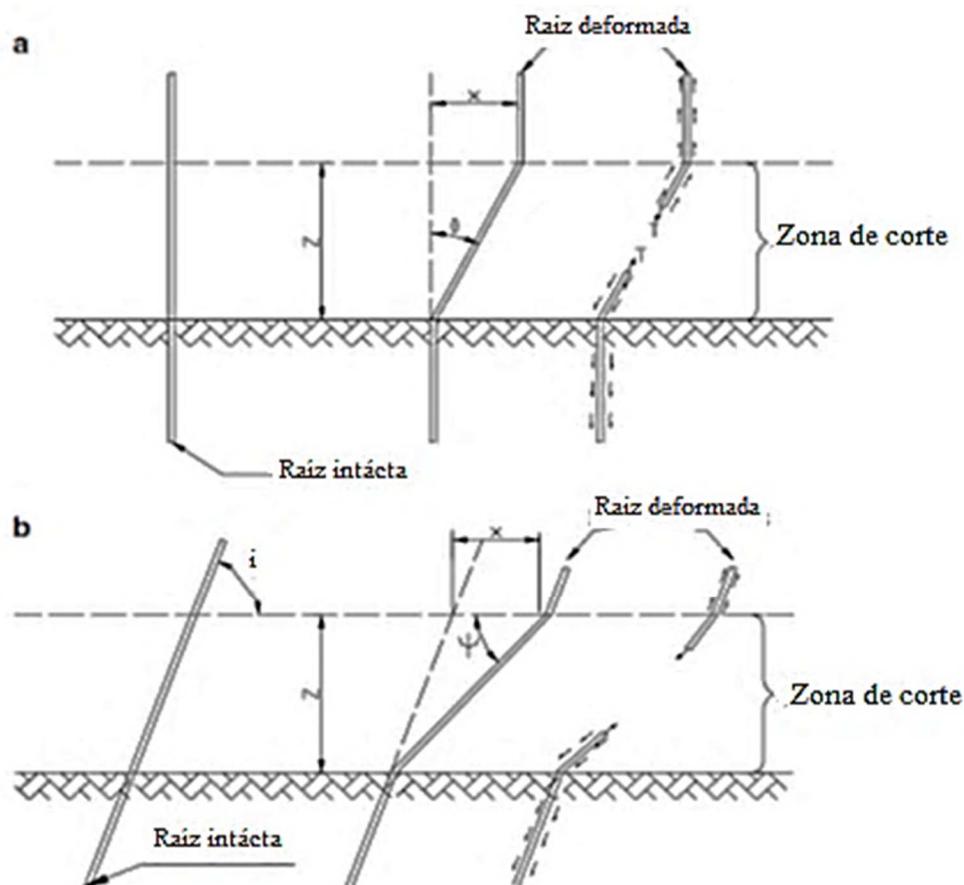


Figura 9 – Modelo de reforço por fibra. a) Orientação perpendicular em relação à seção de cisalhamento. b) Orientação oblíqua em relação à zona de ruptura. (Adaptado de HATAF *et al.*, 2006).

O modelo avalia a parcela do total de tensão mobilizada na zona de cisalhamento (σ_r) que é absorvida pelas fibras por unidade de área (t_r). Isto é feito relacionando a área total da superfície de ruptura (A) com a área correspondente à soma da seção transversal de todas as fibras que traspõem a zona de cisalhamento (A_r), portando:

$$t_R = \left(\frac{A_R}{A} \right) \sigma_R \quad (2.1)$$

De acordo com HATAF e RAHIMI (2006) o ganho de resistência ao cisalhamento proporcionado pelo reforço do solo com fibra (ΔS_r) é dado pelas seguintes expressões:

$$\Delta S_R = t_R (\text{sen } \theta + \cos \theta \tan \phi)$$

$$\Delta S_R = t_R (\text{sen}(90 - \psi) + \cos(90 - \psi) \tan \phi) \quad (2.2)$$

$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{1}{k + (\tan^{-1} i)^{-1}} \right]$$

em que: ΔS_r é o ganho de resistência oriundo do reforço das fibras; ϕ o ângulo de atrito da areia; θ é o ângulo da distorção da zona de cisalhamento; i é o ângulo de inclinação inicial das fibras em relação à superfície de cisalhamento; x é o deslocamento horizontal da zona de cisalhamento; z é a espessura da zona de cisalhamento; e k é a relação de distorção por cisalhamento ($k=x/z$). Embasado neste modelo, HATAF e RAHIMI (2006) justificam a utilização de pedaços triturados de pneus em uma determinada faixa de tamanhos. Dentro desta, se garantiria a atuação efetiva das fibras.

A avaliação experimental foi realizada através de ensaios utilizando uma areia bem graduada (SW) misturada a pedaços de pneus com espessura de 20 e 30mm, observando-se uma relação dimensional igual a 2, 3, 4 e 5. Ou seja, para cada espessura adotada, o comprimento deve ser o seu dobro, triplo, quádruplo ou quádruplo, de acordo com a relação dimensional fixada. Outra variável é a quantidade de borracha incorporada. A adição foi feita contendo 10%, 20%, 30%, 40% e 50%, em relação ao volume do solo.

Após determinação das propriedades físicas dos materiais, preencheu-se um cilindro metálico com o solo puro e os compósitos, um a um. Este cilindro é constituído de chapas de aço com 4mm de espessura e possui as seguintes dimensões: 1,0m de altura por 1m de diâmetro. Estas medidas eliminam o efeito de borda sobre a resistência ao cisalhamento. O material estudado foi compactado em camadas de 0,20m de espessura, deixando-se cair sobre as misturas uma placa de madeira a partir de uma certa altura em relação a cada camada. Após este procedimento, o solo/compósito recebeu um carregamento estático. Medidas de carga-recalque foram registradas. Para efeito de comparação o autor utilizou uma índice que mensura o desempenho dos compósitos em relação ao solo puro. A razão de capacidade de carga (BCR – Bearing Capacity Ratio: razão entre a capacidade de carga observada no experimento e a capacidade de carga da amostra de referência) mostrou um desempenho melhor dos compósitos em relação ao solo puro para todas as proporções de mistura e para todas as razões dimensionais estudadas. O melhor resultado obtido em termos de quantidade de borracha de pneus incorporada foi para

a proporção de 40% em relação ao volume do solo. Quanto à relação dimensional, o melhor resultado foi obtido para fibras com comprimento igual ao quádruplo de sua espessura. A Figura 10 mostra a razão de capacidade de carga (BCR) em função da relação dimensional.

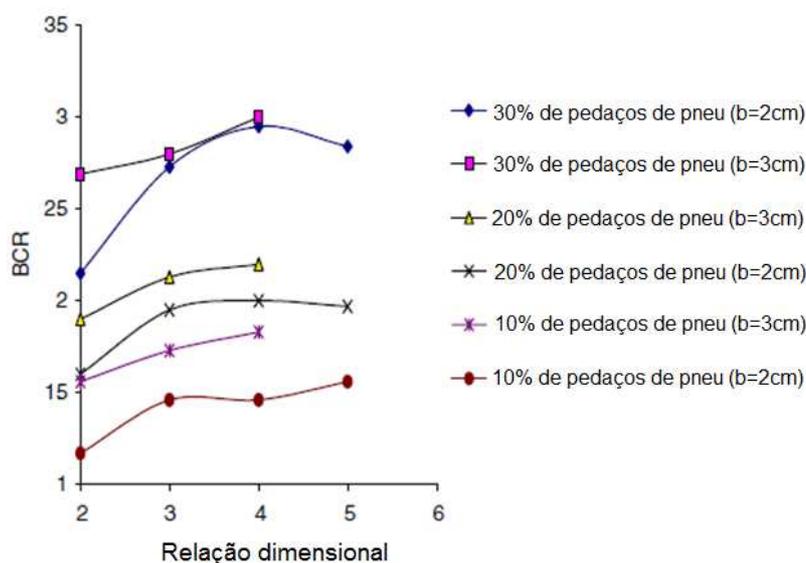


Figura 10 – Razão de capacidade de carga em função da relação dimensional dos pedaços de pneus. Adaptado de HATAF e RAHIMI (2006)

Cabe observar nos estudos de HATAF e RAHIMI (2006) que as proporções de mistura com base no volume do solo trazem certa imprecisão. Isto se deve a vulnerabilidade das medidas volumétricas quanto à umidade e índice de vazios, podendo a quantidade de sólidos variar com estas duas grandezas e, conseqüentemente, refletir resultados distintos para o mesmo volume. Outro ponto importante é que não foi especificada a energia de compactação utilizada nos ensaios. Dependendo da energia empregada pode-se conseguir diferentes arranjos das partículas, com conseqüente imposição de distintas interações entre as mesmas.

No que diz respeito à modelagem matemática para a medição do ganho de resistência trazido pela incorporação das fibras, não há elementos que considerem a mobilização das fibras em decorrência da variação volumétrica, quando esta ocorrer. Considera-se, apenas, o deslocamento relativo dentro da zona de cisalhamento.

GHAZAVI E SAKHI (2005) estudaram a influência do tamanho e da relação dimensional dos pedaços de pneus – relação entre o comprimento e a espessura das partículas - utilizando ensaios ISC. Para a composição das misturas foi utilizada uma areia com granulometria uniforme. Os pedaços de pneus empregados no estudo

possuem formato retangular, com espessura variando entre 2 mm e 6 mm, e comprimentos de 20 mm, 30 mm e 40 mm. As relações dimensionais estudadas assumiram os valores iguais a 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7. A quantidade de pedaços de pneus incorporada foi de 15%, 30% e 50%, em volume. O autor justifica a adoção das medidas em volume em função do estudo de FOOSE et al. (1996) o qual sugere que esta é a forma mais fácil de incorporação do resíduo no campo. No entanto, em termos de estudos laboratoriais, a utilização de medidas volumétricas exige um controle rigoroso sobre os índices físicos do compósito, em especial o índice de vazios e a umidade, para que seja garantida a segurança das comparativa entre as amostras estudadas.

A compactação dos corpos de prova se deu com a utilização de um malho vibratório. Durante esta fase, percebeu-se que utilizar a mesma energia de compactação para as diferentes misturas se mostrou ineficiente, especialmente para os compósitos com pedaços de pneu maiores. Ou seja, houve a dificuldade de se atingir a massa específica seca máxima utilizando a mesma energia para compactar os diferentes compósitos. Isto se deve à dissipação da energia imposta pelo malho em função da elasticidade dos pedaços de pneus. Além disto, dois níveis de compactação foram adotados: LC (baixa compactação) e HC (alta compactação).

Como resultado, verificou-se que o ISC aumentou junto com o aumento da quantidade de borracha incorporada. Considerando os dois níveis de compactação, o maior ganho de desempenho foi obtido pela areia menos compactada (LC), chegando a uma média de melhoria do ISC igual a 284%, contra 38% na condição mais compactada (HC). Outro ponto de destaque é a importância da relação dimensional dos pedaços de pneu. O maior valor de ISC ocorreu para, apenas, a relação dimensional igual a 5, independentemente da quantidade e pedaços de borracha presentes no compósito e do nível de compactação a qual a amostra foi submetida. O maior ISC registrado, ao nível de compactação LC, foi apresentado pelo compósito que conta com pedaços de pneus de comprimento igual a 3cm, já no caso do nível HC, os melhores resultados forma verificados para os comprimentos iguais a 2 cm e 4 cm. As Figuras 11 a 15 mostram graficamente estas conclusões.

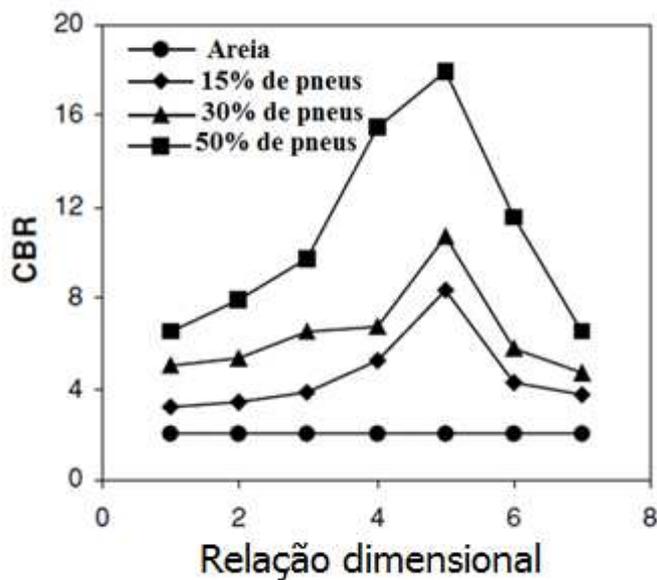


Figura 11 - Valores de ISC em função da relação dimensional dos pedaços de pneus para cada teor de mistura, com baixa compactação. Adaptado de GHAZAVI E SAKHI (2005).

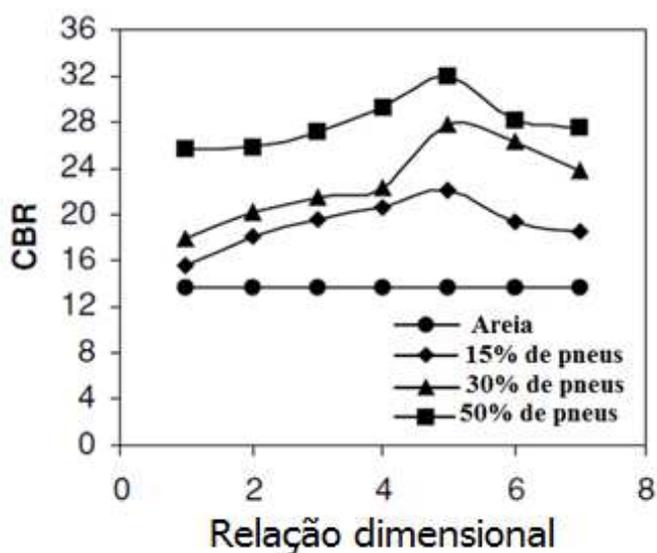


Figura 12 – Valores de ISC em função da relação dimensional dos pedaços de pneus para cada teor de mistura. Com alta compactação. (Adaptado de GHAZAVI E SAKHI ,2005).

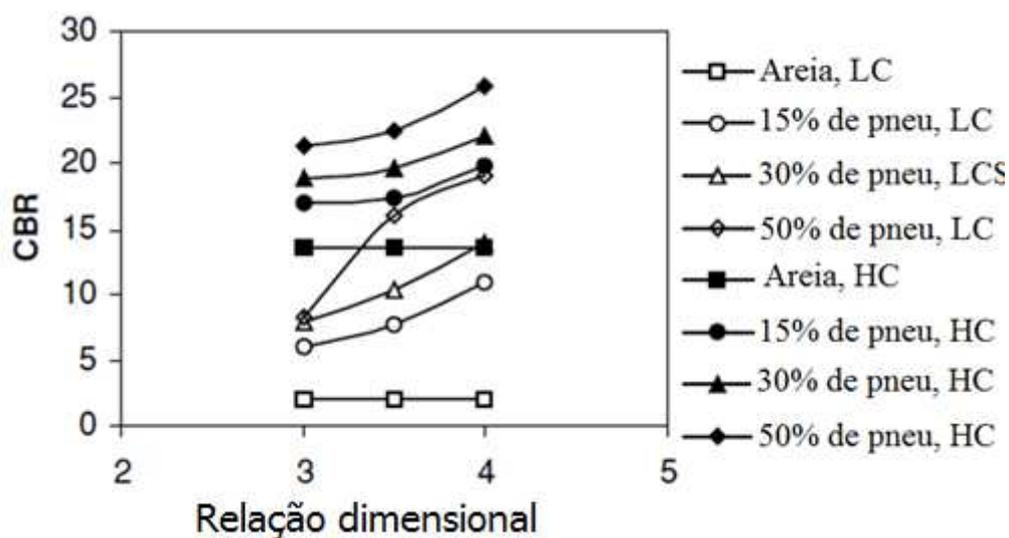


Figura 13 – Valores de ISC em função da relação dimensional dos pedaços de pneus para cada teor de mistura e distintos níveis de compactação. Adaptado de GHAZAVI E SAKHI (2005).

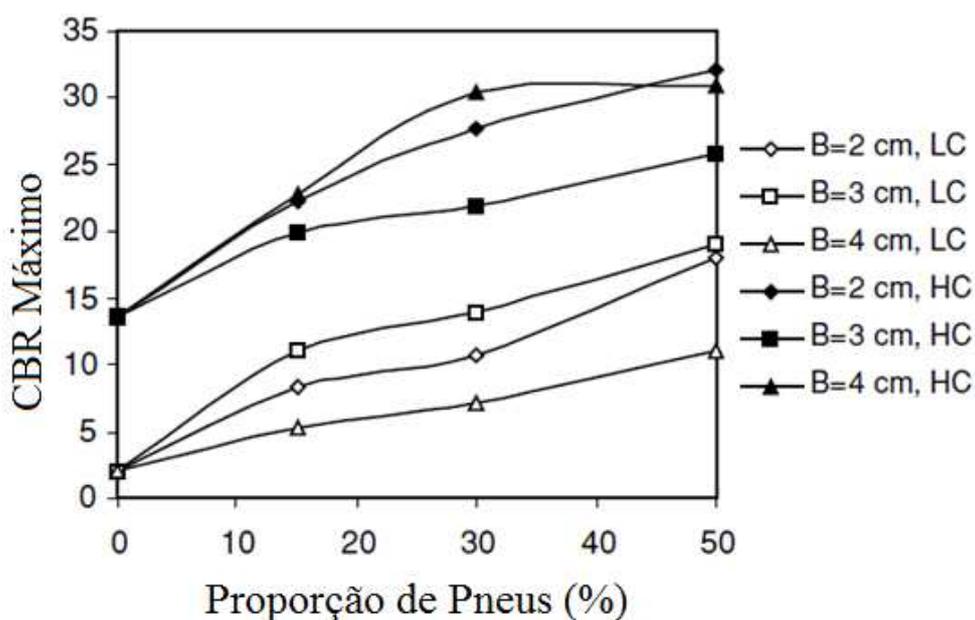


Figura 14 – Valores máximos de ISC em função da proporção de pneus incorporados. Adaptado de GHAZAVI E SAKHI (2005).

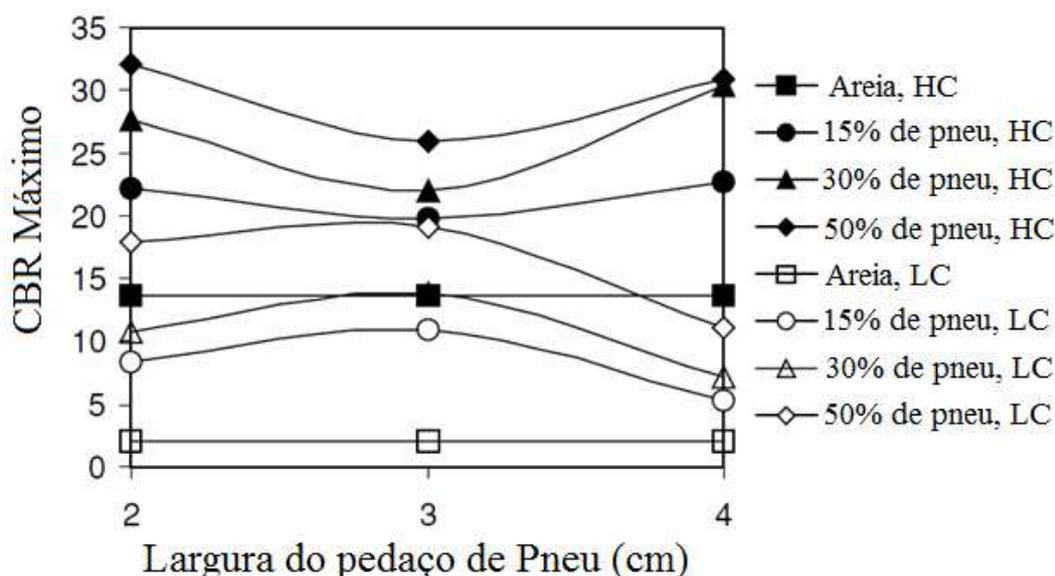


Figura 15 – Valores máximos de ISC em função da largura dos pedaços de pneus. Adaptado de GHAZAVI E SAKHI (2005).

Durante os ensaios, os autores verificaram que existe uma interação entre a borracha e a parede do molde do corpo de prova, que provoca uma alteração, para maior, no valor do ISC. Outro aspecto explorado pelos autores foi a interação areia-borracha no que diz respeito à relação dimensional ótima: para os pedaços com comprimento menor que o ótimo, ocorre que sua ancoragem no solo é reduzida; já para o caso dos pedaços mais compridos, o fator de fragilidade é o inchamento dos pedaços e a consequente desagregação da superfície de interação entre as partículas de areia e/ou outros pedaços de borracha.

CETIN et al. (2006) publicaram pesquisa na qual foram avaliadas as propriedades geotécnicas das misturas entre argila e resíduo de pneus, verificando sua viabilidade quando empregado em corpo de aterro. A pesquisa se fundamenta em dois pilares: a grande quantidade de pneus inservíveis dispostos no meio ambiente e a possibilidade de utilização nobre destes resíduos como reforço de solos, com foco na infraestrutura rodoviária.

Foram tomadas amostras de uma argila (classificada como CL, conforme USCS), proveniente da bacia de Adana, sul da Turquia, e realizada sua caracterização. A ideia era de avaliar o comportamento da mistura argila-borracha de

pneu através de uma série de ensaios mecânicos, considerando diversas proporções de mistura e dois tamanhos de resíduo incorporados no solo: solo+resíduo fino e solo+resíduo grosso. Resíduo fino é aquele com dimensão máxima menor que 0.425 mm e o resíduo grosso foi tomado como sendo aquele com dimensões máximas entre 2 e 4.75 mm. Todo o aço contido nos pneus foi removido.

Tomados os materiais, os autores procederam a sua análise granulométrica e a determinação dos limites de consistência. Ressalte-se que os limites de Attenberg foram determinados apenas para a argila e para o resíduo fino, uma vez que a granulometria do resíduo grosso é incompatível com método de determinação.

Foram realizados ensaios de permeabilidade, resistência ao cisalhamento, deformabilidade e ensaios de compactação, para cada mistura utilizada.

A permeabilidade foi avaliada através de ensaios utilizando amostras previamente saturadas e submetidas a diferentes condições de carga. Os valores de permeabilidade foram obtidos aplicando-se uma tensão normal de 46, 93, 185, 287 ou 370 kPa. Os resultados dos ensaios mostram que tanto para o caso do solo puro quanto para os compósitos, a permeabilidade é baixa, permanecendo da ordem de 10^{-7} a 10^{-8} , condizente com o esperado para argilas. No entanto, ao passo que se incorpora borracha, em ambas as granulometrias de borracha estudadas, a permeabilidade cresce.

Para mensurar a resistência ao cisalhamento e o comportamento do deslocamento vertical e volumétrico, foram feitos ensaios de cisalhamento direto. Os ensaios revelaram que para quase todas as proporções de mistura não houve pontos de ruptura bem definidos, devendo-se tomar como ponto crítico o deslocamento compreendido entre 10 e 20% durante o ensaio de cisalhamento. Cabe aqui observar que o ensaio de cisalhamento direto impõe a direção da superfície de ruptura, a qual não necessariamente é a direção menos favorável.

A ruptura do corpo de prova nos ensaios de cisalhamento direto foi admitida quando o deslocamento imposto atingiu um valor igual a 15%. Verificou-se que há um considerável ganho de resistência para as mistura com borracha incorporada de até 30% de resíduos finos e 20% de resíduo grosso. Acima disto não há ganhos significativos. Desta sorte, constata-se que as variáveis tamanho e quantidade do resíduo influenciam no ganho de resistência ao cisalhamento, como pode ser visto na

Figura 16. Também importante destacar a influência do resíduo de pneu no intercepto de coesão e no ângulo de atrito obtidos da envoltória de ruptura: quanto mais borracha incorporada, maior o ganho na coesão e menor é o ângulo de atrito conforme se pode ver na Figura 17.

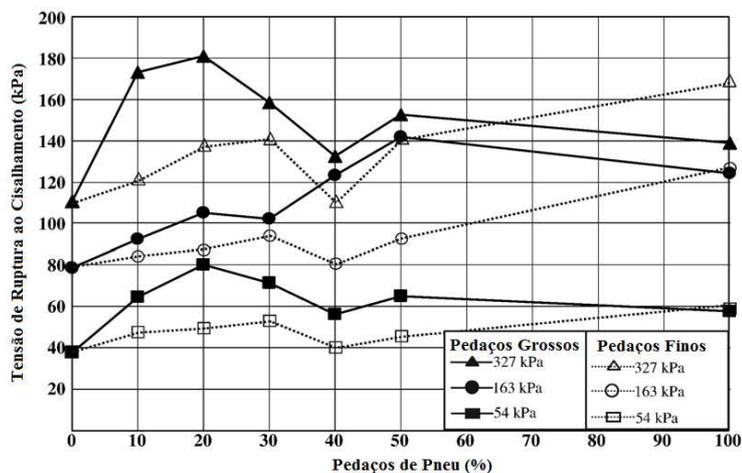


Figura 16 – Tensão de ruptura ao cisalhamento versus percentagem de pneus, em diferentes tamanhos (Adaptado de CETIN et al., 2006).

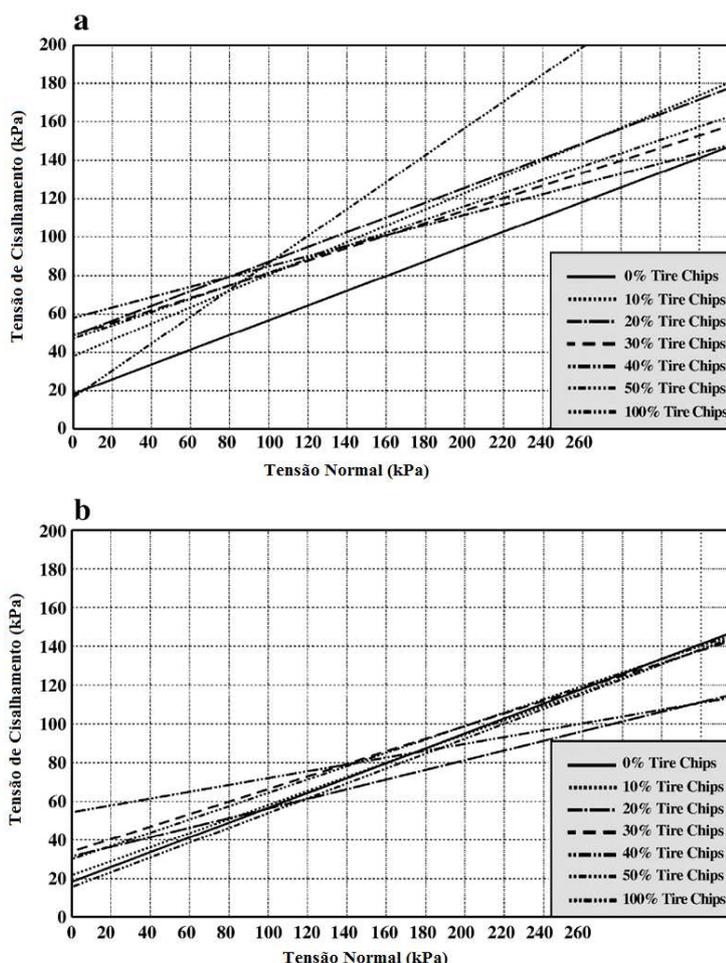


Figura 17 – envoltórias de ruptura (Adaptado de CETIN et al., 2006). a) pedaços de pneu (Tire Chips) finos, b) pedaços de pneu (Tire Chips) grossos.

EDINÇLILER et al. (2004) estudaram, entre outros, o comportamento dinâmico da mistura areia-resíduo de pneus. Utilizando os procedimentos da norma ASTM D3999 (2003) foram realizados ensaios triaxiais dinâmicos para avaliar a resposta da mistura à solicitação mecânica gerada por um terremoto.

Os ensaios conduziram a resultados que mostram que o módulo de cisalhamento dinâmico do compósito areia-resíduo de pneu aumenta com a tensão confinante. Outro ponto observado foi que os valores de amortecimento foram melhorados em 406%, incorporando-se 10% de borracha de pneus à areia, em peso, em comparação com o material granular puro. Em outras palavras, a incorporação de agregado derivado de pneus à areia melhora o desempenho dinâmico de um aterro rodoviário em termos de resistência ao cisalhamento e amortecimento de cargas dinâmicas. Aponta-se, também que para tensões baixas a influência das fibras de

borracha direciona-se para o endurecimento do material, e o contrário se verifica quanto o compósito é submetido à altas tensões.

Sentindo a necessidade de ferramentas de estimativa e análise do comportamento de aterros rodoviários construídos com adição de pedaços de pneus, ADERINLEWO E OKINE (2008) estudaram a aplicação de diagramas Bayesianos de influência na simulação de desempenho do compósito. Em seu estudo, os autores utilizaram o programa computacional Analytica[®] para programar os supracitados diagramas, considerando como variáveis independentes a temperatura, pressão lateral, recalques e as características do lixiviado oriundo do compósito.

Considerando que os diagramas de influência (DI) necessitam de caminhos direcionados no sentido de conectar os nós, de forma que as informações inseridas permaneçam disponíveis para todas as decisões subsequentes (conhecido como princípio do “não esquecimento”), pode-se afirmar que os DI's são redes Baynesianas. Estas são utilizadas para a solução de problemas, fornecendo a distribuição de probabilidade articulada entre todas as variáveis do domínio estudado.

A utilização dos diagramas de influência repousa na possibilidade de se estabelecer relações estatísticas, viabilizando uma análise de risco sobre as variáveis estudadas. Além disto, a utilização desta ferramenta, segundo ADERINLEWO E OKINE (2008), é uma forma de representar um problema de forma compacta. O mencionado diagrama conta com uma estrutura composta por nós e flechas os quais estabelecem relações entre si. Os nós podem assumir três tipos de informação: valores de alimentação, probabilidade e decisão, cada um deles representado graficamente por um elemento gráfico diferente – retângulo arredondado, círculo e quadrado, respectivamente. Já os arcos são agrupados em duas categorias, uns estabelecendo uma relação informacional entre os nós, e os demais arcos fazem um elo de caráter condicional.

Como as variáveis dizem respeito ao desempenho do compósito (pedaços de pneus e solo) funcionando como aterro, foi proposto pelos autores a construção e o estudo de um aterro rodoviário constituído do material em foco, implantado na cabeceira de uma ponte. Esta escolha se deve a necessidade de contar com um material deformável que admita a movimentação estrutural da ponte, função da variação térmica ao longo do dia e das estações climáticas do ano.

Assim, foi executado um aterro com espessura de 5,49m, em três camadas distintas: a primeira e a última utilizam apenas pedaços de pneus em sua constituição. Já a camada intermediária atende às especificações normativas de um solo para aterro rodoviário. Estas camadas, superior, intermediária e de base, possuem, respectivamente, as seguintes espessuras: 3,050 m, 0,915 m e 1,525 m.

Com o intuito de avaliar o desempenho do aterro real e obter os dados de entrada para modelo computacional, a estrutura de terra foi instrumentada com seis placas de recalque, três bacias para lixiviados e cinco células de carga com termômetros embutidos.

Para a simulação da resposta geotécnica do aterro em estudo, os autores elaboraram um modelo de influência para cada variável estudada (modelo geral, da influência da temperatura, das pressões horizontais, dos recalques, de concentração do material lixiviado) conforme pode ser visto na Figura 18:

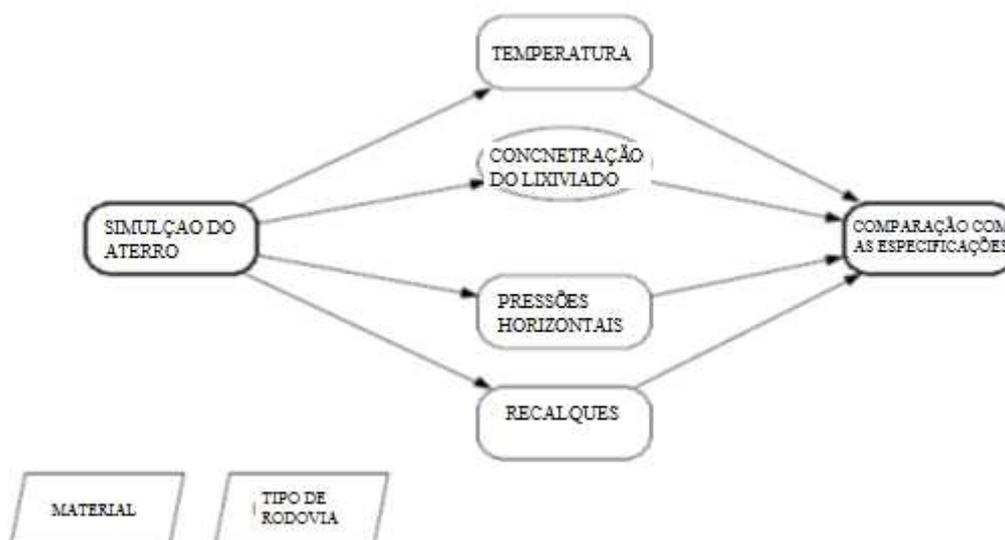


Figura 18 - Modelo geral de influência para simulação do aterro (ADERINLEWO E OKINE, 2008).

Após a determinação dos diagramas de influência e aplicada a modelagem adequada ao problema (detalhadamente descrita por de ADERINLEWO E OKINE, 2008), o programa utilizado forneceu os resultados, em forma de distribuições probabilísticas, a respeito do comportamento do aterro em função das variáveis estudadas. Os resultados foram expressos em gráficos probabilísticos mostrados

nas Figuras 19 e 20, permitindo a comparação com os gráficos observados no aterro de controle, mostrado na Figura 21.

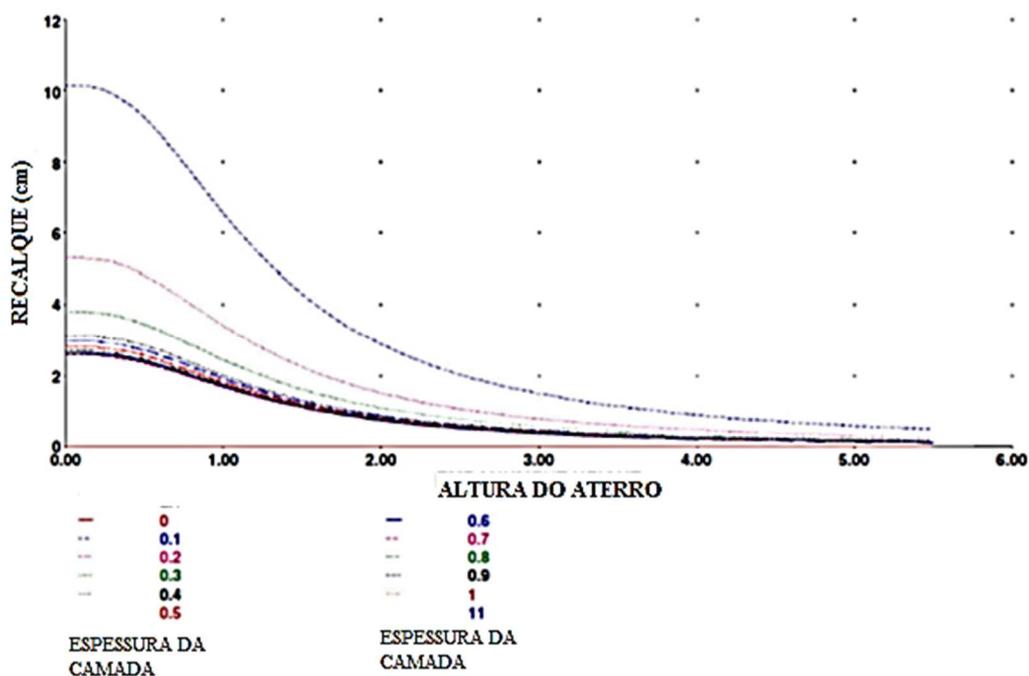


Figura 19 - Gráfico da resposta quanto ao recalque observado no aterro de referência (ADERINLEWO E OKINE, 2008)

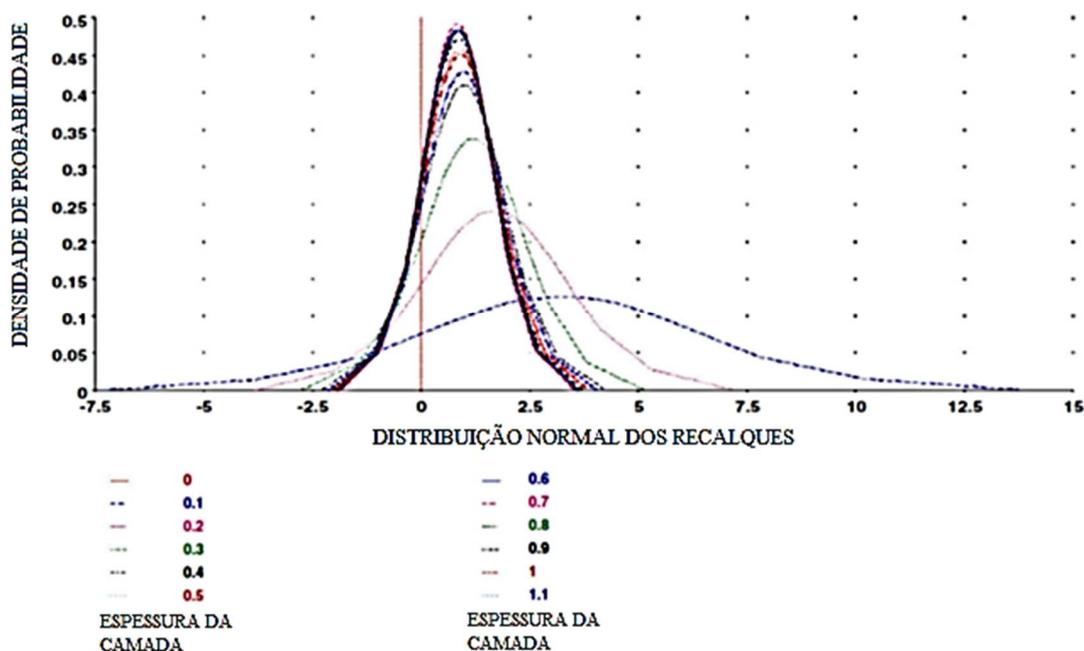


Figura 20 - Distribuição dos recalques relativos determinados pela rede Baynesiana (ADERINLEWO E OKINE, 2008)

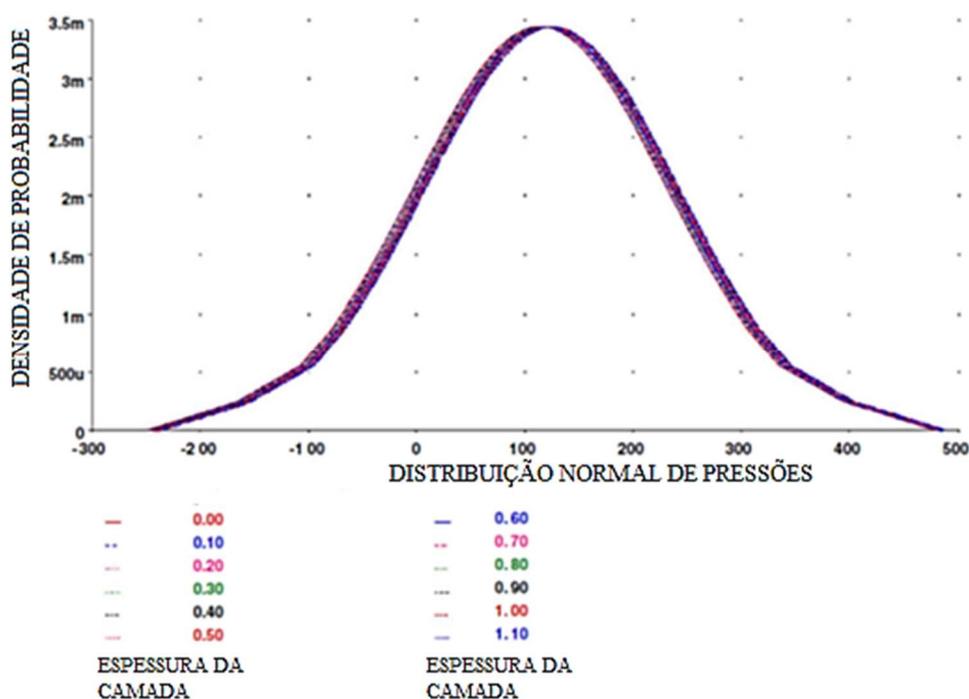


Figura 21 - Distribuição normal das pressões horizontais determinados pela rede Baynesiana (ADERINLEWO E OKINE, 2008)

A principal conclusão dos autores quanto ao comportamento do aterro de pneus em estruturas de terra para cabeceiras de pontes é que grande atenção deve ser dada às tensões horizontais e aos recalques do aterro. Além disto, também deve ser observado o efeito da temperatura sobre o aterro com foco na sua influência sobre as tensões horizontais, principalmente em climas quentes.

