

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

PROGRAMA DE MESTRADO EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES

**O EFEITO DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO EM
PROPRIEDADES DOS SOLOS UTILIZADOS NA
PAVIMENTAÇÃO DO ESTADO DO CEARÁ**

Joacy Demétrio de Souza Junior

**Dissertação submetida ao Programa de
Mestrado em Engenharia de Transportes
da Universidade Federal do Ceará, como
parte dos requisitos para a obtenção do
título de Mestre em Ciências (M. Sc.) em
Engenharia de Transportes**

ORIENTADORA: Prof^ª . Dra. Suelly Helena de Araujo Barroso

Fortaleza

2005

FICHA CATALOGRÁFICA

SOUZA JUNIOR, JOACY DEMÉTRIO DE

O Efeito da Energia de Compactação em Propriedades dos Solos Utilizados na Pavimentação do Estado do Ceará, 2005.

211 fl., Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2005.

1. Transportes – Dissertação

2. Compactação

3. CBR

4. Módulo de Resiliência

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SOUZA JUNIOR, J. D. (2005). O Efeito da Energia de Compactação em Propriedades dos Solos Utilizados na Pavimentação do Estado do Ceará. Dissertação de Mestrado, Programa de Mestrado em Engenharia do Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 211 fl.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Joacy Demétrio de Souza Junior

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: O Efeito da Energia de Compactação em Propriedades dos Solos Utilizados na Pavimentação do Estado do Ceará.

Fortaleza - Mestre / 2005

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

Joacy Demétrio de Souza Junior

Rua Monsenhor Bruno, 3023, Aptº 102

60115-191 – Fortaleza/CE – Brasil

O EFEITO DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO EM PROPRIEDADES DOS SOLOS
UTILIZADOS NA PAVIMENTAÇÃO DO ESTADO DO CEARÁ

Joacy Demétrio de Souza Junior

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO PROGRAMA DE
MESTRADO EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO CEARÁ COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA DE
TRANSPORTES.

Aprovada por:

Profª . Suelly Helena de Araújo Barroso, Dra. Eng.
(Orientadora)

Prof. Jorge Barbosa Soares, Ph.D.
(Examinador Interno)

Prof. Glauco Túlio Pessa Fabbri, Dr. Eng.
(Examinador Externo)

FORTALEZA, CE – BRASIL

NOVEMBRO DE 2005

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, Joacy e Lúgia,
aos meus irmãos, Lia, Vitor e Bernardo,
à minha esposa Juliana e à minha filha Giovana.
DEDICO.

AGRADECIMENTOS

O autor gostaria de expressar seus agradecimentos a todos aqueles que de alguma forma contribuíram para realização desse trabalho:

À professora Suelly Helena de Araújo Barroso pelo incentivo e dedicada orientação.

Ao professor Jorge Barbosa Soares por todo apoio e, acima de tudo, por sua amizade.

Ao professor e amigo José Franklin Chaves, pela ajuda e incentivo durante todo o período de desenvolvimento do trabalho.

Aos demais professores do Departamento de Engenharia de Transportes, pelos conhecimentos transmitidos e pela agradável convivência.

Às equipes dos Laboratórios de Mecânica dos Solos e de Mecânica dos Pavimentos da UFC, em particular aos laboratoristas Carlos Germano, Valdemir e Rômulo, e ao ajudante de laboratório Emanuel, pela ajuda na realização dos ensaios necessários a essa pesquisa.

Aos colegas do Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes – PETRAN, especialmente aos amigos Carlos André, Bartolomeu e Marcos Timbó, pelo companheirismo ao longo do percurso.

Ao Francisco Chagas dos Santos pela grande ajuda nas pesquisas realizadas nos arquivos de projetos do Departamento de Edificações, Rodovias e Transportes – DERT/CE.

Aos amigos do Departamento de Edificações, Rodovias e Transportes – DERT/CE, que tanto me incentivaram para a realização do trabalho.

Ao Departamento de Edificações, Rodovias e Transportes – DERT/CE, por todo o apoio a mim concedido, essencial para o desenvolvimento e concretização deste trabalho.

Resumo da Dissertação submetida ao PETRAN/UFC como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Ciências (M.Sc.) em Engenharia de Transportes.

O EFEITO DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO EM PROPRIEDADES DOS SOLOS
UTILIZADOS NA PAVIMENTAÇÃO DO ESTADO DO CEARÁ

JOACY DEMÉTRIO DE SOUZA JUNIOR

Novembro/2005

Orientadora: Suelly Helena de Araújo Barroso

Em 1994, O Departamento de Edificações, Rodovias e Transportes do Estado do Ceará (DERT/CE) regulamentou uma energia de compactação, denominada intermodificada, como alternativa entre as usualmente empregadas em pavimentação. A utilização dessa energia vem sendo discutida no meio técnico rodoviário do Estado do Ceará, no que diz respeito a sua eficácia quanto à aplicação em determinados tipos de materiais. Tendo em vista essa realidade, o objetivo principal desta dissertação é avaliar o efeito da variação da energia de compactação (intermediária, intermodificada e modificada) em propriedades geotécnicas de interesse à pavimentação. Para a definição do universo amostral, foram efetuadas pesquisas em 494 jazidas de materiais granulares, oriundas de 118 projetos rodoviários disponíveis no acervo do DERT/CE, distribuídos por todo o Estado. Em seguida, com base na análise dos parâmetros geotécnicos desses materiais, procedeu-se à coleta de 11 amostras de solo no trecho Barrento-Aracatiara (Rodovia CE-085), visando à realização dos ensaios de caracterização, granulometria, compactação, CBR, expansão e resiliência. Os resultados obtidos nas investigações de laboratório mostraram que os valores de CBR aumentaram de forma significativa com o acréscimo da energia de compactação, ao contrário do observado nos valores dos módulos de resiliência, que não experimentaram variações relevantes, quando submetidos às diferentes energias de compactação investigadas.

Abstract of Thesis submitted to PETRAN/UFC as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.) in Transportation Engineering.

THE EFFECT OF COMPACTION ENERGY IN THE PROPERTIES OF SOILS
USED IN ROAD PAVEMENTS OF THE STATE OF CEARÁ

JOACY DEMÉTRIO DE SOUZA JUNIOR

November/2005

Advisor: Suelly Helena de Araújo Barroso

In 1994, The Department of Constructions, Highways and Transportation of the State of Ceará (DERT/CE) regulated a new compaction energy, denoted intermodified, as an alternative to the regular compaction energy used in paving engineering. The use of this energy has been largely discussed by road technicians of Ceará, with respect to the effectiveness of its application to some construction materials. The main objective of this work is to evaluate the effect of different compaction energies (intermediary, intermodified and modified) in some geotechnical properties used in pavement engineering. For definition of samples for laboratory tests, a survey in 118 DERT projects files was performed, consisting of 494 granular soil deposits distributed all over the State of Ceará. Then, based on the analysis of the geotechnical parameters of the materials, 11 soil samples were collected from the Barreto-Aracatiara section (Road CE-085) in order to perform classification and granulometry analysis, as well as compaction, CBR, swelling and resilience tests. The results obtained from laboratory investigations had shown that the CBR values increased substantially as the compaction energy increase, as opposed to the resilient modulus values, which had not experienced significant changes when submitted to the different investigated compaction energies.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO.....	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2 PROBLEMA DA PESQUISA	3
1.3 OBJETIVOS.....	3
1.4 O MÉTODO	4
1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO	5

CAPÍTULO 2

COMPACTAÇÃO DE SOLOS	6
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	6
2.2 ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE TEORIA DA COMPACTAÇÃO	6
2.3 MÉTODOS DE COMPACTAÇÃO.....	13
2.3.1 Ensaio de Compactação Dinâmica ou por Impacto.....	15
2.3.2 Ensaio de Compactação Estática ou por Pressão.....	16
2.3.3 Ensaio de Compactação por Pisoteamento ou por Amassamento	16
2.3.4 Ensaio de Compactação por Vibração	17
2.4 O ENSAIO DE COMPACTAÇÃO.....	18
2.5 INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS NOS RESULTADOS DO ENSAIO DE COMPACTAÇÃO.....	23
2.6 INFLUÊNCIA DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO EM ALGUMAS PROPRIEDADES TECNOLÓGICAS DOS SOLOS	28
2.6.1 Massa Específica Seca Máxima e Umidade.....	28
2.6.2 California Bearing Ratio (CBR)	33
2.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	43

CAPÍTULO 3

ESTUDO DO COMPORTAMENTO RESILIENTE DE SOLOS	44
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	44

3.2	ESTADO DE TENSÕES ATUANTES NO INTERIOR DE UM SOLO	44
3.2.1	Conceito de Tensões Principais	45
3.2.2	Definição dos Invariantes de Tensão	46
3.3	CONCEITO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA	47
3.4	DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA EM LABORATÓRIO - O ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO	48
3.4.1	Considerações Gerais.....	48
3.4.2	Deformações das Amostras sob o Ensaio de Cargas Repetidas	50
3.4.3	Considerações sobre os Ciclos de Carregamento do Ensaio Triaxial Dinâmico	51
3.4.4	Procedimentos do Ensaio Triaxial Dinâmico	53
3.5	MODELOS PARA REPRESENTAR O COMPORTAMENTO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE SOLOS.....	54
3.6	CLASSIFICAÇÃO RESILIENTE DE SOLOS	61
3.6.1	Classificação Resiliente de Solos Granulares	61
3.6.2	Classificação Resiliente de Solos Finos	62
3.7	FATORES QUE AFETAM O MÓDULO DE RESILIÊNCIA	64
3.7.1	Considerações Gerais.....	64
3.7.2	Efeito da Energia de Compactação no Módulo de Resiliência.....	66
3.8	CORRELAÇÕES ENTRE MÓDULO DE RESILIÊNCIA E CBR	72
3.9	ALGUNS ESTUDOS SOBRE A RESILIÊNCIA DE SOLOS DO ESTADO DO CEARÁ	77

CAPÍTULO 4

	CARACTERÍSTICAS GEOAMBIENTAIS DO ESTADO DO CEARÁ.....	81
4.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	81
4.2	CLIMA	82
4.3	GEOMORFOLOGIA E RELEVO	82
4.4	HIDROGRAFIA.....	85
4.5	VEGETAÇÃO.....	87
4.6	PEDOLOGIA	89
4.6.1	Latossolo Vermelho-Amarelo e Vermelho-Escuro	90
4.6.2	Podzólicos Vermelho-Amarelo Eutrófico e Distrófico (Argissolos).....	92

4.6.3 Bruno não Cálcico (Luvisolos)	92
4.6.4 Planossolo Solódico (Planossolos)	93
4.6.5 Areias Quartzosas (Neossolos)	93
4.6.6 Litólicos Eutróficos e Distróficos (Neossolos)	94
4.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	94

CAPÍTULO 5

MATERIAIS E MÉTODOS	95
5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	95
5.2 DIAGNÓSTICO PRELIMINAR DOS SOLOS QUE OCORREM NO ESTADO DO CEARÁ PARA APLICAÇÃO EM ENGENHARIA RODOVIÁRIA	95
5.3 MATERIAIS EMPREGADOS	101
5.3.1 Algumas Características Geoambientais do Trecho de Barrento - Aracatiara	103
5.3.2 Escolha das Amostras	103
5.4 MÉTODOS USADOS NA EXECUÇÃO DOS ENSAIOS	106
5.4.1 Introdução	106
5.4.2 Preparação das Amostras	106
5.4.3 Massa Específica dos Sólidos	107
5.4.4 Granulometria	107
5.4.5 Limites de Liquidez e Plasticidade	107
5.4.6 Ensaios de Compactação	107
5.4.7 Ensaios de CBR e Expansão	107
5.4.8 Ensaios Triaxiais Dinâmicos	108
5.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	108

CAPÍTULO 6

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	109
6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	109
6.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E DA CLASSIFICAÇÃO HRB	109
6.3 MASSA ESPECÍFICA SECA MÁXIMA E UMIDADE ÓTIMA	112

6.4	ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR).....	117
6.5	EXPANSÃO.....	125
6.6	MÓDULO DE RESILIÊNCIA DOS SOLOS ESTUDADOS	127
6.6.1	Considerações Preliminares	127
6.6.2	Resultados dos Modelos para Representação do Comportamento Resiliente dos Solos Estudados	127
6.6.3	Variação do Módulo de Resiliência dos Solos Estudados em Função da Energia de Compactação	131
6.6.4	Resultados da Classificação Resiliente dos Solos	134
6.6.5	Correlações entre CBR e Módulo de Resiliência	137
6.7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	139
CAPÍTULO 7		
CONCLUSÕES E SUGESTÕES..... 140		
7.1	PRINCIPAIS CONCLUSÕES	140
7.1.1	Quanto aos Ensaio de Caracterização	140
7.1.2	Quanto aos Resultados dos Ensaio de Compactação.....	141
7.1.3	Quanto aos Resultados dos Ensaio de CBR e Expansão.....	141
7.1.4	Quanto aos Resultados do Módulo de Resiliência	142
7.2	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	143
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		
145		
APÊNDICE I		
ESTUDOS GEOTÉCNICOS DAS JAZIDAS INDICADAS NOS PROJETOS		
RODOVIÁRIOS DO DERT/CE..... 153		
APÊNDICE II		
RELATÓRIO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DINÂMICOS		
178		

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Massa específica seca máxima ($\gamma_{s \max}$) e umidade ótima (h_{ot}) referente a uma curva de compactação.	7
Figura 2.2 – Teoria de Hogentogler (HOGENTOGLER, 1937).	8
Figura 2.3 – Diâmetro relativo de uma partícula de solo e as espessuras ($\times 10^{-6}$ polegadas) de filmes de umidade (HOGENTOGLER, 1937).	9
Figura 2.4 – Estrutura (a) floclada e (b) dispersa (CERNICA, 1995).	10
Figura 2.5 – Teoria de Lambe (LAMBE e WHITMAN, 1979).	11
Figura 2.6 – Grau de orientação das partículas em função do teor de umidade (PACEY, 1956 <i>apud</i> CERNICA, 1995).	12
Figura 2.7 – Curvas de compactação para um solo arenoso compactado por vibração no campo (dois tipos de equipamentos – placa grande e pequena) e por impacto em laboratório, segundo o método Britânico Standard (JOHNSON e SALLBERG, 1960 <i>apud</i> RODRIGUEZ e MEJIA, 1976).	17
Figura 2.8 – Curvas de compactação para diferentes tipos de solos (MELLO e TEIXEIRA, 1971).	24
Figura 2.9 – Curvas de compactação para areias de diferentes granulometrias com a mesma energia de compactação (RODRIGUEZ e MEJIA, 1976).	25
Figura 2.10 – Curvas granulométricas estudadas com a finalidade de se avaliar a influência da granulometria nas densidades dos materiais (HOGENTOGLER, 1937).	26
Figura 2.11 – Efeito da granulometria na densidade de amostras compactadas (HOGENTOGLER, 1937).	26
Figura 2.12 – Estado físico de misturas solo-agregado (YODER, 1959).	27
Figura 2.13 – Curvas de compactação para diversos tipos de solos brasileiros (PINTO, 2000).	28

Figura 2.14 – Curvas de umidade × densidade para energias de compactação diferentes (SENÇO, 1997).	29
Figura 2.15 – Ensaios de compactação nas energias normal e modificada para uma mistura de pedregulho e areia siltosa (CERNICA, 1995).	30
Figura 2.16 – Umidade ótima (a) e massa específica seca máxima (b) em função da energia de compactação (ATTOM, 1997).	31
Figura 2.17 – Curvas de compactação de um solo fino argiloso para diferentes energias (RESENDE, 1999).	32
Figura 2.18 – Variação do CBR e da densidade seca máxima em função do teor de finos e da energia de compactação (YODER, 1959).	34
Figura 2.19 – Densidade seca máxima e CBR para diversos tipos de materiais (YODER e WITCZAK, 1975).	35
Figura 2.20 – Curvas de compactação e resistência à penetração, em função do teor de umidade (HOGENTOGLER, 1937).	36
Figura 2.21 – CBR antes e depois do período de imersão (YODER e WITCZAK, 1975).	37
Figura 2.22 – Distribuição granulométrica dos solos ensaiados (MARTINS, 1985).	39
Figura 2.23 – Resultados de CBR dos solos ensaiados em diferentes energias (MARTINS, 1985).	40
Figura 2.24 – Gráficos de CBR e densidade seca <i>versus</i> umidade para diferentes energias de compactação (TURNBULL e FOSTER, 1956 <i>apud</i> DAY, 1999).	41
Figura 2.25 – Curvas de iguais CBR traçadas sobre as curvas de compactação, utilizando o método por impacto, para as energias normal, intermediária e modificada (VENDARAMINI e PINTO, 1974).	43
Figura 3.1 – Tensões num ponto de um plano qualquer (LIMA e VIEIRA, 1998).	45
Figura 3.2 – Estado de tensões referentes aos planos principais (PINTO, 2000).	45
Figura 3.3 – Círculo de Mohr (PINTO, 2000).	46

Figura 3.4 – Tensor de tensão (a) e estado de tensão no ponto O (b). P_{nx} , P_{ny} e P_{nz} são as componentes da resultante P_n que atua na face inclinada do tetraedro (CAPUTO, 1996).	47
Figura 3.5 – Tensões atuantes numa amostra submetida ao ensaio triaxial dinâmico... 49	49
Figura 3.6 – Deformação referente a uma carga que passa sobre o pavimento em função da tensão-desvio (ELLIOT e THORNTON, 1988).	50
Figura 3.7 – Deformações de solo submetido ao ensaio de cargas repetidas (HUANG, 1993).	50
Figura 3.8 – Pulsos de tensão do ensaio triaxial dinâmico (MEDINA, 1997).	51
Figura 3.9 – Curvas semi-senoidal (a) e triangular (b) simulando o pulso de carga devida à passagem de um veículo no pavimento (MEDINA, 1997).	52
Figura 3.10 – Variação do tempo do pulso de tensão em função da velocidade do veículo e da profundidade do pavimento (BARKSDALE e HICKS, 1973 <i>apud</i> MEDINA, 1997).	52
Figura 3.11 – Comportamento resiliente para solos finos (YODER e WITCZAK, 1975).	56
Figura 3.12 – Modelos usualmente aplicados no Brasil para avaliação do comportamento resiliente de solos (MEDINA, 1997).	59
Figura 3.13 – Gráfico para classificação resiliente de solos granulares (DNER, 1996).	62
Figura 3.14 – Gráficos para classificação resiliente de solos finos (DNER, 1996).	63
Figura 3.15 – Características geotécnicas das amostras ensaiadas por MOTTA <i>et al.</i> (1990), visando estudar o comportamento resiliente dos solos pedregulhosos lateríticos.	67
Figura 3.16 – Efeito da compactação no módulo de resiliência – Amostra 2a (MOTTA <i>et al.</i> , 1990).	68
Figura 3.17 – Efeito da energia e da umidade no módulo de resiliência de um solo pedregulhoso laterítico – Amostra 1 (MOTTA <i>et al.</i> , 1990).	69

Figura 3.18 – Módulo de resiliência para solos arenosos (SCA-040-SP), em função das energias normal e intermediária (PARREIRA <i>et al.</i> , 1998).....	71
Figura 3.19 – Módulo de resiliência para solos argilosos (Uberaba-MG), em função das energias normal e intermediária (PARREIRA <i>et al.</i> , 1998).	71
Figura 3.20 – Relação entre M_R e CBR para solos arenosos (MEDINA e PREUSSLER, 1980).	73
Figura 3.21 – Relação entre M_R e CBR para solos argilosos (MEDINA e PREUSSLER, 1980).	74
Figura 3.22 – Variação dos módulos de resiliência com a tensão confinante para um dos segmentos rodoviários estudados por SOARES <i>et al.</i> (2000).	79
Figura 4.1 – Desenho esquemático de uma pedimentação. Na zona A, verifica-se o domínio da erosão vertical, na zona B o da erosão lateral (glacis de erosão) e na zona C, glacis de sedimentação (GUERRA, 1997).	83
Figura 4.2 – Ilustração das bacias hidrográficas no mapa do Ceará (COGERH, 2005).....	86
Figura 5.1 – Mapa que mostra a localização dos trechos rodoviários correspondentes aos projetos analisados na pesquisa de diagnóstico.	96
Figura 5.2 – Distribuição dos solos granulares utilizados em projetos rodoviários do Estado do Ceará em função da classificação HRB.	98
Figura 5.3 – Mapa do Ceará onde cada jazida é localizada, em relação ao trecho de projeto, de acordo com a intensidade dos valores de CBR.	99
Figura 5.4 – Distribuição dos solos utilizados em bases de pavimentos rodoviários do Estado do Ceará, por faixa de CBR e em função da Classificação HRB.....	100
Figura 5.5 – Distribuição dos solos utilizados em bases de pavimentos rodoviários do Estado do Ceará, por faixa de CBR e em função da Classificação HRB, considerando as quantidades dos materiais ocorrentes em cada uma das faixas de CBR adotadas.....	101

Figura 5.6 – Mapa de localização da Rodovia CE-085, trecho Barrento – Aracatiara.	102
Figura 5.7 – Distribuição linear das jazidas a serem exploradas na construção da rodovia CE-085, trecho Barrento-Aracatiara (Projeto da CE-085, trecho Barrento-Aracatiara).....	105
Figura 6.1 – Curvas granulométricas das amostras ensaiadas.	112
Figura 6.2 – Massas específicas secas máximas em função da energia de compactação.	114
Figura 6.3 – Resultados das umidades ótimas em função da energia de compactação.	114
Figura 6.4 – Resultados das massas específicas secas máximas em função da energia de compactação.	115
Figura 6.5 – Resultados dos teores de umidade ótimo em função da energia de compactação.	116
Figura 6.6 – Correlação entre a massa específica seca máxima e umidade ótima para as amostras compactadas na energia intermediária.	117
Figura 6.7 – Resultados de CBR em função da energia de compactação para as amostras A-1-a.	119
Figura 6.8 – Resultados de CBR em função da energia de compactação para as amostras A-1-b.	120
Figura 6.9 – Resultados de CBR em função da energia de compactação para as amostras A-2-4.....	120
Figura 6.10 – Gráfico ilustrativo que mostra a eficiência da energia de compactação para se alcançar os valores mínimos de CBR de 40 %, 60 % e 80%.	122
Figura 6.11 – Gráfico dos valores de expansão em função da energia de compactação.	126
Figura 6.12 – Gráfico do modelo composto aplicado nos resultados de módulo de resiliência obtidos para amostra Am-3, compactada na energia intermodificada.....	129

- Figura 6.13** – Gráfico dos módulos de resiliência médios para cada amostra, em função da energia de compactação..... 132
- Figura 6.14** – Gráfico dos módulos de resiliência médios para as energias intermediária e modificada, considerando as nove amostras (exceto Am-1 e Am-8).. 133
- Figura 6.15** – Gráfico dos módulos de resiliência médios para as energias intermediária e intermodificada, considerando as nove amostras (exceto Am-1 e Am-8). 134
- Figura 6.16** – Classificação Resiliente do DNER para as amostras compactadas na energia intermediária. 135
- Figura 6.17** – Classificação Resiliente do DNER para as amostras compactadas na energia intermodificada.....136
- Figura 6.18** – Classificação Resiliente do DNER para as amostras compactadas na energia modificada. 136
- Figura 6.19** – Relação entre os resultados de CBR (%) e de módulo de resiliência (MPa) para as amostras compactadas na energia intermediária..... 138

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Características dos cilindros e soquetes, além dos parâmetros utilizados nos ensaios de compactação AASHTO Normal e Modificado (SOUZA, 1976).....	20
Tabela 2.2 – Parâmetros utilizados nos ensaios de compactação do DNER (SOUZA, 1976).....	21
Tabela 2.3 – Parâmetros do Ensaio de compactação especificados pelo DERT com o uso da energia Intermodificada (DERT/CE, 1994).....	22
Tabela 2.4 – Resultados dos parâmetros geotécnicos do solo fino argiloso para as energias normal, intermediária e modificada (RESENDE, 1999).	32
Tabela 2.5 – Correlação provável entre CBR e Classificação HRB (SENÇO, 1997)..	38
Tabela 2.6 – Características dos solos nos ensaios de CBR (MARTINS, 1985).....	39
Tabela 3.1 – Tensão confinante e tensão-desvio utilizadas na fase de condicionamento pela norma DNER-ME 131/94 (1994).....	53
Tabela 3.2 – Tensões confinantes e tensões-desvio utilizadas para o registro das deformações pela norma DNER-ME 131/94 (1994).....	54
Tabela 3.3 – Parâmetros do modelo K- θ (M_R e θ em psi) utilizado por ALLEN e THOMPSON (1974).	57
Tabela 3.4 – Características dos solos lateríticos do estudados por BERNUCCI (1995).....	60
Tabela 3.5 – Parâmetros dos dois modelos ($M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$ e $M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$) utilizados para o solo laterítico Descalvado (BERNUCCI, 1995).....	60
Tabela 3.6 – Classificação de solos finos quanto à resiliência (DNER, 1996).....	64
Tabela 3.7 – Características dos solos e os parâmetros dos modelos utilizados por PARREIRA <i>et al.</i> (1998) em seus estudos.....	70
Tabela 3.8 – Variável B para os seis diferentes materiais estudados, considerando os diferentes níveis de θ (ZAMAN <i>et al.</i> , 1994).	76

Tabela 3.9 – Correlações entre M_R e CBR (WITCZAK <i>et al.</i> , 1995).	76
Tabela 3.10 – Equações do módulo de resiliência, CBR, umidade ótima e a energia de compactação aplicadas para as amostras da CE-060, trecho: Pajuçara-Pacatuba (BENEVIDES, 2000).....	86
Tabela 5.1 – Jazidas estudadas para a construção do trecho de Barrento-Aracatiara (NORCONSULT, 2000)	104
Tabela 5.2 – Amostras coletadas para cada jazida estudada	106
Tabela 6.1 – Resultados dos ensaios de limite de liquidez, índice de plasticidade e granulometria por peneiramento.	110
Tabela 6.2 – Resultados das massas específicas secas máximas e das umidades ótimas em função da energia de compactação.	113
Tabela 6.3 – Resultados dos ensaios de CBR para as 11 amostras, nas energias intermediária, intermodificada e modificada.	118
Tabela 6.4 – Valores de CBR especificados pelas normas do DERT/CE em função do tráfego atuante (número N).	121
Tabela 6.5 – Energia de compactação mínima (intermediária, intermodificada ou modificada) necessárias para alcançar o CBR de 40%, 60% e 80% para as amostras ensaiadas.	124
Tabela 6.6 – Resultados dos ensaios de expansão (%) em função da energia de compactação.	125
Tabela 6.7 – Coeficientes de regressão (R^2) para cada um dos modelos utilizados nas amostras compactadas na energia intermodificada.	128
Tabela 6.8 – Coeficientes dos modelos 1, 2 e 4 para avaliação dos módulos de resiliência, nas energias intermediária, intermodificada e modificada, para cada amostra ensaiada.	130
Tabela 6.9 – Módulos de resiliência médios em função da energia de compactação.	131
Tabela 6.10 – Resultados dos módulos de resiliência (MPa) calculados através de equações, apresentadas na Tabela 3.8, elaboradas em função do CBR.	138

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As energias de compactação usualmente utilizadas no Brasil geralmente seguem as especificações do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), atual DNIT (Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes), para obras de pavimentação rodoviária. A norma técnica DNER-ME 129/94 estabelece as energias de compactação normal, intermediária e modificada para se determinar a correlação entre o teor de umidade e a massa específica aparente do solo seco.