Além destas conclusões, o trabalho de ADERINLEWO E OKINE (2008) revela a viabilidade da utilização de diagramas de influência Bayesianos como instrumento de apoio à decisão quanto ao emprego de estruturas de terra, sendo possível a previsão de seu comportamento em termos estatísticos.

EDINÇLILER et al. (2010) avaliaram a influência da incorporação de borracha de pneus à areia, com orientação aleatória dos pedaços, sendo que desta vez os autores classificaram o resíduo em categorias distintas: pó de pneu, desbastes de pneus 1(TB1; espessura entre 2 e 4mm; e comprimento compreendido entre 8 e 10mm), desbastes de pneus 2(TB2; espessura entre 4 e 5mm; e comprimento compreendido entre 10 e 50mm). As amostras correspondem ao ilustrado na Figura 22.

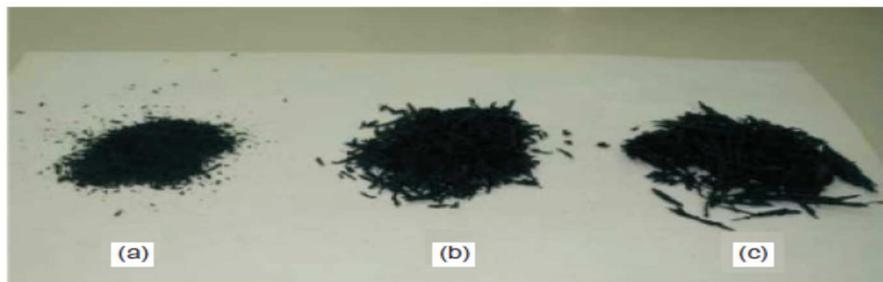


Figura 22 - a) Pó de pneus, b) TB1, c) TB2 (EDINÇLILER et al., 2010)

Os ensaios foram conduzidos em duas frentes: ensaios padrão de cisalhamento direto incorporando pó de pneus e a segunda, cisalhamento direto usando uma corpo de prova maior, incorporando TB1 e TB2.

Os resultados mostram que quando o pó de borracha é incorporado à areia o compósito atinge seu melhor desempenho na proporção de 15%, em relação ao peso da areia. As medidas de coesão aparente permaneceram instáveis e o ângulo de atrito assumiu uma tendência de queda.

Já os resultados da segunda frente de estudos mostram que a coesão não se mostrou sensível às mudanças no teor de resíduo incorporado, permanecendo entre 8 e 14 kPa. O melhor desempenho foi visto para a incorporação de 20% do TB2 à areia. Esta mistura elevou o ângulo de atrito de 34,2° (solo puro) para 45,4°, mesmo diminuindo o peso específico em 14%. Misturas acima desta porcentagem mostraram decréscimo no desempenho.

As características mais influenciadoras no desempenho do compósito, segundo os resultados de EDINÇLILER et al. (2010), são a quantidade de pneus incorporada, a forma do resíduo (granular ou fibra), relação dimensional (relação entre o comprimento da fibra e a sua espessura) e tensão normal. Através dos resultados pôde-se verificar que quanto maior a relação dimensional, maior é o ganho na resistência ao cisalhamento, ou seja, quanto mais longa for a fibra em relação à sua espessura, maior a resistência ao cisalhamento. Isto se deve, segundo os autores, pelo fato de a fibra funcionar como âncora quando presentes na zona de cisalhamento,

uma vez que há um maior contato fibra-partículas de solo. Adicionalmente, fibras mais longas alteram o arranjo do compósito na área imediatamente vizinha à zona de cisalhamento. Isto se explica devido a fibra de borracha transferir volume, devido à sua elasticidade, de uma região solicitada para um região com menor tensão. Ou seja, a fibra de borracha se comprime na zona de cisalhamento e dilata na sua extensão além da referida zona, trazendo perturbação ao arranjo do solo na vizinhança da zona de cisalhamento.

Ainda no estudo sobre os benefícios da incorporação de pneus, EDINCLILER et al. (2010B) desenvolveram um estudo para avaliar se é possível obter previsões razoáveis de desempenho no cisalhamento através da utilização de redes neurais. Para estes ensaios foi utilizada uma areia siltosa, própria para a execução de aterros rodoviários, classificada pelo método USCS como SP. Foram avaliadas a forma e a quantidade de resíduo de pneus incorporados ao solo. Duas formas foram investigadas: uma com aspecto mais granular – relação dimensional variando entre 1 e 1,5 - e a outra com a relação espessura x comprimento entre 3,5 e 4, sendo que o comprimento máximo foi limitado a 5,8 mm. Além dos ensaios realizados para o solo puro e para a borracha pura foram utilizados compósitos com quantidades de borracha de 5%, 10%, 20%, 30% e 40% em relação ao peso do solo.

Foram realizados 26 ensaios de compressão triaxial, sendo 13 do tipo não consolidado não drenado (UU) e outros 13 do tipo consolidado drenado (CD), isto para as duas formas de resíduo investigadas, submetidas às seguintes tensões confinantes: 40 kPa, 100 kPa e 200 kPa.

Após a fase de escolha do melhor modelo e arquitetura da Rede Neural, foi feito seu treinamento utilizando como parâmetros de entrada a porcentagem incorporada de pneus (em peso), tipo de resíduo (granular ou fibroso), tipo de ensaio triaxial adotado, tensão efetiva e deslocamento axial. Como dado de saída, a rede neural informa a tensão desviadora para uma dado deslocamento específico. Os resultados obtidos dos ensaios de compressão triaxial foram comparados com os encontrados pela Rede Neural, conforme mostrado nas Figuras 23 e 24:

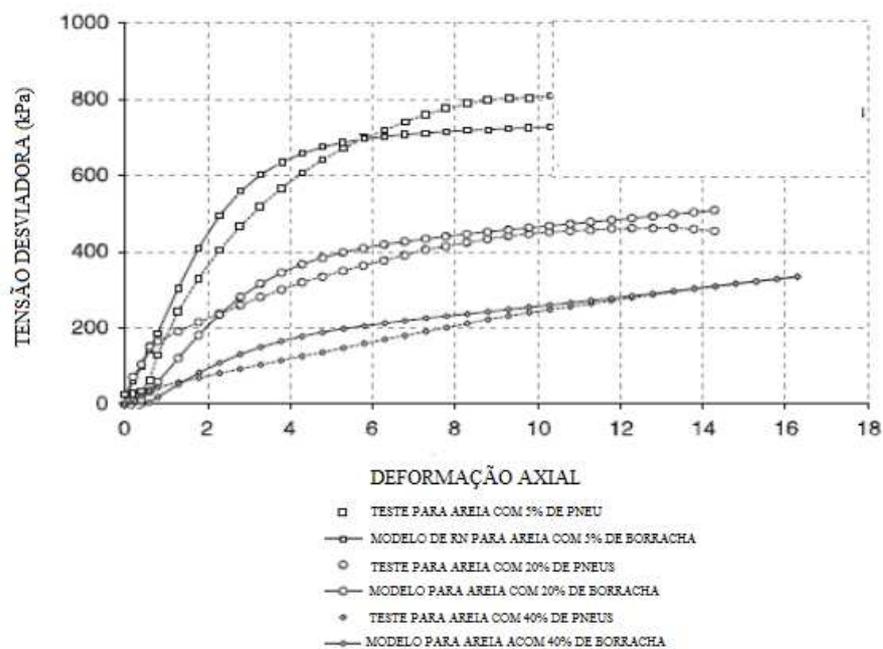


Figura 23 - Comparação entre os resultados dos ensaios triaxiais rápidos e do modelo computacional – tensão confinante de 200 kPa, desbastes de pneus (EDINÇLILER et al. 2010B).

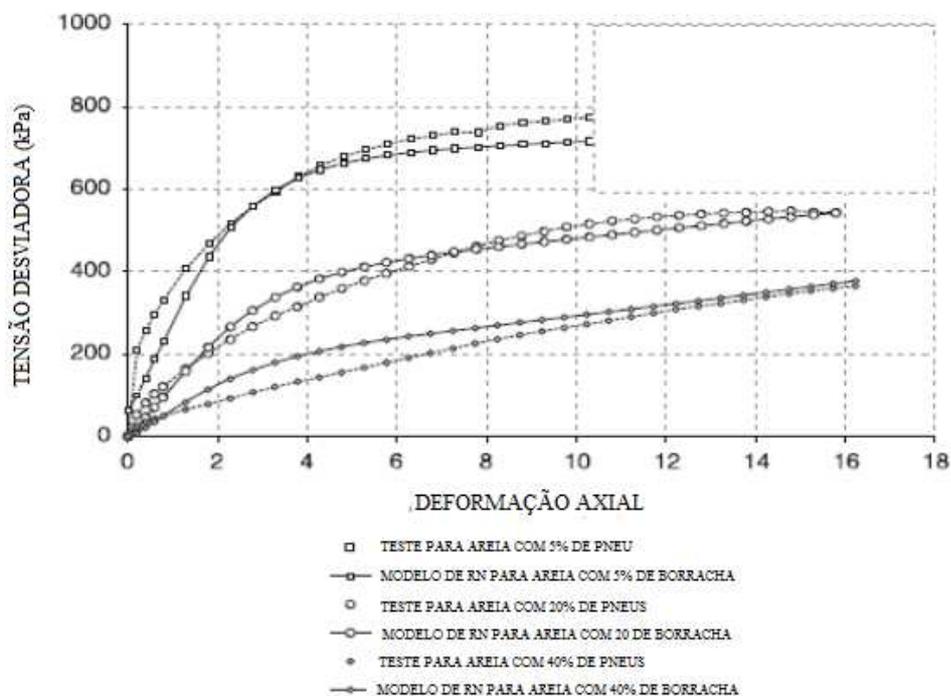


Figura 24 - Comparação entre os resultados dos ensaios triaxiais CD e do modelo computacional – tensão confinante de 200 kPa, desbastes de pneus (EDINÇLILER et al. 2010B).

A utilização de redes neurais se mostrou uma boa alternativa para a pré-seleção de compósitos com melhores desempenhos, reduzindo o tempo e o custo com vários ensaios.

Trazendo o foco para os solos tropicais, SILVA (2007) desenvolveu um estudo que procurava conhecer o desempenho de solos siltosos quando reforçados por aditivos (químicos e orgânicos) e por fibras. Dentre as fibras estudadas está a raspa de pneu, incorporada ao solo (oriundo do interior do estado do Paraná) a uma proporção de 5% e 7,5%, em relação ao peso do solo. As raspas de pneu possuem comprimento médio de 20mm e largura variando entre 10mm e 30mm.

Após a caracterização do solo, foram realizados ensaios de cisalhamento direto, compressão simples, compactação e ISC. Como resultado da compactação, houve uma redução da umidade ótima e do peso específico aparente. Quanto a expansão (obtida na fase dos ensaios de ISC) o compósito demonstrou ser menos expansivo do que o solo puro. No entanto, o ISC foi menor do que o verificado no solo sem reforço (cerca de 71% do ISC de referência). Através do ensaio de cisalhamento direto, SILVA (2007) pôde avaliar os parâmetros coesão e ângulo de atrito. Tanto para a dosagem de 5% quanto para a de 7,5% a tendência da coesão foi de redução em relação ao solo puro, chegando a ser nula para a segunda proporção de mistura. Ou seja, à medida com que se aumenta a quantidade de resíduo de borracha ocorre a redução do valor da coesão. Ao contrário disto, o ângulo de atrito teve seu valor aumentado em relação ao solo sem adição de resíduo também para as duas proporções. A Figura 25 mostra as envoltórias de ruptura para o solo de referência e as envoltórias dos compósitos com adição de 5% e 7,5% de resíduo de pneus:

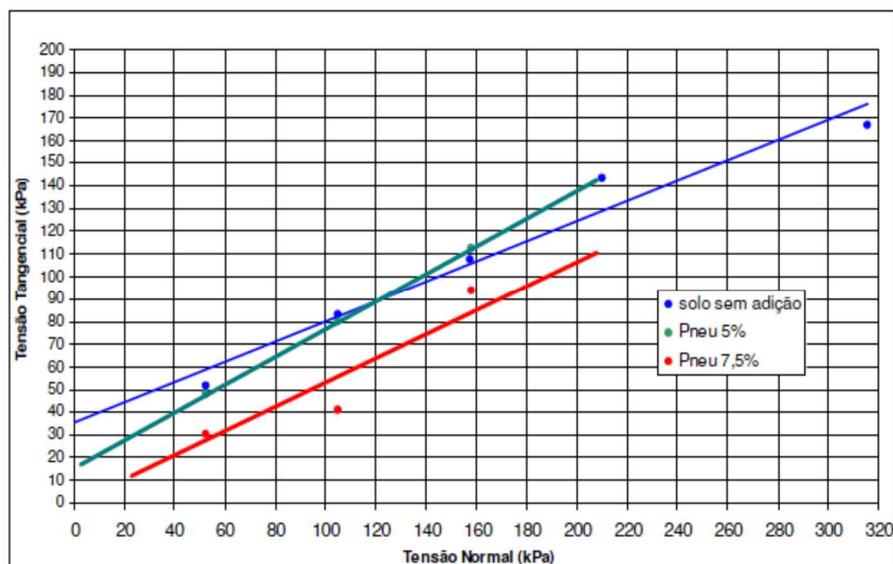


Figura 25 - Comparação da envoltória de resistência ao cisalhamento dos compósitos com raspas de pneus e o solo puro (SILVA, 2007).

Cabe ressaltar que conforme estudos anteriores (CETIN et al., 2006; ZORNBERG et al., 2004), os ganhos de resistência se materializam quando porcentagens maiores de incorporação de borracha são feitas. Esta taxa benéfica de incorporação encontra-se entre 30% e 40%, faixas não estudadas por Silva (2007).

Já COSTA et al. (2011) realizaram ensaios com compósitos constituídos de solo laterítico e resíduo de pneu. Cobrindo mais de 75% do território brasileiro, os solos lateríticos são bastante utilizados na construção de aterros rodoviários.

O solo utilizado foi oriundo da cidade de Parnamirim/RN, pertencente a Formação Barreiras. Os agregados derivados de pneus foram obtidos de uma indústria local.

Para os ensaios de cisalhamento direto e de compactação foram tomadas como referência as amostras de solo puro. Além destas, foram ensaiadas amostras contendo 10%, 20%, 40%, 50% de desbastes de pneus, em relação ao peso do solo, calculadas conforme a Equação 2.3:

$$\chi = \frac{W_{tb}}{W_{tb} + W_s} \quad (2.3)$$

em que,

χ é a porcentagem de desbastes incorporada à amostra;

W_{tb} é o peso seco dos desbastes de pneus na amostra; e

W_s é o peso seco do solo na amostra.

Amostras contendo apenas resíduo ($\chi = 100\%$) também foram ensaiadas para compor condição de contorno dos ensaios.

Foram realizados ensaios de compactação para as mencionadas amostras através dos quais constatou-se, em acordo com os estudos anteriores (CETIN et al. ,2006; EDINÇLILER et al. ,2010), que houve uma diminuição no peso específico seco do compósito conforme se observa na Figura 26.

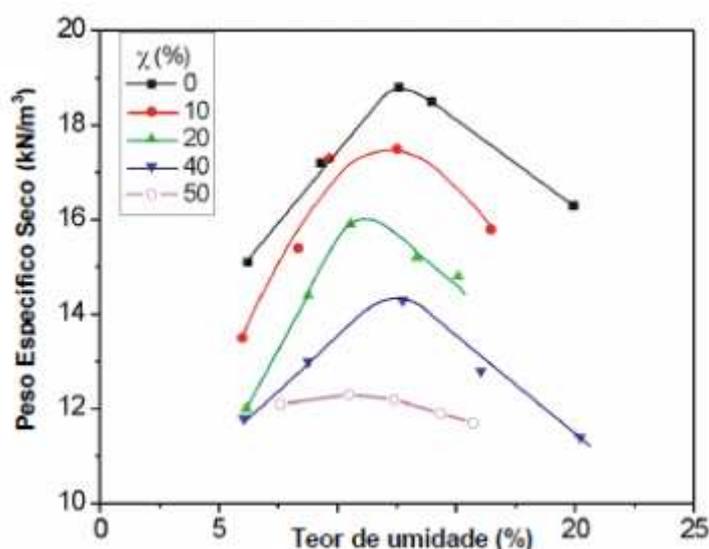


Figura 26 - Curvas de compactação do solo puro e das misturas de pneus (COSTA et al., 2012).

Em termos de resistência ao cisalhamento, os resultados obtidos mostram que as misturas, assim como o solo puro e a borracha pura, não apresentam picos nas curvas tensão versus deslocamento. Este resultado concorda com o observado por CETIN et al. (2006) nos seus experimentos. Destaque deve ser dado às envoltórias de resistência ao cisalhamento geradas a partir dos ensaios: a resistência aumenta com a incorporação de desbastes de pneus até uma porcentagem de 40%, em peso. Esta contribuição pode ser vista na Figura 27. Acima disso, a contribuição da borracha de pneumáticos passa a ser negativa. Ou seja, em se tratando de solo laterítico é possível incorporar uma quantidade maior de desbastes do que os solos estudados por CETIN et al. (2006) E EDINÇLILER et al. (2010). Os ensaios também apontam

uma tendência bem definida para o intercepto de coesão em função da quantidade de borracha incorporada. Observou-se que a coesão aumenta juntamente com a porcentagem de resíduo até $\chi=40\%$, a partir deste valor o efeito é contrário. Já o ângulo de atrito, conforme pode ser visto na Figura 28, não mostrou uma tendência bem definida em relação ao agregado pneumático.

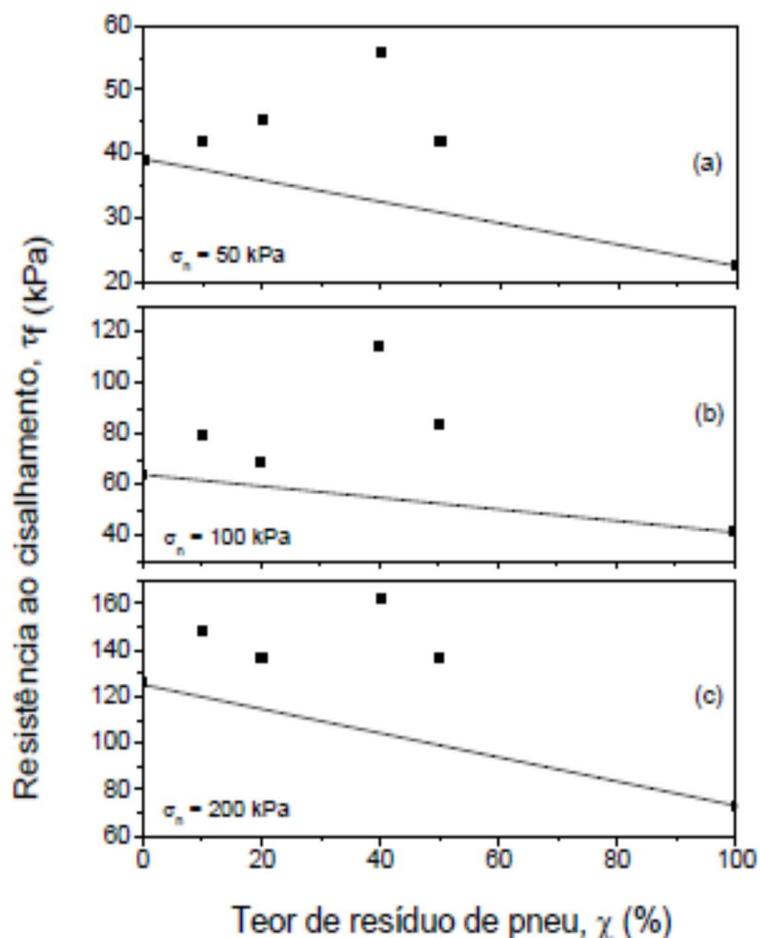


Figura 27 - Resistência ao cisalhamento versus teor de resíduo: a) tensão confinante de 50 kPa; b) tensão confinante de 100 kPa; c) tensão confinante de 200 kPa (COSTA et al., 2012)

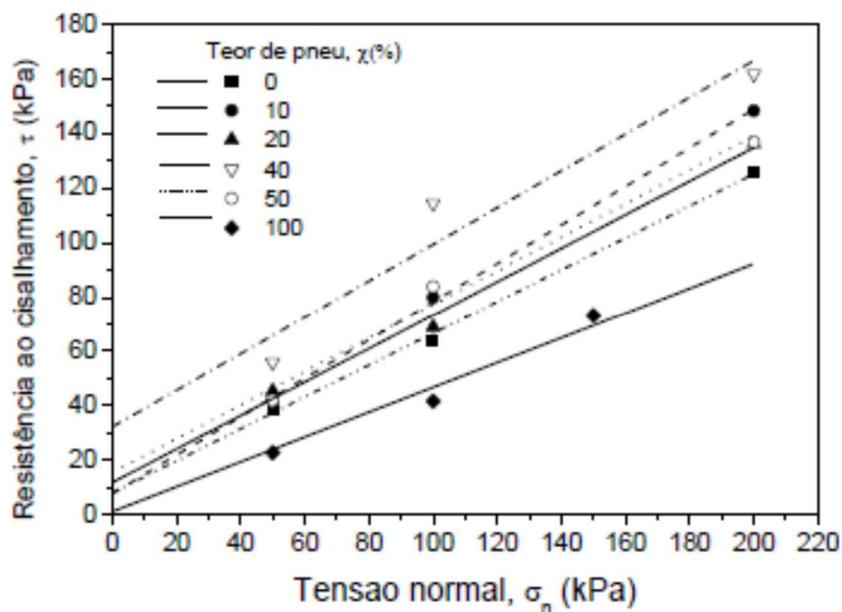


Figura 28 - Envoltórias de ruptura. (COSTA et al., 2012)

Voltando-se para o comportamento volumétrico das amostras, as amostras de referência (solo puro e desbaste de pneus puro) tiveram desempenhos bastante diversos. Para $\chi=0\%$ (solo puro), e tensões normais de 50 e 100 kPa, ocorre, em um primeiro momento, uma contração e posteriormente – com o aumento do deslocamento horizontal imposto – as amostras passam a se dilatar. Já para a tensão normal de 200 kPa, o comportamento volumétrico passa a ser apenas de contração. Este último comportamento foi observado para a mistura $\chi=100\%$ (resíduo de pneus puro) em todas as tensões normais as quais foram impostas.

As amostras contendo misturas dos dois materiais estudados possuíram um comportamento semelhante ao observado para o solo puro: dilatação sob baixas tensões normais e contração quando sujeitas à altas tensões normais.

Semelhante ao que fizeram COSTA et al. (2011), SZELIGA et al. (2012) realizaram um estudo sobre o comportamento de um solo tropical com a adição de borracha moída de pneumáticos inservíveis. Neste estudo foi tomada uma argila arenosa (CH, segundo SUCS) e incorporada a esta uma determinada quantidade de pó de borracha com o objetivo de avaliar sua influência nas propriedades geotécnicas do solo.

Não fica claro no estudo se a porcentagem de borracha incluída no solo é em relação ao seu peso ou ao seu volume, apenas registram-se as seguintes proporções de mistura: Solo 80% e Pneu 20%; Solo 70% e Pneu 30%; Solo 60% e Pneu 40%.

Amostras de solo puro e das misturas acima discriminadas foram submetidas aos ensaios de granulometria, limites de Atterberg (para o solo puro), ensaios de cisalhamento direto e de compactação. Os resultados apontam para uma convergência com o trabalho de COSTA et al. (2011). Verificou-se que o pó de pneumático influencia o comportamento geotécnico do solo, trazendo maiores benefícios quando incorporado à 40%. Foi nesta proporção que houve o maior ganho no ângulo de atrito. Observou-se, também, um pequeno ganho na coesão para todas as proporções. Os autores justificam esse comportamento pelo fato de que a borracha não possui propriedades de atração elétrica responsáveis pela coesão nas argilas. Outra justificativa é que o pó de borracha estudado possui uma granulometria semelhante a de uma areia mal graduada. Os ensaios de cisalhamento direto revelaram que não houve ruptura caracterizada por picos nas curvas tensão-deslocamento.

CASAGRANDE (2012) faz uma análise sucinta sobre os materiais inovadores aplicados para reforços de solo incluindo nesta categoria a utilização de pneus inservíveis, mesmo já existindo estudos e aplicações deste material há mais de 25 anos. Seu estudo se desenvolve sobre o compósito constituído de borracha moída de pneus, com aspecto granular ($D_{50} = 1,0$ mm), e uma argila arenosa de média plasticidade cujo peso específico real dos grãos igual a $26,5$ kN/m³.

O limite de liquidez, o limite de plasticidade e o índice de plasticidade da argila foram: 53%, 39% e 14%, respectivamente. A análise granulométrica do pneu moído mostrou que há uma predominância de partículas com tamanhos correspondentes à fração areia. Os teores incorporados de 10%, 20%, 30% e 40% de borracha moída de pneus foram aplicados em relação ao peso.

Para o solo estudado por CASAGRANDE (2012), foram realizados ensaios de compressão triaxial adensados drenados (CD) utilizando um carregamento estático. Através dos ensaios CD verificou-se que a resistência de pico (curva tensão-deslocamento) dos compósitos é atingida a maiores deslocamentos que o solo puro.

Outra variável importante é a tensão de confinamento. Para tensões acima de 200kPa ocorre uma diminuição abrupta da resistência ao cisalhamento, no caso da argila estudada. A autora supõe que este fenômeno ocorra em função da restrição da deslocamento volumétrico, condição que seria necessária para ativar a resistência à tração da borracha. Contudo, o deslocamento volumétrico dilatante impõe o rolamento das partículas de solo uma sobre as outras, contando com uma influência muito pequena do elemento fibroso. Intuitivamente pode-se afirmar que quanto maior a tensão confinante, maior é a tensão na interface partícula de solo-fibra de borracha. Daí, sabendo que a tensão nos contatos é muito superior à tensão nominal aplicada, é possível que as partículas de solo promovam quebra na ancoragem da fibra, passando esta a agir como facilitadora do deslocamento relativo entre as partículas de solo, sendo crítica na zona de cisalhamento. Como consequência, ocorre uma severa queda na resistência ao cisalhamento do compósito. O teor ótimo de borracha ao para o reforço do solo estudado situou-se entre 10% e 20%, utilizando tamanhos de borracha entre 0,5 e 2 mm. Importante observar que o estudo não leva em consideração a importância da relação dimensional entre a espessura e o comprimento das fibras/partículas de borracha.

CAPÍTULO 3

MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 – Materiais

Com o objetivo de conhecer o comportamento do compósito solo laterítico - resíduo de pneu quanto às suas características geotécnicas, capacidade de carga, e ISC, planejou-se a execução de ensaios pertinentes a cada comportamento de interesse. Para isto, utilizou-se os materiais fisicamente caracterizados por (FRANCO, 2012), a saber: solo laterítico, retirado da estrada de Pium, Parnamirim/RN (coordenadas: latitude $-5^{\circ} 58' 56.7732''$, longitude $-35^{\circ} 7' 33.4272''$); e borracha de pneus fornecida pela Pinheiro Renovadora de Pneus, localizada na cidade de Natal/RN, subproduto da recapagem de pneumáticos, já triturada, assumindo forma fibrilar dentro da dimensão classificada como desbaste de pneus (ASTM D 6270), sem fios de aço, com espessura média equivalente a 1,6mm e relação dimensional média igual a 3. A Figura 29 mostra a foto do local onde o solo foi retirado.



Figura 29 - Local onde foi retirado o solo para estudo.

As características físicas do solo foram obtidas com base em resultados de testes normatizados – análise granulométrica conjunta, limites de consistência, massa

específica dos sólidos, difratometria e fluorescência de raios X. Além destes, FRANCO (2012) executou ensaios de compactação para o solo puro, borracha pura e para as misturas, com proporção de borracha incorporada, de 10%, 20%, 40% e 50%, em relação ao peso do solo. Os resultados obtidos por FRANCO (2012), no que diz respeito a compactação, podem ser vistos na Figura 26. Estes resultados são a base dos estudos desenvolvidos neste trabalho, servindo como parâmetros de entrada para a execução dos ensaios propostos.

3.2 – Métodos

Para a consecução dos objetivos deste trabalho é necessária a realização de ensaios que forneçam dados que consigam descrever as características geotécnicas do compósito em estudo, além do seu comportamento quanto a capacidade de carga. Neste sentido, foram planejadas e executadas provas de carga em placa e Índice de Suporte Califórnia (ISC).

Além disto, previsões de capacidade de carga teórica também foram feitas. Para tanto, foram utilizados os dados de cisalhamento direto desenvolvidos por FRANCO (2012), aplicados à formula de Terzaghi (1943, apud Cintra *et al.*, 2011) com as proposições de Vesic (1975, apud Cintra *et al.*, 2012).

No Capítulo 5 será apresentado uma análise comparativa destes resultados.

3.2.1 Ensaios

3.2.1.1 - Granulometria, compactação e limites de consistência

Com o objetivo de assegurar que o material utilizado nesta pesquisa tenha correspondência com o caracterizado por FRANCO (2012), além da coleta do material na mesma fonte, procedeu-se ensaios de peneiramento e a determinação dos limites de consistência do solo a ser utilizado neste estudo. Quanto a granulometria dos materiais, foram realizados dois ensaios: um para o solo puro e outro para o desbaste de pneu, seguindo-se as recomendações da NBR 7181 Em cada caso foi pesado 1 kg de material e posto em um peneirador elétrico contendo as peneiras #4, #10, #16, #30, #40, #50, #100 e #200. Ao final do peneiramento, o material retido em cada peneira foi pesado. Com os pesos por peneira, pôde-se determinar a porcentagem

que passa em cada uma delas e, conseqüentemente, obter a curva de distribuição do tamanho das partículas. Além disso, para o solo puro procedeu-se também à sedimentação.

Os limites de liquidez e plasticidade foram determinados apenas para o solo, seguindo as recomendações de execução das normas da ABNT 6459 e 7180. No decorrer do ensaio de ISC, um novo estudo sobre a compactação foi realizado.

3.2.1.2 – Provas de carga em placa.

O objetivo da realização do ensaio de prova de carga em placa é avaliar a resistência oferecida por um modelo de aterro, utilizando as diversas proporções de mistura em relação ao solo puro, estando submetido a uma carga estática simulando a “pegada” de um pneu carregado por um eixo pertencente a um veículo de carga. Os resultados serão apresentados em gráficos tensão versus recalque possibilitando comparar os desempenhos dos compósitos entre si e dos compósitos contra o aterro de referência (solo puro).

Este processo foi realizado para as proporções de mistura de resíduo de pneus em relação ao solo laterítico iguais a $\chi = 0\%$, $\chi = 10\%$, $\chi = 20\%$ e $\chi = 40\%$ calculados pela Equação 3.1:

$$\chi = \frac{W_{tb}}{W_{tb} + W_s} \quad (3.1)$$

em que:

χ é a porcentagem de desbastes incorporada à amostra;

W_{tb} é o peso dos desbastes de pneus na amostra; e

W_s é o peso do solo na amostra.

O estudo desenvolveu-se utilizando um modelo de um aterro rodoviário, constituído pelos seguintes elementos: uma caixa metálica reforçada medindo 1,40 m x 1,40 m x 0,80 m, mostrada na Figura 30; solo laterítico; e desbastes de pneus.

A caixa metálica foi confeccionada com chapas de aço reforçado, possuindo um assoalho e quatro paredes. Todas as suas ligações são feitas através de parafusos. Sua montagem prevê a instalação de um pórtico, parafusado às paredes da caixa, o qual foi responsável por proporcionar, juntamente com o corpo solidarizado do elemento confinante, a capacidade reativa para o esforço exigido na execução do ensaio de placa. A Figura 30 mostra a caixa metálica montada e preparada para o ensaio.



Figura 30 - Modelo de aterro.

A utilização da caixa metálica reforçada tem o objetivo de simular o confinamento ao qual o solo estaria submetido nas condições de campo. O modelo do aterro é obtido através da compactação de quatro camadas com altura de 0,15 m, cada.

A energia empregada neste processo é a Proctor Normal. A compactação do solo foi planejada para ser executada de forma manual, utilizando um malho de seção quadrada com peso de 0,2 kN, lançado a 0,25 m de altura. A Figura 31 representa o método de compactação utilizado neste estudo. Para cada camada foram necessários 1080 (mil e oitenta) golpes uniformemente distribuídos para se atingir a energia Proctor Normal. No entanto, em virtude da dificuldade de compactação dos compósitos com $\chi =$ a 20% e 40% houve a necessidade de aplicação de um maior

número de golpes ($\chi=20\%$) e a utilização de uma placa vibratória ($\chi=40\%$) com o objetivo de alcançar um grau de compactação de, pelo menos, 90%.

A Figura 32 mostra, em corte, as dimensões da caixa confiante e das camadas do modelo de aterro.

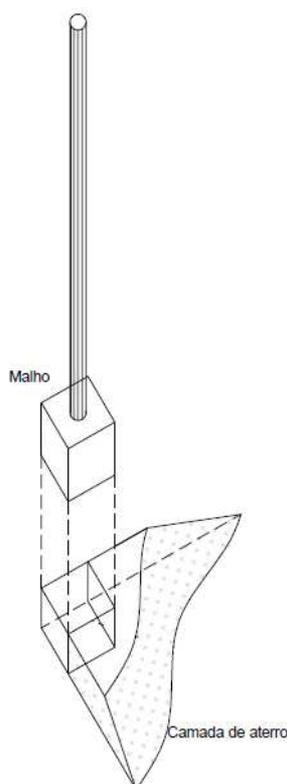


Figura 31 – Malho utilizado

A aprovação de cada camada está condicionada ao atendimento de um grau de compactação igual ou superior a 90%, em relação aos valores de densidade seca máxima, obtidas por Franco (2012). A verificação deste critério se deu através de ensaios de densidade “in situ”. Três destes ensaios foram realizados a cada camada, em posições aleatórias e não coincidentes com as camadas adjacentes, preservando o centro da caixa. A Figura 33 mostra um esquema de posicionamento dos furos do ensaio de densidade “in situ” para as camadas pares e ímpares.