Nas pesquisas realizadas nos arquivos de projetos do Departamento de Edificações Rodovias e Transportes do Estado do Ceará (DERT/CE), observou-se a aplicação de uma nova energia de compactação para os materiais que integram as camadas do pavimento. Esta energia, denominada “intermodificada” e cuja intensidade se situa entre as energias intermediária e modificada especificada pelo DNER, vem sendo utilizada nos projetos rodoviários do Estado do Ceará desde 1991. Os primeiros projetos verificados nos arquivos do DERT/CE, que aplicaram a energia intermodificada, foram os projetos da CE-216 (trecho CE-178 – Marco, localizado no norte do Estado do Ceará) e do Acesso Beberibe - Morro Branco (localizado na zona leste do Estado), ambos executados em abril de 1991. No primeiro projeto, os materiais foram apenas estudados com o uso desta energia, mas não foram utilizados nas obras de construção. Já no acesso ao Morro Branco, os materiais foram aplicados, com a energia intermodificada, na construção da camada de base do pavimento, cuja obra foi concluída em março de 1994. Além do Acesso Beberibe - Morro Branco, outros projetos, como o da CE-085, trecho Camocim-Divisa CE/PI (52,8 km de extensão), concluído em Fevereiro de 1998, também utilizaram esta energia de compactação na construção de seus pavimentos. Segundo os últimos levantamentos realizados pelos técnicos do DERT/CE, em 2002, ambas as vias estão em bom estado de conservação.

A energia de compactação intermodificada, quase sempre aplicada para camadas de base de pavimentos, tem sido utilizada no Ceará para aqueles materiais que não atenderam às condições geotécnicas exigidas pelas normas do DNER, particularmente

no que se refere aos valores de CBR (Índice de Suporte Califórnia), quando compactados na energia intermediária. Além disso, também existe a possibilidade de se aplicar um esforço de compactação bem maior, como a energia modificada, e o material se desintegrar estruturalmente, com a quebra dos grãos, perdendo em muito sua capacidade de suporte. Tendo em vista esta realidade, surgiu a justificativa para o uso da energia intermodificada, que foi regulamentada pelo DERT/CE, em setembro de 1994, nas suas Especificações Gerais para Serviços e Obras Rodoviárias, através das normas DERT-ES-P 03/94 (Sub-base Granular) e DERT-ES-P 04/94 (Base Granular).

O termo “intermodificada” também já foi anteriormente usado por MOTTA *et al.* (1990) para especificar uma energia de compactação aplicada em um estudo sobre resiliência de solos pedregulhosos lateríticos. Porém, essa energia utilizava 44 golpes por camada, diferentemente dos 39 golpes regulamentados pelo DERT/CE. Segundo os autores, o uso dessa energia se justificava por ser menos severa do que a modificada, mas suficiente devida às pequenas variações da massa específica aparente seca máxima com o aumento da energia.

O efeito da energia de compactação na estrutura e nas propriedades geotécnicas dos solos compactados é essencial para o entendimento do comportamento dos materiais durante a vida útil dos pavimentos e tem sido intensamente estudado por diversos autores.

OGUNSANWO (1989) analisou dois tipos de solos lateríticos, derivados de rochas de gnaiss e anfibolito, em função da energia, para verificar as características de permeabilidade e consolidação. Os resultados obtidos neste trabalho sugerem que é necessária a aplicação de energias de compactação diferentes para se obter essas mesmas características para cada um dos solos analisados. Nota-se, portanto, a necessidade de se especificar uma energia de compactação que leve em conta a natureza dos solos e as propriedades geotécnicas desejadas para esses materiais, após o processo de compactação.

MENDES (1973), ao estudar a influência da energia de compactação de solos granulares, destacou a importância da aplicação de uma energia de acordo com a natureza dos materiais. Nesse trabalho o autor fez o seguinte comentário:

“especificar uma mesma energia para compactar qualquer solo pode ser a causa de sérios problemas técnicos e econômicos na execução de uma obra de terra, principalmente na pavimentação onde, geralmente, trabalhamos com uma grande variedade de solos em uma mesma obra”.

Na execução das camadas dos pavimentos rodoviários, é essencial se conhecer até que ponto pode-se tirar proveito da energia aplicada nos materiais usados em pavimentação. OSEI *et al* (2000) comentaram que uma considerável parcela da energia de compactação adicional utilizada para se obter maiores densidades e, conseqüentemente, melhorar as características geotécnicas do solo, pode ser desperdiçada mais em degradar o material do que em comprimi-lo.

1.2 PROBLEMA DA PESQUISA

O uso da energia denominada de intermodificada foi apenas comprovada na prática pelos técnicos do DERT/CE a partir de 1991. Não se conhece, até o presente momento, para os materiais que ocorrem no Estado do Ceará, nenhuma pesquisa científica que trate sobre o efeito dessa energia nas propriedades geotécnicas dos solos de interesse à pavimentação.

1.3 OBJETIVOS

O uso da energia intermodificada vem sendo discutido no meio técnico rodoviário do Estado do Ceará, no que diz respeito à eficiência de sua aplicação nos ensaios de CBR para determinados tipos de materiais. O objetivo principal desse trabalho, portanto, é investigar o uso da energia intermodificada, em função das características geotécnicas dos materiais utilizados em pavimentação no Estado do Ceará.

Entre os vários objetivos específicos a serem alcançados pela execução desse trabalho, destacam-se:

- a) verificar a variação de algumas das propriedades tecnológicas convencionais de interesse à pavimentação em função da energia de

compactação intermediária, intermodificada e modificada, tais como: umidade ótima, massa específica, CBR e expansão;

- b) verificar a variação do módulo de resiliência dos solos, em função da energia de compactação intermediária, intermodificada e modificada;
- c) conhecer, preliminarmente, os solos que já foram utilizados ou estudados em projetos rodoviários do DERT/CE;

1.4 O MÉTODO

Para alcançar os objetivos desse trabalho, inicialmente, foi feita uma revisão bibliográfica sobre o estudo da compactação de solos e sua influência sobre os parâmetros geotécnicos de interesse à pavimentação. Posteriormente, também foi realizada uma revisão bibliográfica sobre a resiliência de solos. Dando continuidade a aos trabalhos de revisão, foi elaborada uma caracterização geoambiental do Estado do Ceará.

Realizou-se um diagnóstico dos solos do Estado que já foram estudados com vistas à aplicação em pavimentos rodoviários. Este diagnóstico foi elaborado com base em pesquisas realizadas nos arquivos de projetos rodoviários do DERT/CE, através dos quais foram levantados os parâmetros geotécnicos de maior aplicação em projetos de pavimentos, tais como granulometria, limites de liquidez e de plasticidade, umidade ótima, densidade máxima, CBR e expansão. A partir desse primeiro trabalho, foi gerado um arquivo de dados abrangendo características de materiais de jazidas ocorrentes em todo o Estado do Ceará, no que diz respeito às propriedades obtidas em projeto. De posse dessas informações, todas as amostras pertencentes às jazidas estudadas foram classificadas de acordo com o sistema de classificação HRB (Highway Research Board), o qual, conforme verificado, mostrou-se adequado à caracterização preliminar desses materiais.

Em seguida, foi desenvolvido um programa de investigações de laboratório, abrangendo ensaios de caracterização e granulometria, compactação, CBR, expansão e módulo de resiliência — considerando as energias de compactação intermediária, intermodificada e modificada. Para cumprir esse programa experimental, foram

coletados materiais, provenientes de jazidas indicadas no projeto do trecho de Barrento-Aracatiara (CE-085), em quantidades proporcionais às classes HRB encontradas nos projetos rodoviários do DERT/CE. As análises dos resultados, bem como as conclusões obtidas e as recomendações para as futuras pesquisas, são apresentadas e discutidas no corpo deste trabalho.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho está organizado em sete capítulos e dois apêndices. O capítulo 1 é a introdução ao trabalho. O capítulo 2 refere-se a uma revisão bibliográfica sobre o tema de compactação de solos, bem como à influência da energia de compactação em algumas propriedades tecnológicas dos solos. No capítulo 3, foram realizadas revisões bibliográficas sobre o módulo de resiliência de solos. O capítulo 4 destina-se a descrever as principais características geoambientais do Estado do Ceará. No capítulo 5, são descritos os materiais e os métodos empregados para execução desse trabalho. O capítulo 6 destina-se a apresentar e discutir os resultados experimentais obtidos, mostrando a variação das propriedades geotécnicas estudadas em função da energia de compactação. No capítulo 7, são apresentadas as principais conclusões acerca das atividades teóricas e experimentais realizadas, bem como sugestões e recomendações para futuras pesquisas. No apêndice I, são mostradas as características geotécnicas das jazidas pesquisadas nos arquivos de projetos rodoviários do DERT/CE. No apêndice II, apresentam-se os relatórios dos ensaios triaxiais dinâmicos.

CAPÍTULO 2

COMPACTAÇÃO DE SOLOS

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo tem como finalidade reunir informações bibliográficas sobre o estudo da compactação e sua influência nas diversas propriedades dos solos. Essas informações são de grande importância, tendo em vista que este trabalho visa avaliar a aplicação de uma nova energia no processo de compactação dos solos do Estado do Ceará a serem utilizados em pavimentos rodoviários.

Inicialmente será apresentada uma revisão sobre as principais teorias e os métodos de compactação mais utilizados em laboratório, dando ênfase para o método de ensaio por impacto, que é o mais aplicado no Estado do Ceará. Posteriormente, faz-se um agrupamento dos estudos que tratam das energias de compactação, considerando a influência da natureza dos solos nos resultados do ensaio de compactação. Nesses estudos, aborda-se também o efeito dessas energias em algumas propriedades tecnológicas dos solos, como o Índice de Suporte Califórnia (CBR) e a expansão.

2.2 ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE TEORIA DA COMPACTAÇÃO

A compactação pode ser entendida como um processo em que se visa melhorar as propriedades de um dado material, através da compressão do mesmo por meio de uma determinada energia mecânica. Dentre os principais benefícios, em termos de propriedades geotécnicas, adquiridos através do processo de compactação, podem ser citados o aumento da densidade, da resistência ao cisalhamento e da capacidade de suporte, retratada através do CBR. A compactação também reduz o índice de vazios, a permeabilidade, a contração e a compressibilidade.

Atribui-se a PROCTOR (1933) o início da técnica da compactação, com os primeiros trabalhos sobre a compactação de aterros. A partir destes trabalhos, ocorreu grande evolução nas técnicas de compactação, que antes eram realizadas de forma empírica, sem embasamento técnico que servisse como orientação. Proctor desenvolveu

um ensaio dinâmico para determinação experimental da curva de compactação, que é obtida através da relação entre a massa específica seca e o teor de umidade do solo.

Proctor observou que a massa específica, resultante da aplicação de uma determinada energia de compactação, é função do teor de umidade do solo, durante o processo de compactação. Dependendo desse teor de umidade, obtém-se uma maior ou menor eficiência do efeito da compactação na densidade do solo, devida essencialmente à influência da umidade em relação ao atrito existente entre as suas partículas. Segundo o pesquisador, a adição de água ao solo reduz as forças capilares e a resistência ao atrito e ao cisalhamento do solo. Para umidades muito baixas, o atrito é alto e prejudica a redução dos vazios. À medida que se aumenta o teor de umidade, verifica-se um maior efeito de lubrificação entre os grãos, o que facilita a saída do ar que se encontra no solo, em forma de canálculos intercomunicados. Essa lubrificação favorece uma aproximação entre as partículas, principalmente em função da eliminação de ar dos vazios, acarretando no aumento da massa específica (PINTO, 2000). A Figura 2.1 mostra uma curva típica de compactação, onde a massa específica varia em função da umidade do solo.

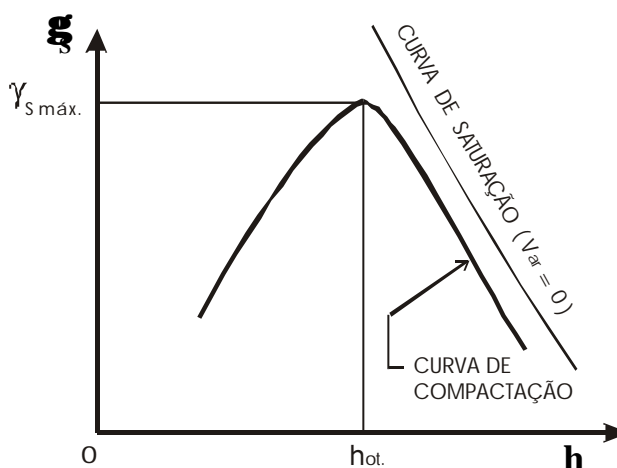


Figura 2.1 – Massa específica seca máxima ($\gamma_{s \text{ máx.}}$) e umidade ótima (h_{ot}) referente a uma curva de compactação.

De acordo com Proctor, a partir de um determinado teor de umidade, a água impede a expulsão do ar, não reduz o atrito e nem influencia no rearranjo das partículas

do solo, fazendo com que a compactação não tenha mais eficiência no acréscimo de densidade. Há, portanto, para uma dada energia, uma densidade máxima que é obtida para um certo teor de umidade, denominado ótimo, onde se configura uma relação ideal entre água, ar e solo no processo de compactação (Figura 2.1). O teor de umidade ótimo (h_{ot}) é representado pelo ponto de inflexão da curva, referente à energia aplicada no ensaio de compactação, em que se obtém a massa específica seca máxima ($\gamma_{s \max.}$).

Além de PROCTOR (1933), outros pesquisadores também apresentaram teorias, em função da capilaridade, lubrificação, viscosidade da água, interação físico-química e tensões efetivas, que buscam explicar o comportamento da curva de compactação. Vale citar HOGENTOGLER (1937) e LAMBE e WHITMAN (1979).

HOGENTOGLER (1937) apresentou uma teoria que se baseia na viscosidade da água e mostra que a curva de compactação passa por quatro estágios de umidade: hidratação, lubrificação, inchamento e saturação do solo (Figura 2.2).

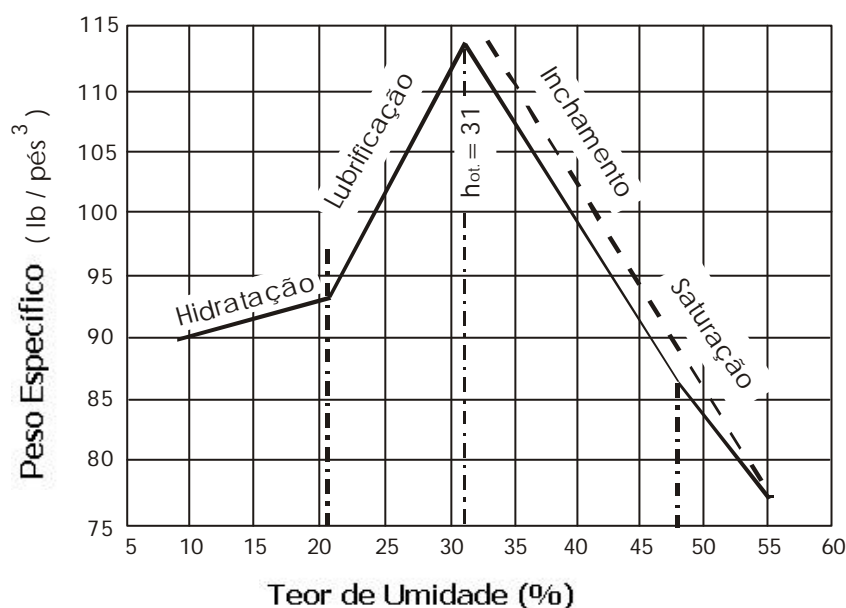


Figura 2.2 – Teoria de Hogentogler (HOGENTOGLER, 1937).

Na fase de hidratação, o acréscimo de umidade aumenta a espessura das camadas de água adsorvida nos grãos do solo, na forma de *filmes*, reduzindo a viscosidade da água. Essa redução de viscosidade diminui o atrito entre os grãos e aumenta a massa específica do solo.

A partir de uma certa umidade, a adição de água implica em lubrificação das partículas, não influenciando mais na viscosidade da água. Essa é a fase de lubrificação, que tem o maior efeito quando o solo é compactado no teor de umidade ótima.

Acima da umidade ótima, o acréscimo de água atua no deslocamento das partículas do solo, provocando o processo chamado por Hogentogler de inchamento, fase em que há uma redução significativa da densidade.

Por último, vem o estágio de saturação, que corresponde ao estado em que os vazios do solo estão completamente preenchidos pela água.

HOGENTOGLER (1937) mostrou a importância dos *filmes* de água que se formam em volta dos grãos do solo, na compactação, à medida que o teor de umidade cresce. A espessura (em polegadas, divididas por um milhão) que representa a umidade higroscópica de uma partícula de areia é cerca de 5 e os limites de lubrificação, inchamento e saturação estão em torno de 14, 22 e 46 polegadas (por milhão), respectivamente. A Figura 2.3 mostra as espessuras médias dos *filmes* de umidade para uma partícula de solo.

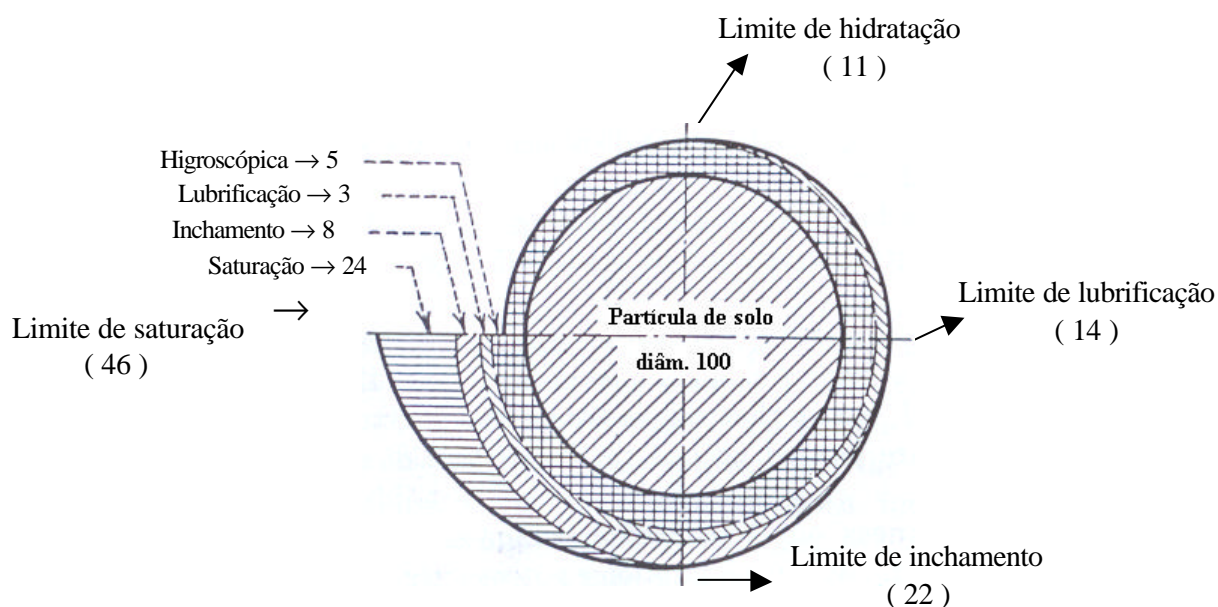


Figura 2.3 – Diâmetro relativo de uma partícula de solo e as espessuras ($\times 10^{-6}$ polegadas) de filmes de umidade (HOGENTOGLER, 1937).

Em 1956, Hilf utilizou a teoria de poro-pressão nos solos não saturados em suas pesquisas, com o objetivo de esclarecer o processo da compactação. Segundo esse autor, a resistência à compactação dos solos com teores de umidade no ramo seco se deve às forças de atrito resultantes de forças capilares causadas por meniscos de alta curvatura. Quando o teor de umidade cresce, os meniscos diminuem as suas curvaturas e, conseqüentemente, também são reduzidas as forças capilares, fazendo com que as massas específicas secas aumentem até atingir um valor máximo. Acima do teor de umidade ótima, há uma redução da densidade, que pode ser atribuída à dificuldade de expulsão do ar e aumento da pressão na fase gasosa (ARAÚJO, 1996).

LAMBE e WHITMAN (1979) apresentaram uma teoria que procura explicar o efeito da compactação na estrutura dos solos através de alterações na concentração eletrolítica. Para baixas umidades, a concentração de eletrólitos é relativamente alta, o que impede a difusão da dupla camada de íons ao redor de cada partícula. O resultado é uma baixa repulsão entre elas, com a subsequente floculação (Figura 2.4) e perda de orientação dessas partículas na compactação. Quando a umidade é alta, a concentração eletrolítica é reduzida e a repulsão entre as partículas é maior, diminuindo assim a floculação. Neste caso, observa-se uma melhor orientação nas partículas do solo (ver pontos “C” e “D” da Figura 2.5).

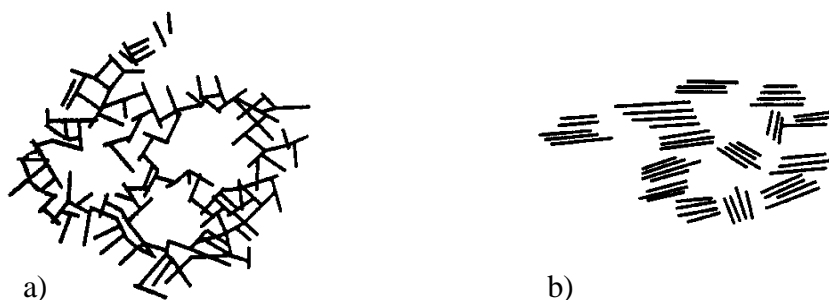


Figura 2.4 – Estrutura (a) floculada e (b) dispersa (CERNICA, 1995).

Para um dado esforço de compactação, os solos tendem a ser mais floculados (estruturas que se caracterizam pelo arranjo desordenado das partículas) quando compactados no ramo seco do que no ramo úmido da curva de compactação. Isto também pode ser observado na Figura 2.5, onde o solo no ponto “A” é mais floculado

do que no ponto “C”. Em geral, um solo com estrutura floculada tem maior resistência do que o mesmo solo em estado disperso, considerando o mesmo índice de vazios.

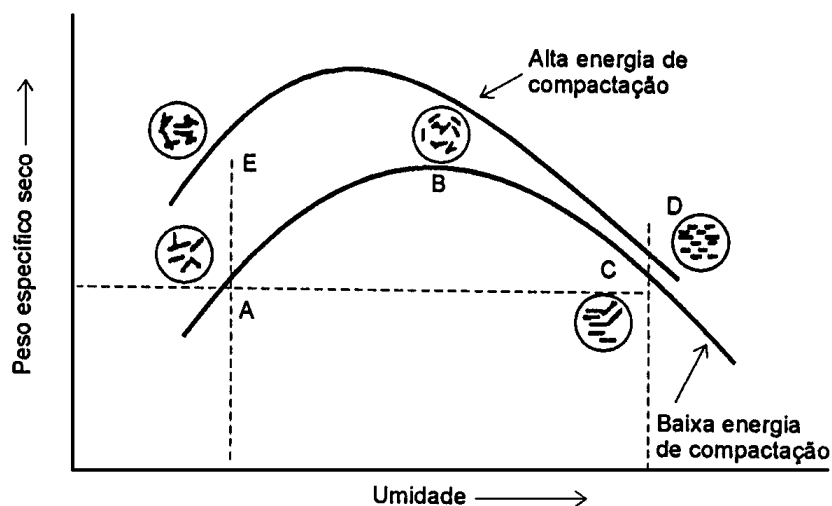


Figura 2.5 – Teoria de Lambe (LAMBE e WHITMAN, 1979).