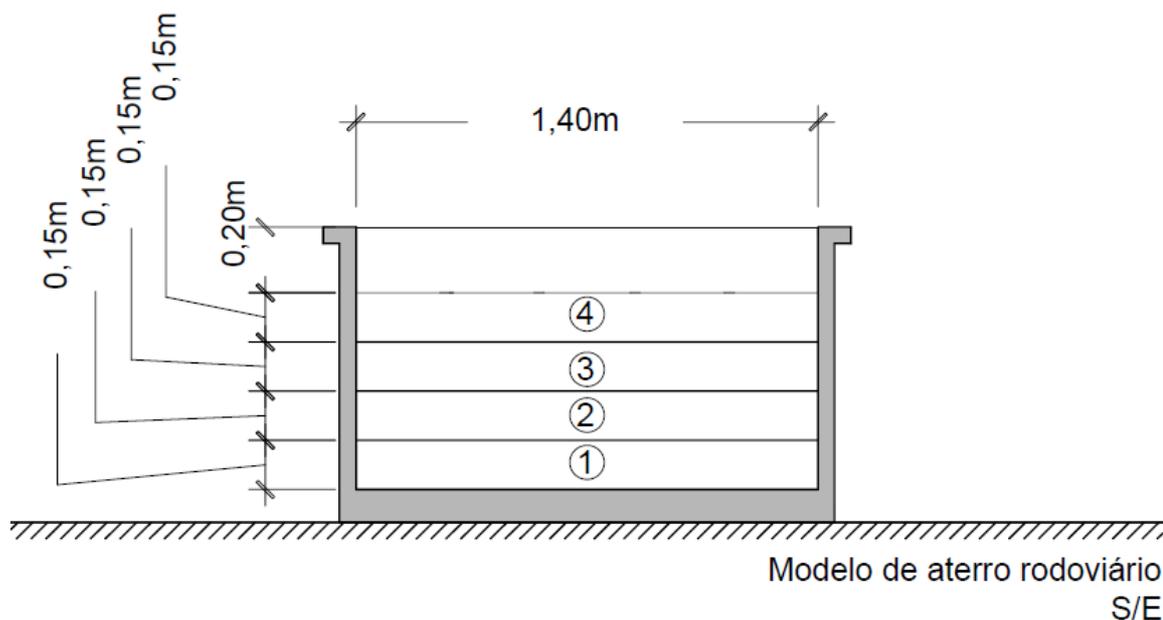


Figura 32 - Corte transversal esquemático do modelo de aterro: medidas (em metros) e numeração das camadas de material compactado.

As camadas que não atingiram o grau de compactação mínima de 90% com a aplicação de energia utilizando o malho foram reprovadas e recompactadas utilizando uma placa vibratória. Para isso, após a mistura do material dentro da sua umidade ótima e posterior lançamento dentro da caixa confinante, a placa vibratória foi utilizada durante o período de tempo necessário para a compactação máxima possível. A placa utilizada possui potência de 5,5 HP, velocidade de vibração de 5800 rpm e peso de 88Kg.

Após concluída a fase de compactação com a aprovação das camadas, promoveu-se a saturação do solo com o objetivo de eliminar os efeitos da sucção matricial nos resultados de prova de carga. Para tanto, realizaram-se furos verticais para acelerar o processo de saturação. A abertura dos furos foi feita utilizando um trado manual, resultando em um diâmetro de 30mm. O processo de saturação foi por 72 horas. Em seguida foi permitida a drenagem do excesso de água durante 24 horas. A Figura 34 mostra, em planta e em corte, a localização dos furos verticais e sua extensão ao longo do aterro. A Figura 35 mostra o aterro submerso.

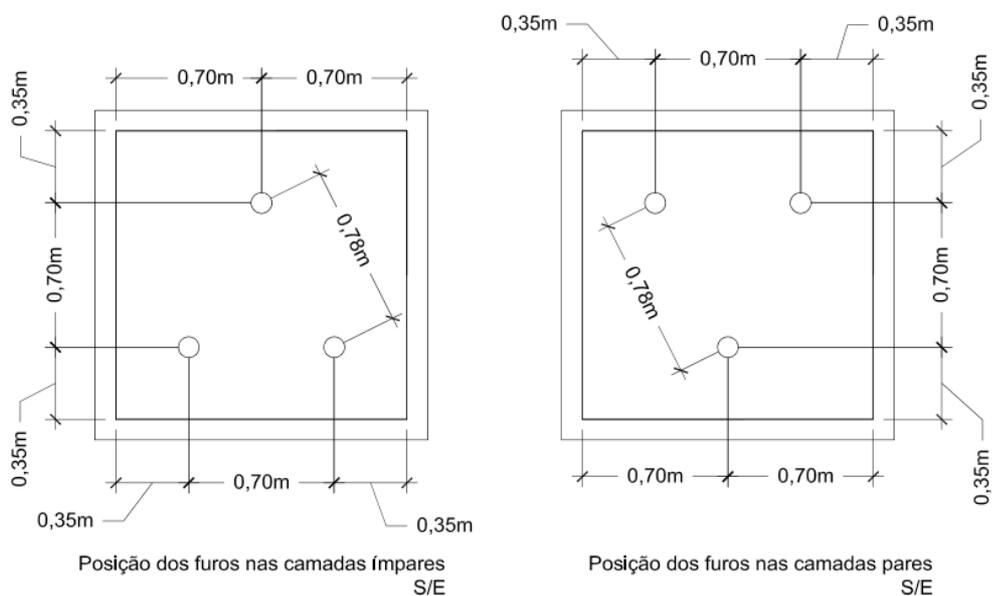


Figura 33 – Esquema de posicionamento dos furos dos ensaio de densidade “in situ” para camadas pares e ímpares.

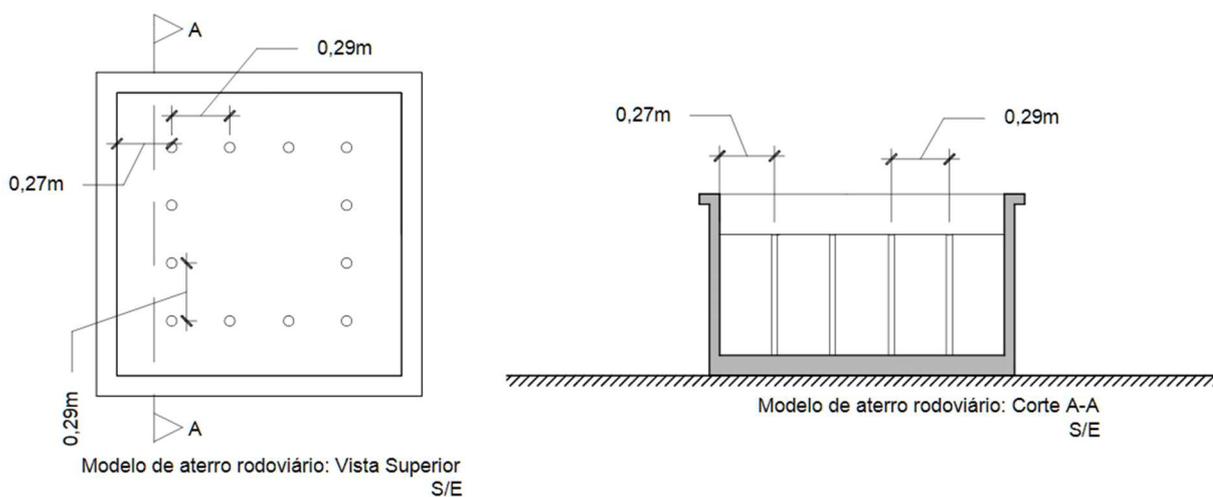


Figura 34 - Esquema do posicionamento dos furos verticais para auxílio da saturação.



Figura 35 – Aterro submetido à saturação.

O passo seguinte foi a instalação dos equipamentos necessários ao ensaio de prova de carga. Para tanto, utilizou-se uma placa metálica rígida circular com $0,071\text{m}^2$ de área (diâmetro de $0,30\text{ m}$), um cilindro hidráulico com capacidade de 50 toneladas, extensômetros com precisão de $0,01\text{ mm}$ e curso de 50mm , célula de carga com capacidade de 50t ligada a um computador, o sistema de aquisição de dados modelo Spider, de fabricação da HBM, todos respectivamente mostrados nas Figuras 36 a 40.



Figura 36 - Placa metálica rígida com diâmetro de $0,30\text{m}$.



Figura 37 - Cilindro hidráulico com capacidade de 50 toneladas.



Figura 38 - Extensômetros magneticamente ligado ao cilindro hidráulico.



Figura 39 - Célula de carga.



Figura 40 - Spider e computador com software.

A montagem do aparato se deu da seguinte maneira:

- i. planificação da superfície do aterro que terá contato com a placa rígida;
- ii. posicionamento da placa rígida sobre a superfície nivelada;
- iii. posicionamento do cilindro hidráulico sobre a placa;
- iv. posicionamento da célula de carga sobre o cilindro hidráulico;
- v. fixação do pórtico para a reação à carga imposta ao aterro;
- vi. eliminação da distância entre os equipamentos e o pórtico;
- vii. ligação da célula de carga ao “spider”;
- viii. ligação do “spider” ao computador;
- ix. posicionamento das vigas de referência e posicionamento dos extensômetros.

Esta disposição é mostrada no esquema da Figura 41 onde se pode observar, em corte, os equipamentos utilizados no ensaio.

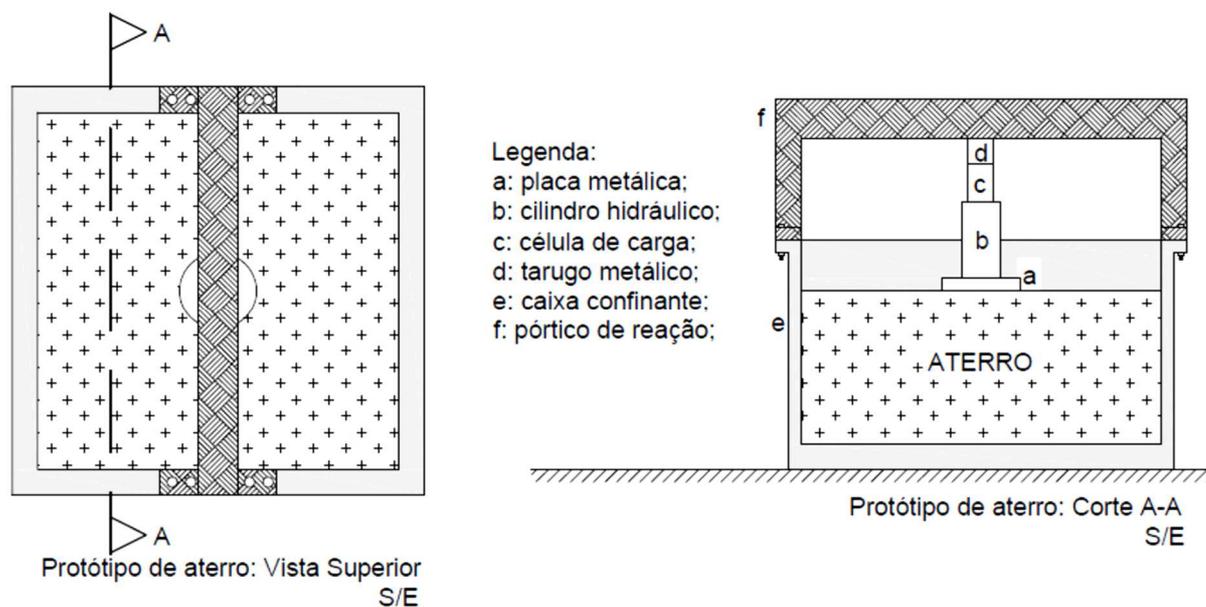


Figura 41 - Esquema de instalação dos equipamentos para ensaio de capacidade de carga.

O nivelamento da superfície do aterro é importante para que a carga seja homogeneamente aplicada no solo. Do contrário as tensões iriam atuar de forma a simular momentos, falseando o desempenho para as condições estudadas.

A placa metálica rígida circular foi posicionada no centro do aterro. Considerando que o ensaio ocorre em um local confinado, se fez necessário verificar a influência da interação entre as paredes da caixa e o solo quanto a resistência deste. Segundo COSTA (1999) para que os efeitos de borda não sejam significativos, a placa deve estar posicionada a uma distância mínima de dois diâmetros. Possuindo a placa um diâmetro de 0,30m e a caixa, 1,40m, a distância entre o centro da placa e a borda equivale a 2,33 diâmetros, superando o mínimo necessário para desconsiderar os efeitos de borda.

Para a garantia da reação à carga aplicada pelo cilindro hidráulico, montou-se um pórtico metálico sobre as paredes da caixa. A solidarização entre estas duas estruturas (feita através de parafusos) permite que a carga aplicada no aterro possa ser transferida para a caixa metálica. Enquanto o solo recebe tensão, o conjunto reativo tende, em último nível, a deformar-se em três pontos principais: no pórtico de reação, na ligação pórtico-caixa e no assoalho da caixa. Dentro desta ótica é importante, para a correta aquisição dos dados, que o conjunto reativo possua um dimensionamento o qual permita assumir que a estrutura não deforma durante a

aplicação da carga sobre o aterro. O esquema de transmissão de esforços é apresentado na Figura 42, sendo a reação ao esforço aplicado no aterro pelo cilindro hidráulico e distribuída para a caixa através do pórtico.

Na sequência de montagem é a vez de posicionar o cilindro hidráulico. Este equipamento foi montado sobre o centro da placa metálica que também está alinhada com o pórtico. Este alinhamento é fundamental para que não ocorram efeitos de excentricidade de carga, prejudicando os resultados do estudo. A aplicação da carga se deu através de uma bomba manual e foi controlada com as informações advindas da célula de carga e visualizadas através do software de aquisição de dados (Catman).

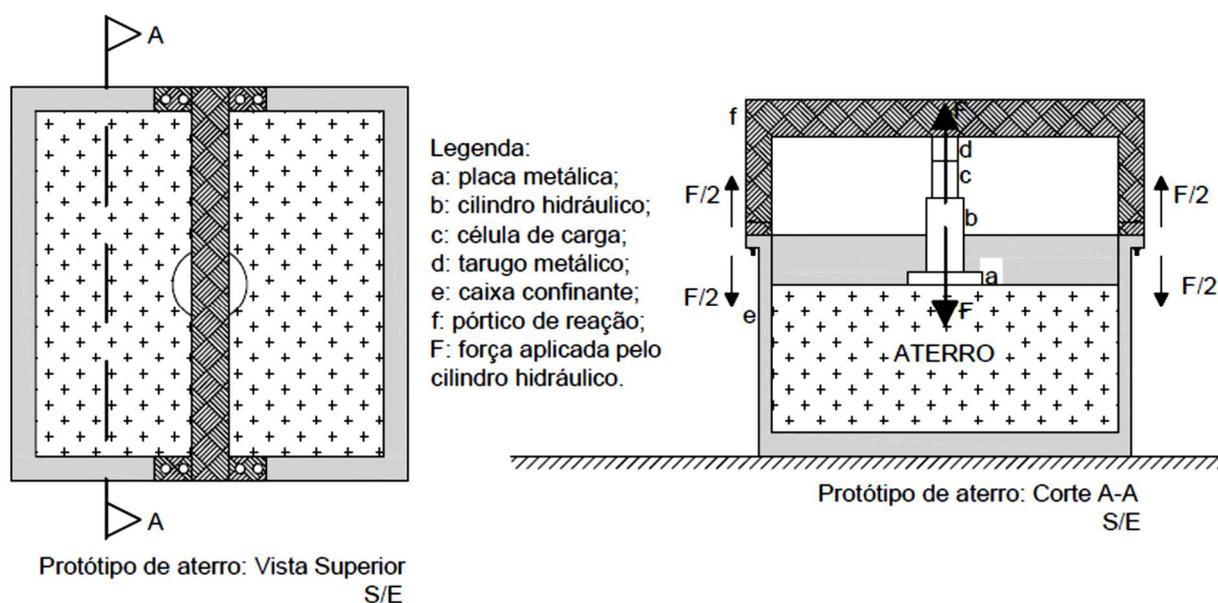


Figura 42 - Esquema de contenção do aterro e da atuação do pórtico de reação.

A célula de carga, montada sobre o macaco hidráulico, igualmente alinhada axialmente com as peças do ensaio já instaladas, foi responsável por informar, junto com o sistema de aquisição de dados e o software de computador, qual a carga que está sendo aplicada no aterro. A ligação entre estes três equipamentos se deu da seguinte maneira: a célula de carga foi ligada à unidade de aquisição de dados e este a um computador através de cabos lógicos apropriados. O programa registra a carga em toneladas e o horário correspondente da sua aplicação.

Mesmo quando estes equipamentos são montados uns sobre os outros a altura combinada não é suficiente para “calçar” o pórtico de reação. Desta forma, foi necessário fazer uso de tarugos metálicos como complemento.

A etapa seguinte de montagem foi o posicionamento dos extensômetros. Foram utilizados quatro extensômetros com precisão de leitura de 0,01mm e curso de 50mm. Estes equipamentos foram acoplados a suportes magnéticos, que por sua vez eram fixados no corpo do cilindro hidráulico, conforme pode ser visto na Figura 43. Cada par de extensômetros foi posicionado no corpo do cilindro hidráulico de forma a ficarem diametralmente opostos entre si, e perpendiculares em relação ao outro par. Para proporcionar um referencial inicial de medição de deslocamentos, foram utilizadas duas vigas de madeira, posicionadas paralelamente ao pórtico de reação, apoiadas sobre as paredes da caixa confinante. Os extensômetros foram zerados na superfície das peças de madeira. A Figura 43 mostra a os extensômetros instalados no aparato.



Figura 43 - Fixação e posicionamento dos extensômetros em relação às vigas de referência.

Antes de iniciar o ensaio, foi estabelecido o limite para o seu fim: um recalque de 25mm ou o dobro da capacidade de carga teórica (conforme está estabelecido na norma ABNT 6489/84. Em decorrência disto determinou-se que os estágios de carregamento seriam de 15 kN. Foram adotados os tempos de medição de recalque iguais a 0, 1, 2, 4, 8, 15 minutos para cada estágio de carregamento. Os recalques de

estabilização dos estágios foram aqueles tomados aos 15 minutos após o início da aplicação da carga. Os descarregamentos foram feitos em três ou quatro estágios.

Cada ensaio contou com dois operadores: um para aplicação manual da carga e sua manutenção a cada estágio, chamado de operador de carga; e outro operador responsável pela leitura dos extensômetros e pelo controle do tempo entre medições, chamado de operador de leitura.

O operador de carga foi responsável por verificar a carga aplicada no aterro através das informações fornecidas pelo software “catman”. O incremento e a manutenção da carga é feito de forma manual. Desta sorte, o ajuste da força exercida pelo cilindro hidráulico ao necessário para o atingimento e manutenção de cada estágio de carregamento fica por conta deste operador. O mesmo acontecia na fase de descarregamento. Ao final do ensaio o software exporta uma matriz relacionando o tempo à carga durante o ensaio.

Já o operador de leitura é o responsável pelas leituras dos 04 extensômetros envolvidos no ensaio, a cada estágio de carregamento. Além disto, este operador controla o tempo entre medições e, conseqüentemente, entre estágios de carregamento. Por simetria, a mesma responsabilidade lhe recaia durante a fase de descarregamento. Os seus apontamentos continham as seguintes informações: leituras iniciais de cada extensômetros; designação dos estágios de carregamento e de descarregamento; leitura de todos os extensômetros nos tempos de 0, 1, 2, 4, 8 e 15 minutos para cada estágio.

Após o tratamento das informações obtidas foi possível construir as curvas tensão-recalque para cada compósito ensaiado. Um total de quatro aterros foram simulados e submetidos a prova de carga. Os resultados e suas discussões serão apresentados nos Capítulos 4 e 5.

3.2.1.3 – Previsão de capacidade de carga

Uma das formas mais usuais de previsão da capacidade portante de um geomaterial é a utilização de formulações matemáticas consagradas na literatura. Sabendo que a grande maioria dos métodos de previsão de capacidade de carga não

foram desenvolvidos para os solos tropicais, é importante que haja uma comparação entre os seus resultados e os encontrados de forma experimental.

Foi feita uma previsão da capacidade de carga do solo e dos compósitos utilizando a equação de Terzaghi (1943, apud Cintra *et al.*, 2011) com as proposições de Vesic (1975, apud Cintra *et al.*, 2011). Os dados de entrada utilizados foram as condições e equipamentos utilizados no ensaio de prova de carga em placa (sapata com área de contato com o solo/compósito na forma circular, apoiada sem embutimento no maciço), além do intercepto de coesão e ângulo de atrito obtidos por FRANCO (2012) através de ensaios de cisalhamento direto.

3.2.1.4 – Índice de Suporte Califórnia – ISC

Quando se pensa em material para rodovia, uma das relações mais importantes a conhecer é o Índice de Suporte Califórnia - ISC. Assim, diante de sua grande importância, foram obtidos valores de ISC para o solo de referência e, também, para todos os teores de mistura de acordo com os procedimentos da norma NBR 9895/87.

O solo foi coletado em sacos plásticos e levado ao laboratório. Após a separação da quantidade a ser utilizada, o material foi deixado ao sol para que fique em umidade ambiente.

Após a secagem, o material foi peneirado (peneiras 1", 3/8", n°4, n°10, n°40, n°200) e preparado para a moldagem dos corpos-de-prova. Para isto, o material recebeu uma quantidade de água necessária ao atingimento de, aproximadamente, uma umidade 5% abaixo da umidade ótima presumível. Em seguida promoveu-se a homogeneização do material e a sua compactação no molde cilíndrico determinado pela NBR 9895/87. A Figura 44 mostra o momento da compactação e o material utilizado.

O corpo-de-prova foi compactado em cinco camadas utilizando a energia de Proctor Normal, cada uma recebeu 12 golpes do soquete padrão, distribuídas uniformemente sobre sua superfície. Na transição entre as mesmas foi feita uma leve escarificação com o objetivo de unir as camadas vizinhas.

Ao final de cada compactação, a superfície do corpo-de-prova foi rasada com o auxílio de uma régua biselada e então, através da pesagem, foi obtida a massa úmida do solo compactado.



Figura 44 - Compactação do corpo-de-prova.

Esse processo foi repetido mais quatro vezes para a obtenção da curva de compactação, apresentada e discutida no Capítulo 4.

Para a determinação da expansão do solo de referência e dos compósitos foi imposta uma carga de 4540g aos corpos-de-prova moldados e, após posicionados os extensômetros e tomada sua leitura inicial, as amostras compactadas foram imergidas em água por quatro dias consecutivos. As leituras de expansão foram tomadas com intervalos de 24 horas. A Figura 45 mostra parte dos corpos-de-prova no tanque de imersão.

Após o término das medidas de expansão, o corpo de prova foi tirado da imersão. Aguardou-se a drenagem de parcela da água contida nos corpos de prova por 15 (quinze) minutos. Depois disto, o corpo de prova está pronto para a penetração. Nesta etapa, com a amostra ainda dentro do molde cilíndrico, aplicou-se a mesma sobrecarga que foi imposta durante o ensaio de expansão.



Figura 45 - Corpo-de-prova imerso em tanque com água para retirar as medidas de expansão.

Na sequência, o conjunto foi colocado no prato da prensa e procedeu-se ao assentamento do pistão de penetração no solo. O controle da carga era dado pela observação do ponteiro do extensômetro que pertence ao anel dinanométrico. A Figura 46 mostra o corpo de prova posicionado sobre o prato da prensa.



Figura 46 - Corpo-de-prova preparado e instalado na prensa.

Depois da acomodação do pistão, o extensômetro conjugado ao anel dinanométrico for zerado e o ensaio, iniciado. Neste momento impõe-se à prensa uma

velocidade de 1,27mm/min. Assim, medições eram feitas a cada intervalo de tempo – determinado pela norma – registrando-se a leitura do extensômetro (em milímetros), a carga (em Newtons) e a pressão (em MPa).

Com os dados colhidos construiu-se uma curva que relaciona a pressão aplicada pelo pistão e sua correspondente penetração no solo/compósito. Quando as curvas apresentam um ponto de inflexão se faz necessária a realização de uma correção, no entanto, conforme apresentado no Capítulo 4, nenhuma das curvas possui inflexão, permitindo a retirada direta dos valores para o cálculo do Índice de Suporte Califórnia. O ISC é calculado através da equação 3.2:

$$ISC(\%) = \frac{\textit{pressão calculada ou corrigida}}{\textit{pressão padrão}} \times 100 \quad (3.2)$$

Segundo a NBR 9895, deve-se adotar o maior valor de ISC correspondente às penetrações do pistão de 2,54mm e 5,08mm.

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS**4.1 - Granulometria, compactação e limites de consistência**

São apresentadas, nas Figuras 47 e 48, as curvas granulométricas correspondentes ao solo e aos desbastes de pneus utilizados neste estudo, respectivamente. A Tabela 2 apresenta o diâmetro médio das partículas (D50), classificação do solo segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), o coeficiente de não uniformidade (C_u) e o coeficiente de curvatura (C_c), para o solo.

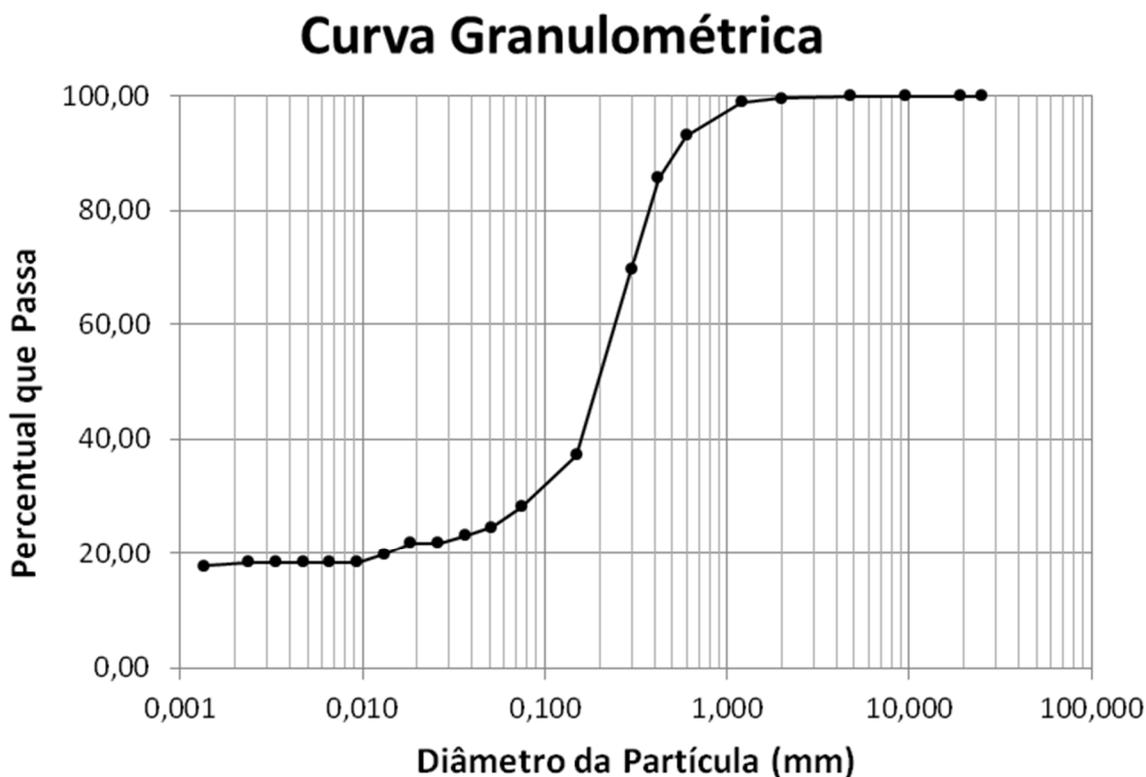


Figura 47 – Curva granulométrica do solo laterítico utilizado neste trabalho (autor)

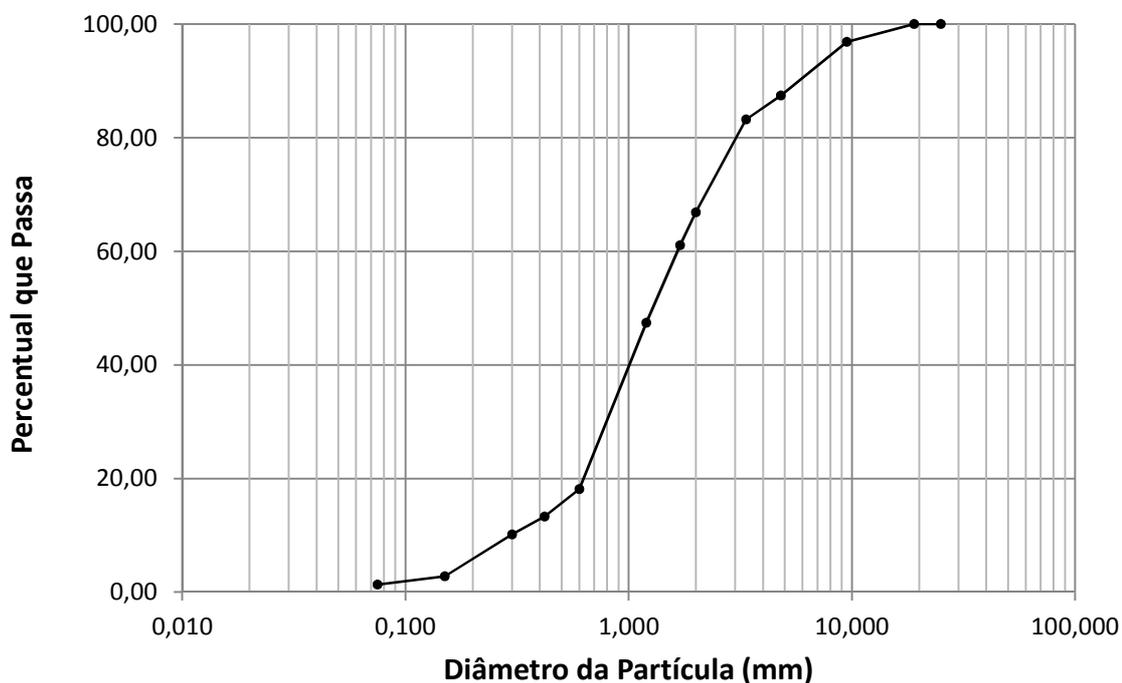


Figura 48 – Curva granulométrica do desbaste de pneu utilizado neste trabalho.

Tabela 2 – parâmetros obtidos a partir dos ensaios de peneiramento do solo laterítico e dos desbastes de pneus.

Parâmetro	Solo laterítico	Desbastes de pneus
D ₅₀	0,2mm	1,3 mm
C _c	83	--
C _u	1,4	--
Classificação SUCS	SC	--

Na sequência foram desenvolvidos ensaios de compactação. A Figura 49 mostra as curvas de compactação obtidas neste estudo. A Tabela 3 reúne os valores de umidade ótima e de peso específico seco para cada teor de mistura.

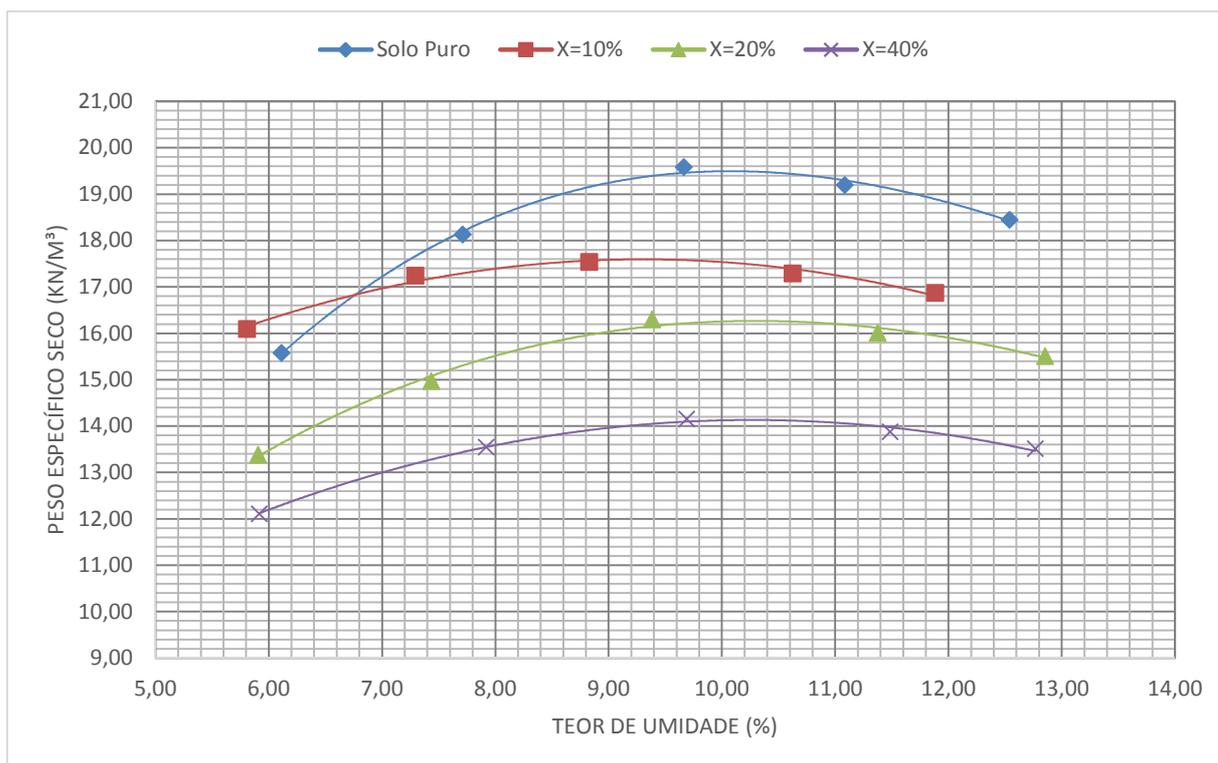


Figura 49 - Resultados dos ensaios de compactação feitos para o solo puro e para os compósitos, nos teores investigados.

Tabela 3 - Parâmetros obtidos nos ensaios de compactação para o solo puro e para os compósitos.

Série	$W_{ot.}$	γ_d
$\chi = 0\%$	9,80%	19,60 kN/m ³
$\chi = 10\%$	8,80%	17,60 kN/m ³
$\chi = 20\%$	9,90%	16,28 kN/m ³
$\chi = 40\%$	10,00%	14,20 kN/m ³

A Tabela 4 mostra os valores de limite de liquidez, limite de plasticidade e do índice de plasticidade, para o solo puro. Os resultados encontrados foram próximos dos verificados por FRANCO (2012).

Tabela 4 – Parâmetros obtidos nos ensaios de limite de liquidez, limite de plasticidade e do índice de plasticidade.

Parâmetro	Resultados
Limite de liquidez	20,60%
Limite de plasticidade	14,05%
Índice de plasticidade	6,55%

4.2 – Resultados dos ensaios de prova de carga sobre placa.

4.2.1 – Resultados individualizados dos ensaios de prova de carga em placa

Este tópico cuidará em apresentar, de forma individualizada, os resultados das provas de carga executadas para os teores de mistura iguais a $\chi = 0\%$, 10%, 20% e 40%.

Foram feitos três ensaios de densidade “in situ” para cada camada executada com o objetivo de verificar o grau de compactação atingido (GC). A Tabela 5 apresenta os GC's médios obtidos em todas as camadas executadas.

Tabela 5 – Grau de compactação médio por camada de aterro.

χ (%)	Camada	Grau de Compactação Médio
0%	1	95%
	2	98%
	3	95%
	4	96%
10%	1	96%
	2	97%
	3	95%
	4	95%
20%	1	97%
	2	96%
	3	95%
	4	97%
40%	1	96%
	2	95%
	3	95%
	4	93%

Será mostrado nos próximos tópicos uma figura contendo o resultado do ensaio, para o seu respectiva dosagem, juntamente com uma tabela que detalhará os valores de tensão e deslocamento obtidos em cada estágio de carregamento.

4.2.1.1 - Resultado do ensaio de capacidade de carga para o teor de mistura $\chi = 0\%$ (amostra de referência)

A Figura 50 mostra a curva tensão-recalque para a amostra de referência ($\chi=0\%$). O ensaio de prova de carga sobre placa metálica rígida se desenvolveu utilizando seis estágios de carregamento e quatro de descarregamento. A tensão máxima atingida neste ensaio foi de 1266kPa, correspondendo a um recalque de 93,3mm. A fase de descarregamento revelou a magnitude dos deslocamentos plásticos e elásticos, sendo o deslocamento plástico predominante conforme detalhado adiante.

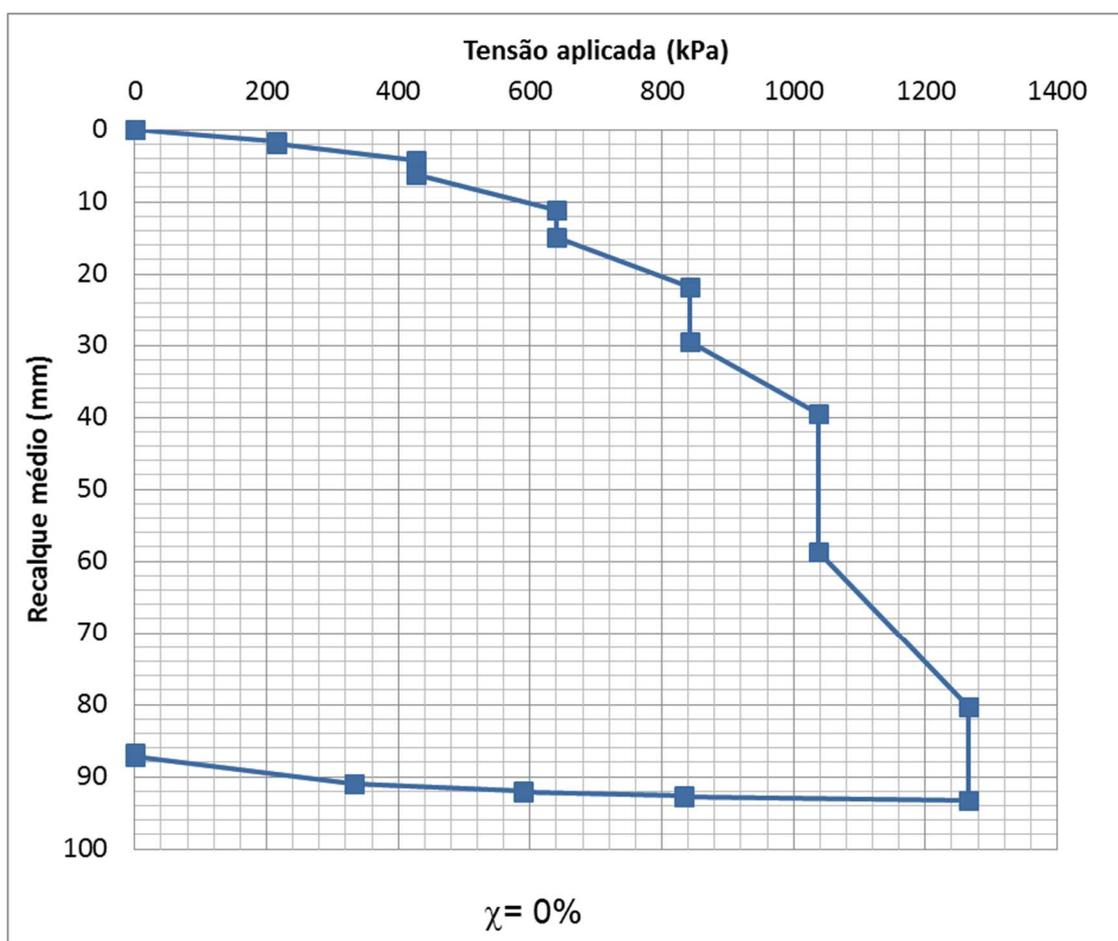


Figura 50 – Curva tensão-recalque para $\chi=0\%$ (solo puro).

A Tabela 6 apresenta os deslocamentos ocorridos durante cada estágio de carregamento e na transição entre estágios. É mostrada a relação entre o estágio do ensaio com os seguintes parâmetros: a fase de aplicação de carga (carregamento/descarregamento), a tensão exercida pela placa, além das medições de recalque (no próprio estágio, entre estágios e o recalque acumulado).

Tabela 6 – Apresentação dos recalques em cada estágio do ensaio, entre estágios e acumulados, relacionados com suas respectivas fases e tensões de carregamento para $\chi=0\%$.

Estágio / Entre estágios	Fase do ensaio	Tensão (kPa)	Deslocamento no estágio (mm)	Deslocamento entre estágios (mm)	Recalque acumulado (mm)
00	Início	0	0		0
00 ao 01	Carregamento	0 - 215		1,62	1,62
01	Carregamento	215,00	0,31		1,93
01 ao 02	Carregamento	215 - 427		2,31	4,24
02	Carregamento	427,00	2,00		6,23
02 ao 03	Carregamento	427 - 640		4,95	11,18
03	Carregamento	640,00	3,70		14,88
03 ao 04	Carregamento	640 - 843		6,97	21,85
04	Carregamento	843,00	7,66		29,51
04 ao 05	Carregamento	843 - 1038		9,96	39,47
05	Carregamento	1038,00	19,18		58,65
05 ao 06	Carregamento	1038 - 1266		21,67	80,32
06	Carregamento	1266,00	13,02		93,34
06 ao 07	Descarregamento	1266 - 833		-0,55	92,79
07	Descarregamento	833,00	-0,13		92,67
07 ao 08	Descarregamento	833 - 590		-0,56	92,10
08	Descarregamento	590,00	-0,13		91,97
08 ao 09	Descarregamento	590 - 333		-0,97	91,00
09	Descarregamento	333,00	-0,09		90,91
09 ao 10	Descarregamento	333 - 00		-3,72	87,19
10	Descarregamento	0,00	-0,45		86,75

Analisando o resultado verificou-se que o deslocamento mais acentuado ocorreu na passagem do estágio cinco para o estágio seis. A grande maioria dos deslocamentos ocorridos foram de natureza plástica (86,75mm) representando 93% do total do recalque. O deslocamento elástico verificado foi de 6,59mm, correspondendo a 7% em relação a todo o recalque ocorrido durante o ensaio.

4.2.1.2 - Resultado para o teor de mistura $\chi = 10\%$

A Figura 51 mostra o resultado do ensaio de capacidade de carga para o compósito com teor de mistura $\chi=10\%$. O ensaio desenvolveu-se utilizando sete estágios de carregamento e quatro estágios na fase de descarregamento. A tensão máxima atingida neste ensaio foi de 743kPa, correspondendo a um recalque máximo de 44,31mm. Durante a fase de descarregamento os deslocamentos plásticos e elásticos se manifestaram, sendo o deslocamento plástico ainda predominante. No entanto, as proporções entre os dois tipos de deslocamentos diferem, em muito, do verificado na amostra de referência.

A Tabela 7 apresenta os deslocamentos ocorridos durante cada estágio de carregamento e na transição entre estágios. Nela é mostrada a relação entre o estágio do ensaio com os seguintes parâmetros: a fase de aplicação de carga (carregamento/descarregamento), a tensão exercida pela placa, além das medições de recalque (no próprio estágio, entre estágios e o recalque acumulado).

A partir dos resultados verificou-se que a grande maioria dos deslocamentos ocorreu na passagem de um estágio para o outro. Quando compara-se o comportamento deste compósito (teor de mistura $\chi = 10\%$) com o solo de referência é possível perceber que os recalques de estabilização no estágio possuem menor influência no resultado final. Isto se traduz numa resposta ao carregamento de forma mais imediata do que o que ocorre com o solo puro.

Outra diferença ocorre sobre as deslocamentos plásticos e elásticos. A maioria dos deslocamentos ocorridos foram, também, de natureza plástica (27,08mm) só que este resultado representa uma parcela menor do total do recalque em relação ao solo de referência (61% com $\chi = 10\%$, contra 93% do solo $\chi = 0\%$). Com $\chi=10\%$ os deslocamentos elásticos são muito superiores ao verificado na amostra de referência, chegando a representar 39% do total dos deslocamentos contra 7% apresentados pelo solo puro.

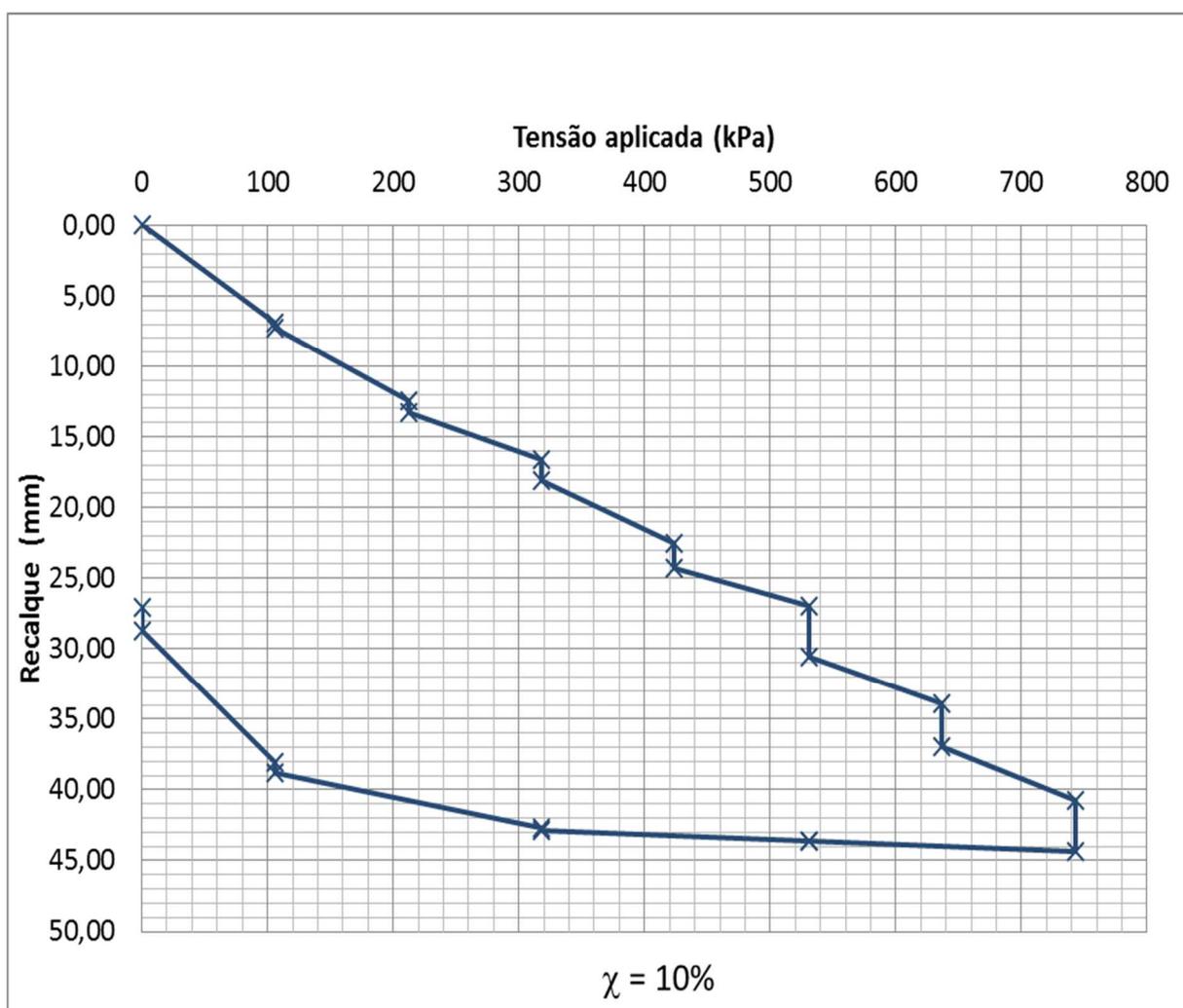


Figura 51 – Curva tensão-recalque para $\chi=10\%$.

Tabela 7 – Apresentação dos recalques em cada estágio do ensaio, entre estágios e acumulados, relacionados com suas respectivas fases e tensões de carregamento para $\chi=10\%$.

Estágio / Entre estágios	Fase do ensaio	Tensão (kPa)	Deslocamento no estágio (mm)	Deslocamento entre estágios (mm)	Recalque acumulado (mm)
00	Início	0	0		0
00 ao 01	Carregamento	0 – 106		6,68	6,68
01	Carregamento	106,00	0,43		7,31
01 ao 02	Carregamento	106 - 212		5,10	12,41
02	Carregamento	212,00	0,85		13,26
02 ao 03	Carregamento	212 - 318		3,36	16,62
03	Carregamento	318,00	1,46		18,08
03 ao 04	Carregamento	318 - 424		4,47	22,55
04	Carregamento	424,00	1,73		24,28
04 ao 05	Carregamento	424 - 531		2,65	26,93
05	Carregamento	531,00	3,60		30,53
05 ao 06	Carregamento	531 - 637		3,39	33,92
06	Carregamento	637,00	3,00		36,92
06 ao 07	Carregamento	637 - 743		3,84	40,76
07	Carregamento	743,00	3,55		44,31
07 ao 08	Descarregamento	743 - 531		-0,70	43,61
08	Descarregamento	531,00	0,02		43,63
08 ao 09	Descarregamento	531 - 318		-0,77	42,86
09	Descarregamento	318,00	-0,21		42,65
09 ao 10	Descarregamento	318 - 106		-3,87	38,78
10	Descarregamento	106,00	-0,72		38,06
10 ao 11	Descarregamento	106 - 0		-9,30	28,76
11	Descarregamento	0,00	-1,68		27,08

4.2.1.3 - Resultado do ensaio de capacidade de carga para o teor de mistura $\chi = 20\%$

A Figura 52 mostra o resultado da prova de carga para o compósito com teor de mistura $\chi=20\%$. O ensaio desenvolveu-se utilizando três estágios de carregamento e outros três na fase de descarregamento. A tensão máxima atingida neste ensaio foi

de 637kPa, correspondendo a um recalque máximo de 49,45mm. Durante a fase de descarregamento os deslocamentos plásticos e elásticos se comportaram de forma diversa do que foi visto nos teores até aqui apresentados. Os recalques plásticos ainda superaram os deslocamentos elásticos, no entanto, estes últimos ganharam bastante significância, atingindo 45% do recalque máximo.

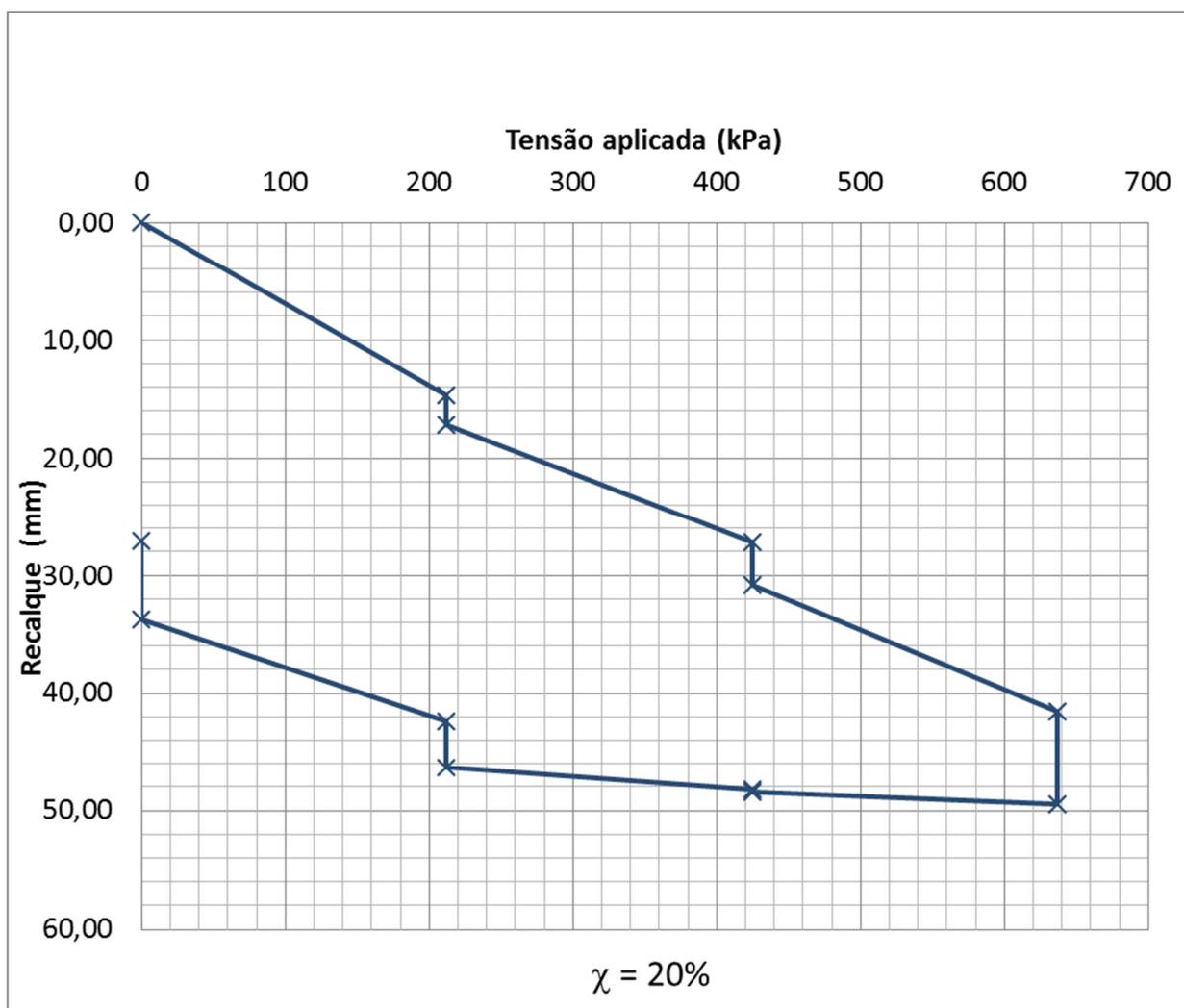


Figura 52 – Curva tensão-recalque para $\chi=20\%$.

Outro ponto de interesse é o valor final do recalque após o completo descarregamento do sistema placa – solo: coincide com o verificado no compósito $\chi=10\%$ (27,08mm).

Como se pode ver, os recalques foram mais intensos neste compósito do que os que ocorreram nos teores de mistura $\chi=0\%$ e $\chi=10\%$. Assim como visto anteriormente, os maiores recalques aconteceram na transição entre os estágios.

Chama a atenção a intensidade do deslocamento elástico, que se pronunciou fortemente na última etapa de descarregamento.

A Tabela 8 apresenta as deslocamentos ocorridos durante cada estágio de carregamento e na transição entre estágios. Nela é mostrada a relação entre o estágio do ensaio com os seguintes parâmetros: a fase de aplicação de carga (carregamento/descarregamento), a tensão exercida pela placa, além das medições de recalque (no próprio estágio, entre estágios e o recalque acumulado).

Tabela 8 – Apresentação dos recalques em cada estágio do ensaio, entre estágios e acumulados, relacionados com suas respectivas fases e tensões de carregamento para $\chi=20\%$.

Estágio / Entre estágios	Fase do ensaio	Tensão (kPa)	Deslocamento no estágio (mm)	Deslocamento entre estágios (mm)	Recalque acumulado (mm)
00	Início	0	0		0
00 ao 01	Carregamento	0 – 212		14,62	14,62
01	Carregamento	212,00	2,53		17,15
01 ao 02	Carregamento	212 - 424		9,99	27,14
02	Carregamento	424,00	3,72		30,86
02 ao 03	Carregamento	424 - 637		10,72	41,58
03	Carregamento	637,00	7,87		49,45
03 ao 04	Descarregamento	637 - 424		-1,03	48,42
04	Descarregamento	424,00	-0,25		48,17
04 ao 05	Descarregamento	424 - 212		-1,83	46,34
05	Descarregamento	212,00	-3,93		42,41
05 ao 06	Descarregamento	212 - 0		-8,72	33,69
06	Descarregamento	0	-6,61		27,08

4.1.2.4 - Resultado do ensaio de capacidade de carga para o teor de mistura $\chi = 40\%$ (amostra de referência)

O resultado do ensaio de capacidade de carga para o compósito com teor $\chi=40\%$ é mostrado na Figura 53. O ensaio também utilizou três estágios de carregamento e outros três na fase de descarregamento. A tensão máxima atingida neste ensaio foi de 424kPa, correspondendo a um recalque máximo de 58,38mm. Os

deslocamentos plásticos e elásticos praticamente se igualaram, correspondendo a 49% e 51% do recalque máximo, respectivamente. Os recalques foram mais expressivos para este teor de mistura quando comparado com as demais provas de carga. O recalque máximo imposto ao compósito $\chi=40\%$ pelo sistema solo-placa ocorreu à uma tensão bastante inferior àquela necessária para o maior deslocamento nos demais compósitos.

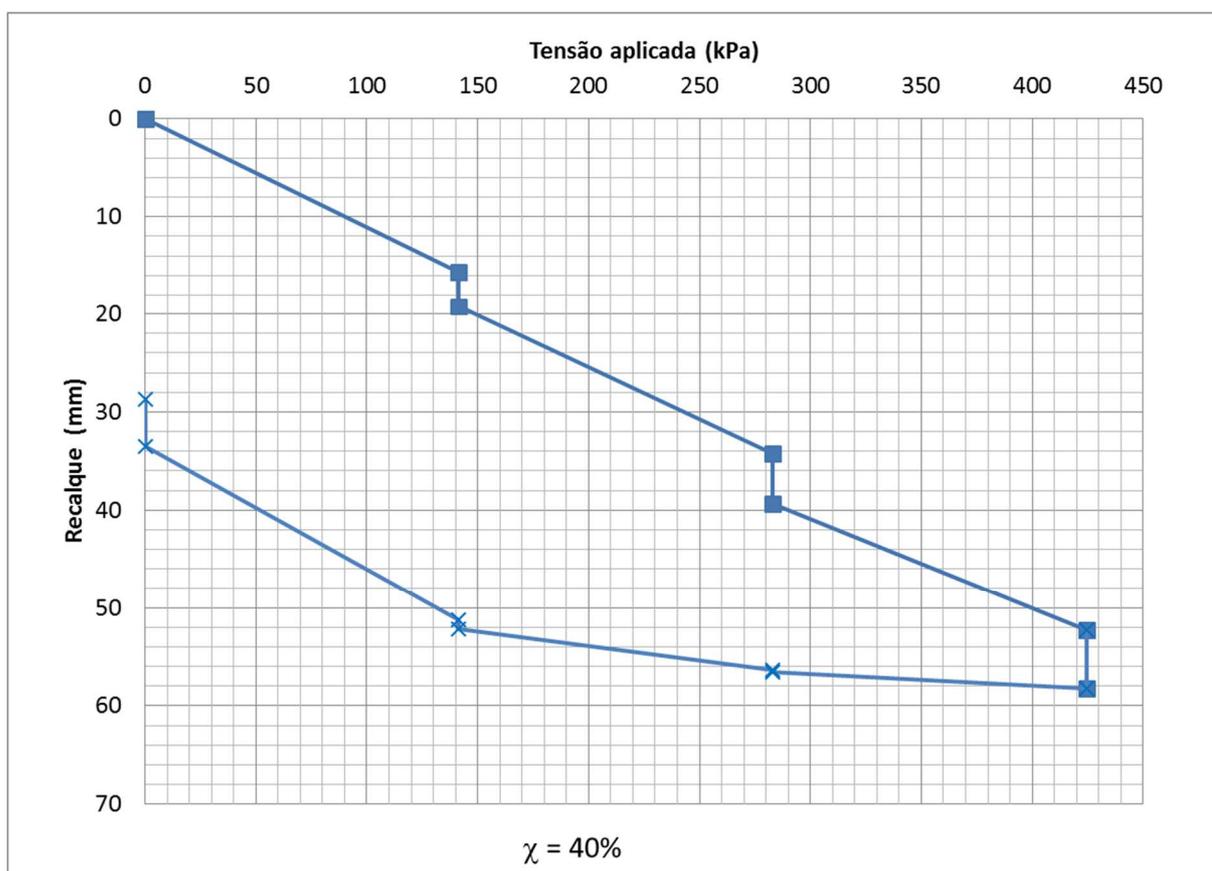


Figura 53 – Curva tensão-recalque para $\chi=40\%$.

Ao final do ensaio, verificou-se um deslocamento plástico muito semelhante a constatada nos demais compósitos. Os valores de deslocamento plástico para os teores de mistura $\chi=10\%$, $\chi=20\%$ e $\chi=40\%$ são 27,08mm; 27,08mm e 28,7mm, respectivamente.

A Tabela 9 apresenta os deslocamentos ocorridos durante cada estágio de carregamento e na transição entre estágios. Nela é mostrada a relação entre o estágio do ensaio com os seguintes parâmetros: a fase de aplicação de carga

(carregamento/descarregamento), a tensão exercida pela placa, além das medições de recalque (no próprio estágio, entre estágios e o recalque acumulado).

Tabela 9 – Apresentação dos recalques em cada estágio do ensaio, entre estágios e acumulados, relacionados com suas respectivas fases e tensões de carregamento para $\chi=40\%$.

Estágio / Entre estágios	Fase do ensaio	Tensão (kPa)	Deslocamento no estágio (mm)	Deslocamento entre estágios (mm)	Recalque acumulado (mm)
00	Início	0	0		0
00 ao 01	Carregamento	0 – 141		15,62	15,62
01	Carregamento	141,00	3,63		19,25
01 ao 02	Carregamento	141- 283		14,94	34,19
02	Carregamento	283,00	5,13		39,32
02 ao 03	Carregamento	283-424		12,95	52,27
03	Carregamento	424,00	5,93		58,20
03 ao 04	Descarregamento	424-283		-1,62	56,58
04	Descarregamento	283,00	-0,20		56,38
04 ao 05	Descarregamento	283-141		-4,19	52,19
05	Descarregamento	141,00	-0,93		51,26
05 ao 06	Descarregamento	141– 0		-17,72	33,54
06	Descarregamento	0	-4,84		28,70

4.3 - ISC e expansão

Conforme descrito no Capítulo 3, foram realizados ensaios para a determinação do ISC do solo puro e dos compósitos resultantes da mistura de solo e desbastes de pneus.

As Figuras 54 a 61 mostram os gráficos de tensão x penetração resultantes do ensaio de determinação do ISC. A apresentação destes gráficos permite a adequada compreensão da influência dos desbastes de pneu na resistência do geomaterial. Para cada teor de mistura ($\chi = 0\%$, 10% , 20% e 40%) foram utilizados dois corpos de prova. A sequência de gráficos apresentada trás, por teor de mistura, os resultados dos dois corpos-de-prova de forma individualizada.

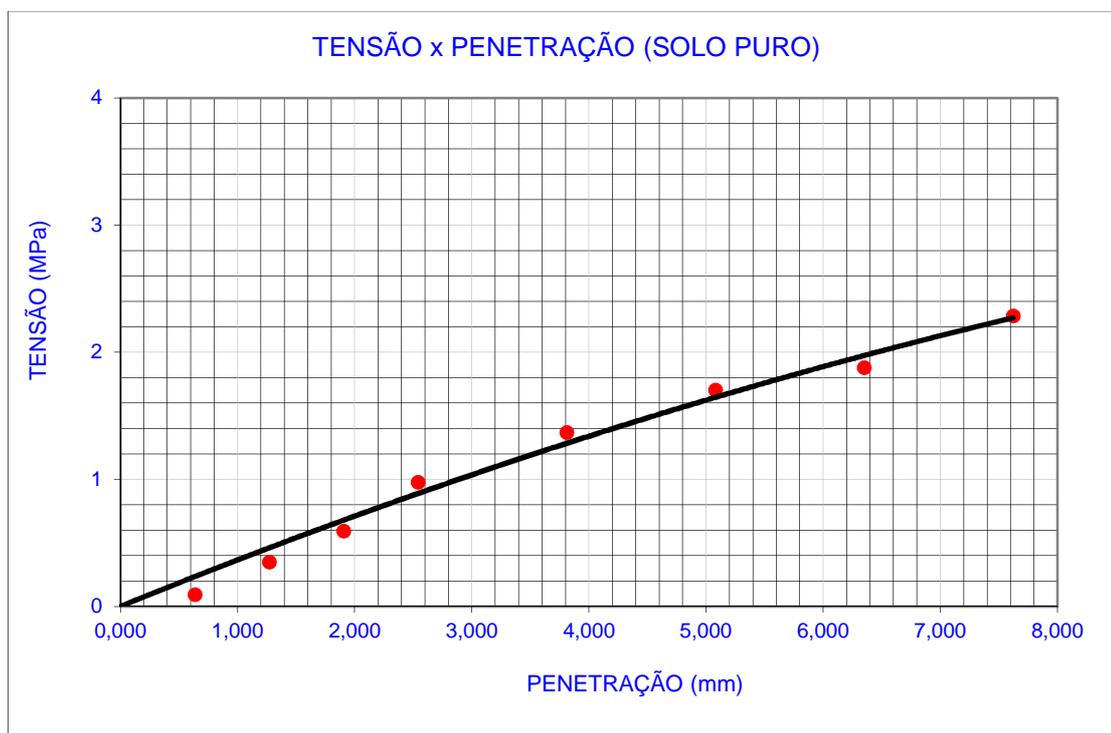


Figura 54 – Curva tensão x penetração do pistão sobre o corpo-de-prova com $\chi=0\%$ (solo puro).

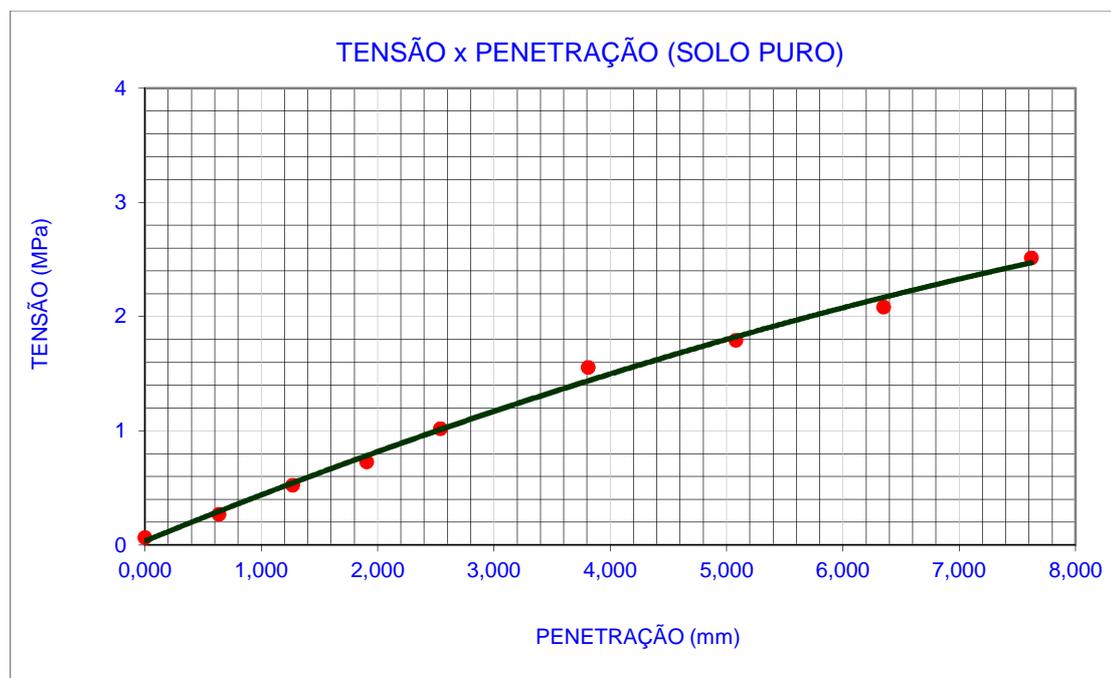


Figura 55 – Curva pressão x penetração do pistão sobre o corpo-de-prova com $\chi=0\%$ (solo puro).

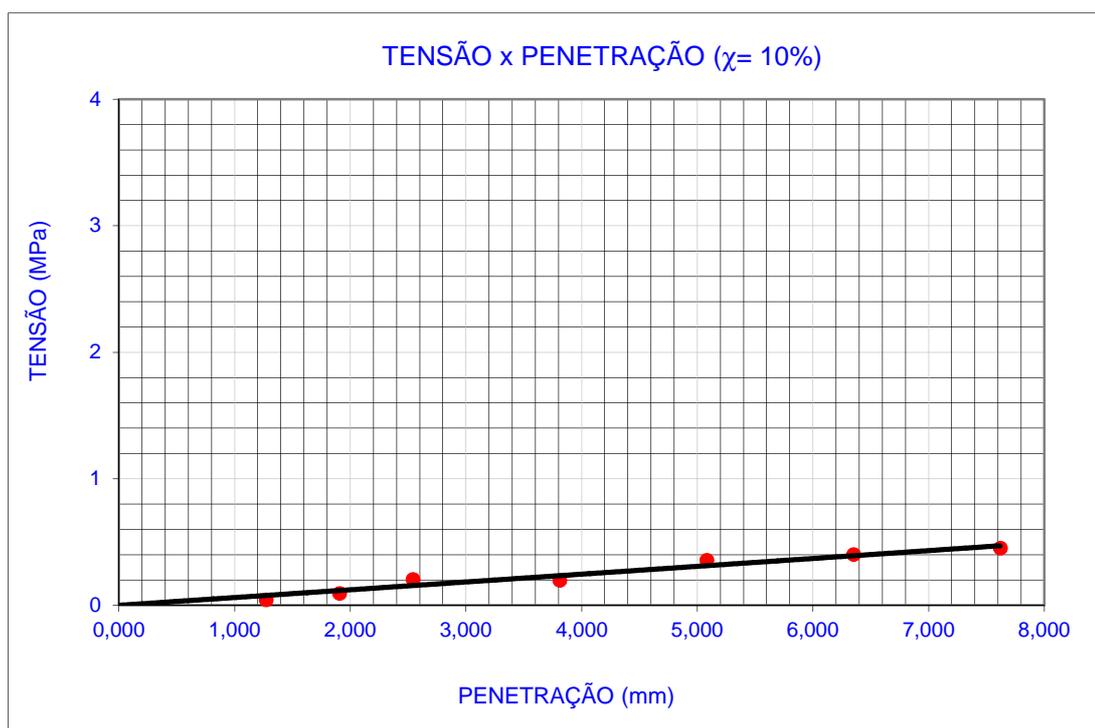


Figura 56 – Curva pressão x penetração do pistão sobre o corpo-de-prova com $\chi=10\%$.

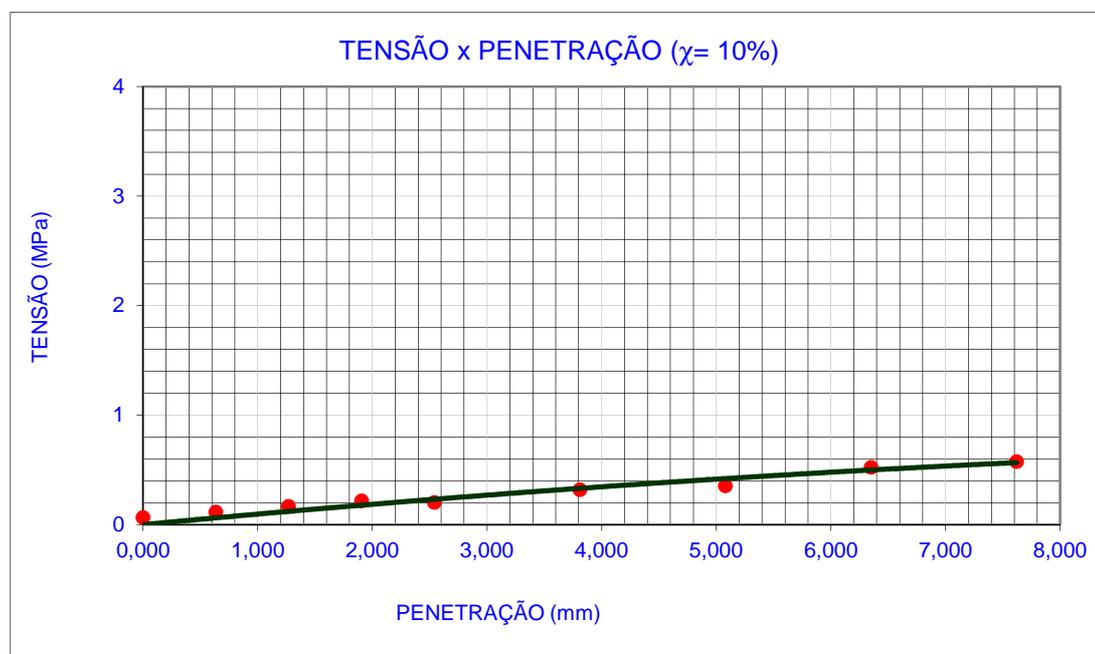


Figura 57 – Curva pressão x penetração do pistão sobre o corpo-de-prova com $\chi=10\%$.

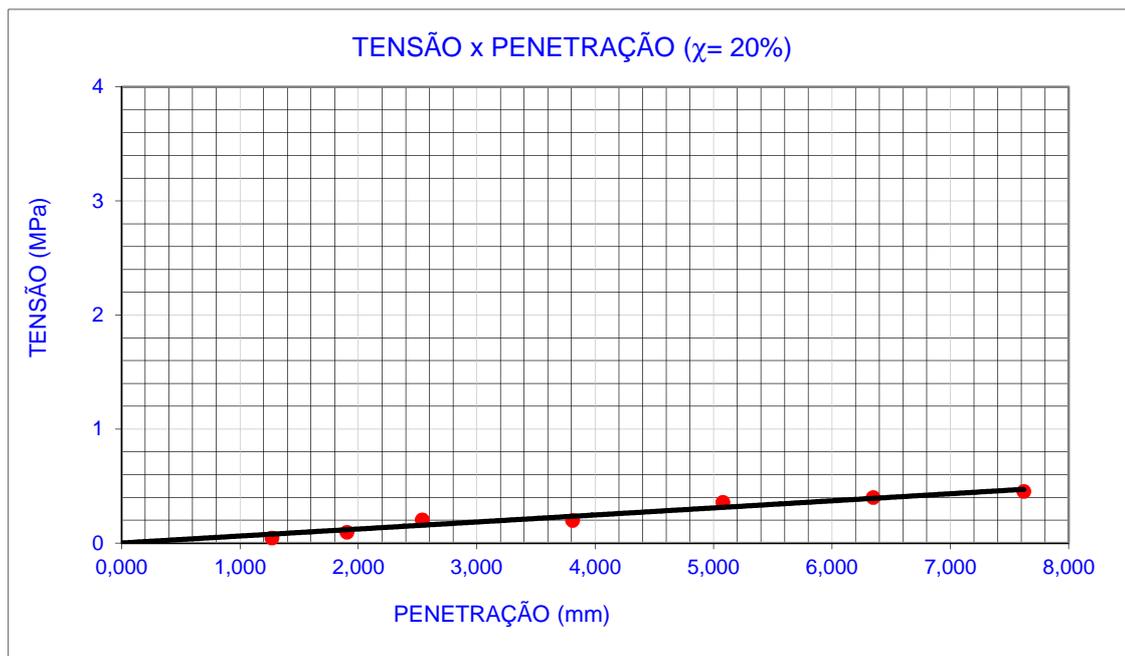


Figura 58 – Curva pressão x penetração do pistão sobre o corpo-de-prova com $\chi=20\%$.