Em resumo, quanto maior a energia, maior o grau de dispersão, para o mesmo teor de umidade. Quando a umidade cresce, ocorre uma maior repulsão entre as partículas, o que permite um melhor arranjo entre as mesmas para uma dada quantidade de energia. Ao aumentar essa quantidade de energia, as partículas tendem a se orientar de uma forma mais paralela possível (LAMBE e WHITMAN, 1979).

A orientação das partículas no interior de um solo, em função do teor de umidade, pode ser ilustrada através de gráficos como o da Figura 2.6, que mostra o grau de orientação dos grãos do solo. Nota-se neste gráfico que, à medida que a umidade cresce, as partículas tendem a se orientar de uma forma mais paralela.

O princípio das tensões efetivas é a base da teoria de Olson, de 1963. De acordo com o pesquisador, o solo tem um pequeno número de contatos entre os grãos e baixa resistência ao cisalhamento, quando encontrado no seu estado natural. Com a aplicação de um dado esforço de compactação, as partículas deslizam-se uma sobre as outras, aumentando a densidade e a resistência ao cisalhamento desenvolvida entre os pontos de contato dos grãos. Com isso, aumenta-se também a tensão efetiva, que cresce,

juntamente com a massa específica, conforme a aplicação de novas cargas. Enquanto o solo não adquirir uma resistência ao cisalhamento suficiente para resistir ao esforço de compactação aplicado, ou seja, até atingir o limite da eficiência da compactação, a tensão efetiva continuará aumentando (AQUINO FILHO, 1995).

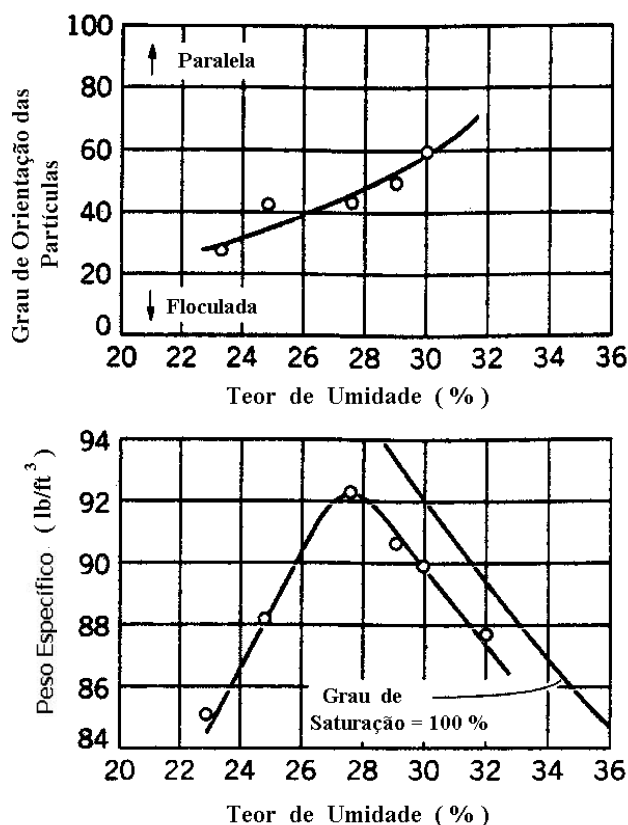


Figura 2.6 – Grau de orientação das partículas em função do teor de umidade (PACEY, 1956 *apud* CERNICA, 1995).

Conforme visto em AQUINO FILHO (1995), Olson concluiu que a adição da água, até um certo teor, ajuda na lubrificação e na expulsão do ar, provocando um novo rearranjo das partículas a cada esforço aplicado. Quando não for mais possível o rearranjo, devido à quantidade de água presente nos vazios, o solo terá atingido a massa específica seca máxima e a umidade ótima.

A teoria de Barden e Sides, fundamentados em estudos realizados para argila compactada, mostra que o teor de umidade tem uma influência significativa no processo de compactação de solos. De acordo com os pesquisadores, a obstrução da trajetória do

ar, em consequência da presença da água, no solo compactado no teor de umidade ótimo, seria a explicação para o limite da eficiência de uma determinada energia de compactação (AQUINO FILHO, 1995).

2.3 MÉTODOS DE COMPACTAÇÃO

A compactação de solos poderá ser realizada por vários métodos, e em cada caso serão obtidos, provavelmente, resultados diferentes para um mesmo tipo de material. Por outro lado, um mesmo método de compactação, quando aplicado em solos com características geotécnicas distintas, também poderá apresentar resultados bastante diferentes. Portanto, os resultados de um processo de compactação dependem de diversos fatores como a natureza do solo, o método de compactação a ser utilizado, a energia e o teor de umidade (ESSIGMANN JR *et al.*, 1978).

Em laboratório, os métodos de compactação mais utilizados são: compactação dinâmica ou por impacto; compactação estática ou por pressão; compactação por pisoteamento ou por amassamento, e compactação por vibração.

A aplicação de cada um desses métodos em um determinado solo tende a produzir resultados distintos, tanto na estrutura como nas propriedades do material que se compacta. É de se supor que os métodos de laboratório reproduzam as condições do processo no campo, mas em muitos casos não é fácil estabelecer uma correspondência clara entre o trabalho de campo e os resultados de laboratório. Existem muitos fatores associados aos métodos aplicados que influenciam no processo de compactação, como o número e a espessura das camadas, o tipo de equipamento e seus procedimentos de utilização, a quantidade de energia aplicada e a umidade do solo no momento da compactação. Para cada método existe uma única relação entre a densidade e teor de umidade, de acordo com a energia de compactação aplicada (RODRIGUEZ e MEJIA, 1976).

O efeito na estrutura dos solos compactados quanto à resistência e à deformabilidade foi demonstrada experimentalmente por SEED *et al.* (1960). Neste trabalho, mostra-se que um solo, compactado sob as mesmas condições, apresenta um comportamento diferente, conforme o método de compactação por impacto, por vibração, por pisoteamento ou por compressão estática.

BELL (1977) utilizou os métodos de compactação por impacto, estático e por pisoteamento em um solo coesivo (areia silto-argilosa), com o propósito de comparar os resultados e avaliar a eficiência desses métodos no processo de compactação. Nesse estudo, as amostras de solos foram compactadas com energias diferentes para que tivessem as mesmas condições, nos três métodos, em termos de umidade ótima e densidade máxima. Para este tipo de solo, especificamente, o pesquisador concluiu que:

- em todas as condições de umidade, o método estático foi o mais eficiente no processo de densificação dos materiais investigados;
- a compactação por impacto pode ser mais eficiente, dependendo dos detalhes dos procedimentos usados, como alterações no peso do soquete e velocidade entre impactos;
- os fatores mais importantes que controlam a energia de compactação para a obtenção da densidade e o teor de umidade são:
 - a magnitude da pressão de contato entre o solo e o compactador (pressões mais altas nem sempre implicam em resistências maiores).
 - a taxa e a duração da carga aplicada (menor pressão e maior tempo de aplicação da carga proporcionam uma maior eficiência na compactação).
- ainda são necessárias mais pesquisas para que se consiga consolidar melhor os conhecimentos acerca da aplicação desses métodos .

No caso de solos finos, os ensaios de compactação por pisoteamento reproduzem melhor a estrutura do solo obtida através da compactação no campo. Apesar da compactação por impacto ser menos apropriada e menos representativa, é aceitável para fins rodoviários, desde que fique dentro de certas variações em relação aos processos construtivos. Desta forma, a seleção do ensaio de laboratório pode se restringir à escolha da energia de compactação que melhor reproduza o que se espera no campo. No entanto, o recomendado para os solos finos é o ensaio por pisoteamento, ou quando menos, o ensaio por impacto, e se considera pouco apropriado o ensaio estático (RODRIGUEZ e MEJIA, 1976).

Para a compactação de solos granulares, como as areias e pedregulhos, puros ou com reduzida quantidades de finos, tanto no campo como no laboratório, resultados consideravelmente melhores são obtidos por meio de vibração (PINTO, 2000). No caso

dos solos arenosos contendo finos, as normas D 4253/83 e D 4254/83 da ASTM recomendam o uso do ensaio de compactação relativa para os solos com menos de 15% de finos. Acima deste teor, essas normas sugerem o ensaio de Proctor (AQUINO FILHO, 1995).

O índice de compactação relativa (CR) é calculado pela relação entre o índice de vazios em que a areia se encontra e os índices de vazios máximos e mínimos determinados para este material. Como o índice de vazios não fornece muita informação acerca do comportamento das areias, pois um mesmo valor pode ser encontrado tanto para uma areia fofa como para uma areia compactada, o ensaio de compactação relativa é de extrema importância para a caracterização deste tipo de material. Através deste ensaio, pode-se verificar o estado real da areia. Para CR abaixo de 0,33, por exemplo, a areia pode ser considerada como fofa. Já para CR acima de 0,66 considera-se como areia compactada. Entre esses dois valores o material pode ser classificado como areia de compactação média (PINTO, 2000).

As maiores densidades secas dos solos puramente arenosos são conseguidas através do processo de vibração do solo seco ($S_r = 0\%$) ou o processo de fluxo de água vertical descendente com o solo saturado ($S_r = 100\%$). Isto se deve ao fenômeno de empolamento da areia, que desaparece completamente para esses materiais quando saturados. Os conceitos de Proctor não são aplicados para esses tipos de solos (AQUINO FILHO, 1995).

2.3.1 Ensaio de Compactação Dinâmica ou por Impacto

Consiste na aplicação de um determinado peso (soquete), que cai livremente de uma certa altura sobre uma camada de solo, compactada em um cilindro padrão. A energia de compactação que se deseja aplicar depende da padronização de cada um desses parâmetros. Ao variar qualquer um deles como peso, altura, número de golpes ou espessura da camada, varia-se também a energia, alterando-se, assim, o resultado de todo o processo de compactação (SENÇO, 1997).

Uma das objeções mais sérias a respeito do método por impacto se deve às condições de confinamento muito rígidas impostas ao solo pelo molde cilíndrico. Estas condições limitam a possibilidade das partículas se espalharem um pouco mais em

relação às condições de campo, onde o confinamento lateral é muito menor. Com base nesta idéia, Francis Hveem propôs realizar os ensaios em moldes convencionais, mas em forma de cilindro oco, em cujo interior se colocaria um cilindro de borracha, para que o ensaio representasse melhor o comportamento que se tem no campo (RODRIGUEZ e MEJIA,1976).

O ensaio de compactação por impacto surgiu a partir dos trabalhos de Proctor, que foi padronizado universalmente, com algumas pequenas variações. Este método ficou conhecido como Ensaio de Proctor, padronizado no Brasil pela ABNT (NBR 7.182/86). Também cita-se que Porter, do Departamento Rodoviário do Estado da Califórnia, já havia utilizado um ensaio semelhante desde 1929, mas não teve a mesma divulgação no meio técnico rodoviário (PINTO, 2000).

2.3.2 Ensaio de Compactação Estática ou por Pressão

O método de compactação estático, introduzido por Porter nos anos 30, baseia-se na aplicação de uma pressão uniformemente distribuída sobre o solo, onde se procura reproduzir em laboratório as características dos solos granulares compactados em campo. De acordo com o método, compacta-se uma camada de amostra de solo com uma prensa, aplicando-se uma determinada pressão sobre o material durante um certo tempo. A energia de compactação, quando o solo é compactado por pressão, varia conforme o tamanho do molde, do tempo e da quantidade da pressão aplicada (WERK, 2000).

2.3.3 Ensaio de Compactação por Pisoteamento ou por Amassamento

Este método consiste na aplicação sucessiva de altas pressões sobre pequenas áreas da superfície da amostra, com pressões que variam com o tempo, crescendo e decrescendo, de forma cíclica. É indicado para solos coesivos, e não para solos granulares, devido ao efeito de desmanchar os agregados das partículas do solo (WERK, 2000).

Hveem desenvolveu um compactador mecânico que, sem a influência do operador, utiliza o processo de compactação por pisoteamento. Este processo tenta

reproduzir o comportamento dos solos coesivos compactados em campo, usando o rolo pé-de-carneiro. Alguns pesquisadores comprovaram a semelhança entre as compactações realizadas com esse rolo, no campo, e as experiências de laboratório através do método de pisoteamento (RODRIGUEZ e MEJIA,1976; WERK, 2000).

2.3.4 Ensaio de Compactação por Vibração

Neste método, os ensaios de compactação baseiam-se na vibração de um molde cilíndrico, muitas vezes o de Proctor, montado numa mesa vibratória. Muitos fatores influenciam neste processo, tais como a frequência, a amplitude e a aceleração da mesa vibratória, as sobrecargas, a granulometria e o teor de umidade do solo (RODRIGUEZ e MEJIA,1976).

JOHNSON e SALLBERG (1962) *apud* RODRIGUEZ e MEJIA (1976) efetuaram, para um solo arenoso, um estudo comparativo entre o método de compactação por vibração, no campo, e o método associado ao ensaio de compactação por impacto, em laboratório (Figura 2.7).

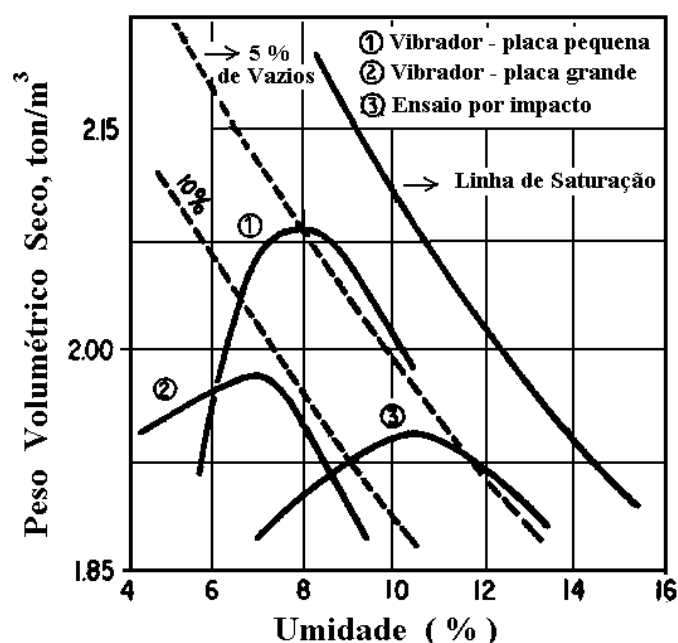


Figura 2.7 – Curvas de compactação para um solo arenoso compactado por vibração no campo (dois tipos de equipamentos – placa grande e pequena) e por impacto em laboratório, segundo o método Britânico Standard (JOHNSON e SALLBERG, 1960 *apud* RODRIGUEZ e MEJIA,1976).

Destaca-se, nesse estudo, a influência do tamanho da placa vibratória e a grande eficiência que se pode conseguir aplicando-se racionalmente a compactação vibratória. A Figura 2.7 mostra que a placa vibratória grande produziu menores densidades do que a placa pequena. Uma vez conhecidos os valores dos parâmetros geotécnicos desejados, pode-se escolher o equipamento mais adequado para o processo de compactação no campo.

2.4 O ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

Os ensaios de compactação comentados a seguir se referem ao método dinâmico ou por impacto. Este método é de extrema importância por conta da sua aplicação nos órgãos rodoviários do Brasil.

O ensaio original para determinação da umidade ótima e da massa específica máxima de um solo, ensaio de Proctor Standard (Proctor Simples), consiste em compactar o solo num molde cilíndrico padrão, com porcentagens crescentes de umidade. A compactação é feita aplicando-se um determinado número de golpes em cada camada, com um soquete de dimensões, peso e altura de queda especificados. Neste ensaio, o peso do soquete é de 2,5 kg, com 30,5 cm de altura de queda, em 3 camadas e com aplicação de 25 golpes (SENÇO, 1997). A energia de compactação é definida pela expressão 2.1:

$$E_c = \frac{n \cdot P \cdot H}{V} \times N \quad (2.1)$$

Onde:

n = número de golpes;

P = peso do soquete;

H = altura de queda;

V = volume de solo compactado.

N = número de camadas

Quanto às unidades mais usuais para a energia de compactação, geralmente se utiliza no Brasil $\text{kgf} \times \text{cm/cm}^3$ (DNER, 1996; CAPUTO, 1996), mas também é comum o emprego das seguintes unidades: kJ/m^3 , MN/m^2 e MNm/m^3 e pés.lbs/pés^3 .

Segundo SOUZA (1976), a AASHTO inicialmente normalizou dois ensaios de compactação: o Ensaio de AASHTO Normal (T 99-57) e o Ensaio AASHTO Modificado (T 180-57). Nesses ensaios são utilizados dois tipos de cilindros (Califórnia e Proctor) e dois tipos de soquetes (grande e pequeno).

O Ensaio AASHTO Normal, com energia igual a $6,05 \text{ kg} \times \text{cm}/\text{cm}^3$, sempre faz uso do soquete pequeno, com o qual o solo é compactado em 3 camadas iguais, para ambos os cilindros (no cilindro Proctor, aplicam-se 25 golpes em cada camada e no Califórnia, 56 golpes). A AASHTO estabelece quatro métodos para realização desse ensaio:

- Ensaio A: utiliza cilindro Proctor e material passando na peneira nº 4;
- Ensaio B: utiliza cilindro Califórnia e material passando na peneira nº 4;
- Ensaio C: utiliza cilindro Proctor e material passando na peneira $\frac{3}{4}$
- Ensaio D: utiliza cilindro Califórnia e material passando na peneira $\frac{3}{4}$

Já o Ensaio AASHTO Modificado (com energia de $27,49 \text{ kg} \times \text{cm}/\text{cm}^3$) sempre usa o soquete grande, podendo-se utilizar também o cilindro Proctor ou Califórnia. Entretanto, este ensaio é sempre executado compactando-se o solo em 5 camadas iguais, ao invés de 3 do Ensaio AASHTO Normal (Tabela 2.1). No cilindro Proctor aplicam-se 25 golpes em cada camada e no Califórnia, 56 (o mesmo número de golpes do ensaio normal). A AASHTO também estabelece 4 métodos para realização desse ensaio, que são os mesmos utilizados no ensaio normal (ensaios A, B, C e D supracitados).

Segundo PINTO (2000), houve uma alteração de 26 para 25 golpes no ensaio AASHTO Normal, devida ao ajuste da energia em função das outras normas internacionais, levando-se em consideração as pequenas diferenças existentes entre as dimensões dos cilindros padronizados no Brasil e as dos demais cilindros. A Tabela 2.1 mostra as dimensões dos cilindros e soquetes utilizados pela AASHTO.

Tabela 2.1 – Características dos cilindros e soquetes, além dos parâmetros utilizados nos ensaios de compactação AASHTO Normal e Modificado (SOUZA, 1976).

Ensaio da AASHTO				
---	<i>Nº de Camadas</i>	<i>Soquete</i>	<i>Nº de Golpes</i>	
Normal	3 camadas	Pequeno	Cilindro Proctor	25
			Cilindro Califórnia	56
Modificado	5 camadas	Grande	Cilindro Proctor	25
			Cilindro Califórnia	56
Características dos cilindros e soquetes (AASHTO)				
<i>Cilindros</i>		<i>Califórnia</i>	<i>Proctor</i>	
Diâmetro interno (cm)		15,24	10,16	
Altura útil (cm)		11,64	11,64	
Volume (cm ³)		2.139,0	944,0	
<i>Soquetes</i>		<i>Grande</i>	<i>Pequeno</i>	
Peso (kg)		4,536	2,495	
Altura de queda (cm)		45,72	30,48	

O DNER especificou, inicialmente, 2 ensaios de compactação de solos (SOUZA, 1976):

- DNER-ME 047/64 → Método A – com energia correspondente ao ensaio AASHTO normal.
- DNER-ME 048/64 → Método B ou ensaio intermediário – com energia equivalente a 26.530 pés × lbs/pés³ (12,95 kg × cm/cm³).

Depois, com a evolução dos equipamentos de compactação, o DNER criou o ensaio modificado de Proctor, com o objetivo de manter uma correta correlação com o esforço de compactação no campo (DNER, 1996). Assim, estão especificados os ensaios de compactação para os 3 níveis de energia (normal, intermediária e

modificada) nas normas do DNER (DNER-ME 129/94 - amostras não trabalhadas - e DNER-ME 162/94 - amostras trabalhadas), conforme mostra a Tabela 2.2. Observa-se, nesta tabela, que para mudar a energia de compactação nos ensaios preconizados pelo DNER, basta alterar somente os números de golpes por camada. Os demais parâmetros permanecem os mesmos.

Tabela 2.2 – Parâmetros utilizados nos ensaios de compactação do DNER (SOUZA, 1976).

Ensaio do DNER				
<i>Ensaio</i>	<i>Nº de Camadas</i>	<i>Soquete</i>	<i>Nº de Golpes (cilindro CBR)</i>	<i>Energia (kg.cm/cm³)</i>
Normal	5 camadas	Grande	12	5,97
Intermediário	5 camadas	Grande	26	12,93
Modificado	5 camadas	Grande	55	27,35

No Estado do Ceará, uma nova energia tem sido utilizada para a compactação de materiais granulares em obras de pavimentação. O Departamento de Edificações, Rodovias e Transportes do Estado do Ceará (DERT/CE) regulamentou, em 1994, mais uma energia de compactação, além das 3 especificadas pelo DNER, nas suas Especificações Gerais para Serviços e Obras Rodoviárias, através das normas DERT-ES-P 03/94 (Sub-base Granular) e DERT-ES-P 04/94 (Base Granular). Esta energia, denominada “intermodificada”, é obtida através da aplicação de 39 golpes (1,5 vezes a energia intermediária) por camada compactada no Cilindro Califórnia (ver Tabela 2.3). Esta prática, quase sempre aplicada para camadas de base de pavimentos, tem sido decorrente da dificuldade de se conseguir materiais que satisfaçam às condições geotécnicas exigidas pelas normas do DNER, em termos de valores de CBR, quando compactados na energia intermediária, bem como pelo fator econômico associado à execução das obras viárias.

Tabela 2.3 – Parâmetros do Ensaio de compactação especificados pelo DERT com o uso da energia Intermodificada (DERT/CE, 1994).

Ensaio Intermodificado (DERT/CE)			
<i>Nº de Camadas</i>	<i>Soquete</i>	<i>Nº de Golpes (cilindro CBR)</i>	<i>Energia (kg · cm/cm³)</i>
5 camadas	Grande	39 golpes	19,40

BENEVIDES (2000), ao estudar os métodos de dimensionamento de pavimentos para trechos rodoviários do Estado do Ceará, aplicou diferentes energias em seus estudos, utilizando entre elas a energia de compactação intermodificada. A utilização dessa energia decorreu do fato de a mesma ter sido aplicada na construção de um dos 3 trechos rodoviários envolvidos em sua pesquisa (CE-060, trecho Pajuçara - Pacatuba), especificamente para as camadas de base de solo-brita. Para efeito de comparação, o autor procurou aplicar nos ensaios de laboratório a mesma energia que foi utilizada na época da construção das rodovias.

O termo “intermodificada” também já foi anteriormente usado por MOTTA *et al.* (1990) para especificar uma energia de compactação aplicada num estudo sobre resiliência de solos pedregulhosos lateríticos. Neste caso, a energia intermodificada utilizava 44 golpes por camada, diferentemente dos 39 usados pelo DERT/CE.

Segundo esses pesquisadores, o uso dessa energia se justificava por ser menos severa do que a modificada, mas suficiente devida às pequenas variações da massa específica aparente máxima com o aumento da energia. Esse trabalho investigou a influência da umidade, da adição de areia, das dimensões do corpo-de-prova e da energia de compactação nos resultados de ensaios triaxiais dinâmicos para solos lateríticos. Comenta-se esta pesquisa com mais detalhes no Capítulo 3, que trata dos estudos que envolvem o módulo de resiliência de solos.

2.5 INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS NOS RESULTADOS DO ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

O comportamento de um determinado material, após a compactação, depende, fundamentalmente, da natureza do solo. Um exemplo disso são os solos lateríticos. No estado natural, esses solos são porosos, permeáveis, podendo até mesmo ser colapsíveis. Todavia, quando compactados, os solos lateríticos podem adquirir boa resistência e baixa permeabilidade, sem perda significativa de capacidade de suporte ao serem imersos em água (GODOY *et al.*, 1996).

Materiais granulares têm um comportamento diferente em relação aos materiais coesivos, quando submetidos aos mesmos esforços de compactação e a um determinado teor de umidade.

Argilas compactadas no ramo seco da curva de compactação desenvolvem um arranjo de partículas que não exibe influência marcante do tipo de compactação empregado, ao passo que, quando compactadas no ramo úmido, são significativamente afetadas a orientação das partículas, a resistência, a permeabilidade e a compressibilidade das argilas (CERNICA, 1995).

As propriedades geotécnicas de solos não coesivos são significativamente afetadas pela densidade relativa do solo. Geralmente, um aumento na sua densidade implica em uma melhoria nas condições de resistência do solo granular, assim como reduz a sua compressibilidade. É usual se utilizar a densidade como o único critério de especificação para a compactação de solos não coesivos, desconsiderando-se o teor de umidade como parâmetro de controle, em contraste ao procedimento freqüentemente empregado na compactação de solos coesivos.

O comportamento e as características de siltes e argilas compactadas são muito mais difíceis de se definir em uma determinada categoria do que o comportamento e as características dos solos granulares. Enquanto estes ganham resistência através da compactação e do subsequente aumento de densidade, alguns siltes e argilas podem, em certas condições (método de compactação, teor de umidade, etc.), apresentar uma redução de resistência após um dado aumento de densidade (CERNICA, 1995).

Solos de naturezas diferentes, quando compactados com a mesma energia, apresentam curvas de compactação características a cada tipo de material (Figura 2.8). As areias possuem maior densidade máxima e menor umidade ótima do que as argilas, e estas apresentam uma curva de compactação com um máximo bem mais definido. Já os siltes se comportam de forma interediária (MELLO e TEIXEIRA, 1971).

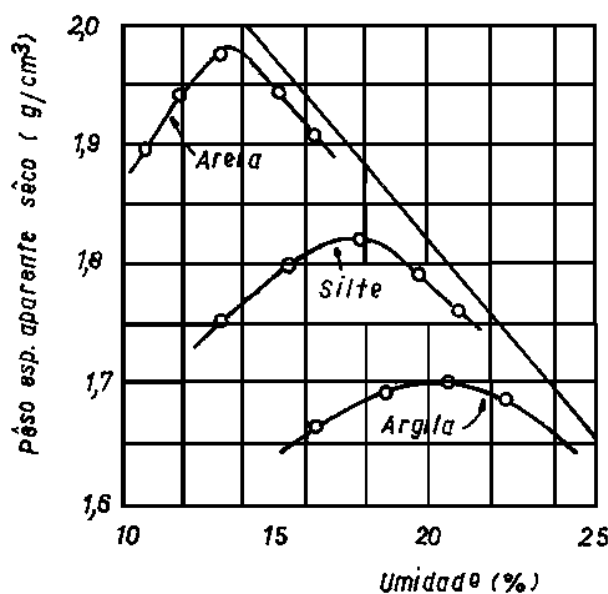


Figura 2.8 – Curvas de compactação para diferentes tipos de solos (MELLO e TEIXEIRA, 1971).

A distribuição granulométrica dos solos tem grande influência na forma da curva de compactação. A Figura 2.9 mostra os resultados obtidos a partir da aplicação de uma mesma energia de compactação em solos arenosos diferentes. Nota-se, nesta figura, que a curva de compactação referente à areia grossa bem graduada é mais íngreme do que a curva para a areia fina uniforme, que é mais suave e cuja densidade máxima não está muito bem definida.

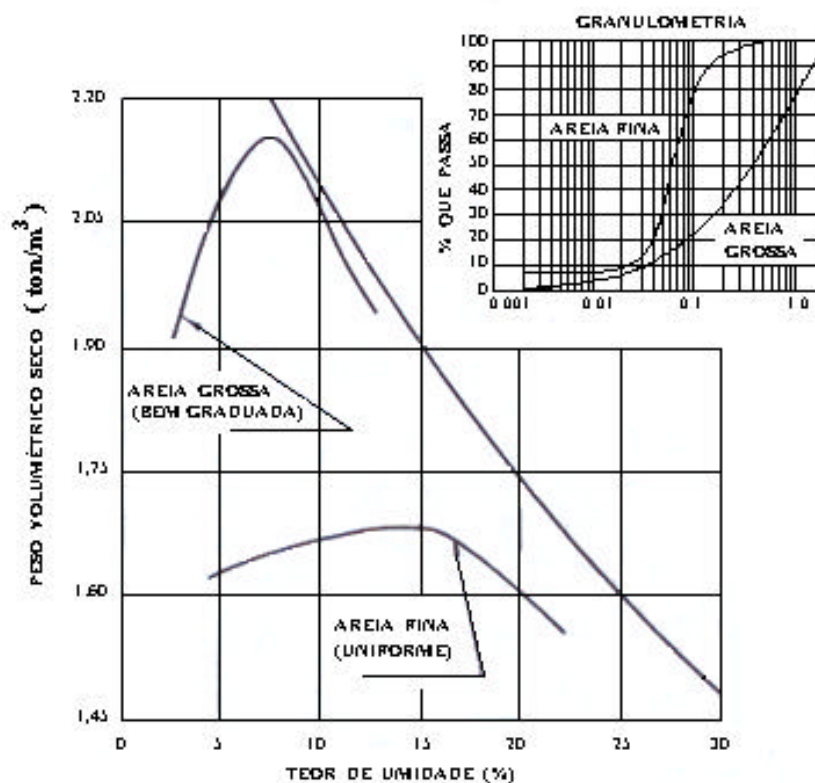


Figura 2.9 – Curvas de compactação para areias de diferentes granulometrias com a mesma energia de compactação (RODRIGUEZ e MEJIA,1976).

HOGENTOGLER (1937) ilustrou melhor o efeito da granulometria sobre a densidade, ao estudar 7 amostras de solos com diferentes curvas granulométricas (ver Figura 2.10), no teor de umidade ótimo e considerando o mesmo esforço de compactação. A influência da granulometria na densidade dessas amostras pode ser verificada através da Figura 2.11. Observa-se, nessa figura, que a amostra 1 representa um solo argiloso, com 68% de argila, 20% de silte e 12% de areia. A umidade ótima para essa amostra é de 16,7% e a densidade seca máxima é de 113 lbs/pés³. Já para o solo arenoso da amostra 6, do grupo A1 da classificação HRB, a densidade atingiu um valor muito maior, de 129,8 lbs/pés³, para o teor de umidade ótimo de 9,6%.

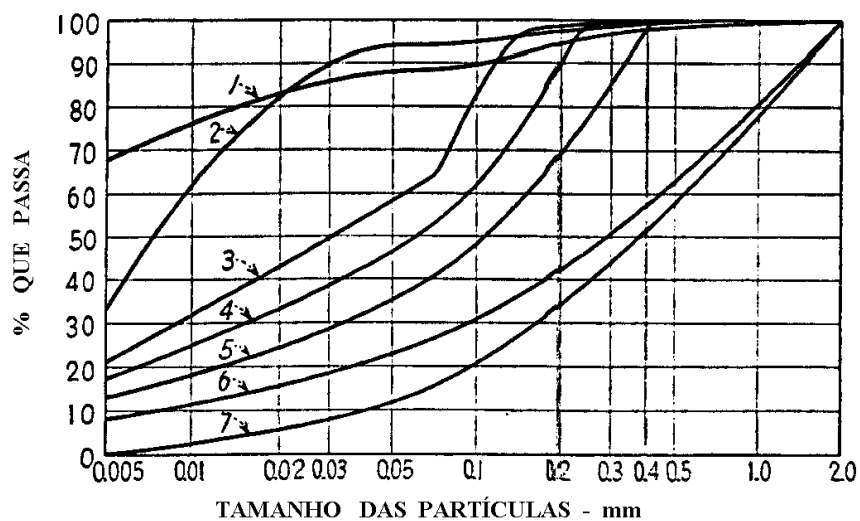


Figura 2.10 – Curvas granulométricas estudadas com a finalidade de se avaliar a influência da granulometria nas densidades dos materiais (HOGENTOGLER, 1937).

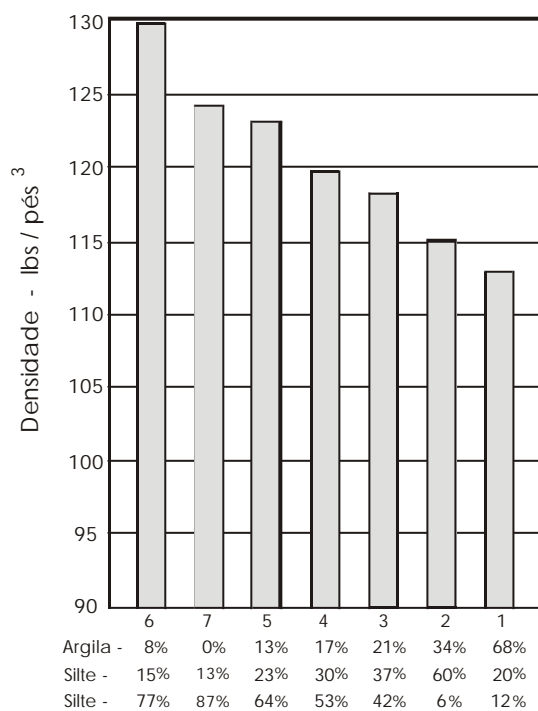


Figura 2.11 – Efeito da granulometria na densidade de amostras compactadas (HOGENTOGLER, 1937).

O DNER (1996), atual DNIT, especifica faixas granulométricas para os materiais a serem utilizados nas camadas do pavimento. No entanto, não se deve levar em consideração somente a composição granulométrica, visto que as propriedades do solo não dependem exclusivamente do tamanho dos seus grãos e sim de diversos outros fatores.

YODER (1959) relatou algumas características geotécnicas em função da relação entre as porções grossa e fina de misturas de solo e agregado. A Figura 2.12 mostra essas características, de forma simplificada, de acordo com as condições impostas por essa relação. A condição “a” representa um material sem a fração fina. Apresenta densidade variável, alta permeabilidade, elevada estabilidade e quando confinado, não é afetado pela condição de umidade, além de ser difícil de compactar. A condição “b” mostra um material com finos suficientes para a densidade máxima. O contato grão a grão produz um aumento da resistência contra as deformações. Esse material apresenta baixa permeabilidade, relativa estabilidade em função das condições de confinamento, não é muito afetado pelas condições de umidade e é moderadamente difícil de se compactar. Já a condição “c” representa um material com grande quantidade de finos. Apresenta baixa densidade, permeabilidade e estabilidade, e é fortemente influenciada pelas condições de umidade. Nessa condição o material é fácil de ser compactado (YODER, 1959).

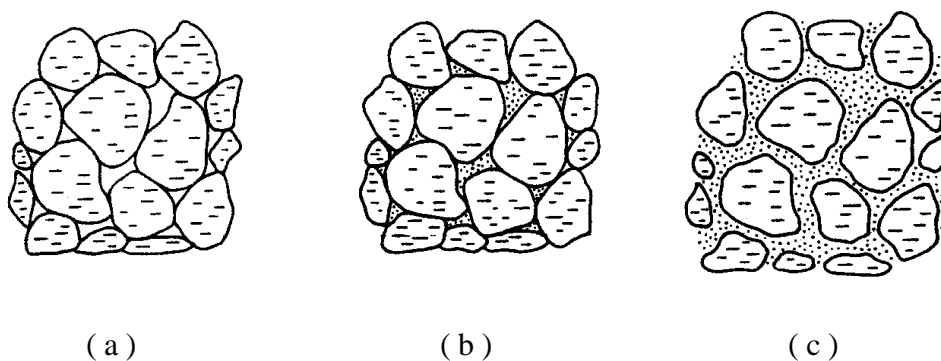


Figura 2.12 – Estado físico de misturas solo-agregado (YODER, 1959).

As areias com pedregulhos, bem graduadas e com poucos finos, geralmente apresentam densidades secas máximas elevadas (em torno de 2,0) e umidades

baixas (de 9 a 10%). Umidades ótimas mais altas, como 12 a 14%, com densidades secas máximas de 1,9, podem também representar as areias finas argilosas lateríticas. Já os materiais argilosos apresentam umidades ótimas muito mais altas, sendo muito comum 25 a 30%, e densidades secas máximas bem mais baixas, em torno de 1,5 (PINTO, 2000). A Figura 2.13 mostra curvas de compactação para diversos tipos de solos brasileiros.

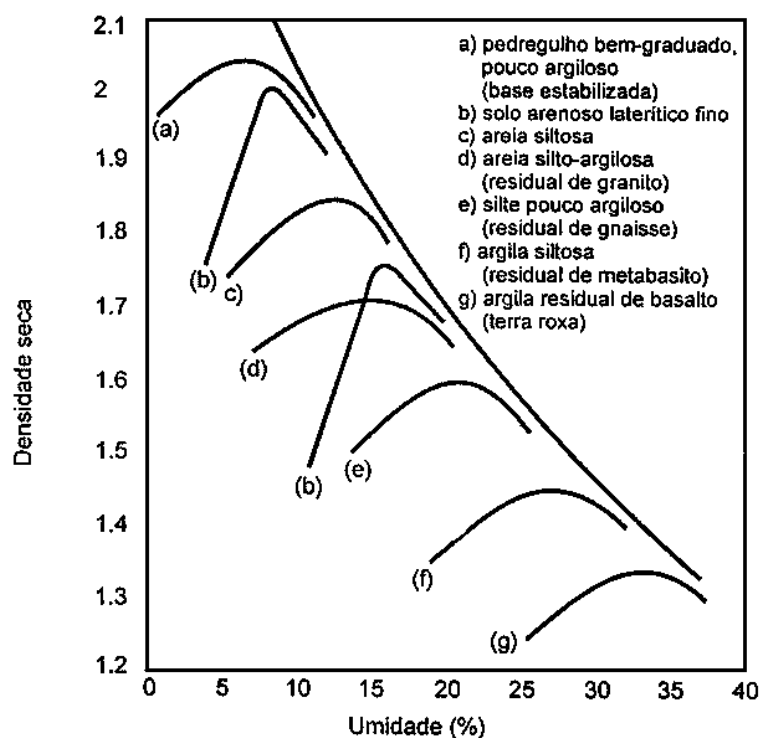


Figura 2.13 – Curvas de compactação para diversos tipos de solos brasileiros (PINTO, 2000).

2.6 INFLUÊNCIA DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO EM ALGUMAS PROPRIEDADES TECNOLÓGICAS DOS SOLOS

2.6.1 Massa Específica Seca Máxima e Umidade

A massa específica seca máxima e a umidade ótima determinadas no ensaio de compactação dependem da energia aplicada. Quando o solo é compactado com teores de umidade abaixo do teor ótimo, a aplicação de uma maior energia implica em um aumento da massa específica seca do solo (Figura 2.14). No entanto, quando a umidade

está acima da ótima, esse aumento de energia pouco influencia no acréscimo de massa específica, em consequência da dificuldade de expulsão do ar dos vazios. O aumento do esforço de compactação conduz a uma massa específica seca máxima maior e a uma umidade ótima menor, proporcionando um deslocamento da curva de compactação para a esquerda e para o alto (PINTO, 2000).

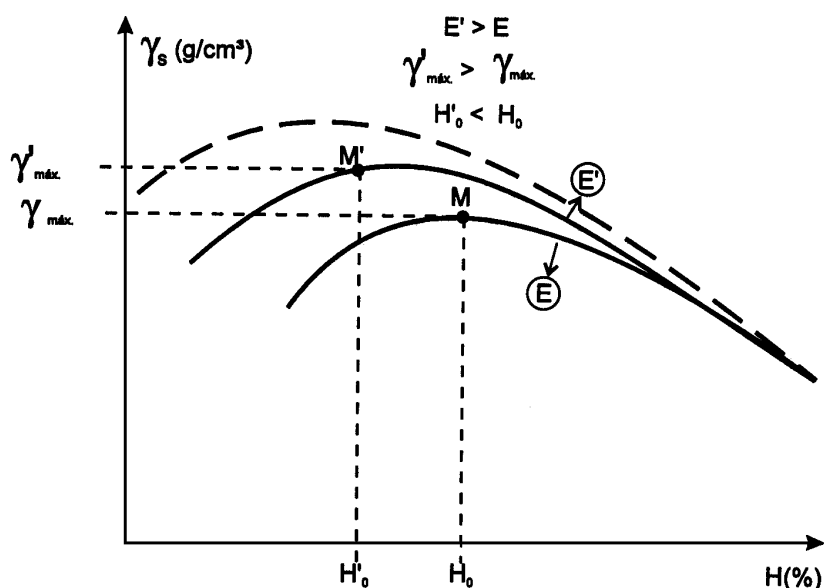


Figura 2.14 – Curvas de umidade \times densidade para energias de compactação diferentes (SENÇO, 1997).

CERNICA (1995) ilustrou, através do gráfico da Figura 2.15, o efeito da energia de compactação para um mesmo tipo de solo. Como era esperado, ensaios realizados com a energia modificada produzem uma densidade máxima maior, porém com o teor de umidade ótimo menor, quando comparada a ensaios com a energia normal. Nota-se, também, que a energia despendida pelo ensaio Proctor modificado é muito maior do que o ensaio Proctor normal (cerca de 4 vezes). No entanto, verifica-se que o aumento de densidade não é tão grande em relação à proporção gasta em energia de compactação.

Em geral, esses acréscimos de densidade são relativamente pequenos, variando de acordo com os tipos de solo e granulometria, mas raramente excede 10%, quando se compara os resultados da energia modificada com a energia normal (CERNICA, 1995).

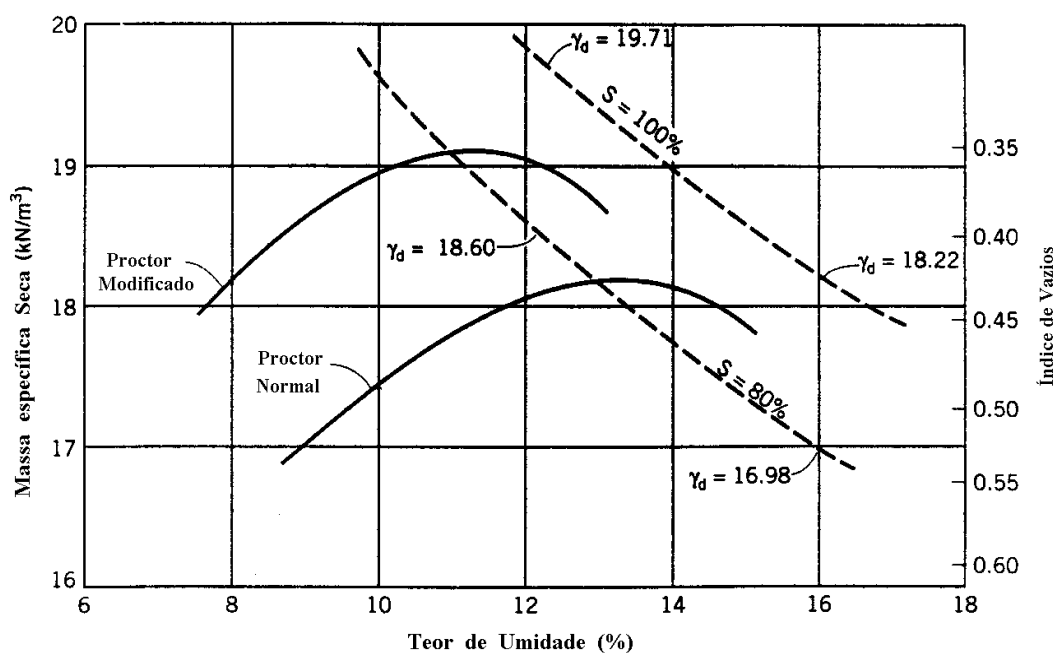
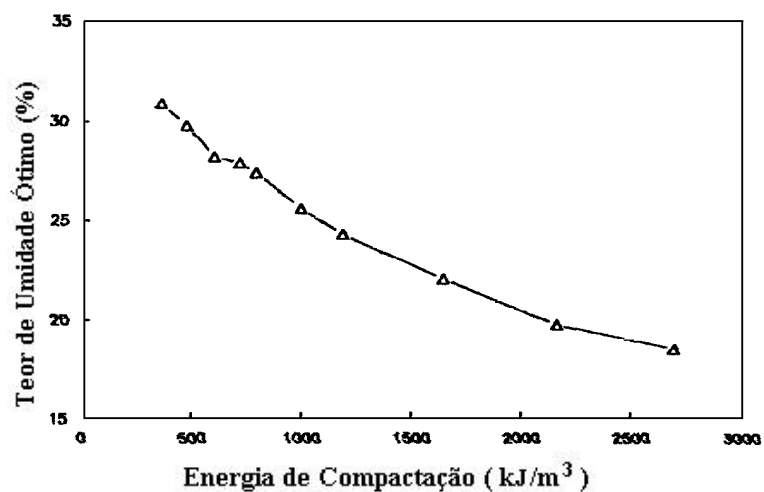
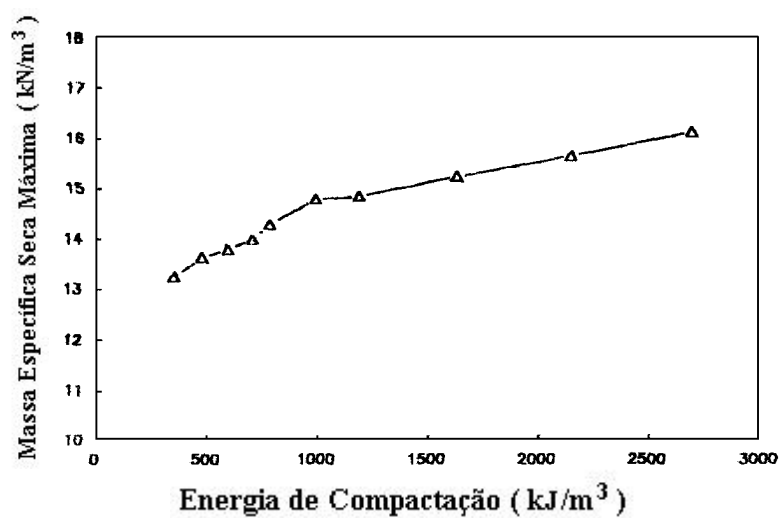


Figura 2.15 – Ensaio de compactação nas energias normal e modificada para uma mistura de pedregulho e areia siltosa (CERNICA, 1995).

ATTOM (1997) estudou a influência da energia sobre algumas propriedades dos solos compactados. Em relação ao teor de umidade ótimo e à densidade seca máxima, o pesquisador confirma os resultados esperados. A umidade ótima diminui e a densidade seca máxima aumenta de acordo com o acréscimo de energia de compactação. A Figura 2.16 apresenta os gráficos de massa específica seca máxima (a) e de teores de umidade ótimos (b) em função da energia de compactação.



(a)



(b)

Figura 2.16 – Umidade ótima (a) e massa específica seca máxima (b) em função da energia de compactação (ATTOM, 1997).

RESENDE (1999) realizou diversos ensaios utilizando as energias normal, intermediária e modificada, com o objetivo de pesquisar novas técnicas para a construção de bases de pavimentos rodoviários. Alguns materiais, como os solos finos constituídos de argila laterítica e misturas desses com cal e com brita, além de expurgo de pedreira, foram avaliados e testados em trechos experimentais numa rodovia de

baixo volume de tráfego no Distrito Federal. O autor mostrou que é possível se obter vantagens econômicas com a aplicação de alguns desses materiais em base de pavimentos. A Figura 2.17 mostra as curvas de compactação e a Tabela 2.4 apresenta os resultados dos ensaios de compactação, CBR, expansão, umidade ótima, inclinações dos ramos seco e úmido, para as três energias utilizadas nos ensaios, para o caso de um solo fino argiloso.

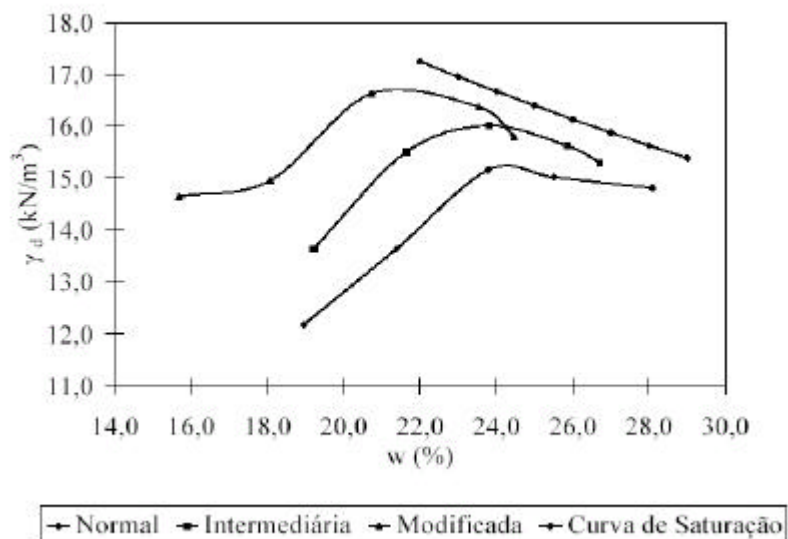


Figura 2.17 – Curvas de compactação de um solo fino argiloso para diferentes energias (RESENDE, 1999).

Tabela 2.4 – Resultados dos parâmetros geotécnicos do solo fino argiloso para as energias normal, intermediária e modificada (RESENDE, 1999).

Propriedades	Normal	Intermediária	Modificada
$\gamma_{d \max}$ (kN/m ³)	15,2	16,0	16,7
h_{ot} (%)	24,0	23,7	21,4
CBR (%)	17,0	23,0	43,0
Expansão (%)	0,24	0,00	0,35
$h_{CBR \max}$ (%)	23,9	22,5	20,7
CBR _{max} (%)	17,1	25,0	45,0
Inclinação ramo seco (kN/m ³ /%)	0,62	0,76	0,63
Inclinação ramo úmido (kN/m ³ /%)	0,08	0,38	0,61

2.6.2 California Bearing Ratio (CBR)

- Considerações Gerais sobre o Ensaio de CBR

O CBR, por tradução Índice de Suporte Califórnia (ISC), é um ensaio que expressa a razão entre a pressão necessária referente a uma penetração pré-definida, determinada para a amostra que se deseja ensaiar, e a pressão para a mesma penetração numa amostra padrão de pedra britada.

Uma das maiores vantagens deste método é a simplicidade de aplicação. A desvantagem se deve ao empirismo do ensaio CBR, fazendo com que o projeto de dimensionamento de pavimentos seja baseado em correlações (YODER e WITCZAK, 1975). Entretanto, muitos trabalhos foram realizados utilizando este método e, segundo SENÇO (1997), o CBR é uma das características mais aceitas para se avaliar o comportamento de um solo, seja como subleito, seja como componente das camadas integrantes de um pavimento.

O ensaio de CBR é um ensaio de resistência à penetração, porém relacionada a uma resistência padrão e determinada somente para 2,5 e 5,0 mm de penetração, onde o rompimento do corpo-de-prova se faz após 4 dias de imersão. Esse método tem gerado discussões quanto à sua aplicação no Brasil, em virtude das diferenças geotécnicas existentes entre os solos de clima tropical e os solos de clima temperado, para os quais os procedimentos foram desenvolvidos (NOGAMI e VILLIBOR, 1994).