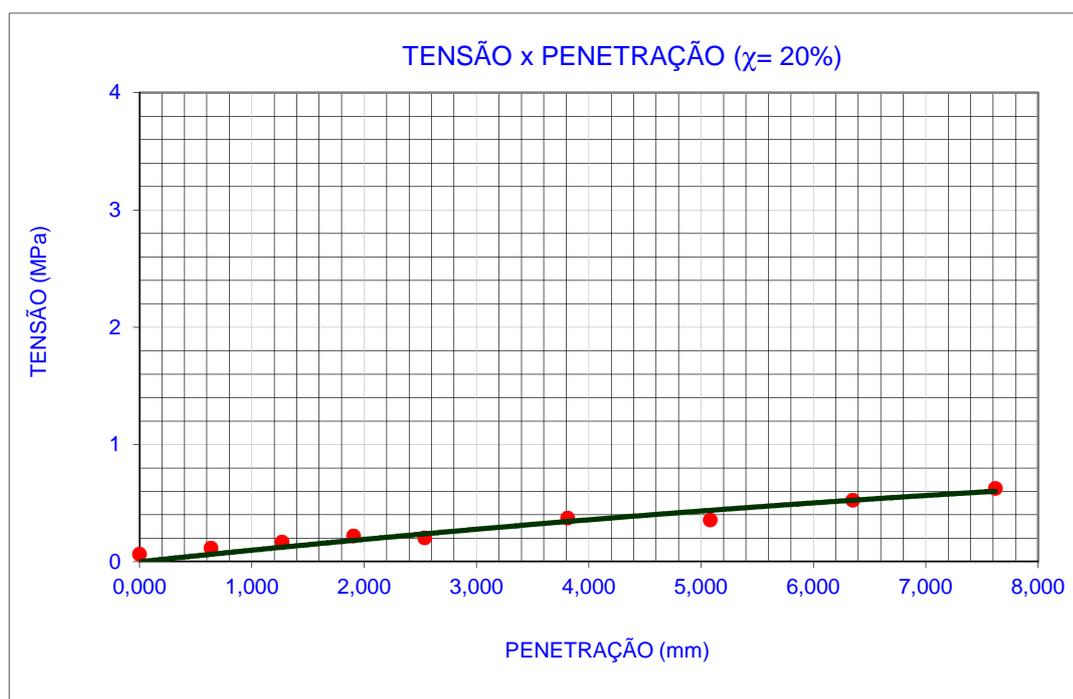


Figura 59 – Curva pressão x penetração do pistão sobre o corpo-de-prova com $\chi=20\%$.

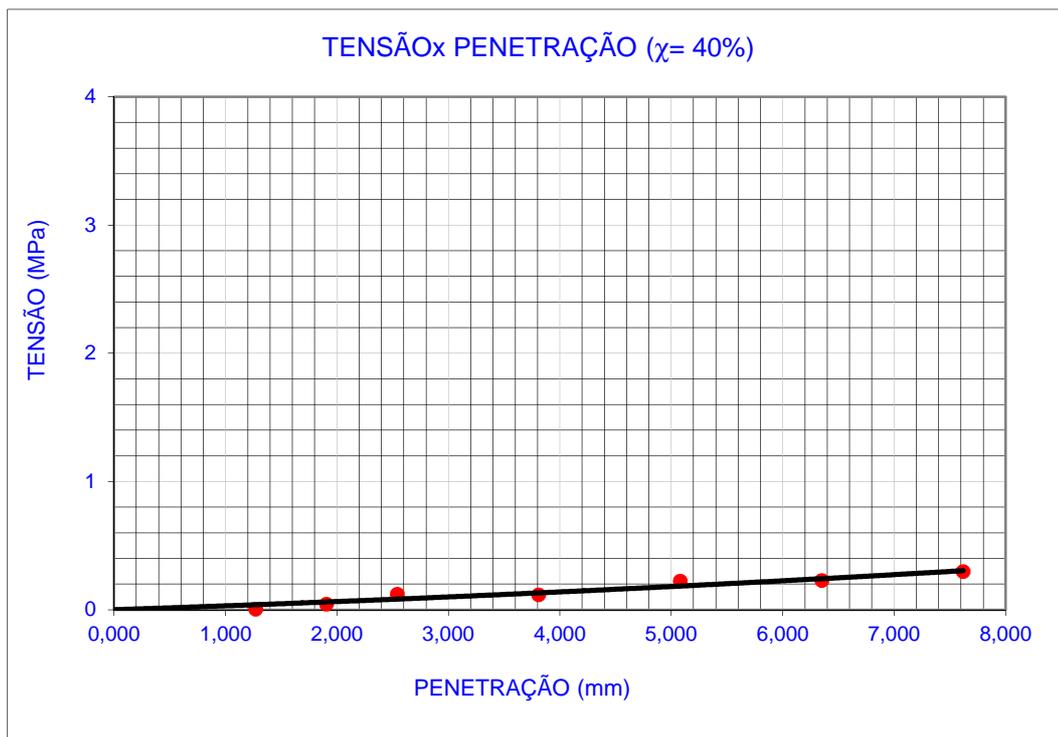


Figura 60 – Curva pressão x penetração do pistão sobre o corpo-de-prova com $\chi=40\%$.

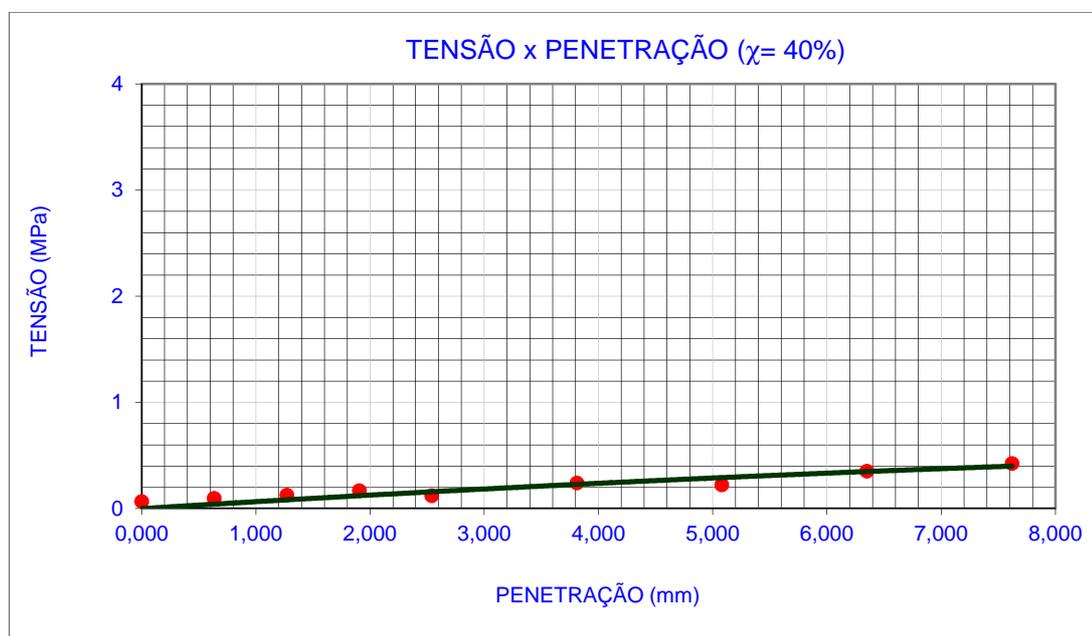


Figura 61 – Curva pressão x penetração do pistão sobre o corpo-de-prova com $\chi=40\%$.

A Tabela 10 apresenta os valores médios de expansão e ISC para cada teor de mistura. Para compor a média do ISC foi adotado, para cada corpo-de-prova, o valor correspondente ao melhor resultado entre os deslocamentos de 2,54mm e 5,08mm, conforme determina a NBR 9895, calculado pela Equação 4.1:

$$ISC = \frac{\text{pressão calculada ou corrigida}}{\text{pressão padrão}} \times 100 \quad (4.1)$$

Tabela 10 - relação entre os valores de ISC e os teores de borracha incorporada ao aterro (χ).

TEOR DE MISTURA (χ %)	ISC	EXPANSÃO
0 %	17%	0,05%
10%	3%	0,95%
20%	3%	1,09%
40%	2%	1,10%

Com respeito à expansão, foram medidas as deformações volumétricas dos corpos de prova que mais tarde seriam submetidos ao procedimento de determinação do ISC. Em termos de macroestrutura, houve uma expansão dos compósitos em relação ao solo de referência, porém sob o ponto de vista da microestrutura o que houve foi um relaxamento volumétrico da parcela de borracha que sofrera deformação no momento da compactação do material. Os resultados mostram uma equivalência no desempenho dos compósitos.

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DOS RESULTADOS

O objetivo deste capítulo é de apresentar a interpretação e análise dos resultados mostrados no Capítulo 4. No desenvolver desta parte do trabalho serão feitas considerações sobre os ensaios de prova de carga e sobre o Índice de Suporte Califórnia – ISC.

5.1 - Análise dos resultados das provas de carga em placa

5.1.1 – Aspectos construtivos.

Na fase de compactação do aterro houve certa dificuldade em atingir o grau de compactação definido, $GC = 90\%$, a medida com que a quantidade de borracha era incorporada. Isto se deu em função do processo de compactação não ser o ideal para o material, uma das limitações do modelo. A explicação mais provável para esta dificuldade é de que a borracha, após absorver fração de energia aplicada pelo malho, deforma-se elasticamente nas direções não confinadas (vizinhança da região que sofre a compactação) perturbando zonas já compactadas, além de dificultar o embricamento do solo que está recebendo a energia de compactação.

Assumindo-se que a técnica de compactação empregada não permite a extração do melhor desempenho do material, considerando a energia Proctor Normal e sua correspondente quantidade e distribuição dos golpes do malho sobre o aterro, buscou-se atingir o grau de compactação independentemente da quantidade de golpes, tomando essa diferença como sendo a parcela da energia dissipada pela borracha, regida pelo seu comportamento elástico. Esse comportamento de devolução de energia através da recomposição volumétrica da borracha justifica o observado por MOON-YONG et al. (2003), quando relatam que nos ensaios de compactação a adição de energia provoca pouco efeito na densificação do corpo de prova.

Outro ponto observado foi o comportamento desagregado do compósito na parte superficial da camada de aterro. Com isso, a união entre sucessivas camadas pode ficar prejudicada devido à grande quantidade de desbastes de pneus na superfície. A parcela de pneu desagregada atua como uma barreira isolante, evitando a adequada ligação entre duas camadas. Esse efeito de bloqueio pode ser percebido na Figura 62. A parte superior pertencia ao interior da camada estudada (superfície irregular denotando aderência interna da camada). Já a parte inferior estava na interface com camada imediatamente abaixo (superfície aproximadamente planar, revelando a falta de união entre as duas camadas).

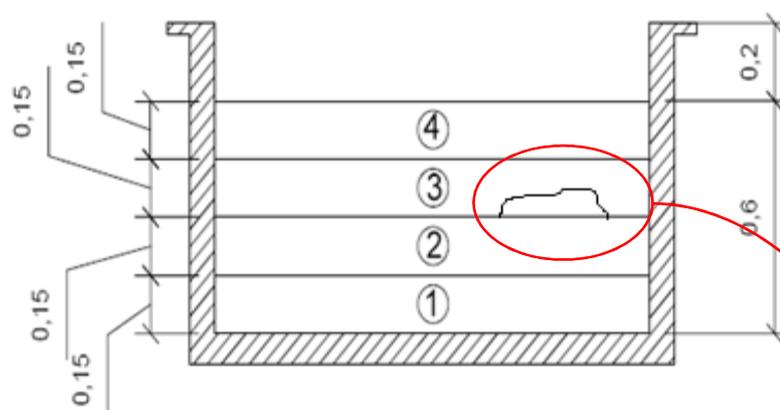


Figura 62 – Parcela do compósito retirada da camada.

Nesta figura pode-se perceber a diferença na conformidade da superfície voltada para dentro da camada em relação àquela que estava na interface com a camada imediatamente abaixo.

Percebe-se, na interface com a camada imediatamente inferior, uma quantidade excessiva de desbastes de pneu sob uma orientação predominantemente horizontal. Além disso, esta superfície apresenta a forma planar, o que denuncia a falha na ligação entre camadas

A superfície interna à camada, face superior da Figura 62, apresenta forma angular e orientação aleatória dos desbastes de pneu, revelando que o interior da camada possui uma adequada ligação entre as partículas do compósito.

Diante disto, especial atenção é necessária no processo de execução. A escarificação deve atingir uma profundidade suficiente para revolver parcela do solo compactado, objetivando dar condição de mistura para o desbaste de pneu solto na superfície. Esse efeito se amplia com o aumento do teor de pneu ao solo χ .

Nos aterros com valores de χ a partir de 20% a utilização do malho de 20kg, lançado à 25cm de altura, não conseguiu proporcionar um arranjo das partículas suficiente para atingir a compactação necessária à aprovação da camada. A utilização do malho implica uma aplicação da carga através de percussão, neste caso, o comportamento elástico da borracha e sua interação com a vizinhança da zona de compactação, pode prejudicar a adequada compactação do compósito. Isto pode ser mais bem compreendido quando uma análise é feita sobre algumas condicionantes: Zona de compactação e sua vizinhança, comportamento elástico perfeito da borracha, ensaio de compactação, procedimento de compactação do modelo de aterro e posição da partícula de borracha dentro da zona de compactação.

É chamada zona de compactação o volume correspondente a projeção da área do elemento de aplicação da energia de compactação, pela altura da camada do compósito que se deseja compactar. Ou seja, é a parcela do geomaterial que está sujeita a sofrer uma compactação imediata, em virtude da carga aplicada pelo equipamento compactador. A Figura 63 mostra esquematicamente a representação da zona de compactação, considerando um malho como o equipamento compactador.

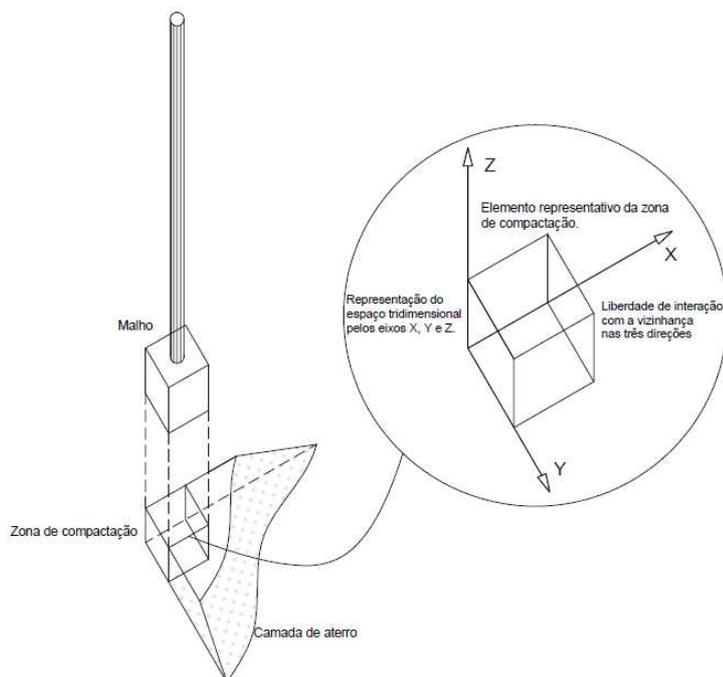


Figura 63 – Representação esquemática da zona de compactação e seus graus de interação com a vizinhança.

Os ensaios de compactação necessitam de um molde para os corpos de prova. O referido molde exerce uma função de confinamento na direção horizontal e na parte inferior de cada camada da amostra. Desta forma, a borracha só pode se recompor volumetricamente na direção vertical no sentido positivo do eixo Z, mostrada na Figura 63, devolvendo parte da energia aplicada na sua compactação. Daí a característica desagregada na parte superior do compósito: o comportamento elástico perfeito da borracha não permite seu embricamento com as partículas do solo, quando submetidas à energia de compactação por meio de percussão. Assim, o efeito negativo da elasticidade da borracha, neste caso, se restringe à uma direção.

O processo construtivo do modelo de aterro conta com um elemento de percussão - malho de 20kg - muito menor que as dimensões do elemento confinante (caixa metálica). Assim, no momento da aplicação da energia, não há como manter as condições de confinamento obtidas no molde do ensaio de compactação (confinamento pleno na direção horizontal), ou seja, as possibilidades de deformação da borracha se ampliam. A Figura 63 mostra os graus de liberdade de movimento da borracha quando da utilização do malho. A principal consequência deste efeito é a perturbação da área vizinha da zona de compactação. Além do desagregamento

superficial, a borracha na fronteira entre a zona de compactação e o material na sua vizinhança expande-se para fora da região sob tensão e acaba por desfazer o arranjo das partículas, reduzindo a compactação da área periférica à zona de compactação.

A Figura 64 ilustra a influência da ação da borracha no prejuízo ao estado de compactação da região periférica à zona de compactação. Não são todas as partículas elásticas que colaboram para este prejuízo. Pelo observado, somente as partículas situadas na superfície de fronteira entre a zona de compactação e sua vizinhança colaboram com a perda de compacidade desta última. A parte central sofre poucas perdas, porém a medida com que a aplicação é distribuída sobre o aterro, uma zona de compactação afeta a região já compactada na sua vizinhança. Outro ponto negativo é a perda de energia de compactação (parcela dissipada na perturbação da vizinhança). Como consequência, é necessário aplicar uma quantidade maior de golpes para atingir o grau de compactação desejado.

Diante disto, os aterros $\chi = 20\%$ e $\chi = 40\%$ tiveram que sofrer adaptações quanto à sua execução. Em virtude da dificuldade em atingir o grau de compactação estabelecido o aterro $\chi = 20\%$ sofreu uma alteração na quantidade de golpes com o malho: um aumento de 60%.

No caso do aterro $\chi = 40\%$, foi necessário um aumento de 100% na quantidade de golpes para a compactação das camadas 1 e 2. A primeira estava assentada sobre o lastro da caixa metálica, portanto não sofreu com a elasticidade de uma camada inferior, a segunda camada já não contava com essa imunidade, mas a deformabilidade da primeira camada não foi suficiente para inviabilizar o método construtivo. Contudo, aumentar em 100% a energia de compactação não foi suficiente para as duas últimas camadas. O Grau de Compactação (GC) da penúltima camada ficou em 92% e a última camada atingiu GC de 88%, portanto reprovadas.

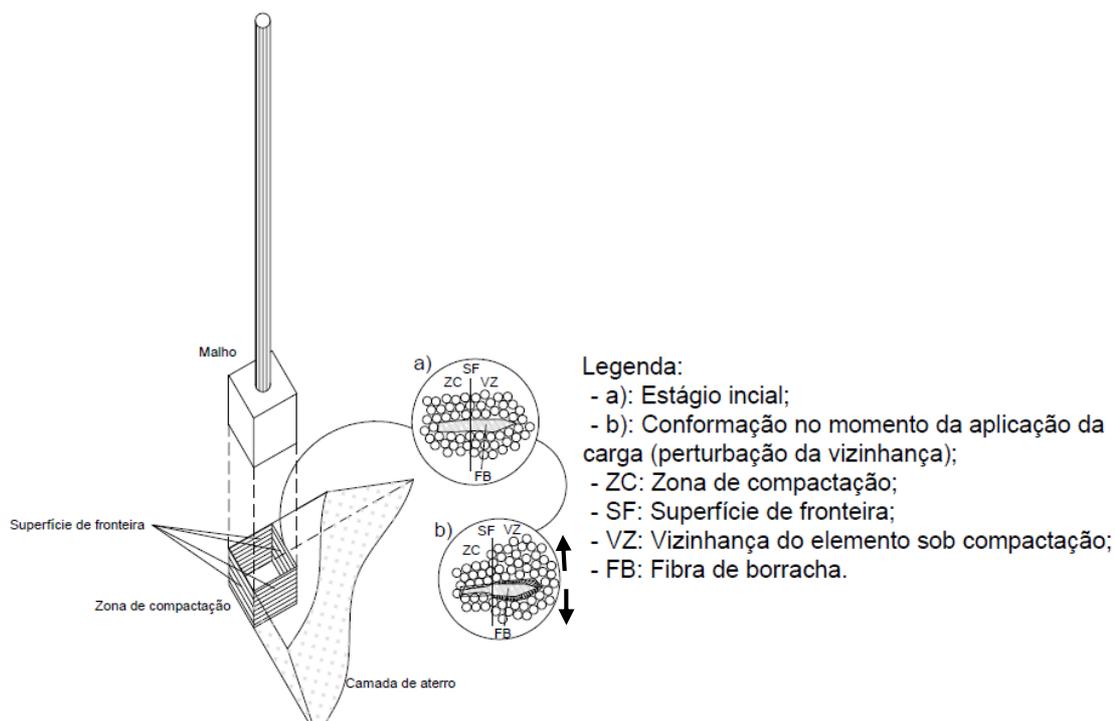


Figura 64 – Ilustração da influência das fibras de borracha sobre a vizinhança da zona de compactação.

As camadas reprovadas foram desfeitas e um novo método foi construtivo substituindo o malho por um compactador de solo. Esta escolha se deu em virtude da intenção de manter a aplicação da energia de compactação por meio da percussão.

O funcionamento deste equipamento se equipara, em princípio, com o malho: aplicação da energia de compactação através da percussão. Apesar da maior velocidade e facilidade de operação, os problemas relatados com o uso do malho (desagregamento da parte superficial da camada e a influência na vizinhança da zona de compactação) também foram observados. Com o uso deste equipamento a recompactação da terceira camada obteve sucesso, atingindo um GC = 95%, porém a última camada não foi aprovada. O grau de compactação médio obtido foi de 87%. Outro ponto negativo foi a dificuldade de compactar a região do aterro que fica próxima às paredes da caixa metálica.

Em virtude de sua reprovação, a quarta camada foi desmontada e novamente compactada de uma forma diferente: com a utilização de uma placa vibratória. Mais que uma mudança no equipamento utilizado, houve, também, uma mudança na forma de aplicação da energia de compactação. Deixou-se de lado a aplicação por percussão e passou-se a fazer uso da vibração, mais coerente, inclusive, com o tipo

de solo em estudo: areia argilosa. Com o uso da placa vibratória houve um grande ganho na redução do desagregamento na superfície da camada, além de aumentar a velocidade de execução do aterro. Isto se deve à maior área de contato entre o elemento compactador e o solo (área da placa maior do que a do malho), permitindo manter as partículas mais unidas.

Como se pode verificar na Figura 65, a camada passou a contar com uma superfície bem unida, quase que planar. O resultado, em termos de compactação, foi obtido um grau de compactação igual a 93%. Considerando que este foi o melhor resultado conseguido com a aplicação dos métodos de compactação possíveis, o ensaio de placa foi desenvolvido para estas condições.

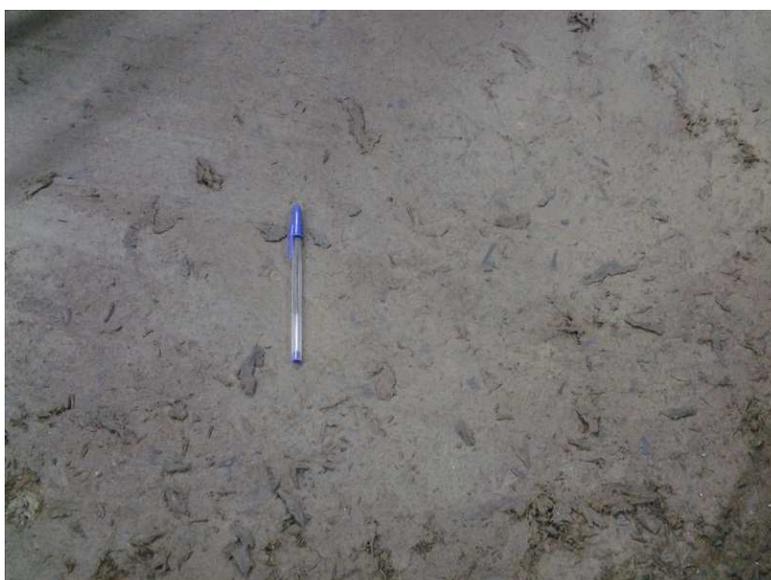


Figura 65 – Superfície do aterro após a compactação utilizando a placa vibratória.

Outro aspecto construtivo relevante é a saturação. Conforme detalhado no capítulo anterior, ao final da compactação das quatro camadas foram feitos furos verticais no aterro. O objetivo é facilitar a saturação do aterro que foi feita da seguinte maneira: o aterro recebe água através de uma mangueira e permaneceu submerso sob uma película de 5cm de água por três dias consecutivos.

5.1.2 - Análise dos recalques e suas implicações

Os ensaios de prova de carga em placa revelaram que a medida com que a participação da borracha aumenta, a capacidade de carga diminui. A situação mais desfavorável para o modelo de aterro está representada na Figura 66, onde estão registrados os deslocamentos máximos em cada estágio de carregamento. Desta sorte, é possível discorrer uma análise segura sobre a forma das curvas, modo de ruptura, deslocamentos elásticos e plásticos, e sobre a capacidade de carga para todas as amostras estudadas.

Ao comparar o solo de referência com os compósitos percebe-se que há significativas diferenças entre eles. Durante a fase de carregamento, a forma da curva tensão-deslocamento do solo com teor de mistura $\chi=0\%$ apresentou duas formas: parabólica e linear. A primeira das formas ocorreu entre as tensões de 0 a 940,00 kPa e a segunda partindo das tensões acima de 940,00kPa indo até a tensão máxima do ensaio que foi de 1266,00 kPa.

Durante toda a fase de carregamento dos compósitos a forma da curva tensão-recalque é aproximadamente linear.

A fase de descarregamento também apresenta grandes diferenças entre os compósitos e o solo de referência. A amostra com $\chi=0$ apresentou um deslocamento plástico de 86,75mm. A medida com que o teor de borracha incorporada foi aumentada, a parcela de deslocamento elástico foi sendo incrementada. A Figura 67 mostra, de forma resumida a participação entre os dois tipos de deslocamento para cada teor de mistura

Um ponto importante é que os compósitos apresentam, praticamente, o mesmo valor final de deslocamento após o descarregamento do sistema solo-placa.

A Tabela 11 mostra os recalques máximos associados à fase do ensaio de prova de carga e a sua correspondente tensão.

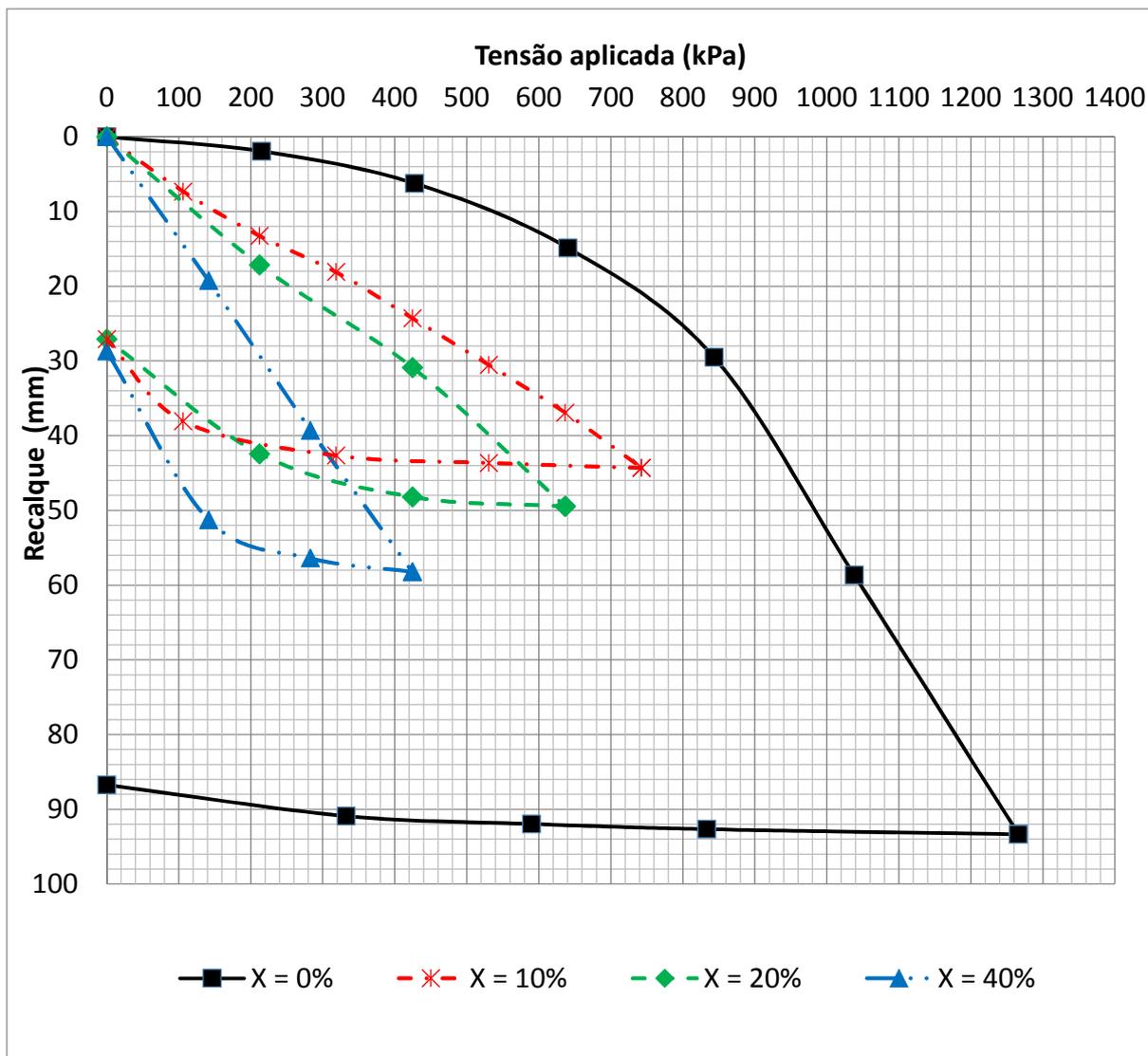


Figura 66 – Curvas tensão-recalque correspondente ao recalque máximo em cada estágio de carregamento dos ensaios de capacidade de carga.

Percebe-se uma sensível diferença nas proporções dos deslocamentos plásticos e elásticos entre a amostra de referência e os compósitos. A Figura 67 apresenta a participação destes tipos de deslocamentos revelando uma tendência de crescimento dos deslocamentos elásticos à medida que o teor de incorporação de borracha aumenta.

Tabela 11 – Recalques máximos por estágios de carregamento para cada teor de mistura.

χ (%)	Estágio	Fase do ensaio	Tensão (kPa)	Recalque máximo no estágio (mm)
0%	1	Carregamento	215,00	1,93
	2	Carregamento	427,00	6,23
	3	Carregamento	640,00	14,88
	4	Carregamento	843,00	29,51
	5	Carregamento	1038,00	58,65
	6	Carregamento	1266,00	93,34
	7	Descarregamento	833,00	92,67
	8	Descarregamento	590,00	91,97
	9	Descarregamento	333,00	90,91
	10	Descarregamento	0,00	86,75
10%	1	Carregamento	106,00	7,31
	2	Carregamento	212,00	13,26
	3	Carregamento	318,00	18,08
	4	Carregamento	424,00	24,28
	5	Carregamento	531,00	30,53
	6	Carregamento	637,00	36,92
	7	Carregamento	743,00	44,31
	8	Descarregamento	531,00	43,63
	9	Descarregamento	318,00	42,65
	10	Descarregamento	106,00	38,06
	11	Descarregamento	0,00	27,08
20%	1	Carregamento	212,00	17,15
	2	Carregamento	424,00	30,86
	3	Carregamento	637,00	49,45
	4	Descarregamento	424,00	48,17
	5	Descarregamento	212,00	42,41
	6	Descarregamento	0,00	27,08
40%	1	Carregamento	141,00	19,25
	2	Carregamento	283,00	39,32
	3	Carregamento	424,00	58,20
	4	Descarregamento	283,00	56,38
	5	Descarregamento	141,00	51,26
	6	Descarregamento	0,00	28,70

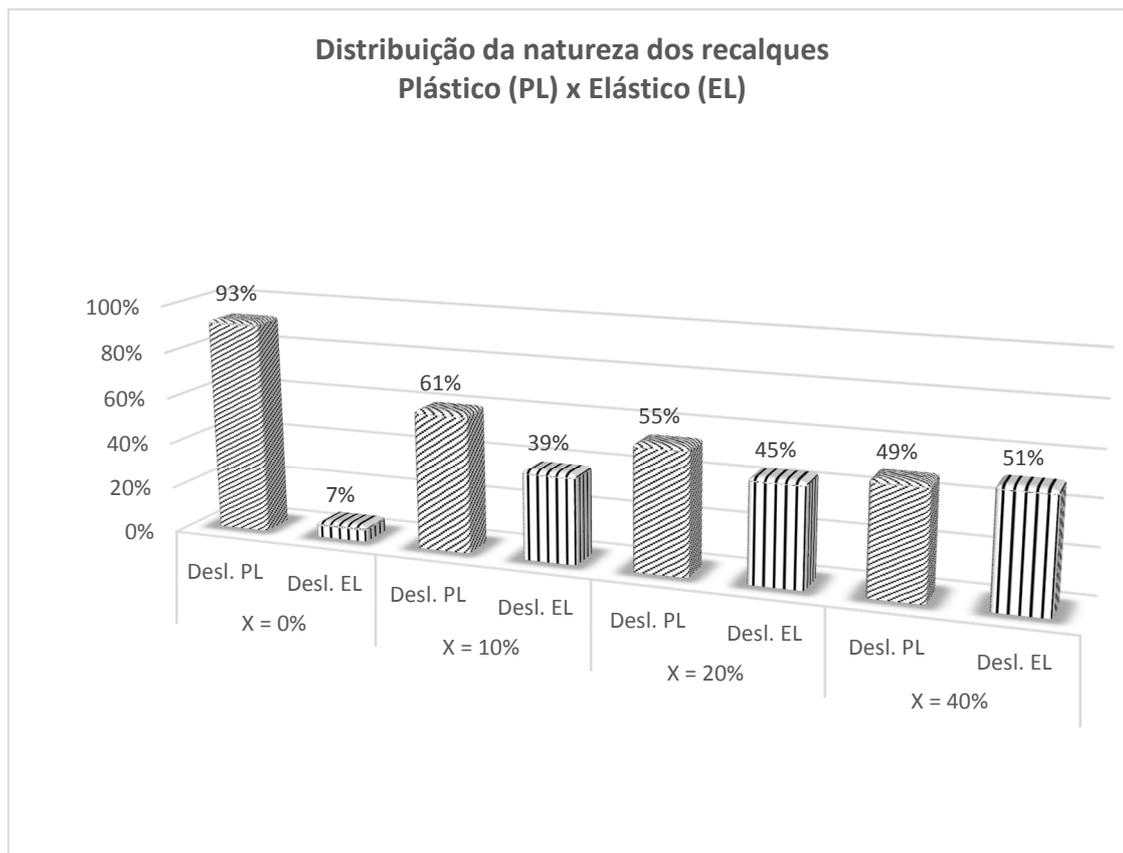


Figura 67 – Distribuição da natureza dos recalques para cada teor de mistura.

Esta diferença de comportamento dá indícios de influência sobre o módulo de resiliência.

Outro parâmetro importante que é inerente à forma da curva tensão-deslocamento é o módulo de recalque (k). Este coeficiente é utilizado na verificação da qualidade do subleito rodoviário, em especial quando se pretende utilizar um pavimento rígido. Segundo a norma DNIT 055/2004 – ME (2004), o módulo de recalque é obtido através de ensaios de capacidade de carga executados ao longo do traçado da rodovia em implantação.

A referida norma estabelece que o ensaio de prova de carga deve ser feito utilizando uma placa, de preferência circular, com diâmetro mínimo de 76cm. A padronização do tamanho da placa é para reduzir a variabilidade dos resultados observados entre os diferentes diâmetros utilizados no ensaio. A partir do gráfico tensão-deslocamento toma-se os valores conforme a equação 5.1.

$$k = \frac{P}{\rho} \quad (5.1)$$

Onde:

- P é a pressão transmitida à fundação (subleito ou sub-base);
- ρ é o deslocamento vertical da área carregada.

O objetivo de determinar citado coeficiente é de se obter um parâmetro de capacidade portante para o dimensionamento de pavimentos, em especial o pavimento rígido.

Este estudo utilizou uma placa de menor diâmetro para eliminar os efeitos de borda, além de simular o esforço que seria transmitido à estrutura por um pneu de caminhão. A natureza comparativa deste trabalho dispensa as variações entre o tamanho das placas. No entanto, a utilização prática dos coeficientes de recalque dos compósitos aqui estudados necessita de extrapolação dos resultados ou de novos ensaios utilizando placa com dimensões determinadas pela referida norma.

A obtenção de k para os materiais estudados neste trabalho foi feita segundo os conceitos apresentados por CINTRA (2011). Ao observar a curva tensão-deslocamento do solo de referência ($\chi=0$), o trecho parabólico conduz a uma variação do valor de k à uma proporção bem distinta do que foi verificado com os compósitos. Ao adentrar ao trecho retilíneo, o valor do coeficiente de recalque continua sendo distinto aos encontrados para os teores de mistura $\chi=10\%$ e $\chi=20\%$, porém se assemelha ao verificado para $\chi=40\%$. A Tabela 12 mostra o valor de k para o solo de referência e para os compósitos em relação a uma tensão de 400kPa. Este valor foi escolhido devido a ser, aproximadamente, a maior tensão que permite a análise dos quatro modelos ensaiados.

Tabela 12 - Valores do coeficiente de recalque para cada teor de mistura χ .

TEOR DE MISTURA (χ %)	ρ (m)	P (MPa)	K (MPa/m)
0 %	0,006	0,4	66,67
10%	0,022	0,4	18,19
20%	0,0285	0,4	14,03
40%	0,054	0,4	7,41

Como se pode ver nos resultados dos ensaios de capacidade de carga, a forma da curva dos compósitos na fase de carregamento se assemelha a uma reta. Isto significa que os valores do coeficiente de recalque são praticamente constantes com o incremento das tensões. Já a forma inicialmente parabólica do solo de referência produz uma variação severa do coeficiente de recalque. Para facilitar a visualização da variação do valor dos valores de k a Tabela 13 apresenta os valores do coeficiente de recalque sob três diferentes tensões. Além disto, a Tabela 13 mostra a variação de k com a tensão.

Tabela 13 – Valor de k para três diferentes tensões divididos por teor de mistura. Variação do valor de k para cada tensão para um mesmo χ .

χ (%)	ρ (m)	P (MPa)	K (MPa/m)	Δk
0%	0,001	0,1	100,00	Referência da série
	0,002	0,2	100,00	0
	0,003	0,3	100,00	0
	0,010	0,54	54	-46
10%	0,006	0,1	16,67	Referência da série
	0,012	0,2	16,67	0
	0,018	0,3	16,67	0
	0,032	0,54	16,87	0,2
20%	0,008	0,1	12,50	Referência da série
	0,016	0,2	12,50	0
	0,022	0,3	13,04	0,54
	0,042	0,54	12,86	0,36
40%	0,014	0,1	7,14	Referência da série
	0,028	0,2	7,14	0
	0,042	0,3	7,14	0
	NA	0,54	NA	NA

A interpretação desta variação do valor de k é que os compósitos assumem praticamente o mesmo comportamento resistente com o incremento das tensões, apresentando baixíssimas variações do módulo de recalque durante toda a fase de carregamento. Já o solo de referência muda seu comportamento a medida com que as tensões aumentam além de 300kPa, aproximadamente, piorando a sua capacidade resistente.

Sabendo que quanto maior for o valor do coeficiente de recalque, maior também é a capacidade de suporte do material, a consequência disso é que quanto menor o valor de k , maior a espessura das camadas de pavimento sobre o material. Observando os valores apresentados nas Tabelas 14 e 15, quanto maior o valor de χ , maior também seria a espessura do pavimento necessário para proteger o aterro.

Outra implicação da forma das curvas tensão-deslocamento é o modo de ruptura dos materiais. Vesic (1975 apud Russi 2007, p 45) apresenta uma relação entre a curva resultante do ensaio de placa com o modo de ruptura do solo do tipo punção. A Figura 68 mostra a supracitada relação.

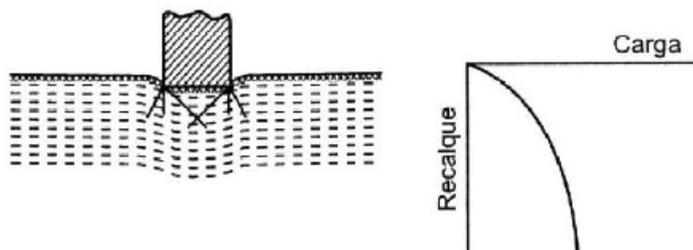


Figura 68 – Curva tensão-deslocamento característica de ruptura pelo modo punção. (Vesic, 1975 apud Russi 2007).

Ao observar as curvas apresentadas na Figura 66, verifica-se que todas se assemelham ao representado na Figura 68. Além da semelhança com a curva teórica, a correta classificação do modo de ruptura exige, também, uma análise da superfície do solo/compósito após a prova de carga. As Figura 69 a 71 mostram a forma do solo/compósito logo depois da finalização do ensaio. Percebe-se o cravamento da placa e nenhum deslocamento lateral do solo, revelando mais uma característica de ruptura por punção. Desta sorte, é seguro afirmar que o tipo de ruptura verificado para todos os materiais estudados neste trabalho é do tipo punção.



Figura 69 – Final do ensaio para o solo de referência ($\chi=0\%$). Placa cravada no aterro.



Figura 70 – Forma do solo de referência após o ensaio.



Figura 71 – Forma dos compósitos após o ensaio.

5.2 - Análise da capacidade de carga.

Uma vez que as curvas de tensão-deslocamento não revelaram um ponto nítido de ruptura, constatou-se que a ruptura do geomaterial foi do tipo convencional. Para determinar a tensão que caracteriza a ruptura do solo e dos compósitos, foram utilizados três procedimentos com base limitação do recalque: norma brasileira, o critério inglês, e o método de Campanucci e Gomez (1980 apud Russi 2007, p 47) todos com valores relacionados com o diâmetro da placa utilizada no ensaio de prova de carga.

O método da Norma Brasileira estabelece que a tensão de ruptura é aquela correspondente a um recalque igual a $d/30$. Já no critério inglês, a correspondência da tensão de ruptura é feita com um valor de recalque equivalente à 10% de d . Campanucci e Gomez (1980 apud Russi 2007, p 47), essa relação é com 5% de d . Conforme detalhado no Capítulo 3, a placa utilizada no ensaio possui diâmetro de 30cm. Assim, os deslocamentos tidos como ponto de ruptura correspondem a 1cm (10mm), 3cm (30mm), e 1,5cm (15mm), respectivamente.

A Tabela 14 apresenta as tensões associadas aos três métodos e quais foram adotadas como sendo as tensões de ruptura dos materiais para este trabalho.

Tabela 14 – Valor das tensões associadas aos métodos de determinação da tensão de ruptura.

χ (%)	Tensão correspondente ao recalque de 10mm ($d/30$)	Tensão correspondente ao recalque de 15mm (5% de d)	Tensão correspondente ao recalque de 30mm (10% de d)	Tensão de Ruptura Adotada para este trabalho.
0%	540 kPa	640 kPa	845 kPa	540 kPa
10%	150 kPa	260 kPa	520 kPa	150 kPa
20%	120 kPa	180 kPa	420 kPa	120 kPa
40%	80 kPa	110 kPa	220 kPa	80 kPa

Verificou-se que com a adição de borracha ao solo estudado houve uma redução da capacidade de carga do material. Uma das possíveis utilizações destes geomateriais é na construção de rodovias (EDINÇLILER et al., 2010), e em se tratando delas, a primeira análise que se relaciona com a capacidade de carga é aquela feita em relação à carga do eixo padrão. O manual de pavimentação do DNIT (2006) determina que a carga de um eixo padrão é de 80,44kN, resultando em 40,22kN para cada roda. Como descrito no Capítulo 3, a escolha do tamanho da placa também teve o objetivo de representar a “pegada” de um pneu de caminhão. Considerando que esse pneu de caminhão recebe e transfere ao solo a carga de um eixo padrão, a tensão que seria transferida ao pavimento seria de 570kPa.

Observando os resultados das provas de carga e as tensões de ruptura dos materiais estudados neste trabalho, verifica-se que o esforço exigido do solo/compósito para resistir a uma roda carregada com a metade da carga de um eixo padrão está além de sua capacidade portante, conforme pode ser vista na Tabela 14. Desta sorte, nenhum dos materiais tem condições técnicas suficientes para serem utilizados nas camadas do pavimento.

Os resultados vão de encontro ao encontrado por HATAF e RAHIMI (2006). Porém, a comparação direta entre os resultados deve ser feita com cautela, uma vez que o solo e a relação dimensional da borracha de pneus é diferente nos dois estudos,

resultando em uma interação intergranular (grão x grão; grão x borracha) diferente entre os experimentos, o que provoca um comportamento em termos de modo de ruptura igualmente distintos.

Não obstante a isto, a diferença nos resultados passa, também, pela interação dos resíduos de pneus com a zona de cisalhamento do solo conforme descrito no modelo de reforço por fibras apresentado por HATAF e RAHIMI (2006). Além da diferença dos solos e das suas respectivas larguras das zonas de cisalhamento, outra principal diferença entre os resultados deste trabalho e os resultados de HATAF e RAHIMI (2006) é a certeza de que os pedaços de pneus possuem comprimento para não só transpassar a largura da zona de cisalhamento como também suficiente para ancoragem dos pedaços de pneu no solo. O resultado tímido de capacidade de carga para os compósitos estudados neste trabalho pode estar associado à deficiência na ancoragem das fibras de borracha.

O impacto da redução na capacidade portante pode ser percebido através da razão de capacidade de carga RCC, para este estudo, mostrada abaixo:

$$RCC = \frac{C_c}{C_r} \quad (5.2)$$

Onde,

Cc: Capacidade de carga do compósito;

Cr: Capacidade de carga do solo de referência.

A Figura 72 mostra o RCC em função do teor de mistura, permitindo visualizar graficamente o desempenho dos compósitos em relação ao solo puro.

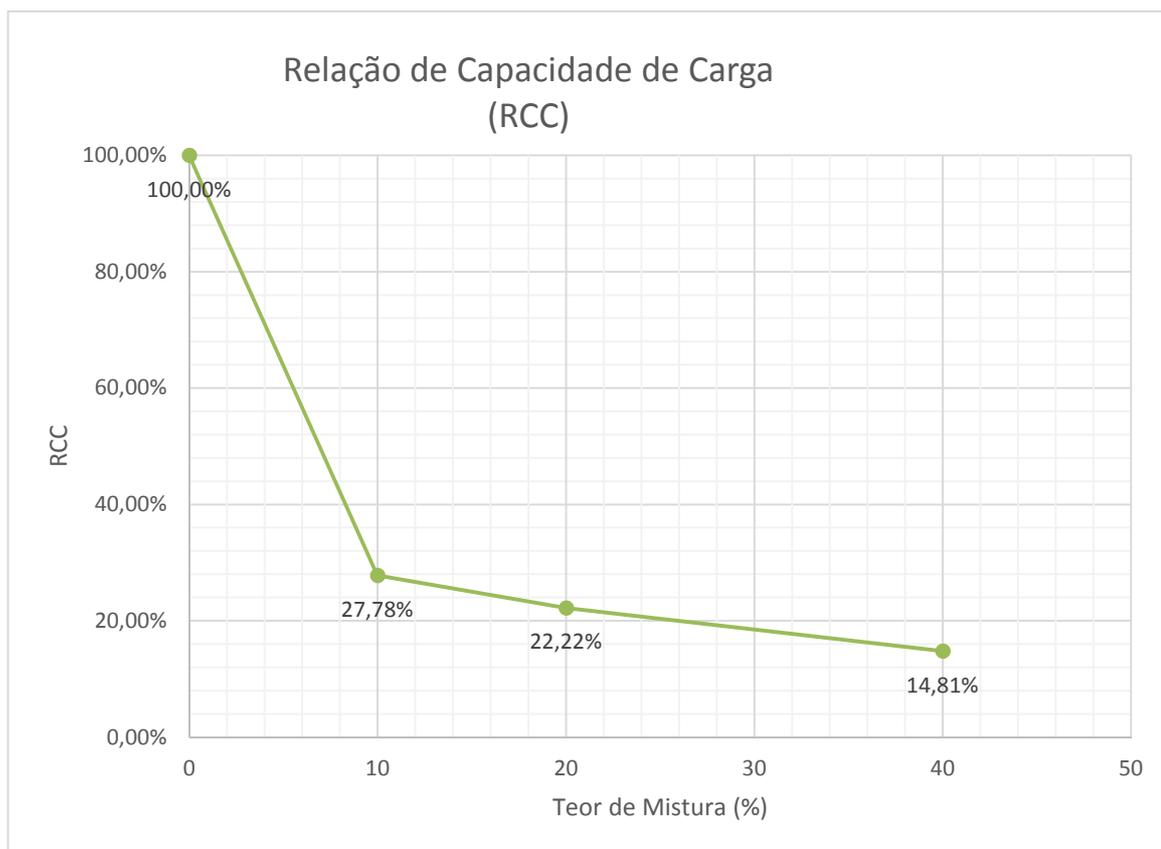


Figura 72 – Relação de Capacidade de Carga entre os compósitos e o solo de referência.

Em termos de capacidade de carga, o teor de mistura que apresentou menor perda de capacidade portante em relação ao solo de referência foi o de $\chi = 10\%$.

5.3 – Previsão de capacidade de carga

Como foi descrito no capítulo 3, foram realizadas previsões de capacidade de carga para o solo e para os compósitos. Para isto foram utilizados os ângulos de atrito e interceptos de coesão obtidos por FRANCO (2012) através de ensaios de cisalhamento direto. A Tabela 15 lista os parâmetros de resistência do solo e dos compósitos.

Tabela 15 –Valores de ângulo de atrito e intercepto de coesão obtidos dos ensaios de cisalhamento direto de FRANCO (2012)

Teor de Mistura χ (%)	Intercepto de coesão c (kPa)	Ângulo de atrito ϕ (°)
0	8,1	30,4
10	7,9	35,2
20	11,8	31,8
40	32,2	33,9

Partindo destes parâmetros, foram calculadas as capacidades de carga do solo de referência e dos compósitos para as condições impostas ao modelo experimental. Para tanto, foi utilizada a equação de Terzaghi (1943, apud Cintra *et al.*, 2011) com as proposições de Vesic (1975, apud Cintra *et al.*, 2012).

$$\sigma_r = c N_c S_c + q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad (5.3)$$

A simulação de carregamento feita no modelo de aterro impôs aos geomateriais um carregamento na sua superfície, através da aplicação de uma carga sobre uma placa metálica circular rígida. Assim sendo, não há parcela de sobrecarga atuando no aterro. A correspondência destas características com a formulação teórica são as seguintes:

- O segundo termo da equação é igual a zero, uma vez que a carga é aplicada na superfície do terreno;
- Os fatores S_c e S_γ foram tomados para uma fundação com base circular.

Foram, ainda, considerados os modos de ruptura do solo/compósito na determinação da capacidade de carga teórica. Esta determinação foi feita a partir das observações feitas nos ensaios de capacidade de carga experimental. Como já escrito anteriormente, o modo de ruptura do solo e dos compósitos foi o de puncionamento.

A importância de conhecer o modo de ruptura do material reside na adequada utilização dos coeficientes da equação. Segundo Terzaghi (1943, apud Cintra *et al.*, 2011), nos casos em que se tratar de ruptura por puncionamento, o ângulo de atrito e o intercepto de coesão sofrem uma redução empírica conforme mostrado abaixo:

$$c^* = \frac{2}{3} c \quad (5.4)$$

$$tg\phi^* = \frac{2}{3} tg\phi \quad (5.5)$$

Diante disto, foram feitos os cálculos da capacidade de carga teórica, sendo seus valores reunidos, por teor de mistura, na Tabela 16.

Tabela 16 – Capacidade de carga teórica para cada teor de mistura.

Teor de Mistura χ	Capacidade de carga
0%	140,03 kPa
10%	187,91 kPa
20%	214,11 kPa
40%	640,72 kPa

Ao comparar os resultados teóricos e experimentais verifica-se uma divergência entre os resultados. Porém, é fundamental considerar o efeito de escala entre o modelo de aterro e o corpo de prova submetido ao ensaio de cisalhamento direto. Neste último, os desbastes de pneu possuem comprimento significativo em relação à zona de cisalhamento. No modelo de aterro essa relação é menor, prejudicando a ancoragem das fibras de borracha. Isso justifica os resultados de capacidade de carga experimental inferiores ao determinado através de ensaios de laboratório, no caso dos compósitos. Os resultados de cisalhamento direto, assim como a previsão de capacidade de carga por Terzaghi, devem ser avaliados com cautela sempre levando em consideração o efeito de escala e o modo de ruptura do solo. A Figura 73 apresenta a relação entre as capacidades de carga experimental e a previsão pelo método de Terzaghi.

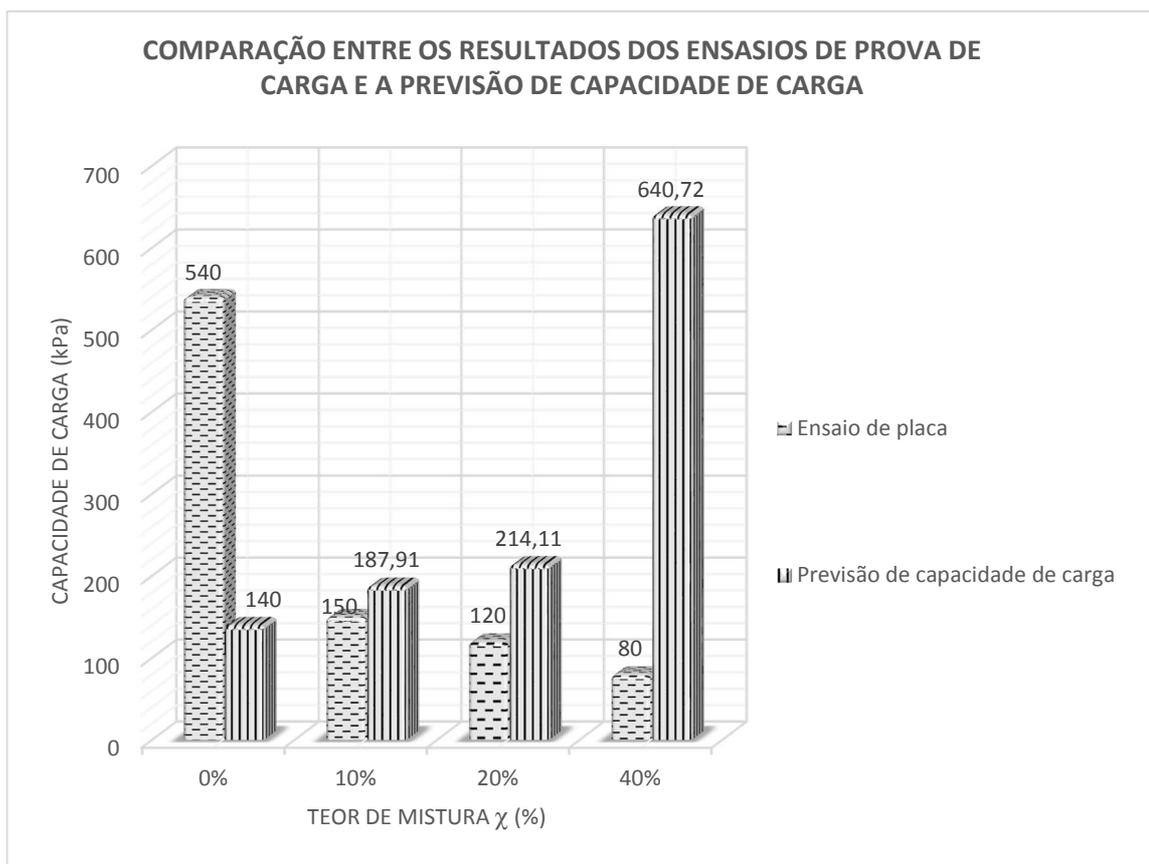


Figura 73 – Comparativo entre a capacidade de carga experimental e a previsão de capacidade de carga.

5.4 - Análise dos ensaios de ISC

A Figura 74 apresenta, em forma de gráfico, a relação entre o ISC e o teor de incorporação de borracha (χ). Percebe-se, visualmente, a magnitude da influência dos desbastes de pneus inservíveis na capacidade de suporte, tomando por referência o solo puro ($\chi = 0$). A Tabela 17 apresenta os valores de ISC em relação a cada teor de mistura.

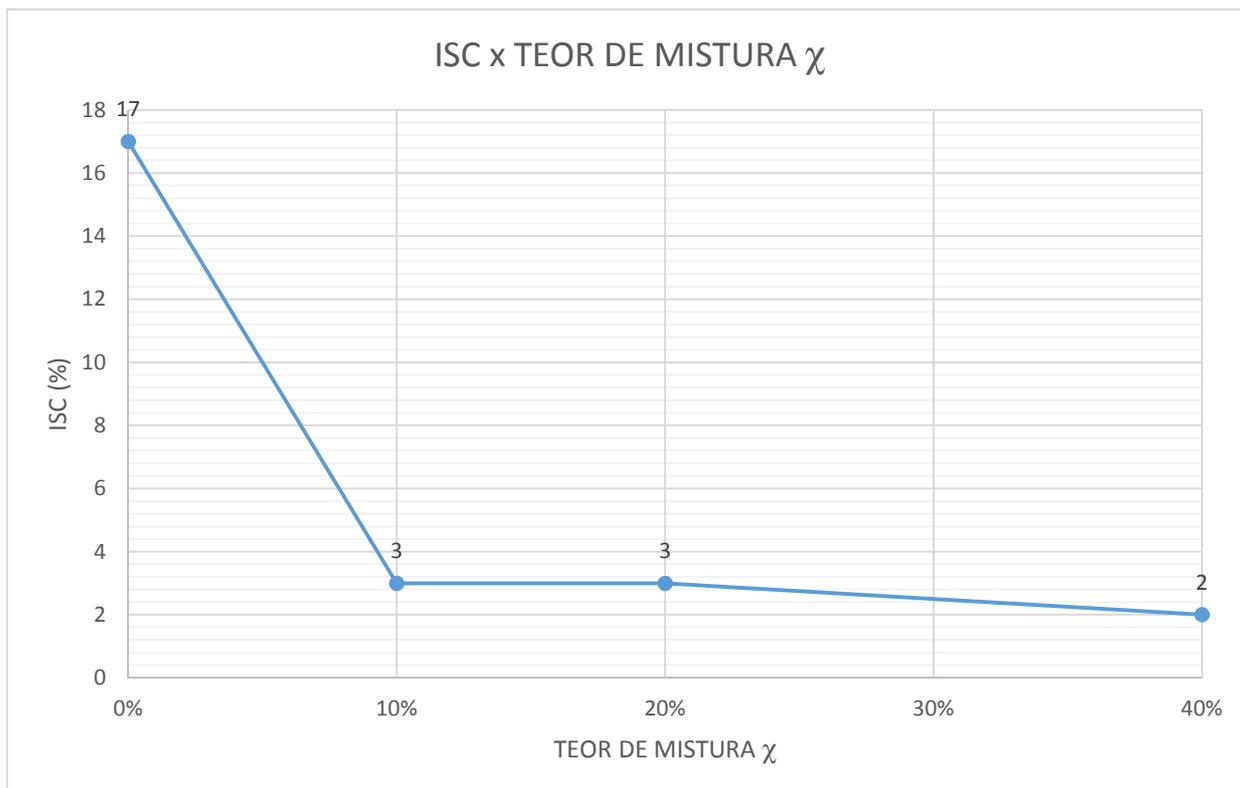


Figura 74 – Gráfico da relação ISC x Teor de incorporação de borracha (χ).

Tabela 17 – ISC para cada teor de mistura.

Teor de Mistura χ	ISC (%)
0%	17
10%	3
20%	3
40%	2

A análise dos gráficos e dos valores finais do ISC revela que existe uma grande influência dos desbastes de pneus nos resultados. A colaboração dos desbastes de pneu foi bastante negativa para todos os teores de incorporação de borracha. No entanto, não há significativa diferença no desempenho do material entre os teores $\chi = 10\%$, $\chi = 20\%$ e $\chi = 40\%$. O acréscimo de 10% de desbaste de pneu reduziu o ISC de 17% - solo puro - para 3%. Os resultados são contrários aos encontrados por GHAZAVI E SAKHI (2005), ou seja, a resposta do ISC é piorada à medida que se aumenta o teor de incorporação de desbastes de pneus. Ressalte-se que o tamanho

do pneu e o solo são diferentes para os dois estudos. Cabem nesta comparação as mesmas considerações feitas entre os resultados de prova de carga e os obtidos por HATAF e RAHIMI (2006): pedaços de pneus maiores garantem a ancoragem da parte da borracha que passa da zona de cisalhamento.

Por outro lado, no caso de utilização dos compósitos em construção de rodovias, o requisito normativo do DNIT (2004) para um geomaterial ser utilizado como corpo de aterro é, dentre outros, possuir ISC igual ou superior a 2%. Desta sorte, mesmo o compósito com teor de borracha incorporada igual a $\chi = 40\%$ atende a exigência.

Na hipótese de utilização do solo e dos compósitos como subleito de uma rodovia, é possível correlacionar os valores do ISC com os ensaios de prova de carga em placa através do coeficiente de recalque k . A figura 75 traz uma correlação dos valores de ISC com os valores de k apresentada no Manual de Pavimentação Rígida do DNIT (2005).

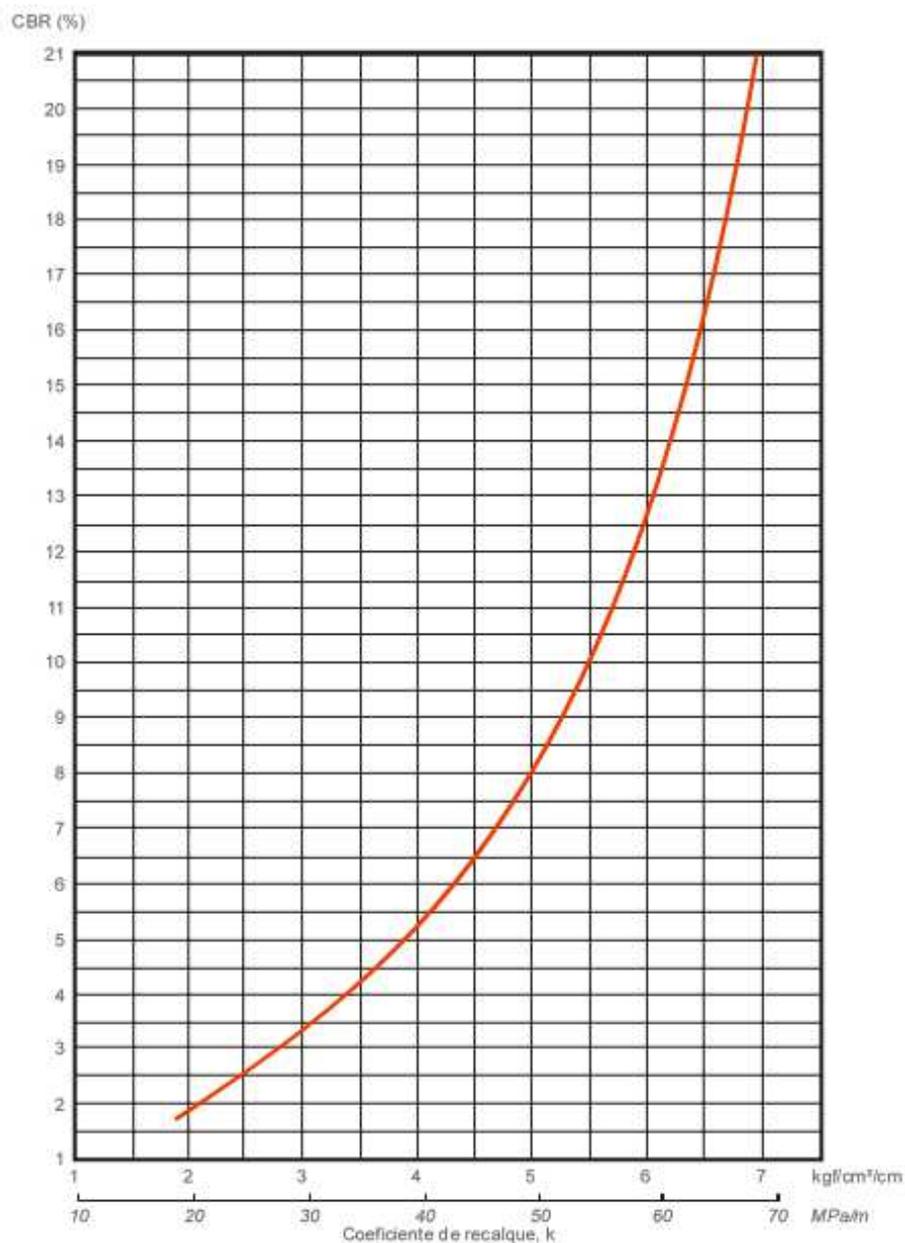


Figura 75 – Relação entre o ISC e o coeficiente de mola k (DNIT, 2005)

A Tabela 18 apresenta a correlação entre os valores de ISC de cada teor de mistura e os respectivos k obtidos da curva de correlação do DNIT (BRASIL, 2005). Além disto, a Tabela também enumera o valor de k associado à tensão de ruptura obtida pelo método convencional $d/30$.

Tabela 18 – Correlação entre os valores de ISC e de coeficiente de recalque.

Teor de Mistura χ	ISC (%)	Correlação k_c (MPa/m)	Experimental k_e (MPa/m)	$\frac{k_c}{k_e}$
0%	17	65	54	1,20
10%	3	27	16,67	1,62
20%	3	27	12,50	2,16
40%	2	20	7,14	2,80

A comparação entre os valores do módulo de recalque revela que não é segura a utilização das curvas de correlação constantes no Manual de Pavimentação Rígida do DNIT (2005). A capacidade portante dos materiais estudados neste trabalho é menor do que a prevista através da correlação. A diferença entre o valor real e o advindo da correlação varia entre 20% e 180%.

A Figura 76 mostra a relação de capacidade de carga (RCC) em relação às medidas de suporte do ISC. Através desta Figura 76 é possível visualizar a intensidade da influência dos desbastes de pneus para todos os teores de mistura χ .

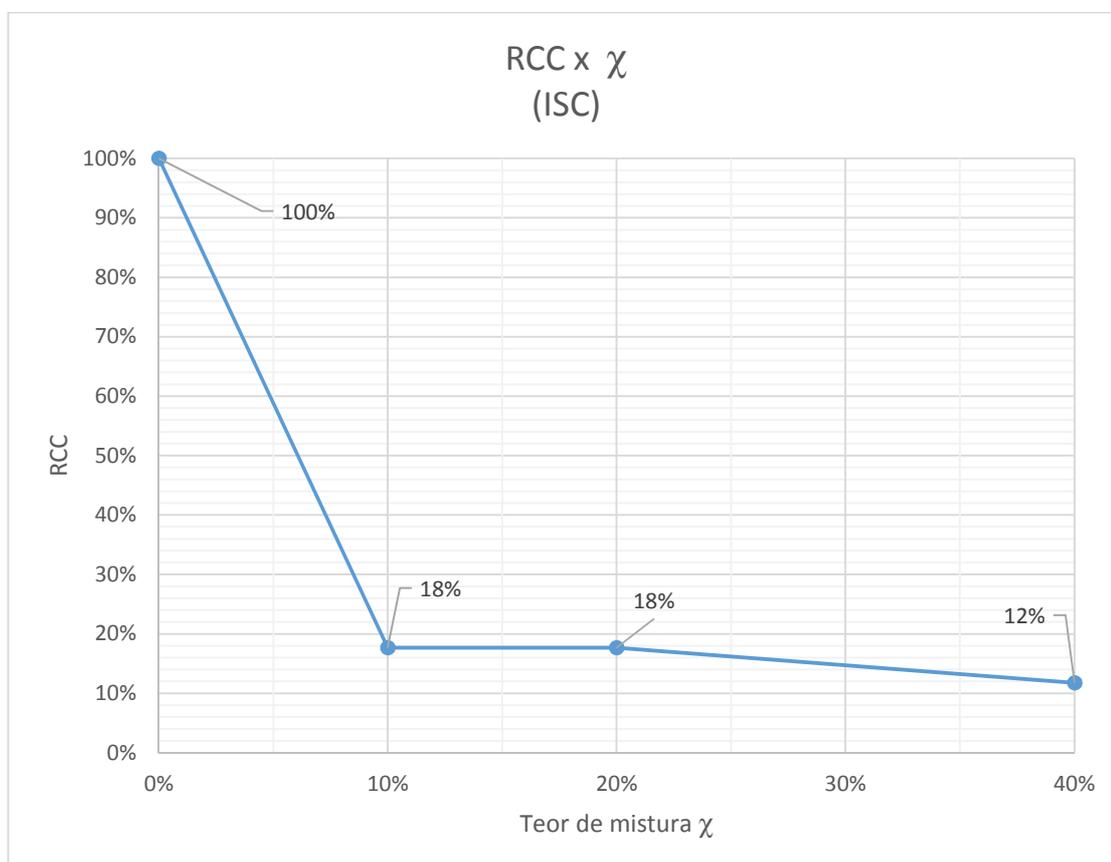


Figura 76 – RCC para o ISC para os compostos estudados.

A forma da curva RCC do ISC é semelhante àquela construída para os resultados de prova de placa. Isto significa que o ensaio de ISC fornece uma resposta próxima do que foi verificado experimentalmente nas provas de carga. Em termos de Razão de Capacidade de Carga (RCC) há forte semelhança entre os valores obtidos das provas de carga e do ISC. A Figura 77 apresenta a curva RCC para os ensaios de ISC e prova de carga em placa.

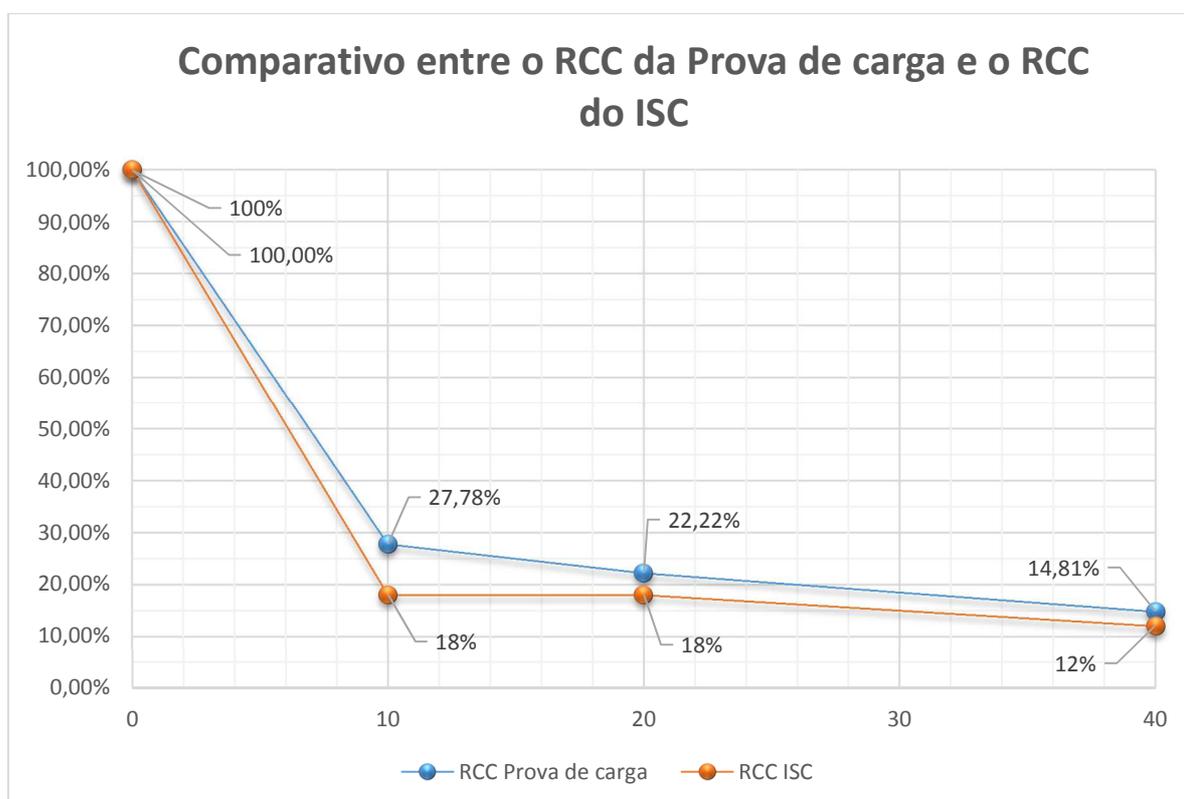


Figura 77 – Comparativo de RCC da prova de carga e do ISC.

A forma mais segura de se prever o desempenho portante do solo e dos compósitos estudados neste trabalho, sem a realização dos ensaios de prova de carga em placa, é utilizando o ISC e sua Razão de Capacidade Carga (RCC), uma vez que se assemelham em muito aos resultados constatados experimentalmente.

Outro aspecto estudado foi a expansão dos materiais. Foram registrados os comportamentos expansivos para todos os teores de mistura, nos seus respectivos pares de corpos-de-prova. A Tabela 19 e a Figura 78 apresentam os valores da

expansão para cada teor de mistura χ e a curva que representa a relação da expansão com a porcentagem de borracha incorporada, respectivamente.

Tabela 19 – valores médios de expansão para diferentes teores de mistura de desbastes de pneus inservíveis com solo laterítico.

Teor de Mistura χ	Expansão/Relaxação
0%	0,05 %
10%	0,95 %
20%	1,09 %
40%	1,10 %

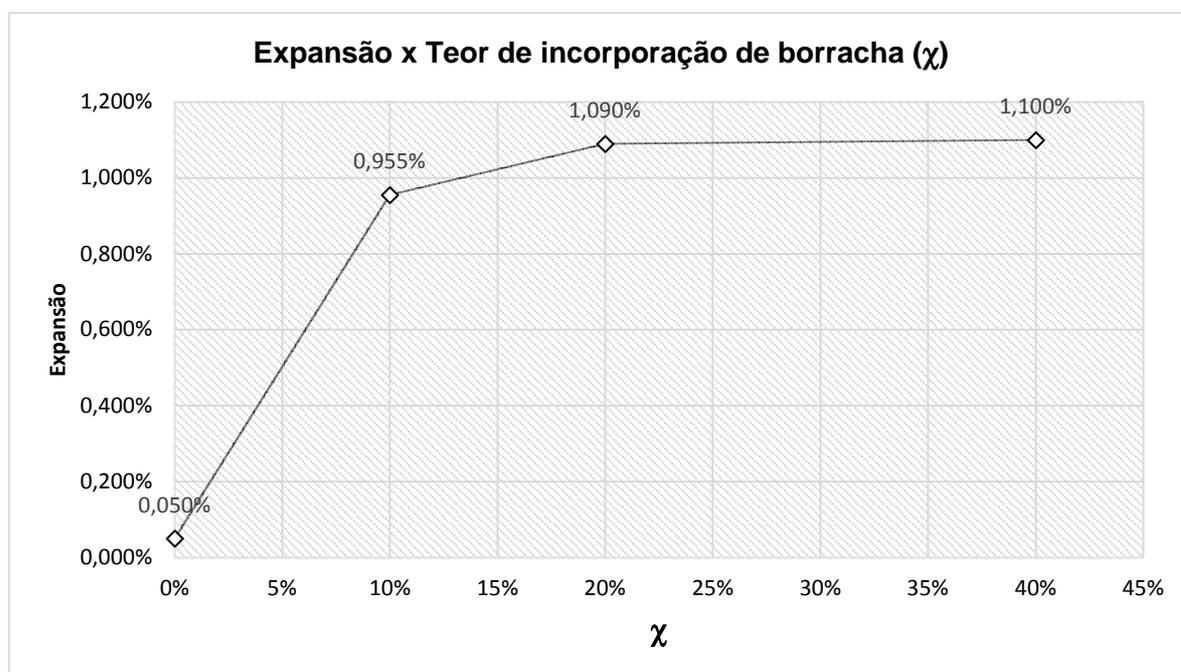


Figura 78 – gráfico da relação Expansão x Teor de incorporação de borracha χ .