Os principais fatores que afetam os resultados de CBR são a densidade, umidade e a textura dos solos. Para os solos granulares, geralmente as amostras são compactadas na umidade ótima, para três energias de compactação diferentes. Por conta da natureza granular desses materiais, os resultados de CBR não são, muitas vezes, confiáveis. O efeito de expansão, durante o período de imersão, não tem grande influência nos valores de CBR para os solos granulares. Em contraste, os solos finos, com alto teor de argila, são bastante afetados pelas pressões devido ao fenômeno da expansão. Para estes materiais, os ensaios de CBR são usualmente realizados variando as condições de umidade e densidade, também usando três energias diferentes (YODER e WITCZAK, 1975).

Segundo YODER (1959), a estabilidade do solo depende da distribuição granulométrica, forma da partícula, densidade, fricção interna e coesão. De todos esses fatores, a granulometria — particularmente a proporção de finos — é considerada a mais importante. A Figura 2.18 mostra os resultados da densidade e do CBR, em função da porcentagem de finos, realizados para uma mistura de solos compactada em diferentes energias. Verifica-se, nessa figura, que há uma pequena defasagem entre os valores máximos do CBR e da densidade. Enquanto a densidade seca máxima se situa em torno de 8 a 10%, referente ao percentual que passa na peneira n° 200, o CBR fica entre 6 e 8%. O pico da densidade, em função de teor de finos, representa a condição “b” indicada na Figura 2.12. Os lados correspondentes ao direito e esquerdo das curvas de CBR e densidade representam as condições “c” (alto teor de finos) e “a” (baixo teor de finos), respectivamente. Num dado material, geralmente existe um percentual de finos que proporciona melhores resultados de CBR.

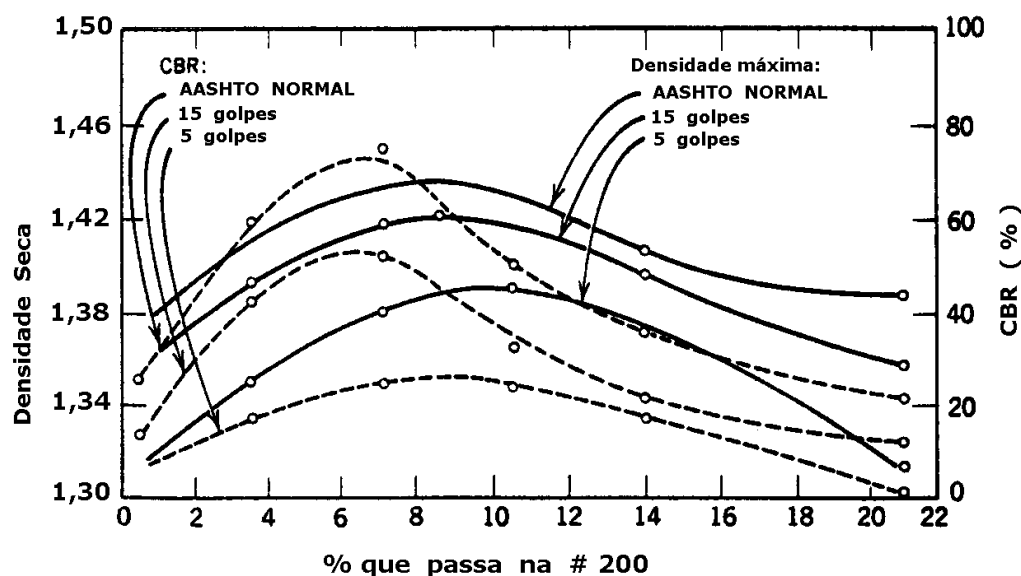


Figura 2.18 – Variação do CBR e da densidade seca máxima em função do teor de finos e da energia de compactação (YODER, 1959).

Essa pequena defasagem verificada entre os valores máximos do CBR e da densidade também foi relatada por FERREIRA (1988). De acordo com esse pesquisador, os valores mais altos de CBR se situam em torno de 1 a 1,5% abaixo do

teor de umidade ótimo, quando se trabalha com solos granulares. Por isso existe uma tendência na prática de se proceder à moldagem do CBR com umidades um pouco inferiores à ótima.

Quanto aos tipos de grãos do solos, o CBR, assim como a densidade, sofre grande influência com relação ao tamanho e à forma das partículas. Para um material com uma mesma curva granulométrica, os resultados de CBR são geralmente maiores para solos com partículas mais angulares do que para solos com partículas mais arredondadas. Isto se deve, essencialmente, ao intertravamento existente entre elas.

YODER e WITCZAK (1975) apresentaram um gráfico (Figura 2.19) que procura ilustrar o comportamento das curvas de densidade e de CBR obtidas para vários tipos de materiais em relação ao teor de finos. Nesse gráfico observa-se que à medida que se aumenta o tamanho dos grãos e se diminui o teor de finos, os valores de CBR e densidade seca máxima aumentam, enquanto a umidade ótima diminui.

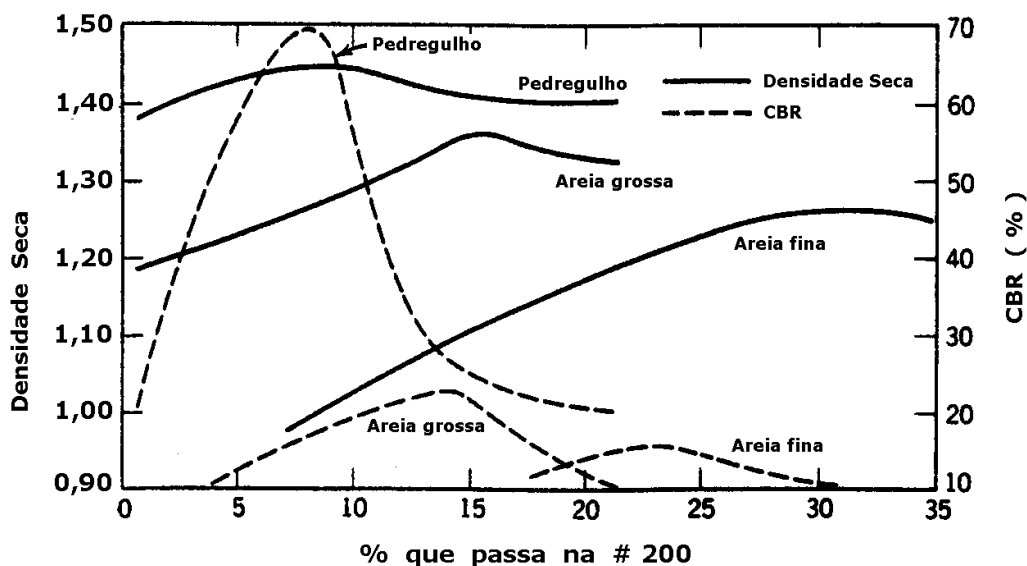


Figura 2.19 – Densidade seca máxima e CBR para diversos tipos de materiais (YODER e WITCZAK, 1975).

Os dados de compactação têm uma importância fundamental em relação às características de resistência de um determinado material. HOGENTOGLER (1937)

esclareceu melhor essa questão utilizando um gráfico (Figura 2.20) onde se faz uma comparação entre a curva de compactação e a curva de resistência à penetração. Esse gráfico mostra que existe uma faixa de umidade, que neste caso fica entre 20 e 27%, aproximadamente, que proporciona uma maior estabilidade do solo, quando em contato com a umidade.

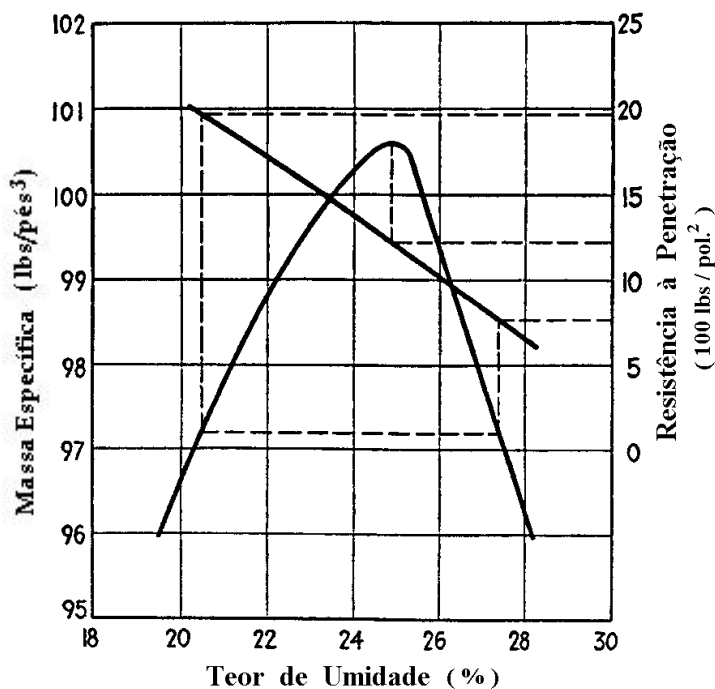


Figura 2.20 – Curvas de compactação e resistência à penetração, em função do teor de umidade (HOGENTOGLER, 1937).

Também observa-se, no gráfico da Figura 2.20, que a curva de resistência à penetração apresenta um comportamento diferente quando comparada com a curva de CBR, em função do teor de umidade. YODER e WITCZAK (1975) concluíram que este fenômeno estava relacionado ao efeito do período de imersão do ensaio CBR. Os pesquisadores comentaram que o CBR, logo após a moldagem da amostra (ou seja, sem imersão), decresce com o aumento do teor de umidade e que essa mesma amostra, quando ensaiada após os 4 dias de imersão, apresenta um valor de pico similar ao da curva de compactação. A razão para isso seria a absorção de umidade e inchamento durante esse período de imersão. A Figura 2.21, a seguir, mostra o comportamento dos

ensaios de CBR, antes e depois do período de imersão, realizados para amostras de um solo silto-argiloso.

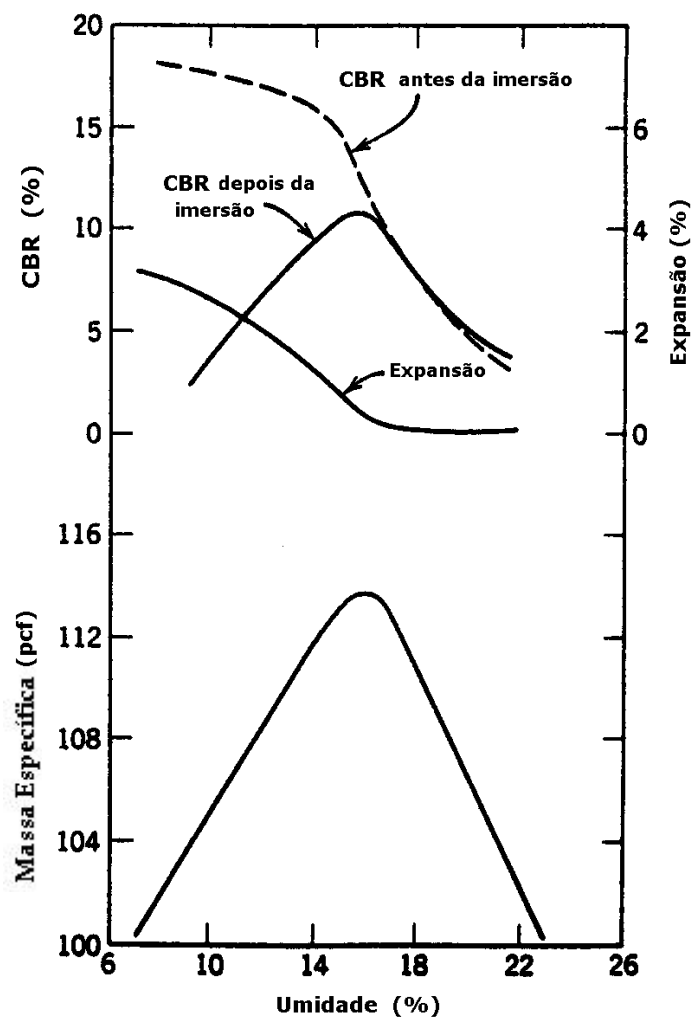


Figura 2.21 – CBR antes e depois do período de imersão (YODER e WITCZAK, 1975).

Quanto a uma previsão dos valores de CBR, de acordo com a natureza dos materiais, o sistema de classificação da *Highway Research Board* (HBR) pode ajudar, preliminarmente, na seleção dos solos disponíveis no campo para a realização dos ensaios de CBR. SENÇO (1997) apresentou uma tabela que correlaciona os valores

prováveis de CBR em função das classes do sistema de classificação HRB (ver Tabela 2.5).

Tabela 2.5 – Correlação provável entre CBR e Classificação HRB (SENÇO, 1997).

Solo (Classificação HRB)	CBR provável (%)
A-1-a	40 a 80 (ou mais)
A-1-b	20 a 80 (ou mais)
A-2-4 e A-2-5	25 a 80 (ou mais)
A-2-6 e A-2-7	12 a 30
A-3	15 a 40
A-4	4 a 25
A-5	2 (ou menos) a 10
A-6 e A-7	2 (ou menos) a 5

– Efeito da Energia de Compactação nos Resultados de CBR

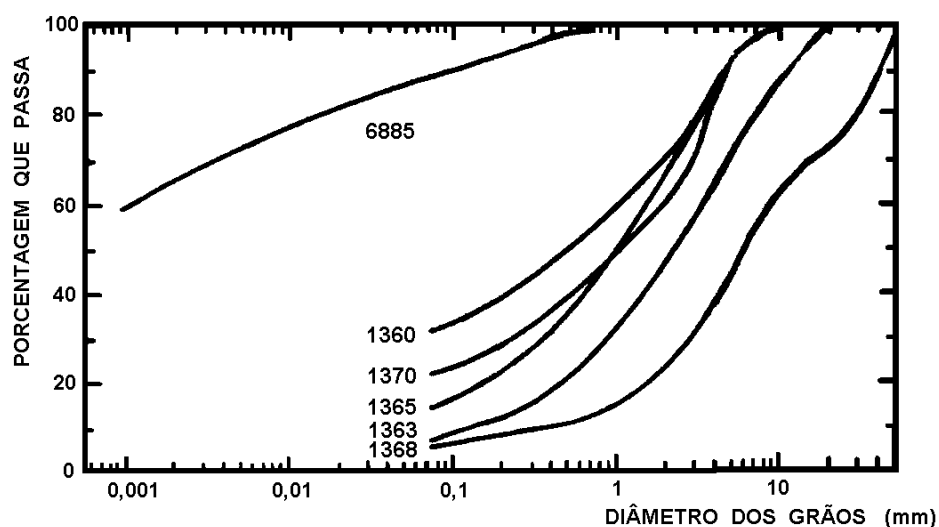
Sabe-se que os resultados dos ensaios de CBR tendem a aumentar com o acréscimo de energia de compactação. Alguns pesquisadores têm realizado estudos com o objetivo de verificar a influência da variação da energia sobre esses resultados. MARTINS (1985), ao estudar a viabilidade de utilização de um sensor de impacto instrumentado para o controle das características de solos compactados, fez ensaios de CBR para amostras de solos com energias diferentes.

Nesse estudo, foram aplicadas as energias normal e intermediária para uma amostra de argila siltosa pouco arenosa (A-7-5 da classificação HRB). Em todas as demais amostras, pertencentes aos grupos A-1 e A-2 da classificação HRB, foi aplicada a energia modificada. A Tabela 2.6 e a Figura 2.22 apresentam as características geotécnicas dos solos estudados pelo autor.

Tabela 2.6 – Características dos solos nos ensaios de CBR (MARTINS, 1985).

AMOSTRA Nº	CARACTERIZAÇÃO TÁCTIL – VISUAL	LL (%)	IP (%)	ρ g/cm ³	h_{ot} (%)	CLASSIFICAÇÃO HRB
1360	Areia fina, média e grossa, siltosa, cor alaranjada	49	17	1,813	14,3	A-2-7
1363	Areia fina, média e grossa, com pedregulho e mica, cor variegada	NP	NP	2,046	7,3	A-1-a
1365	Areia fina, média e grossa, siltosa, cor alaranjada	42	15	1,836	13,7	A-2-7
1368	Pedregulho com pedras, areia fina, média e grossa, cor cinza	32	11	2,117	6,9	A-2-6
1370	Areia fina, média e grossa, siltosa, cor alaranjada	38	14	1,978	8,2	A-2-6
6885	Argila siltosa pouco arenosa, cor vermelha	77	30	1,344 1,430	34,8 31,8	A-7-5

Observa-se, na Tabela 2.6, que existem 2 valores de massa específica e umidade ótima para a amostra 6885. Esses valores correspondem às energias de compactação normal e intermediária utilizados nos estudos.

**Figura 2.22** – Distribuição granulométrica dos solos ensaiados (MARTINS, 1985).

Nesse estudo, a energia de compactação foi aplicada de acordo com as características do solo, com vistas à sua aplicação em pavimentos rodoviários. Para os solos mais nobres, com possibilidades de serem utilizados em camadas de base e sub-base de pavimentos, o pesquisador aplicou uma energia de compactação maior. A Figura 2.23 mostra os resultados dos ensaios de CBR para as diferentes energias de compactação.

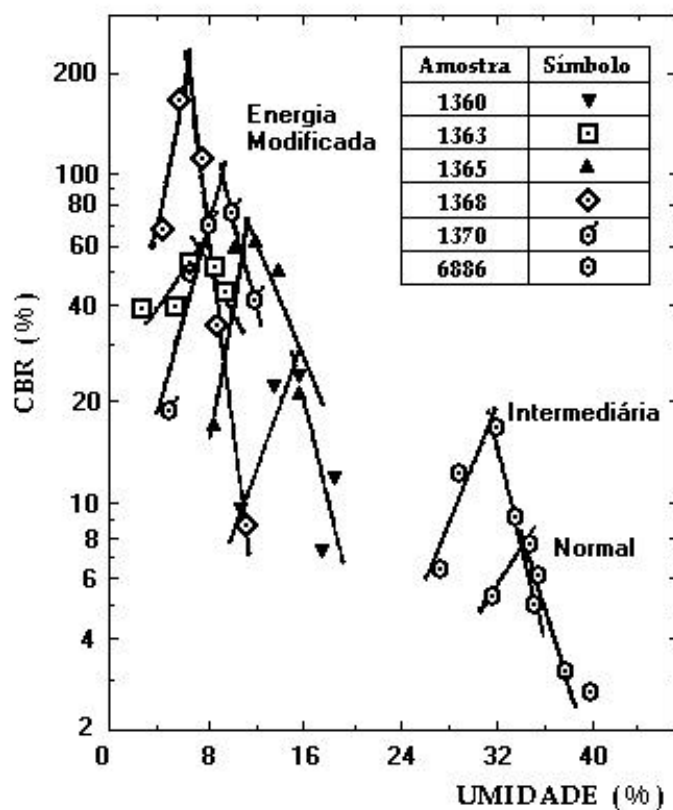


Figura 2.23 – Resultados de CBR dos solos ensaiados em diferentes energias (MARTINS, 1985).

TURNBULL e FOSTER (1956) *apud* DAY (1999) também fizeram ensaios de CBR em função da energia de compactação. Esses ensaios foram realizados em solos finos, para vários teores de umidade, considerando 4 níveis de energia de compactação (energias Proctor modificada, intermediária, normal e com uma energia equivalente a 6 golpes do soquete de 4,536 kg por camada). A Figura 2.24, que apresenta os resultados desses ensaios, mostra que a resistência à penetração se aproxima de zero no ramo

úmido da curva de compactação. Nota-se também, no gráfico inferior dessa figura, o crescimento da densidade seca máxima e a redução da umidade ótima quando se eleva a energia de compactação.

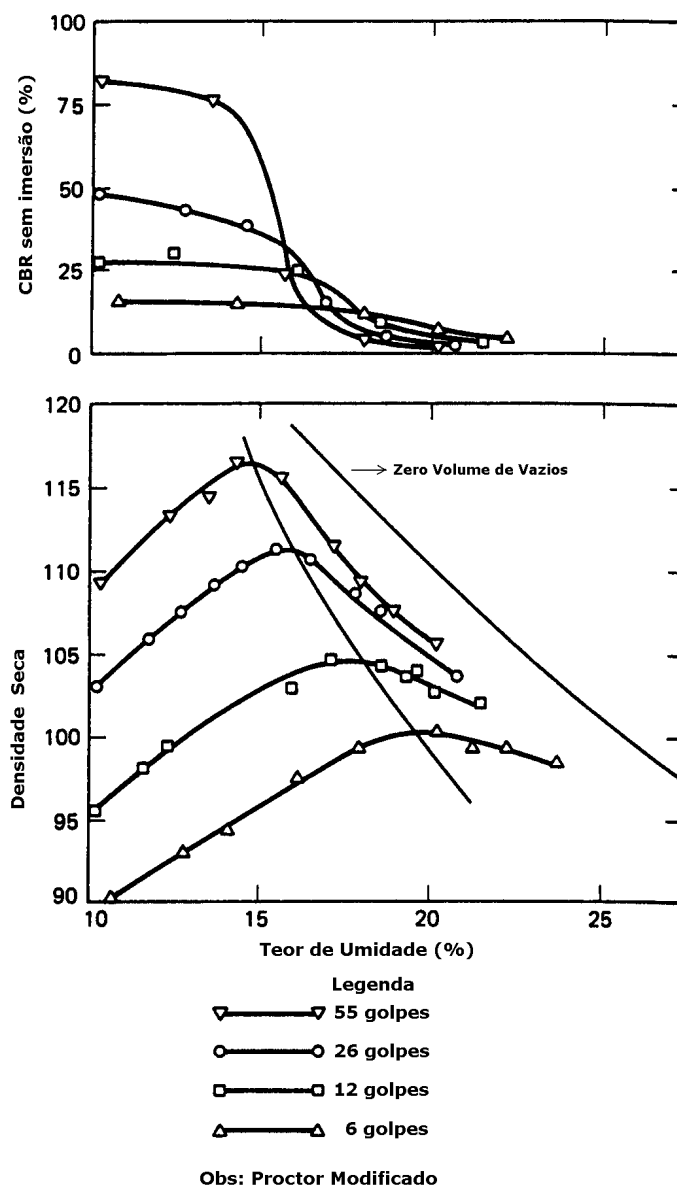


Figura 2.24 – Gráficos de CBR e densidade seca *versus* umidade para diferentes energias de compactação (TURNBULL e FOSTER, 1956 *apud* DAY, 1999).

VENDRAMINI e PINTO (1974), ao estudar o comportamento do ensaio de CBR em relação ao processo de compactação utilizado na moldagem dos corpos-de-prova, elaboraram gráficos mostrando as curvas de compactação para diferentes energias, nos quais foram traçadas curvas de iguais CBR.

O autor elaborou um gráfico (Figura 2.25) em que se aplica o processo de compactação por impacto, onde pode-se verificar os valores de CBR ao longo das curvas de compactação. Analisando essas curvas, nota-se uma tendência dos valores máximos de CBR ocorrerem um pouco abaixo do pico, localizada no ramo seco da curva de compactação. Isto também foi relatado por outros pesquisadores, como ALONSO (1972), que demonstraram que os valores de CBR máximos geralmente ocorrem para umidades um pouco inferiores à umidade ótima.

As curvas de iguais CBR traçadas nesse gráfico são bastante úteis para se avaliar as melhores condições de estabilidade do solo, após a compactação, e também para auxiliar na verificação da menor energia necessária para alcançar um determinado valor de CBR requerido (VENDRAMINI e PINTO, 1974).

De fato, ao se analisar o gráfico da Figura 2.25, verifica-se que para um certo valor de CBR existe uma energia mínima que detém as condições de estabilidade desejadas. Tais condições estão relacionadas ao teor de umidade utilizado durante o processo de compactação e à correspondente densidade seca máxima da amostra.

O referido gráfico mostra que, para um de CBR de 20%, por exemplo, a curva referente à energia normal apresenta boas condições de estabilidade para a amostra estudada. Este mesmo valor de CBR também pode ser alcançado, de acordo com a curva de igual CBR (para 20%), através das energias intermediária e modificada. No entanto, este valor corresponde aos teores de umidades muito altos ou muito baixos, bem distantes das densidades secas máximas. Para a umidade ótima de compactação, o valor de CBR para essas energias seria bem mais elevado. Não seria necessário, portanto, uma energia maior do que a normal para atingir o CBR de 20%.