Como se pode observar na Figura 78, a expansão do geomaterial aumenta significativamente ao se adicionar 10% de desbastes de pneus, porém, a partir desta quantidade de borracha incorporada até o limite de 40%, pouca influência é exercida pelo desbaste de pneus no desempenho do compósito (entre os teores de $\chi = 20\%$ e $\chi = 40\%$ é de, apenas, 0,01% em média.). A variação na expansão do corpo-de-prova com mistura de borracha e solo se deve à relaxação elástica dos desbastes de pneus.

Fazendo nova análise na norma do DNIT 108/2009ES (2009) com foco na restrição de expansão do material que se deseja utilizar em corpo de aterro, verificou-se que o limite para emprego de um material, em termos de expansão como corpo de aterro, é de uma expansão máxima de 4%. Desta forma, todos os compósitos passam no critério uma vez que a maior expansão verificada foi de 1,10%.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

6.1 - Conclusões

Diante dos dados e observações colhidas ao logo deste trabalho, podem ser definidas as seguintes conclusões:

a) A medida com que se aumenta o teor de borracha, mais difícil é sua compactação. Os cuidados com a união das sucessivas camadas do aterro devem ser redobrados, uma vez que as fibras de borracha na superfície da camada podem funcionar como isolante entre duas camadas, deixando-as independentes;

b) O ensaio de capacidade de carga experimental não revelou uma ruptura bem definida dos geomateriais, demonstrando, no gráfico e no modelo físico, uma ruptura por puncionamento para todos os materiais estudados;

c) Percebe-se uma sensível diferença nas proporções dos deslocamentos plásticos e elásticos entre o solo puro e os compósitos. Observou-se uma tendência de aumento das deformações elásticas junto com o aumento do teor de incorporação de borracha. Outro ponto observado foi a semelhança do valor final do recalque após o descarregamento do sistema solo-placa entre os compósitos;

O coeficiente de recalque (k) obtido para o solo puro ($\chi=0$) mostra que até uma tensão de aproximadamente 300kPa não há variação de valor, além desse valor, inicia-se um trecho parabólico que conduz a uma variação do valor de k , significando perda da sua capacidade portante. Para tensões acima de 900kPa o comportamento da curva tensão-deslocamento volta a ser retilíneo, gerando um valor de coeficiente de recalque constante, semelhante ao verificado para $\chi=40\%$. Como se pode ver nos resultados dos ensaios de capacidade de carga, a forma da curva dos compósitos se assemelha a uma reta. Isto significa que os valores do coeficiente de recalque são

praticamente constantes com o incremento das tensões até os limites ensaiados neste estudo.

d) A capacidade de carga do solo e dos compósitos, medida através de ensaios de prova de carga em placa, revelou que a capacidade portante do geomaterial cai à medida que se aumenta o teor de borracha incorporada. Isto se deve a interação dos resíduos de pneus com a zona de cisalhamento do solo. Os desbastes de pneus não possuem comprimento suficiente para transpassar a largura da zona de cisalhamento e ancorarem no solo na vizinhança da zona de cisalhamento. A adequada utilização de agregados derivados de pneus exige o conhecimento do tipo de ruptura associada ao solo utilizado e um dimensionamento do tamanho do pedaço de pneu a ser empregado em função da largura da zona de cisalhamento somada a tamanho necessário para a adequada ancoragem do pneu na vizinhança da mencionada zona. O resultado tímido de capacidade de carga para os compósitos estudados neste trabalho está associado à deficiência na ancoragem das fibras de borracha.

e) A previsão de capacidade de carga foi determinada utilizando parâmetros obtidos em laboratório, através do ensaio de cisalhamento direto. Ao comparar os resultados de laboratório e os experimentais verifica-se uma grande divergência. Isto se deve ao efeito de escala entre o modelo de aterro e o corpo de prova submetido ao ensaio de laboratorial. Neste último, os desbastes de pneu possuem comprimento significativo em relação à zona de cisalhamento. No modelo de aterro essa relação é menor, prejudicando a ancoragem das fibras de borracha. Isso explica os resultados de capacidade de carga experimental inferiores ao determinado através de ensaios de laboratório. Os ensaios de cisalhamento direto de pequena dimensão não fornecem parâmetros de cálculo (ângulo de atrito e intercepto de coesão) confiáveis para prever a capacidade de carga dos compósitos que possuem desbastes de pneus incorporados, utilizando a equação de Terzaghi (1943, apud Cintra *et al.*, 2011).

f) A análise dos gráficos e dos valores finais do ISC revela que existe uma grande influência dos desbastes de pneus nos resultados. A colaboração dos desbastes de pneu foi bastante negativa para todos os teores de incorporação de borracha. No entanto, não há significativa diferença no desempenho do material entre os teores $\chi = 10\%$, $\chi = 20\%$ e $\chi = 40\%$. O acréscimo de 10% de desbaste de pneu

reduziu o ISC de 17% - solo puro - para 3%. Por outro lado, o requisito normativo (DNIT 108/2004) para um geomaterial ser utilizado como corpo de aterro é, dentre outros, possuir ISC igual ou superior a 2%. Desta sorte, mesmo o compósito com teor de borracha incorporada igual a $\chi = 40\%$ atende a exigência.

g) Os resultados de ISC reproduziram, em termos de Razão de Capacidade de Carga, o comportamento experimental dos geomateriais estudados neste trabalho. A utilização do RCC do Índice de Suporte Califórnia se mostrou a melhor maneira de fazer previsões de capacidade de carga para os compósitos com borracha incorporada. Ao contrário disto, as correlações entre o valor de ISC com o coeficiente de recalque não possuem correspondência com o verificado experimentalmente. A diferença entre a correlação e o valor real de k varia de 20% a 180%.

h) Foram registrados os comportamentos expansivos para todos os teores de mistura, nos seus respectivos pares de corpos-de-prova. A expansão do geomaterial quase dobra ao se adicionar 10% de desbastes de pneus, porém, a partir desta quantidade de borracha incorporada até o limite de 40%, pouca influência é exercida pelo desbaste de pneus no desempenho do compósito. A variação na expansão entre os teores de $\chi = 20\%$ e $\chi = 40\%$ é de, apenas, 0,01% em média. Fazendo análise na norma do DNIT 108/2004ES com foco na restrição de expansão do material que se deseja utilizar em corpo de aterro, verificamos que o limite para emprego de um material, em termos de expansão, como corpo de aterro é de uma expansão máxima de 4%. Desta forma, todos os compósitos passam no critério desta norma uma vez que a maior expansão verificada foi de 1,10%.

i) Os compósitos possuem características que permitem seu uso em corpo de aterro rodoviário, porém fica claro que a utilização desbastes de pneus misturados ao solo colabora para a piora da capacidade portante se comparado ao solo puro. No entanto, estes estudos experimentais sugerem que a redução da capacidade de carga observada não inutiliza os compósitos estudados neste trabalho, sendo possível seu emprego em corpos de aterro quando se pretende reduzir o peso próprio do aterro e/ou gerar benefícios ambientais com a correta destinação dos pneus inservíveis.

j) A utilização de borracha proveniente de pneus inservíveis passa pela verificação da harmônica interação solo-pneu. Os parâmetros fundamentais para um

desempenho satisfatório são: granulometria do solo utilizado; modo de ruptura do solo; largura da zona de cisalhamento do solo; e relação dimensional dos desbastes de pneus. Conhecendo estes parâmetros pode-se aplicar um desbaste de pneu com relação dimensional suficiente para garantir o transpasse suficiente da zona de cisalhamento, além da adequada ancoragem no solo.

6.2 - Sugestões para pesquisas futuras

Com o intuito de aprofundar e aperfeiçoar o estudo sobre a incorporação de desbastes de pneus a solos laterítico, seguem as seguintes sugestões para pesquisas futuras:

- a) Estudo de capacidade de carga do compósito quando submetido a cargas dinâmicas;
- b) Avaliar outras utilizações para o compósito na engenharia geotécnica;
- c) Acompanhar o desempenho geotécnico do compósito em uma situação real de solicitação onde o material seja empregado como subleito rodoviário;
- d) Comparar a viabilidade técnica, econômica e financeira entre as alternativas de construção de aterros leves existentes e o compósito estudado neste trabalho;
- e) Estudar a incorporação de desbastes de pneus a um solo predominantemente coesivo;
- f) Estudar a espessura de camada ideal para a obtenção do grau de compactação desejado utilizando as energias de compactação corriqueiras na construção de aterros rodoviários;
- g) Estabelecer uma relação entre a espessura da zona de cisalhamento de um determinado solo e o comprimento ideal da fibra de pneus;
- h) Estudar a resiliência dos compósitos estudados neste trabalho com foco na aplicação em cabeceiras de pontes e recuperação de pavimentos flexíveis;
- i) Provas de carga com diferentes tamanhos de pedaços de pneus para os teores de mistura estudados neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADERINLEWO, O.; OKINE, N. , 2008. Sensitivity analysis of a scrap tire embankment using Bayesian influence diagrams. *Construction and Building Materials*, n. 23, p1446–1455.

ANIP – Associação Nacional da Indústria de Pneumáticos. ANIP em números, 2012. Disponível em: <<http://www.anip.org.br/>> . Acesso em: 16 jul. 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9895**: Solo – Índice de suporte Califórnia. Rio de Janeiro, 1987.

_____. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 6459**: Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 6489**: Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984.

ASTM D 6270-08. Standard practice for use of scrap tires in civil engineering application. In: ANNUAL BOOK OF ASTM STANDARDS. American Society For Testing and Materials, West Conshohocken, PA, 2008, 19 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER 080/94 – Solos – Análise Granulométrica por peneiramento. Rio de Janeiro: IPR, 1984.

_____. DNER 092/94 – Determinação da massa específica aparente do solo “in situ” , com o emprego do frasco de areia. Rio de Janeiro: IPR, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. NORMA DNIT 108/2009 – ES – Terraplenagem – Aterros – Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR, 2009.

_____. Manual de Pavimentação. Rio de Janeiro: IPR, 2006.

_____. Manual de Pavimentação Rígida. Rio de Janeiro: IPR, 2005.

BOSSCHER, P. J.; EDIL, T.B.; KURAOKA, S., 1997, Design of Highway Embankments Using Tire Chips. *Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering*. P. 295-304.

CASAGRANDE, M. D. T.; Solo: do Comportamento a Aplicações – Comportamento de novos materiais Geotécnicos. COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2012.

CETIN, H.; FENER, M.; GUNAYDIN, O. Geotechnical properties of tire-cohesive clayey soil mixtures as a fill material. *Engineering Geology*, n. 88, p. 110–120, 2006.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. Fundações Diretas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 140p

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. Resolução nº 416, de 30 de setembro de 2009. Dispõe sobre a prevenção à degradação ambiental causada por pneus inservíveis e sua destinação ambientalmente adequada, e dá outras providências. *Diário Oficial da República Federativa do Brasil*, Brasília, DF, nº 188, de 01/10/2009, p. 64-65. Disponível em: <<http://www.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=616>>. Acesso em: 16 jul. 2013.

COSTA, Y. D. J.; FRANCO, K. B.; SANTOS, O. F.; COSTA, C. L. Shear Strength Behaviour of Tire Derived Aggregate – Lateritic Soil Mixtures. Pan-Am CGS Geotechnical Conference, 2011.

COSTA, Y. D. J. Estudo do comportamento de solo não saturado através de provas de carga em placa. 1999. 138f. Dissertação (Mestrado) – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1999.

DICKSON, T. H., DWYER, D. F., AND HUMPHREY, D. N. _2001_. “Prototype tire-shred embankment construction.” *Transportation Research Record*. 1755, National Research Council, Transportation Research Board, Washington, D.C., 160–167.

EDINÇLILER, A.; BAYKAL, G.; DENGILI, K., 2004, Determination of static and dynamic behaviour of waste materials. *Resources, Conservation and Recycling*, v. 3, n. 42, p 223–237.

EDINÇLILER, A; BAYKAL, G.; SAYGILI, A. ,2010,. Influence of different processing techniques on the mechanical properties of used tires in embankment construction. *Waste Management*, n. 30, p. 1073–1080.

EDINÇLILER, A; CABALAR, A. F.; CAGATAY, A.; CEVIK, A. Triaxial Compression behavior of sand and tire wastes using neural networks. *Neural Comput & Applic*, n. 21, p. 441 – 452, 2010b.

ELDIN, N.N., SENOUCI, A.B., 1992. Use of scrap tires in road construction. *Journal of Construction Engineering and Management*, 118, 561–576.

FOOSE, J., BENSON, H., AND BOSSCHER, J., Sand Reinforced with Shredded Waste Tires. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 122, No. 9, pp. 760–767. 1996.

FRANCO, K. L. B. Caracterização do comportamento geotécnico de misturas de resíduo de pneus e solo laterítico. 2012. 118f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária). Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2012.

GHAZAVI, M.; SAKHI, M. A. Optimization of Aspect Ratio of Waste Tire Shreds in Sand-Shred Mixtures Using ISC Tests. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 28, No. 6, 2005.

HATAF N.; RAHIMI M.M.. Experimental investigation of bearing capacity of sand reinforced with randomly distributed tire shreds. *Construction and Building Materials* n.20, p. 910–916, 2006.

HOPPE, E. J.. Field Study of Shredded-Tire embankment, 1998, *Transportation research record*, 1619, p. 47-54.

HUMPHREY, D. (2000). Civil engineering application for scrap tires. Seminar to Pennsylvania Department of Transportation, Univ. of Maine, Orono, Maine.

MOTTA ,F. G. A cadeia de destinação de pneus inservíveis: o papel da regulação e do desenvolvimento tecnológico. *Ambiente e Sociedade*, Campinas, v. XI, n. 1, p. 167-184, jan/jun 2008.

MOO-YOUNG H.; SELLASIE K.; ZEROKA D.; SABNIS. Physical and chemical properties of recycled tire shreds for use in construction. *Journal of Environmental Engineering*, v-129, p. 921-929. 2003.

NOGAMI, J. S. ; VILLIBOR, D. F. ,1995. Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. *Villibor*, São Paulo, SP, p. 213.

RECICLANIP. Formas de destinação. Disponível em <<http://www.reciclanip.com.br>>. Acesso em: 16 jul 2013.

REDDY, K. R.; MARELLA, A. 2001. Properties of Different Size Scrap Tire Shreds: Implications on Using as Drainage Material in Landfill Cover System. INTERNACIONAL CONFERENCE ON SOLID WASTE TECHNOLOGY AND MANEGEMENT, 17., Philadelphia.

RUSSI, D. Estudo do comportamento de solos através de ensaios de placa de diferentes diâmetros. 2007. 147 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria. 2007.

SANTOS, J. Estabilização de uma argila laterítica do Distrito Federal para uso em rodovias de baixo volume de tráfego. 2004. 95f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2004.

SILVA, C. C. Comportamento de solos siltosos quando reforçados com fibras e melhorados com aditivos químicos e orgânicos . 2007. 157f. Dissertação (Mestrado) – Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2007.

SPINDOLA, C. R.; DANIEL, L. A. (2008). Laterita e solos lateríticos no Brasil. Boletim Técnico da FATECSP BT/ 24, p. 21-24.

SZELIGA, L.; RAMIREZ, G. D; CASAGRANDE M. D. T. Estudo experimental de solo reforçado com borracha moída de pneus inservíveis para aplicação e obras geotécnicas. COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2012.

UPTON, R.J., MACHAN, G., 1993. Use of shredded tires for lightweight fill. Transportation Research Record No. 1422, Transportation Research Board, Washington, DC, pp. 36–45.

VILLIBOR, D. F., NOGAMI, J. S., BELIGNI, M. & CINCERRE, J. R. (2000). Pavimento com solos Lateríticos e gestão de manutenção de vias urbanas. ABPv, São Paulo, SP, 138p.

WARITH, M. A.; SUDHACKAR, M. R., 2005, Predicting the compressibility behaviour of tire shred samples for landfill applications, Waste Management, 26, p.268-276.

YANG, S., LOHNES, R. A., E KJARTANSON, B. H., 2002. “Mechanical properties of shredded tires.” Geotech. Test. J., 25_1_, 44–52.

ZORNBERG, J. G.; COSTA, Y. D.; VOLLENWEIDER, B. Performance of Prototype Embankment Built with Tire Shreds and Nongranular Soil. *Transportation Research Record*, n. 1874, Washington, p. 70-77, 2004.

ANEXO I

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE GRANULOMETRIA, LIMITES DE LIQUIDEZ, PLASTICIDADE E ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO.



Centro de Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil
Laboratório de Mecânica dos Solos

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA CONJUNTA - NBR 7181

CLIENTE: PAULO R.
LOCAL:
AMOSTRA: SOLO PURO

ENSAIO:
DATA: 15/07/2014

V 2.2

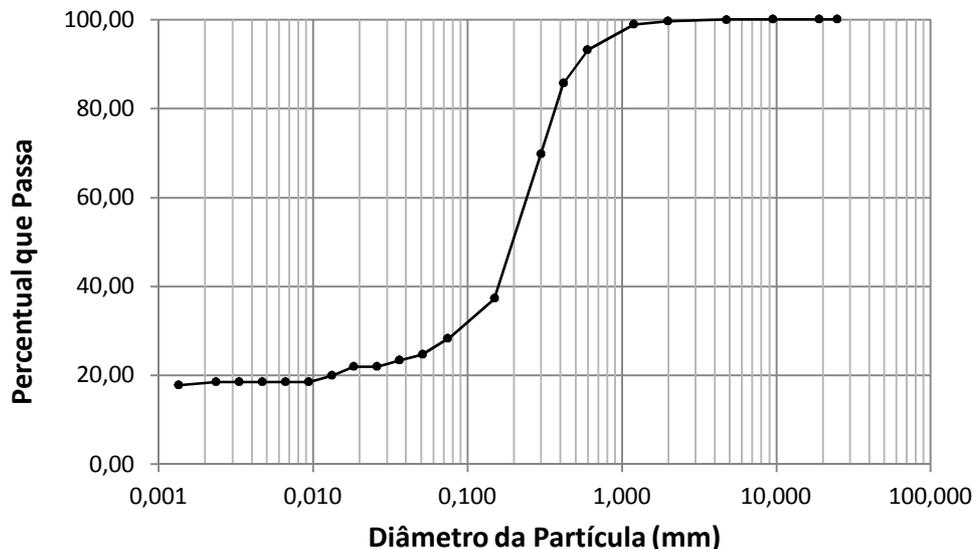
AMOSTRA		Massa total do solo para o ensaio (g)	(M _t)	1200,00
No.:	Solo:	Massa do solo seco (g)	(M _s)	1168,96
Prof. (m):	D _s (g/cm ³): 2,650	Massa total da amostra p/ peneiram. fino (g)	(M _h)	120,00

PENEIRAMENTO							TEOR DE UMIDADE			
Peneiras		Massa retida, M _i (g)	Massa ret. ac., ΣM _i (g)	% R retida	% R _{ac} ret. acum.	% P passa	Cápsula			
#	mm						92	83	99	
	25		0,00	0,00	0,00	100,00	Solo + Tara (g)	29,40	31,74	124,05
	19		0,00	0,00	0,00	100,00	Solo seco + tara (g)	28,68	30,99	122,72
	9,50		0,00	0,00	0,00	100,00	Tara (g)	7,19	7,35	30,61
	4,80	0,14	0,14	0,01	0,01	99,99	Água (g)	0,72	0,75	1,33
4	4,80	0,14	0,14	0,01	0,01	99,99	Sólidos (g)	21,49	23,64	92,11
10	2,00	4,15	4,29	0,36	0,37	99,63	Teor de Umid. (%)	3,35	3,17	1,44
16	1,20	0,80	0,80	0,68	1,05	98,95	Teor de umidade médio (%)	2,656		
30	0,60	6,80	7,60	5,80	6,84	93,16	Densímetro: Mod. 151H	Defloculante: HMFS		
40	0,42	8,72	16,32	7,43	14,28	85,72	Material retido na # 10 (g)	Material retido na #200 (g)		
50	0,30	18,77	35,09	16,00	30,28	69,72	4,15	10,56		
100	0,15	38,15	73,24	32,52	62,79	37,21				
200	0,075	10,56	83,80	9,00	71,79	28,21				

SEDIMENTAÇÃO

Tempo (min)	Leit. dens. suspensão (R _L)	Leit. conv. suspensão (L)	Temp. (°C)	Leit. dens. meio dispersor (R _{LD})	Leit. conv. meio dispersor (L _d)	μ (10e-4) (Pa·s)	Altura de Queda, a (cm)	Diâmetro equiv. Di (mm)	% P passa (< Di)
0,5	1,0225	22,5000	26,5	1,0040	4,000000	8,618	16,2	0,072	26,01
1	1,0215	21,5000	26,5	1,0040	4,000000	8,618	16,5	0,051	24,64
2	1,0205	20,5000	26,5	1,0040	4,000000	8,618	16,7	0,037	23,27
4	1,0195	19,5000	26,5	1,0040	4,000000	8,618	16,9	0,026	21,90
8	1,0195	19,5000	26,5	1,0040	4,000000	8,618	16,9	0,018	21,90
15	1,0175	17,5000	26,5	1,0035	3,500000	8,618	16,6	0,013	19,85
30	1,0165	16,5000	27,0	1,0035	3,500000	8,523	16,8	0,009	18,48
60	1,0165	16,5000	27,0	1,0035	3,500000	8,523	16,8	0,007	18,48
120	1,0165	16,5000	26,5	1,0035	3,500000	8,618	16,8	0,005	18,48
240	1,0165	16,5000	26,5	1,0035	3,500000	8,618	16,8	0,003	18,48
480	1,0165	16,5000	26,5	1,0035	3,500000	8,618	16,8	0,002	18,48
1440	1,0160	16,0000	27,5	1,0035	3,500000	8,431	16,9	0,001	17,80

Curva Granulométrica



Observações:

Operador: Paulo

Visto:

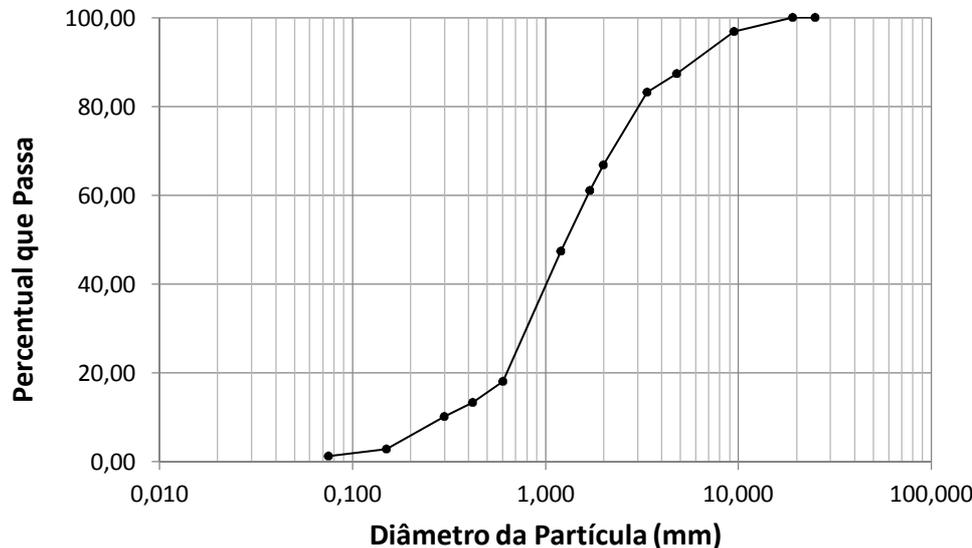
AMOSTRA		Massa total do solo para o ensaio (g)	(M _t)	1000,00
No.:	Solo:	Massa do solo seco (g)	(M _s)	1000,00
Prof. (m):	ρ _s (g/cm ³):	Massa total da amostra p/ peneiram. fino (g)	(M _h)	

PENEIRAMENTO							TEOR DE UMIDADE			
Peneiras		Massa re-tida, M _i (g)	Massa ret. ac., ΣM _i (g)	% R retida	% R _{ac} ret. acum.	% P passa	Cápsula			
#	mm						Solo + Tara (g)			
	25		0,00	0,00	0,00	100,00	Solo seco + tara (g)			
	19		0,00	0,00	0,00	100,00	Tara (g)			
	9,50	31,32	31,32	3,13	3,13	96,87	Água (g)			
4	4,80	94,38	125,70	9,44	12,57	87,43	Sólidos (g)			
	3,35	42,38	168,08	4,24	16,81	83,19				
10	2,00	163,54	331,62	16,35	33,16	66,84	Teor de Umid. (%)			
12	1,70	57,86	389,48	5,79	38,95	61,05				
16	1,20	136,54	526,02	13,65	52,60	47,40	Teor de umidade médio (%)			
30	0,60	292,94	818,96	29,29	81,90	18,10	Densímetro:	Defloculante:		
40	0,42	48,00	866,96	4,80	86,70	13,30				
50	0,30	31,66	898,62	3,17	89,86	10,14	Material retido na # 10 (g)	Material retido na #200 (g)		
100	0,15	73,60	972,22	7,36	97,22	2,78				
200	0,075	17,34	989,56	1,73	98,96	1,04	163,54	17,34		

SEDIMENTAÇÃO

Tempo (min)	Leit. dens. suspensão (R _L)	Leit. conv. suspensão (L)	Temp. (°C)	Leit. dens. meio dispersor (R _{LD})	Leit. conv. meio dispersor (L _d)	μ (10e-4) (Pa·s)	Altura de Queda, a (cm)	Diâmetro	
								equiv. Di (mm)	% P passa (< Di)
0,5									
1									
2									
4									
8									
15									
30									
60									
120									
240									
480									
1440									

Curva Granulométrica



Observações:

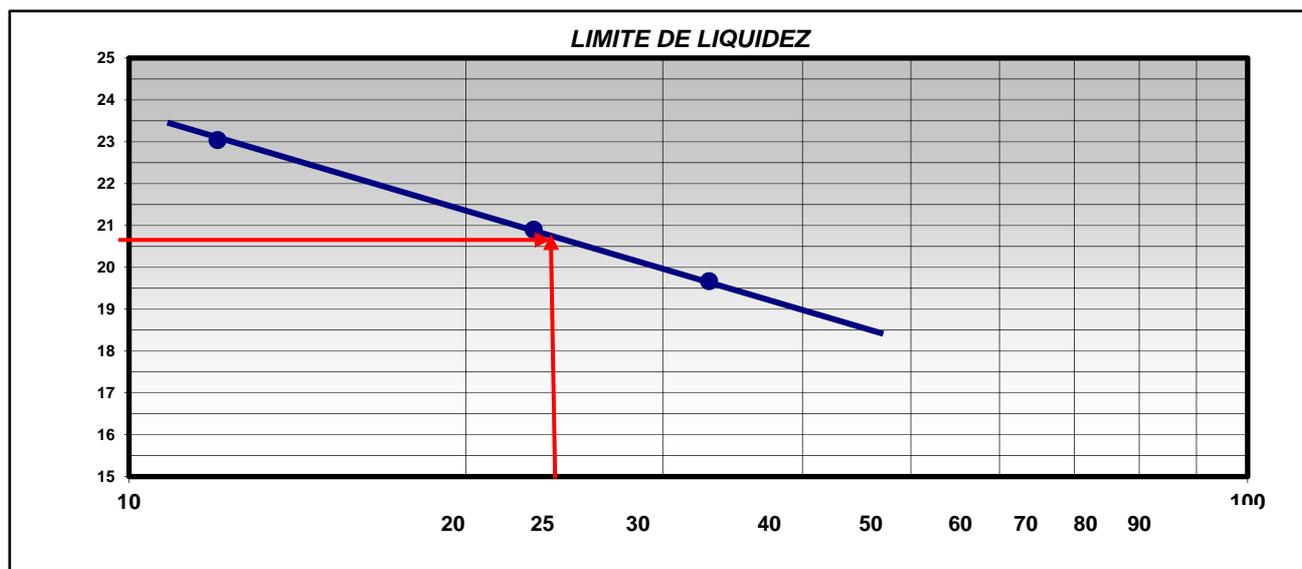
Operador:

Visto:

ENSAIO DE LIMITE DE LIQUIDEZ - "DNER-ME 122/94"

ESTUDO MISTURA: AMOSTRA PURA SEM MISTURA		OPERADOR :	
REGISTRO :	LOCALIZAÇÃO :	OBS:	
	ESTACA:		
CAMADA:	PROF.:	ORIGEM:	
TRECHO:	AFAST.: 0 m	JAZ. CAJUEIRO PIRANJI	
LABORATORISTA :	DATA DO INICIO :	DATA DO TÉRMINO :	
Fco Galvão	17/3/2014	18/03/2014	

NÚMERO DE GOLPES	CAPSULA	PESO BRUTO ÚMIDO-g	PESO BRUTO SECO-g	PESO DA ÁGUA (g)	PESO DA CAPSULA (g)	PESO DO SOLO SECO (g)	UMIDADE (%)
12	6	15,67	14,05	1,62	7,02	7,03	23,04
23	8	13,57	12,41	1,16	6,86	5,55	20,90
33	10	14,79	13,47	1,32	6,76	6,71	19,67



ENSAIO LIMITE DE PLASTICIDADE DNER ME - 082/94

CAPSULA	PESO BRUTO ÚMIDO-g	PESO BRUTO SECO-g	PESO DA ÁGUA (g)	PESO DA CAPSULA (g)	PESO DO SOLO SECO (g)	UMIDADE (%)	MÉDIA DA UMIDADE
1	5,37	5,19	0,18	3,87	1,32	13,6	14,0
2	5,89	5,69	0,20	4,31	1,38	14,5	
3	6,63	6,44	0,19	5,11	1,33	14,3	
7	5,40	5,19	0,21	3,73	1,46	14,4	
10	5,10	4,92	0,18	3,58	1,34	13,4	

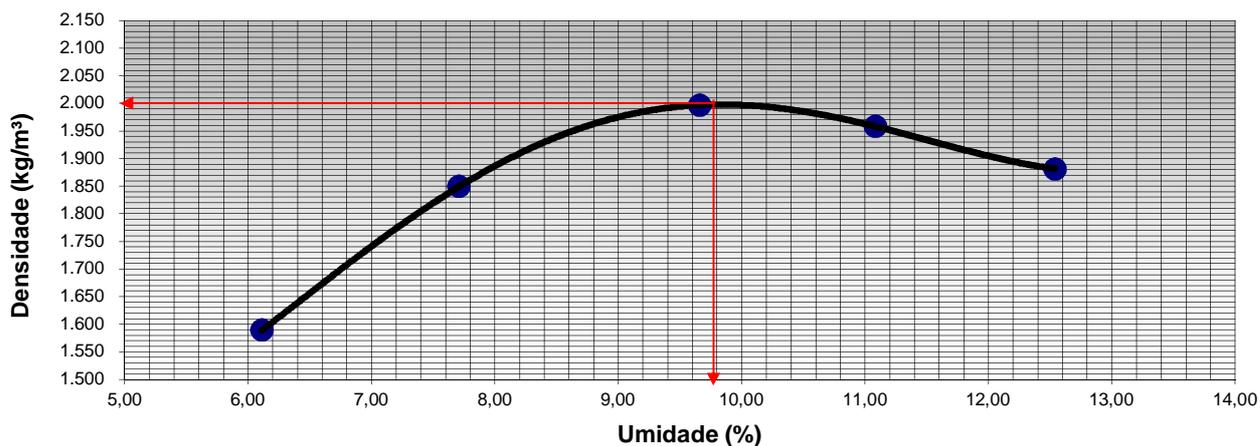
RESULTADOS

LIMITE DE LIQUIDEZ : 20,6
 LIMITE DE PLASTICIDADE : 14,0
 ÍNDICE DE PLASTICIDADE : 6,6

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR NORMAL NBR - 7182

OPERAÇÕES					COMPACTAÇÃO							
UMIDADE HIGROSCÓPICA												
CÁPSULA Nº					Nº DO CILINDRO		5		REGISTRO		1	
PESO BRUTO ÚMIDO					VOLUME DO CILINDRO (cm³)		2,076		GOLPES / CAMADAS		12	
PESO BRUTO SECO					PESO DO CILINDRO (g)		4.885		Nº DE CAMADAS		5	
PESO DA CÁPSULA					PESO DO SOQUETE (g)		4.536		GRAU COMPACTAÇÃO		100%	
PESO DA ÁGUA					ESPESS. DO DISCO (polegadas)		2 1/2"					
PESO DO SOLO SECO												
UMIDADE												
UMIDADE MÉDIA												
PEDREGULHO												
PONTO	PESO BRUTO ÚMIDO (g)	PESO DO SOLO ÚMIDO (g)	DENSIDADE DO SOLO ÚMIDO (kg/m³)	CÁPSULA Nº	PESO BRUTO ÚMIDO (g)	PESO BRUTO SECO (g)	PESO DA CÁPSULA (g)	PESO DA ÁGUA (g)	PESO DO SOLO SECO (g)	UMIDADE (%)	UMIDADE MÉDIA (%)	DENSIDADE DO SOLO SECO (kg/m³)
1	8.385	3.500	1.686	1	100,65	95,75	15,57	4,90	80,18	6,11	6,11	1.589
2	9.020	4.135	1.992	4	70,16	66,25	15,54	3,91	50,71	7,71	7,71	1.849
3	9.430	4.545	2.189	7	78,78	73,26	16,13	5,52	57,13	9,66	9,66	1.996
4	9.400	4.515	2.175	8	67,66	62,29	13,84	5,37	48,45	11,08	11,08	1.958
5	9.280	4.395	2.117	15	85,33	77,65	16,40	7,68	61,25	12,54	12,54	1.881

GRÁFICO DE COMPACTAÇÃO



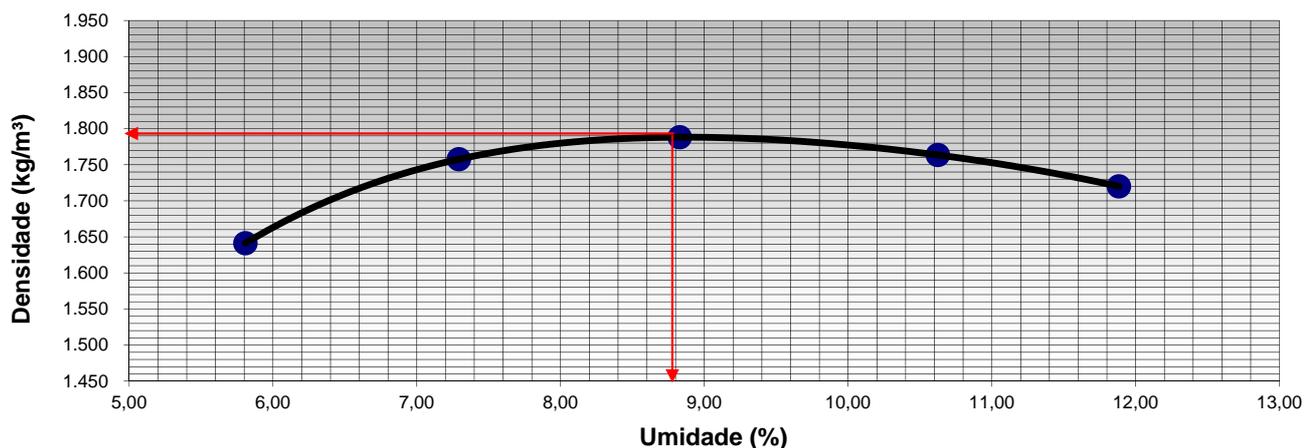
INÍCIO: TÉRMINO: OPERAÇÃO:
 CÁLCULO: VISTO:

OBSERVAÇÃO: AMOSTRA PURA SEM MISTURA	LOCALIZAÇÃO DO FURO - EST. - LADO	AMOST.: "01"	D. MÁX. 2.000
	ESTACA: Á E. COL.:		H ot. 9,80
REFERÊNCIA:	PROF.: 1,00 m ORIGEM: JAZ. CAJUEIRO PIRANJI		

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR NORMAL NBR - 7182

OPERAÇÕES				COMPACTAÇÃO								
UMIDADE HIGROSCÓPICA												
CÁPSULA Nº				Nº DO CILINDRO		5	REGISTRO		1			
PESO BRUTO ÚMIDO				VOLUME DO CILINDRO (cm³)		2,076	GOLPES / CAMADAS		12			
PESO BRUTO SECO				PESO DO CILINDRO (g)		4.885	Nº DE CAMADAS		5			
PESO DA CÁPSULA				PESO DO SOQUETE (g)		4.536	GRAU COMPACTAÇÃO		100%			
PESO DA ÁGUA				ESPESS. DO DISCO (polegadas)		2 1/2"						
PESO DO SOLO SECO												
UMIDADE												
UMIDADE MÉDIA												
PEDREGULHO												
PONTO	PESO BRUTO ÚMIDO (g)	PESO DO SOLO ÚMIDO (g)	DENSIDADE DO SOLO ÚMIDO (kg/m³)	CÁPSULA Nº	PESO BRUTO ÚMIDO (g)	PESO BRUTO SECO (g)	PESO DA CÁPSULA (g)	PESO DA ÁGUA (g)	PESO DO SOLO SECO (g)	UMIDADE (%)	UMIDADE MÉDIA (%)	DENSIDADE DO SOLO SECO (kg/m³)
1	8.490	3.605	1.737	1	88,62	84,61	15,57	4,01	69,04	5,81	5,81	1.641
2	8.800	3.915	1.886	3	85,67	80,95	16,23	4,72	64,72	7,29	7,29	1.758
3	8.925	4.040	1.946	6	77,80	72,68	14,69	5,12	57,99	8,83	8,83	1.788
4	8.935	4.050	1.951	13	76,50	70,68	15,90	5,82	54,78	10,62	10,62	1.764
5	8.880	3.995	1.924	12	85,40	78,46	20,06	6,94	58,40	11,88	11,88	1.720

GRÁFICO DE COMPACTAÇÃO



INÍCIO: 10-mar-14

TÉRMINO:

11-mar-14

OPERAÇÃO:

EQUIPE

CÁLCULO:

VISTO:

OBSERVAÇÃO:

ESTUDO / MISTURA

LOCALIZAÇÃO DO FURO - EST. - LADO

AMOST.: "01"

D. MÁX.

1.790

SOLO + 10% (DESBASTES DE PNEU)

ESTACA: Á E. COL.:

REFERÊNCIA:

H ot.