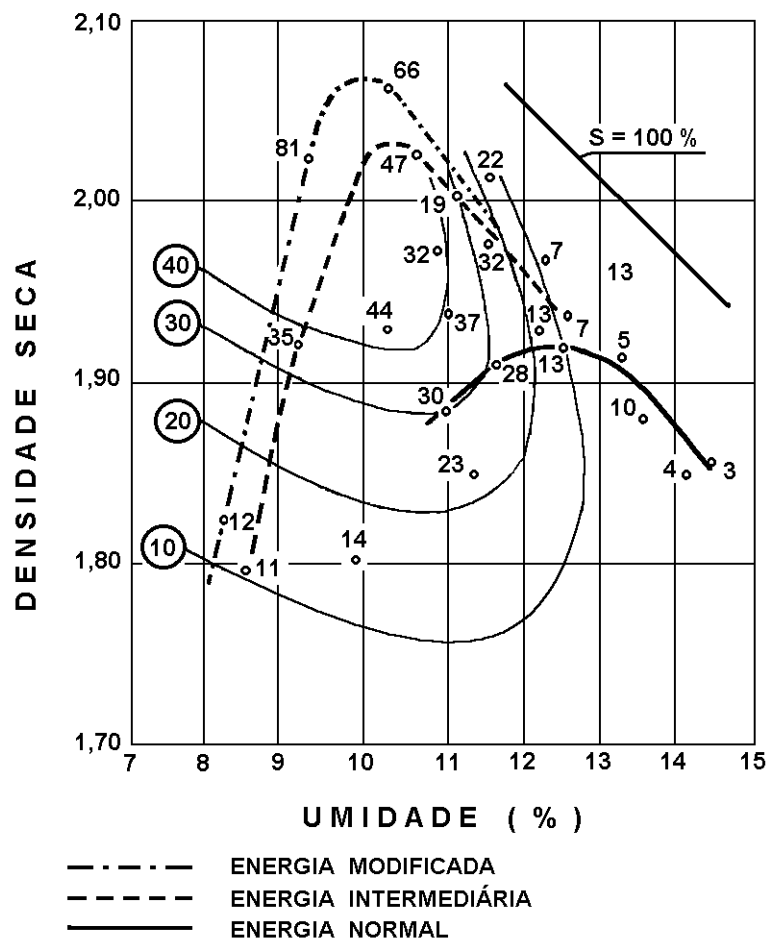


Figura 2.25 – Curvas de iguais CBR traçadas sobre as curvas de compactação, utilizando o método por impacto, para as energias normal, intermediária e modificada (VENDARAMINI e PINTO, 1974).

2.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esse capítulo apresentou um resumo dos principais estudos relacionados ao tema de compactação de solos e sua influência com os parâmetros geotécnicos mais largamente utilizados em pavimentação rodoviária no Estado do Ceará. O próximo capítulo trata especificamente do estudo da resiliência de solos, que é de grande interesse para desenvolvimento da técnica da pavimentação.

CAPÍTULO 3

ESTUDO DO COMPORTAMENTO RESILIENTE DE SOLOS

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo tem como objetivo apresentar, de forma sucinta, os modelos a respeito do comportamento resiliente de solos com vistas à pavimentação rodoviária. Por se tratar de uma teoria ainda pouco difundida no Estado do Ceará, com rara disponibilidade de referências bibliográficas acerca do assunto, resolveu-se dar também destaque, neste trabalho, ao estudo da resiliência dos materiais empregados em pavimentação.

Inicialmente, faz-se uma breve introdução acerca do estado de tensões atuantes no interior de um solo, em que se procura mostrar as definições das principais tensões abordadas pela teoria da resiliência. Após realizada essa introdução, comenta-se sobre o ensaio triaxial dinâmico e o módulo de resiliência, cujo parâmetro é de grande importância para se prever o comportamento dos pavimentos, quando submetidos às cargas oriundas do tráfego. Em seguida, apresenta-se os modelos matemáticos mais utilizados para representar o módulo de resiliência, levando em conta o estado de tensão presente nas camadas dos pavimentos rodoviários.

Dando continuidade a esse trabalho, mostra-se a classificação resiliente de solos do DNER, com a finalidade de se poder avaliar, preliminarmente, o potencial de uso dos solos estudados quanto às propriedades resilientes desses materiais. Por fim, faz-se uma revisão bibliográfica relacionada aos diversos fatores que afetam o módulo de resiliência e mostram-se alguns estudos sobre a teoria da resiliência aplicada aos solos do Estado do Ceará.

3.2 ESTADO DE TENSÕES ATUANTES NO INTERIOR DE UM SOLO

Para melhor compreensão do estado de tensões atuantes no interior de um solo, pode-se imaginar, para um plano qualquer, um paralelepípedo retangular com as

dimensões dx , dy e dz , formados por seis planos orientados de acordo com três eixos ortogonais (LIMA e VIEIRA, 1998). Variando-se a orientação deste paralelepípedo obtém-se um novo estado de tensões, que são compostos pelas tensões normais e tangenciais para cada um desses planos supracitados (ver Figura 3.1).

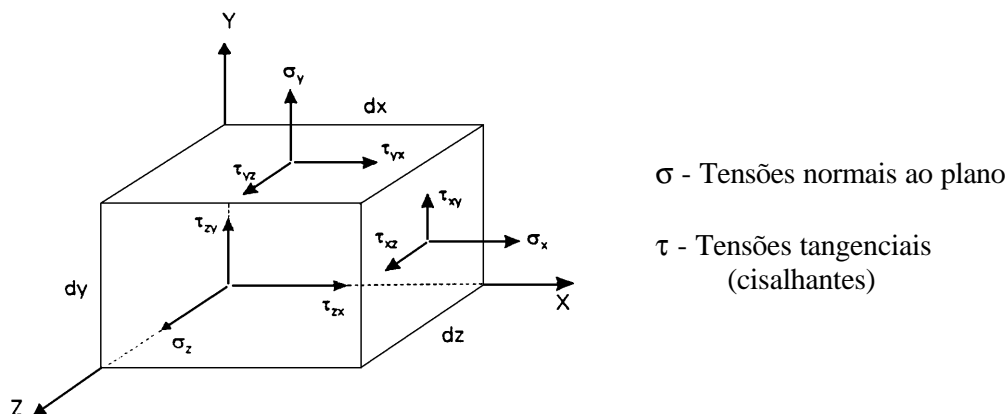


Figura 3.1 – Tensões num ponto de um plano qualquer (LIMA e VIEIRA, 1998).

3.2.1 Conceito de Tensões Principais

Verifica-se que ao direcionar o paralelepípedo da Figura 3.1, fazendo-o girar em torno dele mesmo, sempre existem três planos, mutuamente ortogonais, em que a tensão atuante se resume somente na tensão normal ao próprio plano, não existindo a componente de cisalhamento (PINTO, 2000). Esses planos são denominados de planos principais, e as tensões normais a este plano são chamadas de tensões principais (σ_1 , σ_2 e σ_3). A Figura 3.2 ilustra as tensões principais atuantes sobre um ponto no solo.

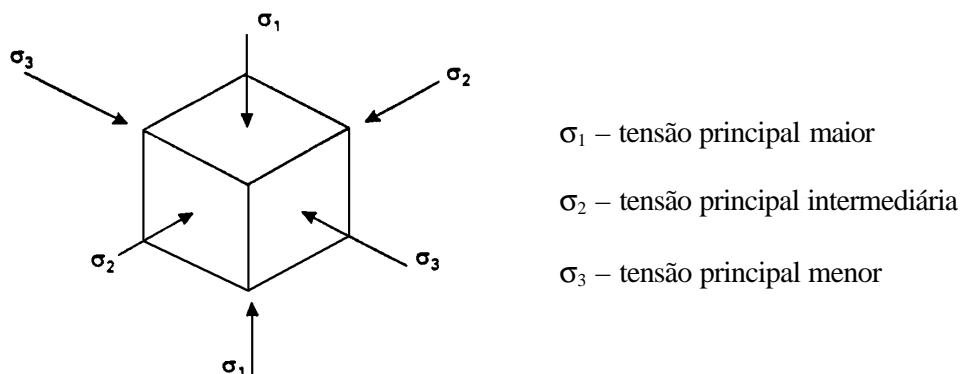


Figura 3.2 – Estado de tensões referentes aos planos principais (PINTO, 2000).

O estado de tensões pode ser representado graficamente através do círculo de Mohr, onde o sistema de coordenadas é composto pelas tensões normais (abscissas) e tensões cisalhantes (ordenadas). Para a definição deste gráfico, utilizam-se as equações 3.1 e 3.2, calculadas a partir das tensões principais σ_1 e σ_3 e do ângulo α , que é o ângulo entre o plano considerado e o plano correspondente à tensão principal maior (σ_1). Uma vez construído o círculo de Mohr, pode-se determinar as tensões referentes a qualquer plano desejado (Figura 3.3).

$$s = \frac{s_1 + s_3}{2} + \frac{s_1 - s_3}{2} \cdot \cos(2a) \quad (3.1)$$

$$t = \frac{s_1 - s_3}{2} \cdot \text{sen}(2a) \quad (3.2)$$

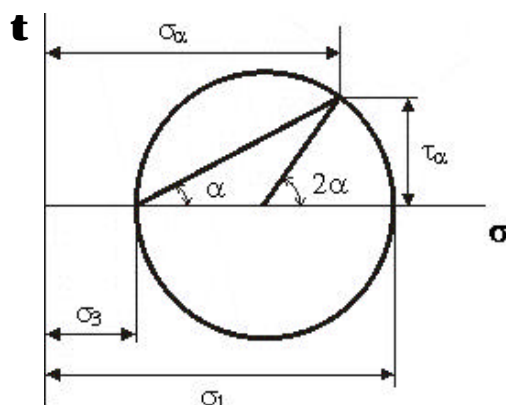


Figura 3.3 – Círculo de Mohr (PINTO, 2000).

3.2.2 Definição dos Invariantes de Tensão

Os invariantes de tensão são deduzidos a partir de um estado de equilíbrio entre as tensões em torno de um ponto no interior de um solo. Este estado de tensão fica perfeitamente caracterizado com o conhecimento das tensões atuantes em três planos que formam um tetraedro (Figura 3.4) e pode ser representado por um tensor, sob a forma de uma matriz. Para cada um dos três planos existem três tensões atuantes, uma normal e duas de cisalhamento, correspondente a nove componentes no total, que é o número necessário para definir uma grandeza tensorial (CAPUTO, 1996).

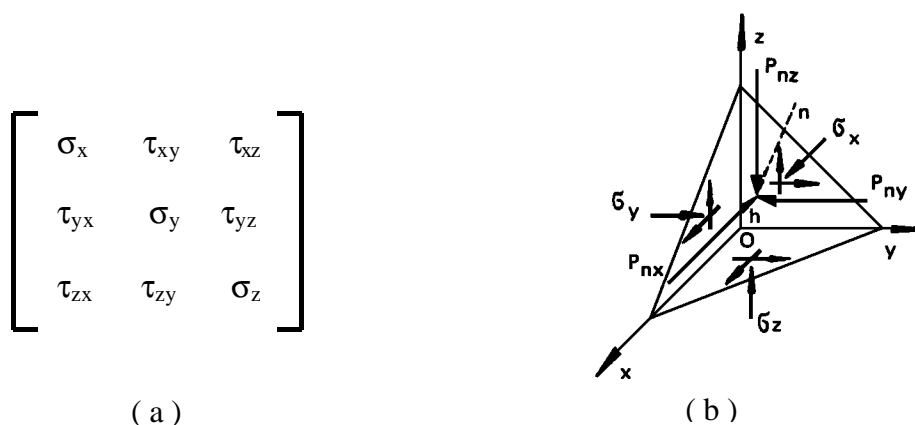


Figura 3.4 – Tensor de tensão (a) e estado de tensão no ponto O (b). P_{nx} , P_{ny} e P_{nz} são as componentes da resultante P_n que atua na face inclinada do tetraedro (CAPUTO, 1996).

Desenvolvendo a matriz do tensor (Figura 3.4 a) e resolvendo o determinante dessa matriz, obtém-se a chamada *equação característica*, cuja fórmula se baseia na tensão normal e nos invariantes de tensões:

$$\varphi(\sigma_n) = \sigma_n^3 - I_1 \sigma_n^2 + I_2 \sigma_n - I_3 = 0 \quad (3.3)$$

I_1 , I_2 e I_3 são os denominados invariantes de tensões, pois independem dos eixos coordenados. Em termos de tensões principais, que é definida como a tensão normal sobre um plano onde não existe tensão de cisalhamento, o tensor de tensão é bem mais simplificado e os invariantes de tensão podem ser assim definidos:

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (3.4)$$

$$I_2 = \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_1 \sigma_3 + \sigma_2 \sigma_3 \quad (3.5)$$

$$I_3 = \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3 \quad (3.6)$$

3.3 CONCEITO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA

HAU (2003) relatou que o conceito do comportamento resiliente de pavimentos foi introduzido por HVEEM e CARMANY (1948) e HVEEM (1955), e que o termo “módulo de resiliência” foi aplicado na teoria da mecânica dos pavimentos por SEED *et al.* (1955).

Módulo de resiliência pode ser definido como a propriedade pela qual a energia armazenada num corpo deformado é devolvida quando se cessam as tensões causadoras das deformações elásticas. Em outras palavras, é a deformação elástica ou recuperável de solos e de estruturas de pavimentos, sob a ação de cargas transientes.

Francis Hveem optou por chamar de resiliente ao invés de elástica, em virtude das deformações nos pavimentos serem muito superiores quando comparadas às dos sólidos elásticos como o aço, concreto, vidro, etc. É esta deformação resiliente das camadas do pavimento e do subleito que condiciona a vida de fadiga das camadas superficiais mais rígidas, como os revestimentos asfálticos ou as bases semi-rígidas (MEDINA e PREUSSLER, 1980).

Os materiais aplicados em pavimentação apresentam dois tipos de deformação, uma permanente, que não se recupera, e outra reversível (resiliente). Para a aplicação da teoria da elasticidade, esses materiais devem ser considerados como elásticos, havendo somente deformações resilientes. No entanto, não se evidencia isso na maior parte dos materiais usados em pavimentos, onde a cada aplicação de carga se verifica a existência de alguma deformação permanente. Contudo, quando a carga é pequena comparada à resistência do material, e repetida por um grande número de vezes, a deformação para cada repetição de carga é aproximadamente recuperável e pode ser considerada como completamente elástica (HUANG, 1993).

3.4 DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA EM LABORATÓRIO - O ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

3.4.1 Considerações Gerais

O ensaio triaxial dinâmico (cargas repetidas) consiste em instalar uma amostra cilíndrica de solo compactado numa câmara triaxial, dentro da qual são aplicadas tensões de confinamento e pulsos de tensões axiais (verticais). Essas tensões axiais são aplicadas através de um pistão posicionado no topo da amostra, pela transferência de pressão (ar comprimido ou água) imposta pelos reguladores de pressão do sistema.

Inicialmente, antes da aplicação da tensão-desvio, que corresponde a diferença entre a tensão principal maior e a tensão de confinamento ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$), todas as tensões principais são iguais a tensão de confinamento (σ_3), onde $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Ao se aplicar um acréscimo de tensão no topo da amostra (tensão-desvio), a tensão principal maior (σ_1) é aumentada e, nesse caso, a tensão principal intermediária é igual a tensão de confinamento ($\sigma_2 = \sigma_3$). A Figura 3.5 exibe o esquema de tensões atuantes numa amostra submetida ao ensaio triaxial.

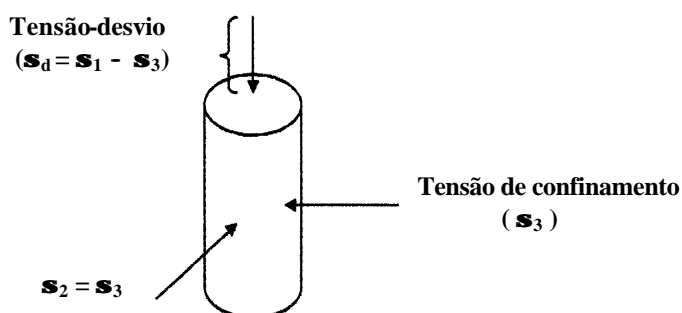


Figura 3.5 – Tensões atuantes numa amostra submetida ao ensaio triaxial dinâmico.

O principal objetivo do ensaio triaxial de cargas repetidas (dinâmico) é se determinar o módulo de resiliência (M_R) dos materiais, que é definido como a razão entre a tensão-desvio aplicada repetidamente em uma amostra de solo e a correspondente deformação resiliente (recuperável) axial, conforme mostra a expressão 3.7.

$$M_R = \frac{s_d}{e_r} \quad (3.7)$$

Onde:

M_R = módulo de resiliência, geralmente expresso em MPa ou kgf/cm²;

σ_d = tensão-desvio, também em MPa ou kgf/cm²;

ϵ_r = deformação específica resiliente, que é definida como a deformação resiliente (Δh) registrada pelo equipamento (deslocamentos recuperáveis) dividida pela altura inicial do corpo de prova (h_o):

$$e_r = \frac{\Delta h}{h_o} \quad (3.8)$$

3.4.2 Deformações das Amostras sob o Ensaio de Cargas Repetidas

ELLIOTT e THORNTON (1988) observaram, ao analisar uma passagem de um veículo sobre o pavimento, um aumento inicial na tensão-desvio, associado ao desenvolvimento das deformações (Figura 3.6). Após atingir os valores máximos, as tensões, assim como as deformações, diminuem até se anularem, sendo que uma parte dessas deformações é permanente e a outra, resiliente. No entanto, quando se verifica um gráfico da deformação de uma amostra de solo, sob o ensaio de cargas repetidas, observa-se que a deformação permanente diminui conforme aumenta o número de repetições (Figura 3.7). Após a aplicação de 100 a 200 repetições, a deformação é praticamente toda recuperável (HUANG, 1993).

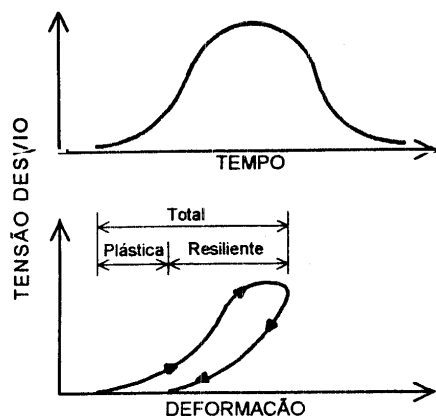


Figura 3.6 – Deformação referente a uma carga que passa sobre o pavimento em função da tensão-desvio (ELLIOT e THORNTON, 1988).

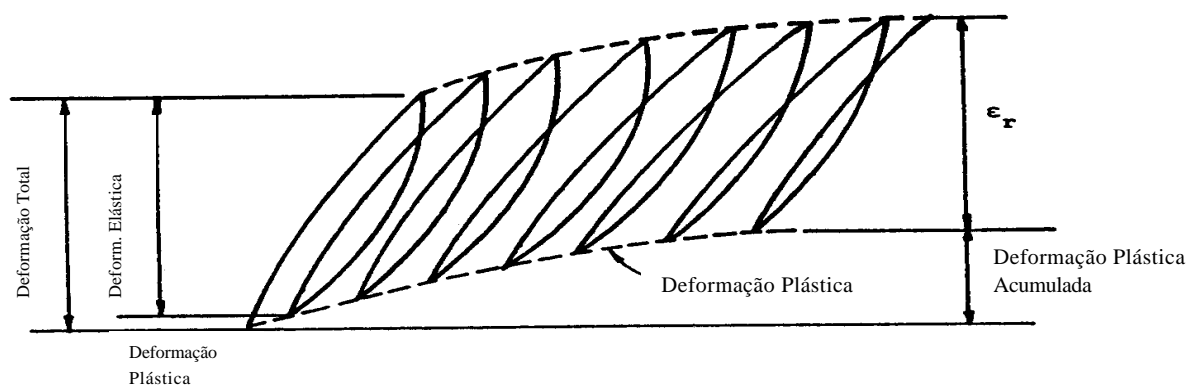


Figura 3.7 – Deformações de solo submetido ao ensaio de cargas repetidas (HUANG, 1993).

Portanto, para que se determine corretamente a deformação resiliente de um material submetido ao ensaio triaxial dinâmico, é necessário realizar várias repetições de carga na amostra, antes de iniciar o ensaio propriamente dito. Este procedimento corresponde a fase de condicionamento da amostra.

3.4.3 Considerações sobre os Ciclos de Carregamento do Ensaio Triaxial Dinâmico

No ensaio triaxial, um ciclo de carregamento é composto por um tempo de aplicação de carga (pulsos de tensão) e um tempo de repouso entre as sucessivas aplicações, como mostra a Figura 3.8 a seguir.

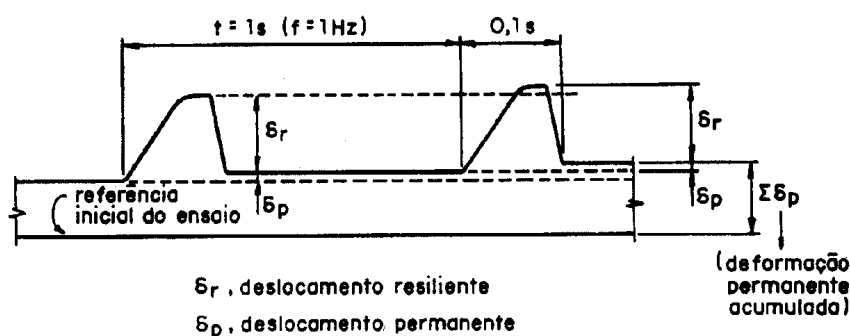


Figura 3.8 – Pulsos de tensão do ensaio triaxial dinâmico (MEDINA, 1997).

O tipo e a duração da carga usada no ensaio triaxial dinâmico procura simular o que ocorre realmente no campo. BARKSDALE (1971) *apud* HUANG (1993) pesquisou sobre os pulsos de tensão vertical em diferentes pontos de pavimentos flexíveis e concluiu que as curvas desses pulsos podem ser aproximadas através de uma curva semi-senoidal ou triangular.

Segundo MEDINA (1997), o pulso senoidal tem um melhor comportamento para pequenas profundidades e o triangular para grandes profundidades, ficando este mais indicado para o subleito. Esse pulso de tensão vertical, provocado pela passagem de um veículo sobre o pavimento, pode ser simulado através da aproximação de curvas semi-senoidal e triangular (Figura 3.9).

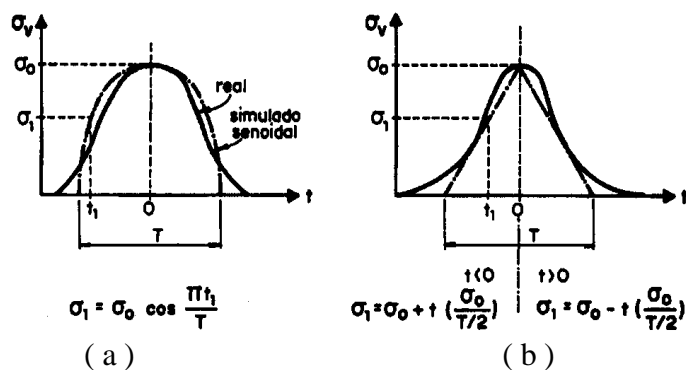


Figura 3.9 – Curvas semi-senoidal (a) e triangular (b) simulando o pulso de carga devida à passagem de um veículo no pavimento (MEDINA, 1997).

O tempo de carga não é inversamente proporcional à velocidade do veículo como era de se esperar. A AASHTO verificou o tempo do pulso em função da velocidade do veículo, considerando os efeitos de inércia e viscosidade, para diversas profundidades do pavimento (ver Figura 3.10). Por conta desses efeitos a AASHTO concluiu que o aumento da velocidade do veículo não implicaria na redução do tempo de carga (HUANG, 1993).

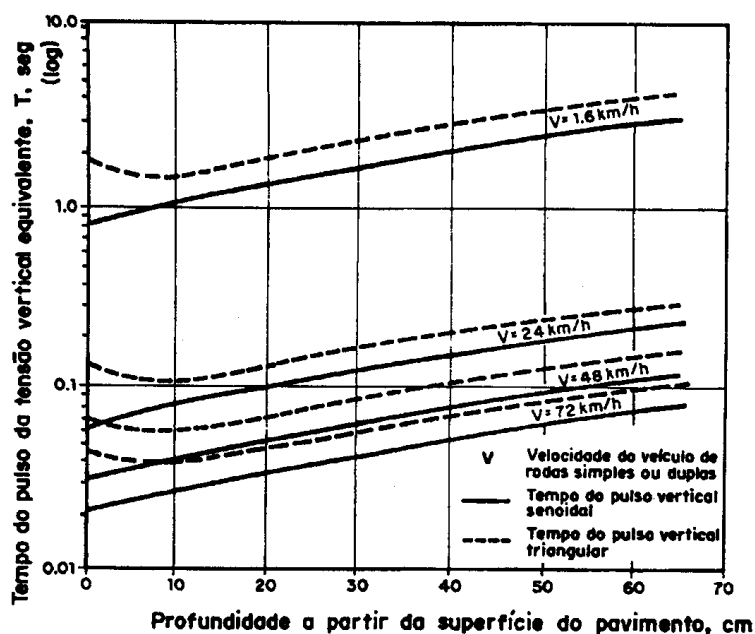


Figura 3.10 – Variação do tempo do pulso de tensão em função da velocidade do veículo e da profundidade do pavimento (BARKSDALE e HICKS, 1973 *apud* MEDINA, 1997).

3.4.4 Procedimentos do Ensaio Triaxial Dinâmico

O ensaio triaxial dinâmico (DNER-ME 131/94, 1994) se divide em duas fases: a de condicionamento e a de registro das deformações pelo equipamento, que é o ensaio dinâmico propriamente dito.

Na fase de condicionamento, aplicam-se 200 repetições com uma frequência de 20 ciclos/min e duração de 0,1 seg, para os pares de tensão-desvio e tensão de confinamento relacionados na Tabela 3.1. O objetivo dessa fase é eliminar as deformações permanentes que ocorrem após as primeiras aplicações da tensão-desvio, como também minimizar os efeitos decorrentes da história de tensões da amostra a ser ensaiada.

Tabela 3.1 – Tensão confinante e tensão-desvio utilizadas na fase de condicionamento pela norma DNER-ME 131/94 (1994).