9,80

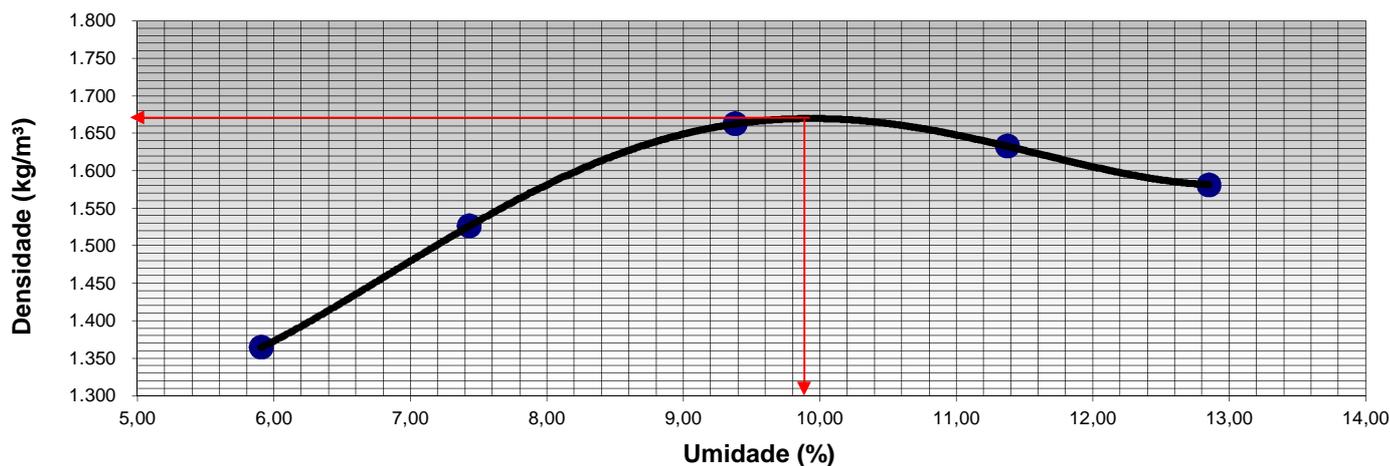
PROF.:

ORIGEM: JAZ. CAJUEIRO PIRANJI

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR NORMAL NBR - 7182

OPERAÇÕES					COMPACTAÇÃO							
UMIDADE HIGROSCÓPICA												
CÁPSULA Nº					Nº DO CILINDRO		5		REGISTRO		2	
PESO BRUTO ÚMIDO					VOLUME DO CILINDRO (cm³)		2,076		GOLPES / CAMADAS		12	
PESO BRUTO SECO					PESO DO CILINDRO (g)		4.885		Nº DE CAMADAS		5	
PESO DA CÁPSULA					PESO DO SOQUETE (g)		4.536		GRAU COMPACTAÇÃO		100%	
PESO DA ÁGUA					ESPESS. DO DISCO (polegadas)		2 1/2"					
PESO DO SOLO SECO												
UMIDADE												
UMIDADE MÉDIA												
PEDREGULHO												
PONTO	PESO BRUTO ÚMIDO (g)	PESO DO SOLO ÚMIDO (g)	DENSIDADE DO SOLO ÚMIDO (kg/m³)	CÁPSULA Nº	PESO BRUTO ÚMIDO (g)	PESO BRUTO SECO (g)	PESO DA CÁPSULA (g)	PESO DA ÁGUA (g)	PESO DO SOLO SECO (g)	UMIDADE (%)	UMIDADE MÉDIA (%)	DENSIDADE DO SOLO SECO (kg/m³)
1	7.885	3.000	1.445	1	84,97	81,10	15,57	3,87	65,53	5,91	5,91	1.365
2	8.290	3.405	1.640	2	78,77	74,35	14,89	4,42	59,46	7,43	7,43	1.527
3	8.660	3.775	1.818	6	71,94	67,03	14,69	4,91	52,34	9,38	9,38	1.662
4	8.660	3.775	1.818	10	73,52	67,60	15,55	5,92	52,05	11,37	11,37	1.633
5	8.590	3.705	1.785	14	68,40	62,45	16,15	5,95	46,30	12,85	12,85	1.581

GRÁFICO DE COMPACTAÇÃO



INÍCIO: TÉRMINO: OPERAÇÃO:

CÁLCULO: VISTO:

OBSERVAÇÃO: **ESTUDO / MISTURA** LOCALIZAÇÃO DO FURO - EST. - LADO AMOST.: "02" D. MÁX. **1.670**

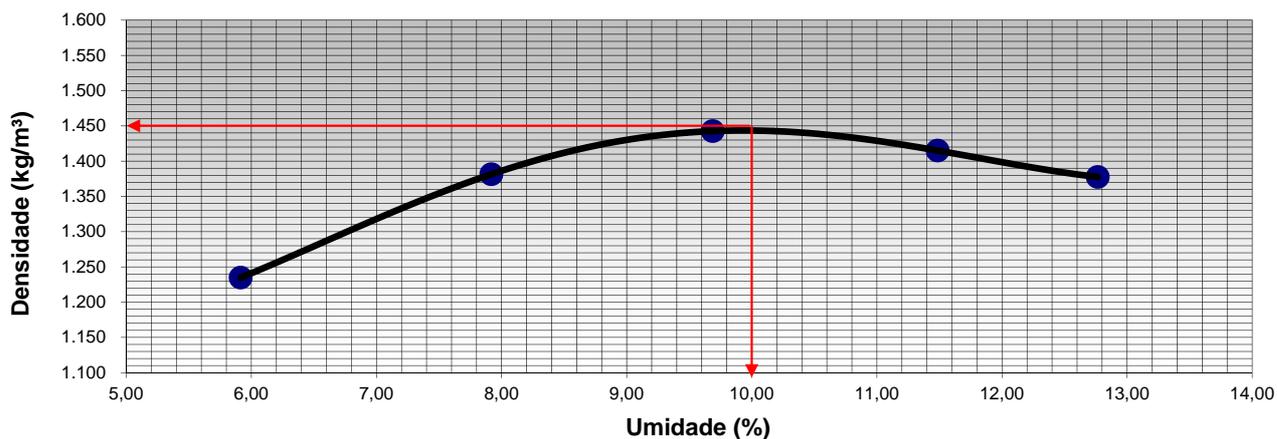
SOLO + 20% (DESBASTE DE PNEU) ESTACA: **Á** E. COL.: REFERÊNCIA: H ot. **9,90**

PROF.: ORIGEM: JAZ. CAJUEIRO PIRANJI

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR NORMAL NBR - 7182

OPERAÇÕES				COMPACTAÇÃO											
UMIDADE HIGROSCÓPICA															
CÁPSULA Nº				Nº DO CILINDRO			5			REGISTRO			3		
PESO BRUTO ÚMIDO				VOLUME DO CILINDRO (cm³)			2,076			GOLPES / CAMADAS			12		
PESO BRUTO SECO				PESO DO CILINDRO (g)			4.885			Nº DE CAMADAS			5		
PESO DA CÁPSULA				PESO DO SOQUETE (g)			4.536			GRAU COMPACTAÇÃO			100%		
PESO DA ÁGUA				ESPESS. DO DISCO (polegadas)			2 1/2"								
PESO DO SOLO SECO															
UMIDADE															
UMIDADE MÉDIA															
PEDREGULHO															
PONTO	PESO BRUTO ÚMIDO (g)	PESO DO SOLO ÚMIDO (g)	DENSIDADE DO SOLO ÚMIDO (kg/m³)	CÁPSULA Nº	PESO BRUTO ÚMIDO (g)	PESO BRUTO SECO (g)	PESO DA CÁPSULA (g)	PESO DA ÁGUA (g)	PESO DO SOLO SECO (g)	UMIDADE (%)	UMIDADE MÉDIA (%)	DENSIDADE DO SOLO SECO (kg/m³)			
1	7.600	2.715	1.308	2	71,12	67,98	14,89	3,14	53,09	5,91	5,91	1.235			
2	7.980	3.095	1.491	6	70,16	66,09	14,69	4,07	51,40	7,92					
3	8.170	3.285	1.582	10	70,80	65,92	15,55	4,88	50,37	9,69	9,69	1.443			
4	8.160	3.275	1.578	13	72,10	66,31	15,90	5,79	50,41	11,49					
5	8.110	3.225	1.553	14	75,07	68,40	16,15	6,67	52,25	12,77	12,77	1.378			

GRÁFICO DE COMPACTAÇÃO



INÍCIO: 11-mar-14

TÉRMINO: 12-mar-14

OPERAÇÃO: EQUIPE

CÁLCULO:

VISTO:

OBSERVAÇÃO: **ESTUDO / MISTURA** LOCALIZAÇÃO DO FURO - EST. - LADO
 SOLO + 40% (DESBASTE DE PNEU) ESTACA: Á E. COL.:
 REFERÊNCIA:

AMOST.: "03" D. MÁX. **1.450**

H ot. **10,00**

PROF.:

ORIGEM: JAZ. CAJUEIRO PIRANJI

ANEXO II
RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PROVA DE CARGA EM PLACA



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE

CENTRO DE TECNOLOGIA

LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS

PROVA DE CARGA EM PLACA

CLIENTE:	Paulo Rychardson		ENSAIO Nº.:	1	PROFUNDIDADE (m):	0		
OBRA:			DESIG.:		DIÂM. PLACA (cm):	30		
ENDEREÇO:			SOND. Nº.:		LEITURA INICIAL EXTENSÔMETROS:			
DATA INÍCIO:	11/01/2013	HORA INÍCIO:	FIRMA:		1	2	3	4
DATA TÉRM:	11/01/2013	HORA TERM:	TORRE:		1,17	1,68	0,28	1,21

Estágio	Carga (kgf)	Tempo total (h:min)	Tempo estágio (min)	Extensômetro (/0,01 mm)				Média (mm)	Δ Médias (mm)
				1	2	3	4		
1	1519	0		3,24	3,70	1,36	2,52	2,71	1,62
		1		3,40	3,80	1,51	2,54	2,81	1,73
		2		3,50	3,85	1,59	2,62	2,89	1,81
		4		3,51	3,90	1,60	2,63	2,91	1,83
		8		3,59	3,90	1,69	2,71	2,97	1,89
		15		3,61	4,01	1,71	2,73	3,02	1,93
2	3021	0		5,18	6,68	4,29	5,13	5,32	4,24
		1		6,87	7,39	5,00	5,82	6,27	5,19
		2		7,10	7,63	5,28	6,08	6,52	5,44
		4		7,39	7,93	5,59	6,38	6,82	5,74
		8		7,58	8,11	5,80	6,58	7,02	5,93
		15		7,86	8,42	6,12	6,87	7,32	6,23
3	4527	0		12,42	13,10	11,95	11,58	12,26	11,18
		1		13,92	14,63	12,58	13,13	13,57	12,48
		2		14,46	15,18	13,12	13,82	14,15	13,06
		4		15,14	15,87	13,82	14,35	14,80	13,71
		8		15,71	16,51	14,51	15,01	15,44	14,35
		15		16,26	17,02	15,04	15,52	15,96	14,88
4	5961	0		23,80	23,73	21,90	22,30	22,93	21,85
		1		26,29	26,27	25,55	25,85	25,99	24,91
		2		27,82	27,81	26,17	26,41	27,05	25,97
		4		28,14	29,16	27,56	27,79	28,16	27,08
		8		29,30	30,34	28,99	29,00	29,41	28,32
		15		30,48	31,55	30,09	30,26	30,60	29,51
5	7338	0		40,16	41,35	40,20	40,50	40,55	39,47
		1		47,73	49,00	48,50	48,48	48,43	47,34
		2		49,30	50,57	50,15	49,60	49,91	48,82
		4		49,30	50,57	50,45	49,63	49,99	48,90
		8		55,80	55,10	55,82	54,99	55,43	54,34
		15		58,82	58,15	58,96	58,07	58,50	57,42
		20		59,76	60,10	59,98	59,08	59,73	58,65
6	8949	0		81,97	81,00	81,26	81,38	81,40	80,32
		1		84,19	83,95	84,49	83,75	84,10	83,01
		2		86,37	84,57	86,72	85,03	85,67	84,59
		4		87,92	87,14	88,37	87,63	87,77	86,68
		8		91,52	90,70	91,04	91,32	91,15	90,06
		15		93,07	92,25	93,68	93,01	93,00	91,92
		30		94,50	93,67	95,11	94,42	94,43	93,34
7	5889	0		93,82	93,07	94,69	93,93	93,88	92,79
		1		93,76	93,01	94,64	93,88	93,82	92,74
		2		93,67	92,95	94,59	93,84	93,76	92,68
		3		93,69	92,95	94,58	93,83	93,76	92,68
		4		93,68	92,94	94,57	93,82	93,75	92,67
8	4170	0		93,10	92,38	94,02	93,25	93,19	92,10
		1		93,05	92,32	93,96	93,20	93,13	92,05
		2		93,02	92,30	93,94	93,18	93,11	92,03
		3		93,00	92,27	93,92	93,15	93,09	92,00
		4		92,98	92,25	93,89	93,13	93,06	91,98
		5		92,97	92,24	93,88	93,12	93,05	91,97
9	2351	0		91,95	91,22	92,96	92,19	92,08	91,00
		1		91,91	91,17	92,91	92,14	92,03	90,95
		2		91,89	91,15	92,89	92,12	92,01	90,93
		3		91,88	91,14	92,88	92,11	92,00	90,92
		4		91,87	91,13	92,87	92,10	91,99	90,91
10	0	0		89,14	88,53	88,19	87,24	88,28	87,19
		1		89,01	88,35	87,81	86,92	88,02	86,94
		2		88,96	88,31	87,79	86,84	87,98	86,89
		3		88,94	88,27	87,74	86,79	87,94	86,85
		4		88,91	88,25	87,72	86,74	87,91	86,82
		5		88,90	88,23	87,68	86,73	87,89	86,80
		6		88,88	88,22	87,66	86,71	87,87	86,78
		7		88,87	88,20	87,64	86,69	87,85	86,77
		8		88,86	88,19	87,62	86,67	87,84	86,75
		9		88,86	88,18	87,61	86,67	87,83	86,75

PROVA DE CARGA EM PLACA

CLIENTE:	Paulo Rychardson			ENSAIO Nº.:	X=10%		PROFUNDIDADE (m):	0		
OBRA:				DESIG.:			DIÂM. PLACA (cm):	30		
ENDEREÇO:				SOND. Nº.:			LEITURA INICIAL EXTENSÔMETROS:			
DATA INÍCIO:	22/08/2014	HORA INÍCIO:		FIRMA:			1	2	3	4
DATA TÉRM:	22/08/2014	HORA TERM:		TORRE:			1	2	1	

Estágio	Carga (kgf)	Tempo total (h:min)	Tempo estágio (min)	Extensômetro (/0,01 mm)				Média (mm)	Δ Médias (mm)
				1	2	3	4		
1	750	0		7,57	8,95	8,12		8,21	6,88
				1	7,72	9,10	8,33	8,38	7,05
				2	7,76	9,13	8,37	8,42	7,09
				4	7,82	9,19	8,43	8,48	7,15
				8	7,92	9,28	8,54	8,58	7,25
				15	7,99	9,34	8,61	8,65	7,31
2	1500	0		13,52	14,38	13,33		13,74	12,41
				1	13,71	14,75	13,76	14,07	12,74
				2	13,82	14,90	13,94	14,22	12,89
				4	13,91	14,94	14,03	14,29	12,96
				8	14,08	15,14	14,20	14,47	13,14
				15	14,20	15,26	14,31	14,59	13,26
3	2250	0		17,60	18,00	18,27		17,96	16,62
				1	18,16	18,51	18,80	18,49	17,16
				2	18,37	18,76	19,01	18,71	17,38
				4	18,68	19,04	19,31	19,01	17,68
				8	18,85	19,19	19,47	19,17	17,84
				15	19,10	19,42	19,72	19,41	18,08
4	3000	0		23,00	24,05	24,60		23,88	22,55
				1	23,86	24,90	25,47	24,74	23,41
				2	23,86	24,90	25,47	24,74	23,41
				4	24,10	25,12	25,69	24,97	23,64
				8	24,56	25,58	26,11	25,42	24,08
				15	24,75	25,75	26,33	25,61	24,28
5	3750	0		27,80	28,60	28,40		28,27	26,93
				1	29,20	30,00	30,80	30,00	28,67
				2	29,50	30,25	31,13	30,29	28,96
				4	29,95	30,70	31,58	30,74	29,41
				8	31,46	31,18	32,10	31,58	30,25
				15	31,74	31,46	32,39	31,86	30,53
6	4500	0		34,80	35,40	35,55		35,25	33,92
				1	35,85	36,35	36,58	36,26	34,93
				2	36,23	36,71	36,96	36,63	35,30
				4	36,85	37,30	37,59	37,25	35,91
				8	37,32	37,76	38,09	37,72	36,39
				15	37,88	38,25	38,62	38,25	36,92
7	5250	0		41,88	41,90	42,49		42,09	40,76
				1	43,65	43,86	43,56	43,69	42,36
				2	44,19	44,38	44,08	44,22	42,88
				4	44,76	44,87	44,65	44,76	43,43
				8	44,32	45,40	45,21	44,98	43,64
				15	45,31	45,38	46,24	45,64	44,31
8	3750	0		44,63	44,75	45,46		44,95	43,61
				1	44,65	44,78	45,46	44,96	43,63
				2	44,65	44,78	45,46	44,96	43,63
				4	44,65	44,78	45,46	44,96	43,63
				8	44,65	44,78	45,46	44,96	43,63
				15	44,65	44,78	45,46	44,96	43,63
9	2250	0		43,88	44,10	44,60		44,19	42,86
				1	43,87	44,08	44,60	44,18	42,85
				2	43,87	44,08	44,60	44,18	42,85
				4	43,80	44,03	44,54	44,12	42,79
				8	43,66	43,90	44,39	43,98	42,65
				15	43,66	43,90	44,39	43,98	42,65
10	750	0		39,70	40,30	40,34		40,11	38,78
				1	39,67	40,28	40,32	40,09	38,76
				2	39,65	40,25	40,32	40,07	38,74
				4	39,65	40,25	40,32	40,07	38,74
				8	39,11	39,77	39,75	39,54	38,21
				15	39,00	39,55	39,62	39,39	38,06
11	0	0		29,75	30,40	30,12		30,09	28,76
				1	29,15	29,83	29,58	29,52	28,19
				2	28,79	29,45	29,29	29,18	27,84
				4	28,45	29,05	28,93	28,81	27,48
				8	28,05	28,62	28,58	28,42	27,08
				15	28,05	28,62	28,58	28,42	27,08

ANEXO III

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ISC

OBRA: Mestrado

χ : 0%

DATA DE IMERSÃO: 16-mar-14

OPERADOR: Equipe

MOLDAGENS DOS CORPOS DE PROVA

DADOS DA COMPACTAÇÃO		CÁPSULA DA ÁGUA - 12 golpes			Fat. Cor.
DENSIDADE MÁXIMA (kg/m ³)	2,000	PESO DO SOLO	ÚMIDA	7.000,00	0,979 CONSTANTE DO ANEL DINAMOMÉTRICO K= 0,10197
UMIDADE ÓTIMA (%)	9,80	PASS. NA 3/4"	SECO	6.853,00	
UMIDADE HIGROSCÓPICA (%)	2,10	PESO RETIDO PENEIRA 3/4"		0,00	
DIFERENÇA DE UMIDADE (%)	7,70	ÁGUA A ACRESCENTAR		400 ml	

DADOS DA COMPACTAÇÃO		CÁPSULA DA ÁGUA - 12 golpes			Fat. Cor.
DENSIDADE MÁXIMA (kg/m ³)	2,000	PESO DO SOLO	ÚMIDA	7.000,00	0,979 CONSTANTE DO ANEL DINAMOMÉTRICO K= 0,10197
UMIDADE ÓTIMA (%)	9,80	PASS. NA 3/4"	SECO	6.853,00	
UMIDADE HIGROSCÓPICA (%)	2,10	PESO RETIDO PENEIRA 3/4"		0,00	
DIFERENÇA DE UMIDADE (%)	7,70	ÁGUA A ACRESCENTAR		400 ml	

N.º DE GOLPES / CAMADA	golpes	12	12	
CILINDRO	Nº	1	7	
PESO DO MOLDE	(g)	4.810,00	4.900,00	
ALTURA INICIAL DO CORPO DE PROVA	(cm)	11,36	11,43	
PESO DO MOLDE + SOLO COMPACTADO	(g)	9.340,00	9.445,00	
PESO DO SOLO COMPACTADO	(g)	4.530,00	4.545,00	
VOLUME DO CORPO DE PROVA	(cm ³)	2,052	2,076	
MASSA ESPECÍFICA APARENTE ÚMIDA	(g/cm ³)	2.207,60	2.189,31	

DETERMINAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE

CÁPSULA	Nº	6	12		
PESO DA CÁPSULA	(g)	14,69	20,06		
PESO DO SOLO ÚMIDO + CÁPSULA	(g)	79,33	81,52		
PESO DO SOLO SECO + CÁPSULA	(g)	73,52	75,95		
PESO DA ÁGUA	(g)	5,81	5,57		
PESO DO SOLO SECO	(g)	58,83	55,89		
TEOR DE UMIDADE	(%)	9,88	9,97		
TEOR DE UMIDADE MÉDIO	(%)	9,88	9,97		
MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA	(g/cm ³)	2.009,18	1.990,89		

EXPANSÃO DOS CORPOS DE PROVA

HORA	DATA	12 GOLPES MOLDE N.º 01			12 GOLPES MOLDE N.º 07		
		LEITURA cm	EXPANSÃO cm	EXPANSÃO %	LEITURA cm	EXPANSÃO cm	EXPANSÃO %
08:00	16-mar-14	0,005	11,36	0,04	0,007	11,43	0,06
08:00	17-mar-14	0,005	11,36	0,04	0,007	11,43	0,06
08:00	18-mar-14	0,005	11,36	0,04	0,007	11,43	0,06
08:00	19-mar-14	0,005	11,36	0,04	0,007	11,43	0,06

PENE- TRAÇÃO (mm)	PRESSÃO PADRÃO (MPa)	TEMPO (min.)	LEITURA DO ANEL			CARGA (kg)		PRESSÃO						CBR FINAL %			
								CALCULADA (kPa)		CORRIGIDA (MPa)		C B R - %					
			12 golpes	12 golpes		12 golpes	12 golpes	12 golpes	12 golpes	12 golpes	12 golpes	12 golpes	12 golpes				
0,000		0,0	0	0		0	0	0	0							17	
0,635		0,5	15	20		1,53	2,04	1,53	2,04								
1,270		1	40	45		4,08	4,59	4,08	4,59								
1,905		1,5	64	65		6,53	6,63	6,53	6,63								
2,540	7,031	2	96	100		9,79	10,20	9,79	10,20	0,98	1,02		13,92	14,50			
3,810		3	140	146		14,28	14,89	14,28	14,89								
5,080	10,546	4	167	176		17,03	17,95	17,03	17,95	1,70	1,79		16,15	17,02			
6,350		5	190	198		19,37	20,19	19,37	20,19								
7,620	13,358	6	230	240		23,45	24,47	23,45	24,47								
VALOR DA CONSTANTE								ND									
ÁREA DO PISTÃO (cm²)								19,399				D=4,97cm					
CONSTANTE DO ANEL (k)=								0,10197				CBRs FINAIS =>		16		17	

OBRA:
MISTURA: SOLO + 10,0% (DESBASTES DE PNEU)
DATA DE IMERSÃO: 12-mar-14 **OPERADOR: Equipe**

MOLDAGENS DOS CORPOS DE PROVA

DADOS DA COMPACTAÇÃO		CÁPSULA DA ÁGUA - 12 golpes			Fat. Cor. 0,987 CONSTANTE DO ANEL DINAMOMÉTRICO K= 0,10197
DENSIDADE MÁXIMA (kg/m ³)	1,790	PESO DO SOLO	ÚMIDA	7.000,00	
UMIDADE ÓTIMA (%)	9,80	PASS. NA 3/4"	SECO	6.909,00	
UMIDADE HIGROSCÓPICA (%)	0,30	PESO RETIDO PENEIRA 3/4"		0,00	
DIFERENÇA DE UMIDADE (%)	9,50	ÁGUA A ACRESCENTAR		510 ml	

DADOS DA COMPACTAÇÃO		CÁPSULA DA ÁGUA - 12 golpes			Fat. Cor. 0,987 CONSTANTE DO ANEL DINAMOMÉTRICO K= 0,10197
DENSIDADE MÁXIMA (kg/m ³)	1,790	PESO DO SOLO	ÚMIDA	7.000,00	
UMIDADE ÓTIMA (%)	9,80	PASS. NA 3/4"	SECO	6.909,00	
UMIDADE HIGROSCÓPICA (%)	0,30	PESO RETIDO PENEIRA 3/4"		0,00	
DIFERENÇA DE UMIDADE (%)	9,50	ÁGUA A ACRESCENTAR		510 ml	

N.º DE GOLPES / CAMADA	golpes	12	12	
CILINDRO	Nº	6	7	
PESO DO MOLDE	(g)	4.920,00	4.900,00	
ALTURA INICIAL DO CORPO DE PROVA	(cm)	11,43	11,43	
PESO DO MOLDE + SOLO COMPACTADO	(g)	8.960,00	8.935,00	
PESO DO SOLO COMPACTADO	(g)	4.040,00	4.035,00	
VOLUME DO CORPO DE PROVA	(cm ³)	2,087	2,074	
MASSA ESPECÍFICA APARENTE ÚMIDA	(g/cm ³)	1.935,79	1.945,52	

DETERMINAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE

CÁPSULA	Nº	1	2		
PESO DA CÁPSULA	(g)	15,57	20,01		
PESO DO SOLO ÚMIDO + CÁPSULA	(g)	79,31	91,64		
PESO DO SOLO SECO + CÁPSULA	(g)	73,90	85,54		
PESO DA ÁGUA	(g)	5,41	6,10		
PESO DO SOLO SECO	(g)	58,33	65,53		
TEOR DE UMIDADE	(%)	9,27	9,31		
TEOR DE UMIDADE MÉDIO	(%)	9,27		9,31	
MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA	(g/cm ³)	1.771,49		1.779,84	

EXPANSÃO DOS CORPOS DE PROVA

HORA	DATA	12 GOLPES MOLDE N.º 06			12 GOLPES MOLDE N.º 07		
		LEITURA cm	EXPANSÃO cm	EXPANSÃO %	LEITURA cm	EXPANSÃO cm	EXPANSÃO %
08:00	12-mar-14	0,111	11,43	0,97	0,107	11,43	0,94
08:00	13-mar-14	0,111	11,43	0,97	0,107	11,43	0,94
08:00	14-mar-14	0,111	11,43	0,97	0,107	11,43	0,94
08:00	15-mar-14	0,111	11,43	0,97	0,107	11,43	0,94

PENE- TRAÇÃO (mm)	PRESSÃO PADRÃO (kg/cm²)	TEMPO (min.)	LEITURA DO ANEL			CARGA (kg)		PRESSÃO				C B R - %		CBR FINAL %		
			12 golpes	12 golpes		12 golpes	12 golpes	CALCULADA (kg/cm²)		CORRIGIDA (MPa)		12 golpes	12 golpes			
0,000		0,0	0	0		0	0	0	0						3	
0,635		0,5	5	5		0,51	0,51	0,51	0,51							
1,270		1	10	10		1,02	1,02	1,02	1,02							
1,905		1,5	15	15		1,53	1,53	1,53	1,53							
2,540	7,031	2	20	20		2,04	2,04	2,04	2,04	0,20	0,20		2,90	2,90		
3,810		3	25	25		2,55	2,55	2,55	2,55							
5,080	10,546	4	35	35		3,57	3,57	3,57	3,57	0,36	0,36		3,38	3,38		
6,350		5	45	45		4,59	4,59	4,59	4,59							
7,620	13,358	6	50	50		5,10	5,10	5,10	5,10							
VALOR DA CONSTANTE								ND								
ÁREA DO PISTÃO (cm²)								19,399				D=4,97cm				
CONSTANTE DO ANEL (k)=								0,10197				CBRs FINAIS =>		3	3	

OBRA:
MISTURA: SOLO + 20,0%
DATA DE IMERSÃO: 12-mar-14 OPERADOR: Equipe

MOLDAGENS DOS CORPOS DE PROVA

DADOS DA COMPACTAÇÃO		CÁPSULA DA ÁGUA - 12 golpes			Fat. Cor.
DENSIDADE MÁXIMA (kg/m ³)	1,670	PESO DO SOLO ÚMIDA	7.000,00	0,990 CONSTANTE DO ANEL DINAMOMÉTRICO K= 0,10197	
UMIDADE ÓTIMA (%)	9,90	PASS. NA 3/4" SECO	6.930,00		
UMIDADE HIGROSCÓPICA (%)	1,00	PESO RETIDO PENEIRA 3/4"	0,00		
DIFERENÇA DE UMIDADE (%)	8,90	ÁGUA A ACRESCENTAR	540 ml		

DADOS DA COMPACTAÇÃO		CÁPSULA DA ÁGUA - 12 golpes			Fat. Cor.
DENSIDADE MÁXIMA (kg/m ³)	1,670	PESO DO SOLO ÚMIDA	7.000,00	0,990 CONSTANTE DO ANEL DINAMOMÉTRICO K= 0,10197	
UMIDADE ÓTIMA (%)	9,90	PASS. NA 3/4" SECO	6.930,00		
UMIDADE HIGROSCÓPICA (%)	1,00	PESO RETIDO PENEIRA 3/4"	0,00		
DIFERENÇA DE UMIDADE (%)	8,90	ÁGUA A ACRESCENTAR	540 ml		

N.º DE GOLPES / CAMADA	golpes	12	12
CILINDRO	Nº	1	2
PESO DO MOLDE	(g)	4.875,00	4.900,00
ALTURA INICIAL DO CORPO DE PROVA	(cm)	11,36	11,43
PESO DO MOLDE + SOLO COMPACTADO	(g)	8.595,00	8.670,00
PESO DO SOLO COMPACTADO	(g)	3.720,00	3.770,00
VOLUME DO CORPO DE PROVA	(cm ³)	2,052	2,078
MASSA ESPECÍFICA APARENTE ÚMIDA	(g/cm ³)	1.812,87	1.814,24

DETERMINAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE

CÁPSULA	Nº	4	7
PESO DA CÁPSULA	(g)	15,54	16,13
PESO DO SOLO ÚMIDO + CÁPSULA	(g)	88,29	81,73
PESO DO SOLO SECO + CÁPSULA	(g)	81,93	76,04
PESO DA ÁGUA	(g)	6,36	5,69
PESO DO SOLO SECO	(g)	66,39	59,91
TEOR DE UMIDADE	(%)	9,58	9,50
TEOR DE UMIDADE MÉDIO	(%)	9,58	9,50
MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA	(g/cm ³)	1.654,38	1.656,88

EXPANSÃO DOS CORPOS DE PROVA

HORA	DATA	12 GOLPES MOLDE N.º 01			12 GOLPES MOLDE N.º 02		
		LEITURA cm	EXPANSÃO cm	EXPANSÃO %	LEITURA cm	EXPANSÃO cm	EXPANSÃO %
08:30	12-mar-14	0,124	11,36	1,09	0,124	11,43	1,08
08:30	13-mar-14	0,124	11,36	1,09	0,124	11,43	1,08
08:30	14-mar-14	0,124	11,36	1,09	0,124	11,43	1,08
08:30	15-mar-14	0,124	11,36	1,09	0,124	11,43	1,08

PENE- TRAÇÃO (mm)	PRESSÃO PADRÃO (MPa)	TEMPO (min.)	LEITURA DO ANEL			CARGA (kg)		P R E S S ã O				C B R - %		CBR FINAL %		
			12 golpes	12 golpes		12 golpes	12 golpes	CALCULADA (kg/cm²)		CORRIGIDA (MPa)		12 golpes	12 golpes			
0,000		0,0	0	0		0	0	0	0						3	
0,635		0,5	5	5		0,51	0,51	0,51	0,51							
1,270		1	10	10		1,02	1,02	1,02	1,02							
1,905		1,5	15	15		1,53	1,53	1,53	1,53							
2,540	7,031	2	20	20		2,04	2,04	2,04	2,04	0,20	0,20		2,90	2,90		
3,810		3	25	30		2,55	3,06	2,55	3,06							
5,080	10,546	4	35	35		3,57	3,57	3,57	3,57	0,36	0,36		3,38	3,38		
6,350		5	45	45		4,59	4,59	4,59	4,59							
7,620	13,358	6	50	55		5,10	5,61	5,10	5,61							
VALOR DA CONSTANTE								ND								
ÁREA DO PISTÃO (cm²)								19,399 D=4,97cm								
CONSTANTE DO ANEL (k)=								0,10197				CBRs FINAIS =>		3	3	

OBRA: MESTRADO
MISTURA: SOLO + 40,0% (RASPAS DE PNEU)
DATA DE IMERSÃO: 12-mar-14 CALCULO: Fco GALVÃO OPERADOR: Equipe

MOLDAGENS DOS CORPOS DE PROVA

DADOS DA COMPACTAÇÃO		CÁPSULA DA ÁGUA - 12 golpes			Fat. Cor.
DENSIDADE MÁXIMA (kg/m ³)	1,450	PESO DO SOLO	ÚMIDA	7.000,00	0,988 CONSTANTE DO ANEL DINAMOMÉTRICO K= 0,10197
UMIDADE ÓTIMA (%)	10,00	PASS. NA 3/4"	SECO	6.916,00	
UMIDADE HIGROSCÓPICA (%)	1,20	PESO RETIDO PENEIRA 3/4"		0,00	
DIFERENÇA DE UMIDADE (%)	8,80	ÁGUA A ACRESCENTAR		500 ml	

DADOS DA COMPACTAÇÃO		CÁPSULA DA ÁGUA - 12 golpes			Fat. Cor.
DENSIDADE MÁXIMA (kg/m ³)	1,450	PESO DO SOLO	ÚMIDA	7.000,00	0,988 CONSTANTE DO ANEL DINAMOMÉTRICO K= 0,10197
UMIDADE ÓTIMA (%)	10,00	PASS. NA 3/4"	SECO	6.916,00	
UMIDADE HIGROSCÓPICA (%)	1,20	PESO RETIDO PENEIRA 3/4"		0,00	
DIFERENÇA DE UMIDADE (%)	8,80	ÁGUA A ACRESCENTAR		500 ml	

N.º DE GOLPES / CAMADA	golpes	12	12	
CILINDRO	Nº	3	4	
PESO DO MOLDE	(g)	4.885,00	4.925,00	
ALTURA INICIAL DO CORPO DE PROVA	(cm)	11,43	11,43	
PESO DO MOLDE + SOLO COMPACTADO	(g)	8.155,00	8.230,00	
PESO DO SOLO COMPACTADO	(g)	3.270,00	3.305,00	
VOLUME DO CORPO DE PROVA	(cm ³)	2,078	2,085	
MASSA ESPECÍFICA APARENTE ÚMIDA	(g/cm ³)	1.573,63	1.585,13	

DETERMINAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE

CÁPSULA	Nº	8	15		
PESO DA CÁPSULA	(g)	13,84	16,40		
PESO DO SOLO ÚMIDO + CÁPSULA	(g)	81,54	49,77		
PESO DO SOLO SECO + CÁPSULA	(g)	75,48	46,75		
PESO DA ÁGUA	(g)	6,06	3,02		
PESO DO SOLO SECO	(g)	61,64	30,35		
TEOR DE UMIDADE	(%)	9,83	9,95		
TEOR DE UMIDADE MÉDIO	(%)	9,83	9,95		
MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA	(g/cm ³)	1.432,77	1.441,68		

EXPANSÃO DOS CORPOS DE PROVA

HORA	DATA	12 GOLPES MOLDE N.º 03			12 GOLPES MOLDE N.º 04		
		LEITURA	EXPANSÃO		LEITURA	EXPANSÃO	
		cm	cm	%	cm	cm	%
08:50	12-mar-14	0,121	11,43	1,06	0,129	11,43	1,13
08:50	13-mar-14	0,121	11,43	1,06	0,129	11,43	1,13
08:50	14-mar-14	0,121	11,43	1,06	0,129	11,43	1,13
08:50	15-mar-14	0,121	11,43	1,06	0,129	11,43	1,13

PENE- TRAÇÃO (mm)	PRESSÃO PADRÃO (MPa)	TEMPO (min.)	LEITURA DO ANEL			CARGA (kg)		PRESSÃO				C B R - %		CBR FINAL %		
			12 golpes	12 golpes		12 golpes	12 golpes	CALCULADA (kg/cm²)		CORRIGIDA (MPa)		12 golpes	12 golpes			
0,000		0,0	0	0		0	0	0	0						2	
0,635		0,5	3	3		0,31	0,31	0,31	0,31							
1,270		1	6	6		0,61	0,61	0,61	0,61							
1,905		1,5	10	10		1,02	1,02	1,02	1,02							
2,540	7,031	2	12	12		1,22	1,22	1,22	1,22	0,12	0,12	1,74	1,74			
3,810		3	17	17		1,73	1,73	1,73	1,73							
5,080	10,546	4	22	22		2,24	2,24	2,24	2,24	0,22	0,22	2,13	2,13			
6,350		5	28	28		2,86	2,86	2,86	2,86							
7,620	13,358	6	35	35		3,57	3,57	3,57	3,57							
VALOR DA CONSTANTE								ND								
ÁREA DO PISTÃO (cm²)								19,399 D=4,97cm								
CONSTANTE DO ANEL (k)=								0,10197				CBRs FINAIS =>		2	2	