Etapa	Tensão confinante (\mathbf{s}_3) (kgf/cm ²)	Tensão Desvio (\mathbf{s}_d) (kgf/cm ²)	Razão $\mathbf{s}_1 / \mathbf{s}_3$
1	0,70	0,70	2
2	0,70	2,10	4
3	1,05	3,15	4

A segunda fase, referente ao registro das deformações, corresponde ao próprio ensaio triaxial dinâmico. Essa fase tem seu início com uma seqüência de aplicação de três valores de tensão-desvio para cada uma das tensões confinantes pré-determinadas pelas normas do DNER (ver Tabela 3.2). Durante alguns ciclos de aplicação de carga, os deslocamentos verticais são registrados através de instrumentos do tipo LVDT (*Linear Variable Differential Transducers*). Após realizada a calibração necessária quanto aos registros feitos através do equipamento, as deformações específicas resilientes da amostra são calculadas de acordo com a expressão 3.9, a seguir.

$$e_r = \frac{\Delta hr}{h_o} \quad (3.9)$$

Onde:

Δhr = produto do registro das deformações pelo fator de calibração;

h_o = altura inicial do corpo de prova.

Tabela 3.2 – Tensões confinantes e tensões-desvio utilizadas para o registro das deformações pela norma DNER-ME 131/94 (1994).

Etapa	Tensão confinante (s_3) (kgf/cm ²)	Tensão Desvio (s_d) (kgf/cm ²)	Razão s_1 / s_3
1	0,21	0,21	2
		0,42	3
		0,63	4
2	0,35	0,35	2
		0,70	3
		1,05	4
3	0,52	0,52	2
		1,05	3
		1,57	4
4	0,70	0,70	2
		1,40	3
		2,10	4
5	1,05	1,05	2
		2,10	3
		3,15	4
6	1,40	1,40	2
		2,80	3
		4,20	4

Exemplos de planilha para cálculo do módulo de resiliência podem ser vistos nos relatórios do ensaio triaxial dinâmico, que constam no Apêndice II deste trabalho.

3.5 MODELOS PARA REPRESENTAR O COMPORTAMENTO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE SOLOS

Diferentemente dos sólidos elásticos, os solos tendem a uma relação tensão-deformação não linear, em que há uma grande dependência associada ao estado

de tensões vigente. Por conta disso, os modelos criados para representar os módulos de resiliência geralmente foram expressos em função das tensões aplicadas aos materiais, como a tensão-desvio e a tensão confinante. FERREIRA (2002) comentou que os primeiros modelos foram propostos por HICKS (1970) e BARKSDALE e HICKS (1973), cujas equações foram separadas de acordo com a natureza dos materiais (equação 3.10 para solos granulares e equações 3.11 e 3.12 para solos coesivos).

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (3.10)$$

$$M_R = k_2 + k_3 (k_1 - \sigma_d), \text{ para } \sigma_d < k_1 \quad (3.11)$$

$$M_R = k_2 + k_4 (\sigma_d - k_1), \text{ para } \sigma_d > k_1 \quad (3.12)$$

Sendo:

M_R = Módulo de resiliência;

σ_3 = Tensão de confinamento;

σ_d = Tensão-desvio;

k_1, k_2, k_3 e k_4 = Constantes determinadas experimentalmente (ensaio triaxial dinâmico).

O modelo representado pela equação 3.10 ainda é o mais utilizado para descrever o comportamento de solos arenosos. Devido aos bons resultados, este modelo é considerado, no Brasil, como o melhor modelo para aferição dos valores de módulo de resiliência para os solos granulares (FERREIRA, 2002).

As equações 3.11 e 3.12 fazem parte do modelo conhecido como o modelo bi-linear, tendo em vista que relaciona o módulo de resiliência com a tensão-desvio através de duas retas, numa escala aritmética. Isto pode ser observado na Figura 3.11, que mostra a relação entre o módulo e a tensão-desvio (YODER e WITCZAK, 1975).

Por conta das dificuldades encontradas para determinação das constantes do modelo bi-linear, SVENSON (1980) *apud* CUNTO (1998) propôs um novo modelo para solos coesivos, que se baseia somente na tensão-desvio (equação 3.13), que hoje é o mais usado para esses materiais.

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \quad (3.13)$$

Sendo:

M_R = Módulo de resiliência;

σ_d = Tensão-desvio;

k_1 e k_2 = Constantes determinadas experimentalmente

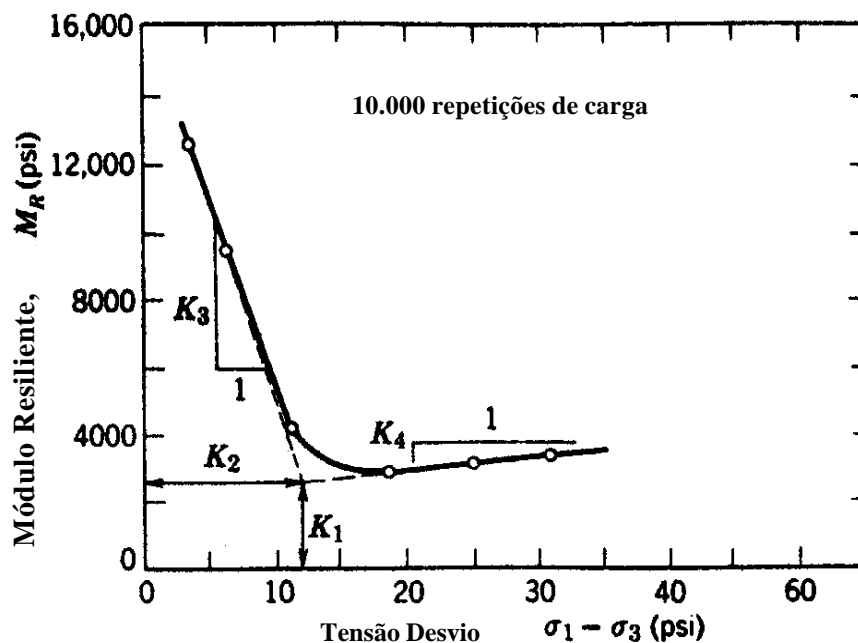


Figura 3.11 – Comportamento resiliente para solos finos (YODER e WITCZAK, 1975).

Muitos modelos foram estudados com o objetivo de simular o comportamento tensão-deformação dos solos granulares. Segundo YODER e WITCZAK (1975) e MEDINA (1997), os modelos normalmente utilizados para esses materiais são aqueles em que os módulos são expressos em função da tensão confinante (equação 3.10) e em função do primeiro invariante de tensão (equação 3.14), sendo este último conhecido como modelo k - θ .

$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad (3.14)$$

Sendo:

M_R = Módulo de resiliência;

θ = Primeiro invariante de tensão ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$);

k_1 e k_2 = Constantes determinadas experimentalmente (ensaio triaxial dinâmico).

O parâmetro “ θ ” do modelo K- θ , que corresponde ao primeiro invariante de tensão (I_1), também pode ser obtido em função da tensão confinante e da tensão-desvio (equação 3.15), visto que esta última, no ensaio triaxial, é a tensão principal maior menos a tensão confinante ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$).

$$\theta = I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2 \sigma_3 = \sigma_d + 3 \sigma_3 \quad (3.15)$$

Segundo HAU (2003), o modelo K- θ é o modelo mais largamente utilizado para as deformações resilientes de materiais granulares. ALLEN e THOMPSON (1974), ao estudarem três tipos de materiais granulares, compactados em diferentes energias, concluíram que o modelo K- θ foi o que apresentou os melhores resultados, em relação a qualquer outro modelo, por levar em consideração a influência das três tensões principais. A Tabela 3.3 mostra os dois parâmetros (k_1 e k_2) relativos ao modelo aplicado para os três materiais utilizados (brita, cascalho e mistura brita-cascalho). Outras pesquisas também mostraram a eficiência do modelo K- θ para materiais granulares (RADA e WITCZAK, 1981; ELLIOTT e DAVID 1989; ZAMAN *et al.*, 1994).

Tabela 3.3 – Parâmetros do modelo K- θ (M_R e θ em psi) utilizado por ALLEN e THOMPSON (1974).

Material	Modelo K- θ $M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$	R^2	ρ_s (g/cm ³)	h_{ot} (%)
Brita	$M_R = 2376 \cdot \theta^{0,69}$	0,997	2,211	5,7
	$M_R = 4928 \cdot \theta^{0,46}$	0,973	2,146	6,3
	$M_R = 3083 \cdot \theta^{0,59}$	0,962	2,082	7,0
Cascalho	$M_R = 4596 \cdot \theta^{0,50}$	0,741	2,233	6,3
	$M_R = 8016 \cdot \theta^{0,31}$	0,803	2,146	6,5
	$M_R = 2849 \cdot \theta^{0,56}$	0,882	2,098	6,7
Brita / cascalho	$M_R = 5989 \cdot \theta^{0,48}$	0,932	2,235	6,3
	$M_R = 6459 \cdot \theta^{0,37}$	0,829	2,154	6,8
	$M_R = 2966 \cdot \theta^{0,60}$	0,882	2,098	7,2

ARANOVICH (1985) propôs o modelo conhecido como modelo combinado ou misto (equações 3.16 e 3.17), que caracteriza um modelo intermediário entre os solos granulares e coesivos, em virtude de considerar a influência tanto da tensão confinante como da tensão-desvio, na descrição do comportamento do módulo de resiliência.

$$M_R = [k_2 + k_3 (k_1 - \sigma_d)] \sigma_3^{k_5}, \text{ para } \sigma_d < k_1 \quad (3.16)$$

$$M_R = [k_2 + k_4 (\sigma_d - k_1)] \sigma_3^{k_5}, \text{ para } \sigma_d > k_1 \quad (3.17)$$

O modelo em função do primeiro invariante de tensão (θ) e da tensão-desvio (σ_d) é outro modelo que também tem sido aplicado para avaliação do módulo de resiliência (equação 3.18). NATAATMADJA e PARKIN (1989) *apud* CUNTO (1998), relatou que este modelo é, do ponto de vista de dimensionamento, insatisfatório e não tem tido boa aceitação para a caracterização resiliente dos materiais granulares. Já SANTHA (1994) concluiu, nos seus estudos, que este modelo (em função de θ e σ_d) representa melhor a variação do módulo de resiliência dos materiais granulares por ele estudados, além de ser possível sua aplicação para solos coesivos.

$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (3.18)$$

O modelo composto (equação 3.19), que foi estabelecido por MACEDO (1996) *apud* (FERREIRA, 2002), considera a influência conjunta das tensões confinante e desvio no valor do módulo para qualquer tipo de material. Segundo o autor, muitas vezes não é recomendável, para um determinado tipo de material, que se determine o módulo de resiliência apenas em função de uma das tensões aplicadas ao corpo-de-prova.

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_2} \quad (3.19)$$

MEDINA (1997) apresenta um resumo dos principais modelos usados no Brasil para a avaliação do comportamento resiliente de solos brasileiros. As equações desses modelos variam de acordo com o tipo de solo. Para um solo arenoso, o modelo indicado tem o M_R em função da tensão de confinamento. Já para um areno-argiloso, Medina mostra dois modelos: um dependente do invariante de tensão e o outro da tensão-desvio, mas com k_2 negativo (Figura 3.12).

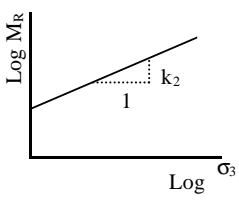
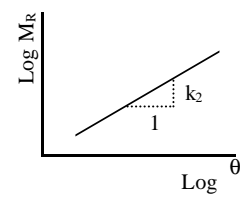
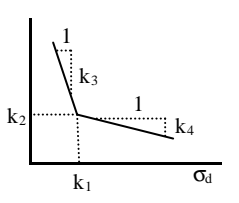
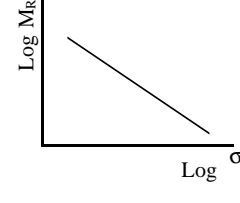
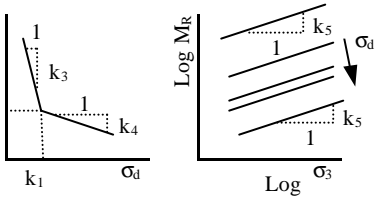
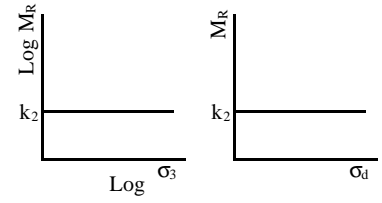
MODELO	EQUAÇÃO	MODELO	EQUAÇÃO
<p>ARENOSO</p> 	$M_R = K_1 \sigma_3^{k_2}$	<p>ARENO-ARGILOSO</p> 	$M_R = k_1 \theta^{k_2}$ $k_2 > 0$
<p>ARGILOSO</p> 	$M_R = k_2 + k_3 (k_1 - \sigma_d)$ $\sigma_d < k_1$ $M_R = k_2 + k_4 (\sigma_d - k_1)$ $\sigma_d > k_1$	<p>ARENO-ARGILOSO</p> 	$M_R = k_1 \sigma_d^{k_2}$ $k_2 < 0$
<p>COMBINADO</p> 	$M_i = k_2 + k_3 (k_1 - \sigma_d)$ $\sigma_d < k_1$ $M_i = k_2 + k_4 (\sigma_d - k_1)$ $\sigma_d > k_1$ $M_R = M_i \sigma_3^{k_5}$	<p>CONSTANTE</p> 	$M_R = k_1 = \text{CONSTANTE}$

Figura 3.12 – Modelos usualmente aplicados no Brasil para avaliação do comportamento resiliente de solos (MEDINA, 1997).

Na verificação do módulo de resiliência para solos lateríticos, BERNUCCI (1995) realizou ensaios triaxiais dinâmicos para quatro tipos de materiais, desde uma areia com pouca argila até uma argila arenosa (Tabela 3.4). Nesses ensaios foram aplicadas as energias de compactação normal, intermediária e modificada, conforme o potencial desses materiais para o uso em pavimentos rodoviários. Para a avaliação do módulo de resiliência dos solos lateríticos arenosos (Descalvado, Náutico e Américo Brasileiro) a autora utilizou dois modelos, um em função da tensão de confinante (σ_3) e o outro, o modelo K- θ , nas energias normal e modificada. Esses modelos não foram aplicados para os materiais coletados de Santa Gertrudes, que são solos coesivos, de classificação A-7-5 da HRB. Nesse caso, foi utilizado o modelo em função da tensão-desvio, com a aplicação das energias normal e intermediária. A Tabela 3.4 mostra as características dos materiais utilizados nessa pesquisa e a Tabela 3.5 apresenta as

equações dos módulos obtidas através dos dois modelos, tensão confinante e $K-\theta$, aplicados para o solo laterítico Descalvado.

Tabela 3.4 – Características dos solos lateríticos do estudados por BERNUCCI (1995).

Solo	Caracterização táctil - visual	LL (%)	IP (%)	HRB
Descalvado	Areia	NL	NP	A-2-4
Náutico	Areia argilosa	27	9	A-2-4
Américo Brasiliense	Areia argilosa	31	10	A-2-4
Santa Gertrudes	Argila arenosa	49	11	A-7-5

Tabela 3.5 – Parâmetros dos dois modelos ($M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$ e $M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$) utilizados para o solo laterítico Descalvado (BERNUCCI, 1995).

Solo	c.p	Modelos (M_R em MPa; q e s_3 em kPa)	R^2	Grau de compactação
Descalvado (Rodovia Descalvado - Usina Santa Rita)	1	$M_R = 49,1 \cdot \theta^{0,29}$ $M_R = 50,0 \cdot \sigma_3^{0,37}$	0,54 0,67	93% (normal)
	2	$M_R = 18,2 \cdot \theta^{0,57}$ $M_R = 50,5 \cdot \sigma_3^{0,51}$	0,85 0,91	100% (normal)
	3	$M_R = 29,2 \cdot \theta^{0,53}$ $M_R = 66,3 \cdot \sigma_3^{0,50}$	0,81 0,86	97% (modificada)

A Tabela 3.5 mostra que os coeficientes de correlação R^2 obtidos através da aplicação do modelo em função da tensão confinante foram maiores do que os coeficientes obtidos através do modelo $K-\theta$. Esse comportamento também foi observado para quase todas as amostras dos solos lateríticos Náutico e Américo Brasiliense.

BERNUCCI (1995) relatou que os solos lateríticos coesivos apresentaram bons módulos de resiliência, às vezes até superiores aos materiais granulares nobres para pavimentação, e que os solos lateríticos não coesivos se mostraram inadequados para base de pavimentos, mesmo apresentando CBR altos e com baixas expansões.

PARREIRA *et al.* (1998) realizaram um estudo do módulo de resiliência em sete solos brasileiros para fins de aplicação em pavimentos rodoviários. Os pesquisadores analisaram vários modelos expressos em função da tensão confinante, tensão-desvio, primeiro invariante de tensão, tensão principal maior, e combinações de algumas dessas variáveis. Para o caso dos solos arenosos verificou-se que o módulo para os solos granulares depende principalmente da tensão confinante (σ_3), sendo pequena a influência de outras variáveis. Quanto ao o único solo argiloso analisado, a tensão-desvio (σ_d) é o principal fator. Nesse estudo, os autores optaram pelos modelos em função da tensão confinante (equação 3.10) e da tensão-desvio (equação 3.13) para representar o comportamento resiliente desses materiais.

3.6 CLASSIFICAÇÃO RESILIENTE DE SOLOS

O DNER (1996) apresenta uma classificação que teve como base os estudos de mecânica dos pavimentos iniciados em 1976, na COPPE/UFRJ, por Pinto e Preussler (sob a orientação de Medina). Essa classificação foi desenvolvida em função das propriedades resilientes dos solos, que se divide em duas classes: a dos solos granulares e a dos solos finos.

3.6.1 Classificação Resiliente de Solos Granulares

Os solos granulares são definidos como aqueles que apresentam menos de 35% (em peso) passando na peneira nº 200 (0,075 mm). Para a classificação desses materiais, utiliza-se o modelo em que o módulo é definido em função da tensão de confinamento, conforme a equação 3.10 comentada no item 3.5. Para a classificação quanto à resiliência, os solos granulares são agrupados em três categorias: Grupos A, B e C (ver Figura 3.13).

Os solos pertencentes ao grupo A apresentam um grau de resiliência elevado e não devem ser utilizados em camadas de pavimentos, pois correspondem aos subleitos de péssima qualidade. Na Figura 3.13, observa-se que este é o grupo que tem os menores módulos de resiliência (M_R) em relação aos outros grupos da classificação.

Os solos pertencentes ao grupo B representam os solos com grau de resiliência intermediário e podem ser aplicados em pavimentos, de acordo com o valor de k_2 : se $k_2 \leq 0,50$, o solo tem um bom comportamento; se $k_2 > 0,50$, o comportamento depende da espessura da camada e da qualidade do subleito.

O solos do grupo C apresentam baixo grau de resiliência e são indicados para serem aplicados em todas as camadas do pavimento. Esses materiais geralmente dão origem a pavimentos com baixas deflexões.

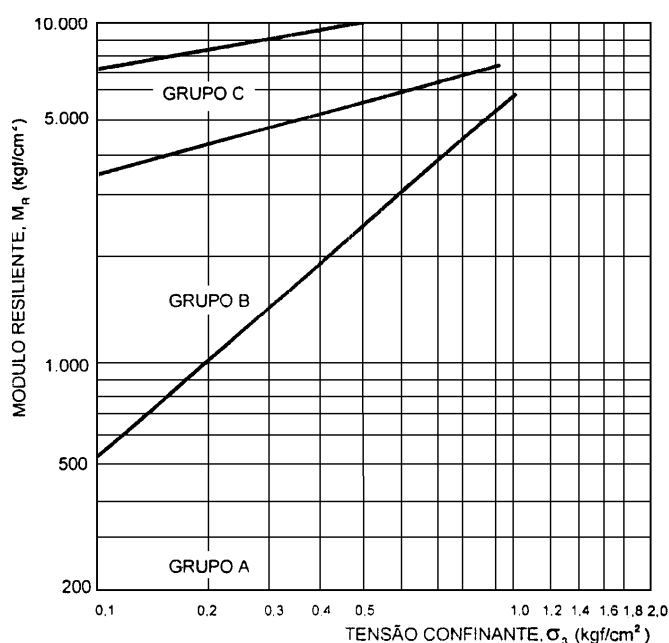


Figura 3.13 – Gráfico para classificação resiliente de solos granulares (DNER, 1996).

3.6.2 Classificação Resiliente de Solos Finos

Os solos finos são aqueles que apresentam mais de 35 % de material (em peso) passando na peneira nº 200 (0,075 mm). Para a classificação desses materiais, utiliza-se o modelo bi-linear descrito pelas equações 3.11 e 3.12. A Figura 3.14, que também mostra estas equações, apresenta o gráfico adotado pelo DNER (1996) para a classificação resiliente de solos finos. Nesta classificação, os materiais são agrupados em três tipos diferentes: Tipos I, II e III (ver Figura 3.14).

- Tipo I: solos apresentando bom comportamento no que se refere ao módulo de resiliência como materiais de subleito, reforço do subleito e sub-base.

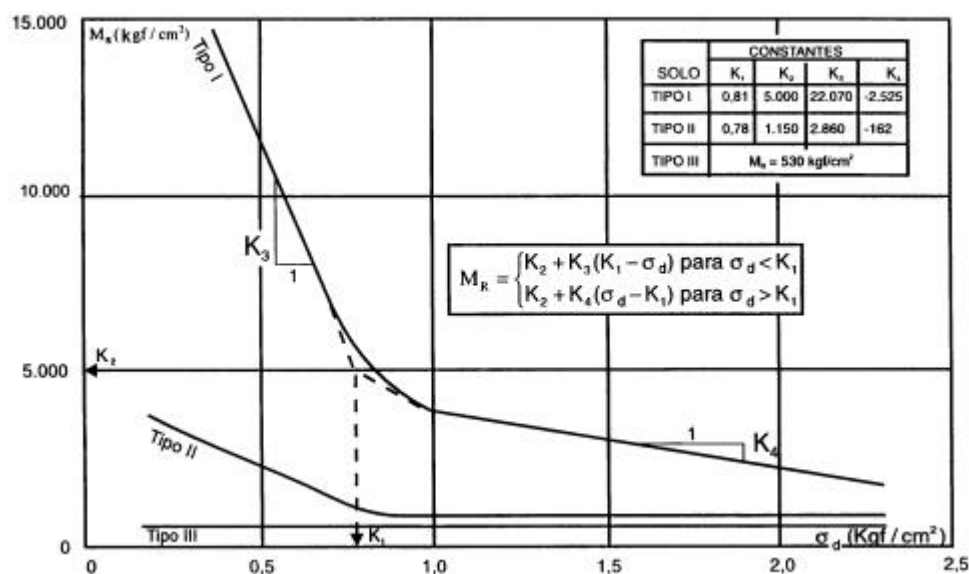


Figura 3.14 – Gráficos para classificação resiliente de solos finos (Fonte: DNER, 1996).

- Tipo II: solos apresentam comportamento regular quanto à resiliência como materiais de subleito e reforço do subleito.
- Tipo III: solos de comportamento ruim quanto à resiliência. Não devem ser empregados em camadas de pavimentos e para subleito, requerem estudos e cuidados especiais.

Os módulos de resiliência para esses três tipos de materiais podem ser estimados (DNER, 1996) através das equações:

$$\text{- Tipo I} \quad M_R = 4874 \sigma_d^{-1,129} \quad (3.20)$$

$$\text{- Tipo II} \quad M_R = 1286 \sigma_d^{-0,5478} \quad (3.21)$$

$$\text{- Tipo III} \quad M_R = 530 \text{ kgf/cm}^2 \quad (3.22)$$

Quando não é possível a determinação dos módulos, a classificação resiliente pode ser estimada indiretamente, em função do percentual de silte na peneira nº 200 (S%) e do CBR, conforme mostra a Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Classificação de solos finos quanto à resiliência (DNER, 1996).

CBR	S %		
	≤ 35	35 - 65	≥ 65
≤ 5	III	III	III
6 - 9	II	II	III
≥ 10	I	I	III

3.7 FATORES QUE AFETAM O MÓDULO DE RESILIÊNCIA

3.7.1 Considerações Gerais

Os ensaios triaxiais dinâmicos, que são empregados para se determinar o módulo de resiliência dos materiais integrantes das camadas dos pavimentos, são feitos com solos não saturados, e geralmente em condições de drenagem livre. Como esses materiais não são elásticos lineares e, portanto, a lei de Hooke não pode ser aplicada, o módulo de resiliência depende de vários fatores que não são considerados na teoria da elasticidade convencional, como a natureza do solo, umidade, densidade e estado de tensão (MEDINA, 1997).

Muitos estudos foram realizados com a finalidade de se verificar os fatores que influenciam no módulo de resiliência. O teor de umidade é um desses fatores que influi consideravelmente nos resultados do módulo, visto que este diminui de forma significativa com o acréscimo de umidade (LI e SELIG, 1994). Este decréscimo de rigidez do módulo de resiliência, em função do teor de umidade, é mais acentuado para solos compactados no ramo seco do que os solos compactados no ramo úmido da curva de compactação (OOI e PU, 2002).

Como já foi visto no item 3.5, os módulos de resiliência de materiais granulares apresentam um comportamento bem distinto em relação aos módulos de solos finos (siltosos e/ou argilosos). Enquanto nos solos arenosos, o módulo depende mais da tensão confinante, e é pouco afetado pela tensão desvio, nos solos argilosos acontece o contrário, o módulo depende da tensão desvio e muito pouco da tensão confinante (MEDINA e PREUSSLER, 1980).

O número de repetições de tensão-desvio e a história de tensões também tem grande influência no comportamento do módulo de materiais granulares, conforme visto no item 3.4. Essa influência pode ser minorada ou até eliminada com o pré-condicionamento, procedimento pelo qual se faz uma aplicação de ciclos de carregamento e descarregamento (MEDINA e PREUSSLER, 1980).

Para os solos granulares não se tem evidenciado influência considerável da frequência de aplicação da tensão-desvio no módulo até 40 ciclos/min, mas para 60 ciclos/min, os módulos são bem maiores (DNER, 1996). PREUSSLER (1978), nas suas investigações sobre o efeito da frequência no módulo para solos arenosos, observou que o módulo de resiliência tem um aumento significativo para a frequência de 60 ciclos/min quando comparado com a frequência de 40. No entanto, MEDINA e PREUSSLER (1980) comentaram que não se tem verificado muita influência nos ensaios triaxiais para frequências de 20 a 60 ciclos por minuto, com duração de 0,86 a 2,86 segundos e umidade próxima à ótima. A duração de aplicação de cargas tem influência apenas para níveis de tensões elevados, superiores ao normalmente existentes no pavimento (DNER, 1996). Essas informações, entretanto, são limitadas às condições em que os ensaios foram realizados, principalmente no que se refere à imprecisão dos equipamentos que eram utilizados na época desses estudos, que não tinham a tecnologia que se tem atualmente.

Outros fatores que têm grande influência nos valores do módulo é o tempo de cura do corpo-de-prova e a distribuição granulométrica do solo. MEDINA (1997) relatou que o tempo de cura afeta substancialmente o módulo de resiliência. Quanto maior o tempo de cura menor a deformação. Porém, segundo o pesquisador, esse efeito desaparece quando se alcança cerca de 400 aplicações de tensão-desvio de valor igual a 0,075 MPa, para a tensão confinante de 0,020 MPa.

Quanto ao tipo de curva granulométrica, pode-se destacar que os solos uniformes têm módulos de resiliência maiores dos que os graduação mais variada. Isto sugere que nos ensaios sob as cargas repetidas as partículas uniformes e arredondadas tendem a se deformar menos nos contatos, diminuindo o deslocamento de umas partículas sobre as outras. Ao contrário do que geralmente ocorre no ensaio de CBR, onde o bom entrosamento entre as partículas, de tamanhos variados, induz a um aumento de resistência (MEDINA, 1997).

O posicionamento dos LVDTs (*Linear variable differential transducers*) na câmara triaxial também é outro fator que tem influência nos resultados do módulo de resiliência. Este instrumento tem a função de monitorar o deslocamento axial do corpo de prova, fornecendo leituras com precisão de até 1 centésimo de milímetro. MOHAMMAD *et al.* (1994) investigaram a importância do posicionamento dos LVDTs e concluíram que os mesmos quando posicionados externamente à câmara triaxial tendem a subestimar o valor do módulo em relação ao sistema interno de medida. Apesar da facilidade de manuseio do sistema externo, existe uma interferência das deformações do conjunto triaxial, e também de irregularidades nos contatos do corpo-de-prova, na aferição do valor do módulo de resiliência.

3.7.2 Efeito da Energia de Compactação no Módulo de Resiliência

As condições de compactação exercem grande influência no módulo de resiliência de solos (MEDINA e PREUSSLER, 1980). Em geral, o módulo de resiliência aumenta quando se eleva a energia de compactação, tendo em vista que a rigidez tende a aumentar com o crescimento da energia. CUNTO (1998) mostra, através de resultados de ensaios triaxiais dinâmicos, que a energia intermediária conduz a valores de módulo de resiliência bem mais elevados do que os correspondentes à energia normal.

MOTTA *et al.* (1990), no estudo da resiliência de solos pedregulhosos lateríticos, fizeram ensaios triaxiais dinâmicos em quatro amostras (1, 2, 2a e 2b), todas inseridas na faixa B do DNER (Figura 3.15). As amostras 2a e 2b correspondem a amostra 2 com adição de 10 e 30% de areia quartzosa, respectivamente. Nota-se, ao analisar o gráfico da Figura 3.15, que os limites de liquidez, os índices de plasticidade e as massas específicas dos sólidos (δ) diminuem quando se adiciona areia quartzosa na amostra 2. O valor da massa específica real dessa amostra ($\delta = 3,099$) sugere a presença de óxido de ferro nas partículas do solo, tendo em vista a elevada densidade desse mineral. Conforme se acrescenta areia quartzosa, de menor densidade, é natural que o valor dessa massa específica sofra uma pequena redução.

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

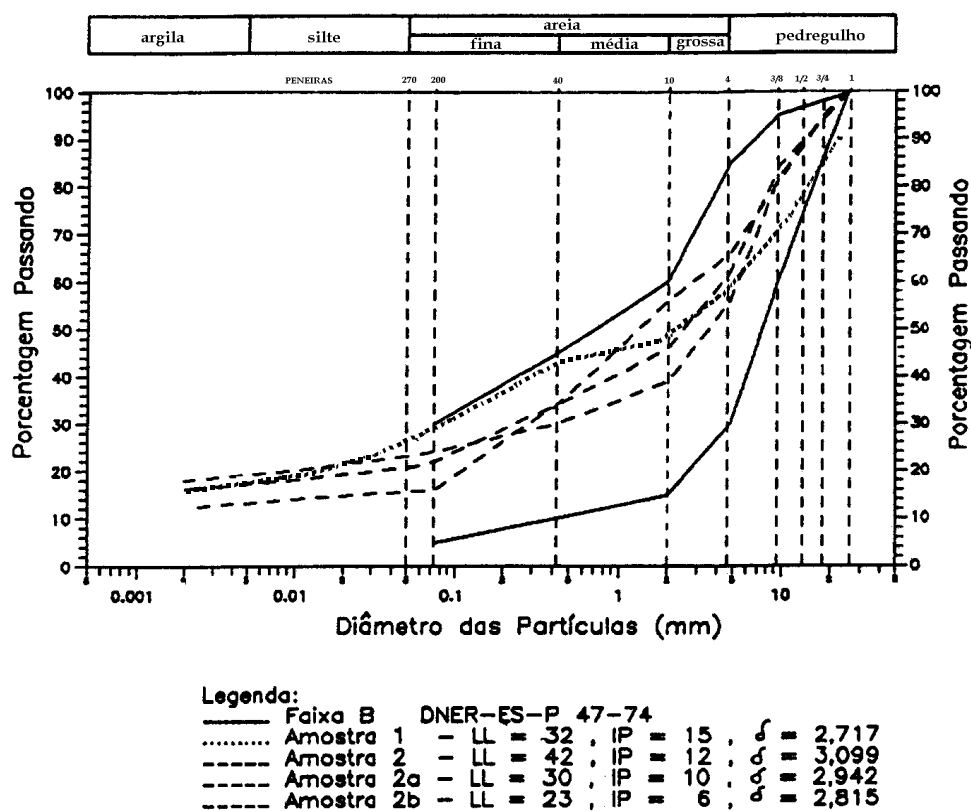


Figura 3.15 – Características geotécnicas das amostras ensaiadas por MOTTA *et al.* (1990), visando estudar o comportamento resiliente dos solos pedregulhosos lateríticos.

Na amostra 1, os corpos-de-prova foram ensaiados nas energias normal e modificada. Para as amostras 2, 2a e 2b, foram aplicados três níveis de energia de compactação: Proctor intermediário (5 camadas, 26 golpes por camada, molde CBR), Proctor Modificado (55 golpes) e Proctor Intermodificado (com 44 golpes – diferente da energia intermodificada aplicada no Estado do Ceará que usa 39 golpes por camada).

O gráfico da Figura 3.16 mostra a variação dos módulos de resiliência para quatro valores de tensão-desvio (1,0; 1,5; 2,0 e 2,5 kg/cm²), em função das energias intermediária, intermodificada e modificada, para a amostra identificada como 2a, compactada com umidade próxima à ótima ($w_{opt} = 14,5\%$ e $\gamma_{max} = 1.900 \text{ g/cm}^3$). Nota-se, nessa figura, que a variação da energia de compactação também influenciou na suscetibilidade das tensões, que cresce de acordo com o aumento da energia. Para os

valores da tensão-desvio (σ_d) que geralmente ocorre na parte inferior da camada de base ($\sigma_d = 1,0 \text{ kg/cm}^2$), o M_R é 3,6 vezes maior na energia modificada do que na intermediária. Já para a parte superior da base (aproximadamente $2,5 \text{ kg/cm}^2$), essa razão diminui para 2,0 (MOTTA *et al.*, 1990).

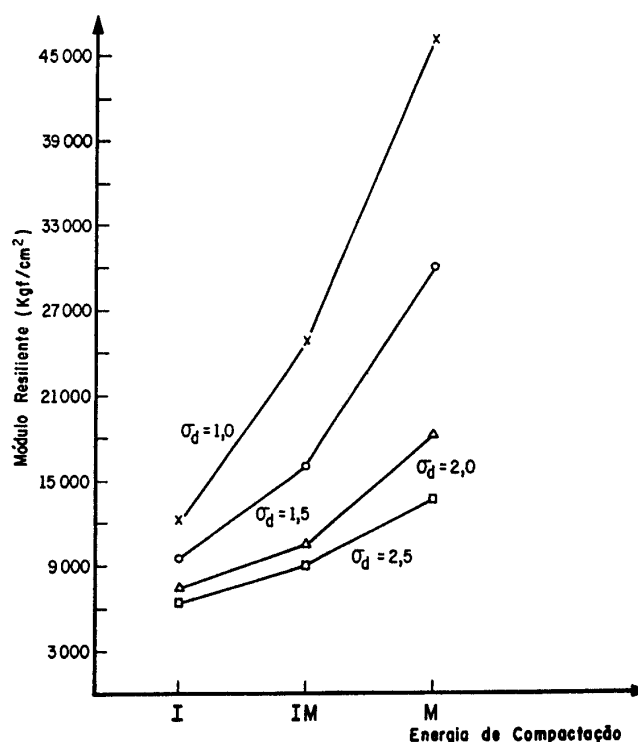


Figura 3.16 – Efeito da compactação no módulo de resiliência – Amostra 2a (MOTTA *et al.*, 1990).

Nessa pesquisa, os autores concluíram que o aumento da energia aumentou o módulo de resiliência para alguns corpos-de-prova (amostra 2a), como era de se esperar, pois a rigidez tende a aumentar com a energia. No entanto, para os corpos-de-prova referentes à amostra 1, o acréscimo de energia de compactação não proporcionou o aumento dos módulos, muito pelo contrário, diminuiu-os, talvez por modificações diferenciadas das texturas na compactação (ver Figura 3.17). Pode-se admitir a possibilidade dos módulos de resiliência para a energia modificada, obtidas para umidades inferiores à ótima, serem maiores do que os módulos referentes à energia normal. Seria necessário a obtenção de mais dados de módulos em função da umidade (M_R , h) para a energia modificada, com teores de umidade abaixo do teor ótimo, para

que estas observações, quanto a redução desses valores de módulo de resiliência com o acréscimo de energia, possam ser confirmadas.

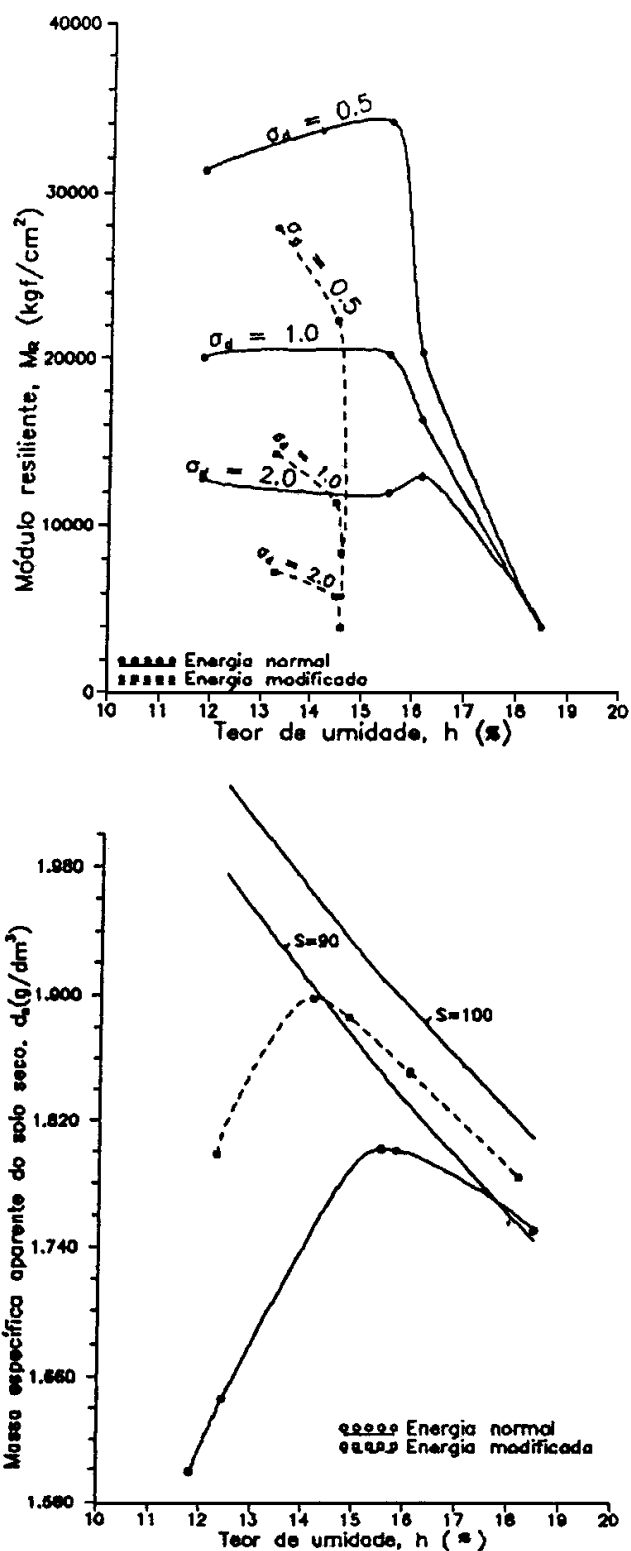


Figura 3.17 – Efeito da energia e da umidade no módulo de resiliência de um solo pedregulhoso laterítico – Amostra 1 (MOTTA *et al.*, 1990).

Com o objetivo de verificar o comportamento de solos lateríticos granulares, SANTOS (1998) fez ensaios de cargas repetidas nos materiais que foram utilizados em camadas de pavimentos no Estado de Mato Grosso. Nesse estudo, as amostras de solos de subleito, sub-base e base das rodovias selecionadas foram consideradas de bom comportamento, quanto às propriedades resilientes, tendo em vista que quase todas as amostras se situaram no grupo C da classificação resiliente do DNER. O autor ainda comentou que as amostras de solos do subleito, compactadas na energia normal, apresentaram maior susceptibilidade às variações de tensões, mas apresentaram os módulos de resiliência médios semelhantes aos da base e sub-base, que foram compactados na energia intermediária.

No entanto, PARREIRA *et al.* (1998), com o objetivo de investigar as características resilientes de solos brasileiros para fins rodoviários, concluíram que a energia de compactação aumentou o módulo de resiliência tanto para os solos arenosos como para os solos argilosos estudados. A Tabela 3.7 mostra as características desses materiais, bem como os parâmetros dos modelos utilizados, e as Figuras 3.18 e 3.19 mostram esse acréscimo do módulo de resiliência com o aumento da energia, em que foram realizados ensaios triaxiais dinâmicos para dois tipos de solos, um arenoso (A-2-4) da Rodovia SCA-040-SP e um argiloso (A-7-5) de Uberaba-MG.

Tabela 3.7 – Características dos solos e os parâmetros dos modelos utilizados por PARREIRA *et al.* (1998) em seus estudos.

Solo Arenoso SCA-040-SP (A-2-4)					
γ_{\max}	h_{ot}	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$			Energia
		k_1	k_2	R^2	
1,960	11,3	311,43	0,144	0,14	Normal
2,015	10,1	193,07	0,317	0,32	Intermediária
Solo Argiloso Uberaba-MG (A-7-5)					
γ_{\max}	h_{ot}	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$			Energia
		k_1	k_2	R^2	
1,550	27,0	39,60	-0,561	0,89	Normal
1,700	25,0	22,08	-0,201	0,68	Intermediária

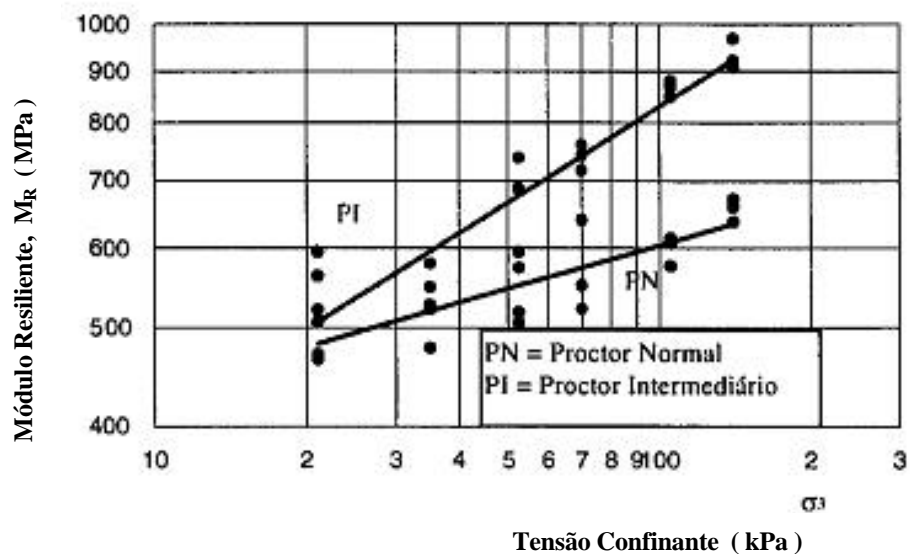


Figura 3.18 – Módulo de resiliência para solos arenosos (SCA-040-SP), em função das energias normal e intermediária (PARREIRA *et al.*, 1998).

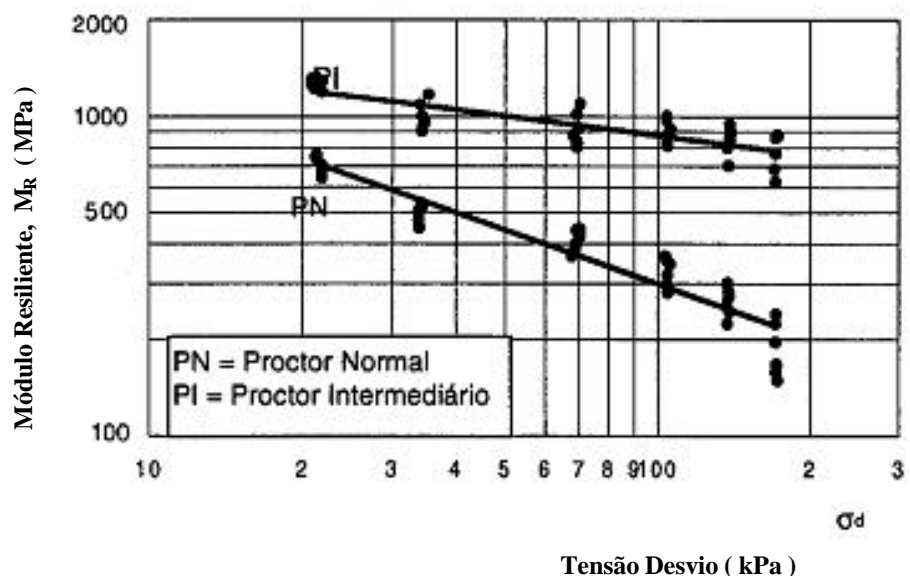


Figura 3.19 – Módulo de resiliência para solos argilosos (Uberaba-MG), em função das energias normal e intermediária (PARREIRA *et al.*, 1998).

As divergências quanto à variação do módulo de resiliência, em função da energia de compactação, demonstram a extrema complexidade do comportamento resiliente de solos, uma vez que este parâmetro também depende de diversos fatores,

tais como: níveis de tensão, densidade, granulometria, teor de umidade, história de tensões, número de ciclos de carregamento, seqüência e duração das cargas repetidas, teor de finos, tamanho máximo dos grãos, forma da partícula e tipo de agregado. Entre esses, o efeito do nível de tensão no comportamento resiliente para solos granulares é o mais importante fator (LEKARP *et al.*, 2000).

3.8 CORRELAÇÕES ENTRE MÓDULO DE RESILIÊNCIA E CBR

Com a finalidade de incorporar o módulo de resiliência aos métodos de dimensionamento de pavimentos, muitas correlações empíricas baseadas nos valores de CBR foram aplicadas.

MEDINA e PREUSSLER (1980) comentaram a importância de se ter correlações entre os valores de CBR e o módulo de resiliência, tendo em vista que os órgãos rodoviários ainda não dispõem de facilidades para os ensaios triaxiais dinâmicos. Com o objetivo de se obter possíveis correlações entre esses dois parâmetros, os pesquisadores realizaram vários ensaios para solos arenosos e argilosos.

Para os solos arenosos, os estudos não indicaram haver alguma relação entre os dois parâmetros. Um dos motivos levantados pelos autores está relacionado aos diferentes níveis de tensões que ocorrem nos dois tipos de ensaios. No ensaio dinâmico o módulo de resiliência é determinado para um nível de tensão bem distante da ruptura, não destrutível, o que não acontece para o ensaio de CBR.

De fato, o modo como esses dois parâmetros são obtidos são bem diferentes. O valor do CBR é determinado por uma razão média, expressa em porcentagem, entre as cargas necessárias para penetrar (2,5 e 5,0 mm) um dado material, no qual se deseja determinar sua capacidade de suporte, e um material padrão. Já o valor de módulo de resiliência é obtido através de pulsos de carga que são aplicados no corpo-de-prova, sob uma certa tensão de confinamento. O módulo depende muito do nível de tensão e do tipo de material, não sendo, portanto, uma simples função do CBR (HAU, 2003).

A relação entre o módulo de resiliência e o CBR para solos arenosos investigados por MEDINA e PREUSSLER (1980) pode ser ilustrada através da Figura 3.20. Nessa figura, os autores mostraram que os solos arenosos de faixa A, embora

tenham apresentado propriedades resilientes semelhantes, obtiveram CBR bem diferentes, e os de faixa B (solos 9 e 10), com características resilientes distintas, apresentaram aproximadamente quase os mesmos valores de CBR.

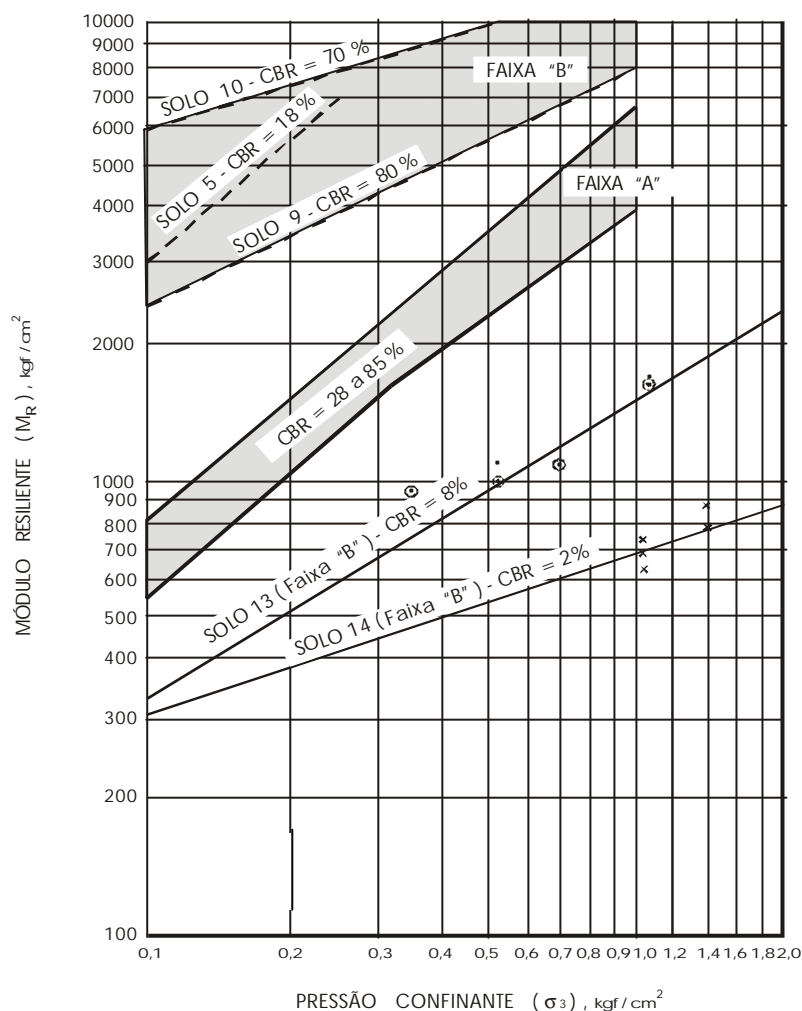


Figura 3.20 – Relação entre M_R e CBR para solos arenosos (Fonte: MEDINA e PREUSSLER, 1980).

Esses pesquisadores só conseguiram obter alguma correlação entre o módulo e o CBR para os solos argilosos e considerando somente a tensão-desvio equivalente a 2 kg/cm^2 , com umidade igual ou superior à ótima. A expressão 3.25 descreve essa relação.

$$M_R = 326 + 67 (\text{CBR}) \quad (3.25)$$

Observe-se que a equação 3.25 foi obtida a partir do estudo de somente 10 solos, conforme é ilustrado na Figura 3.21. Apesar do número reduzido de amostras contempladas nessa pesquisa, dá para se ter uma idéia da relação entre o módulo de resiliência e o CBR, especificamente para esses tipos de solos argilosos estudados.

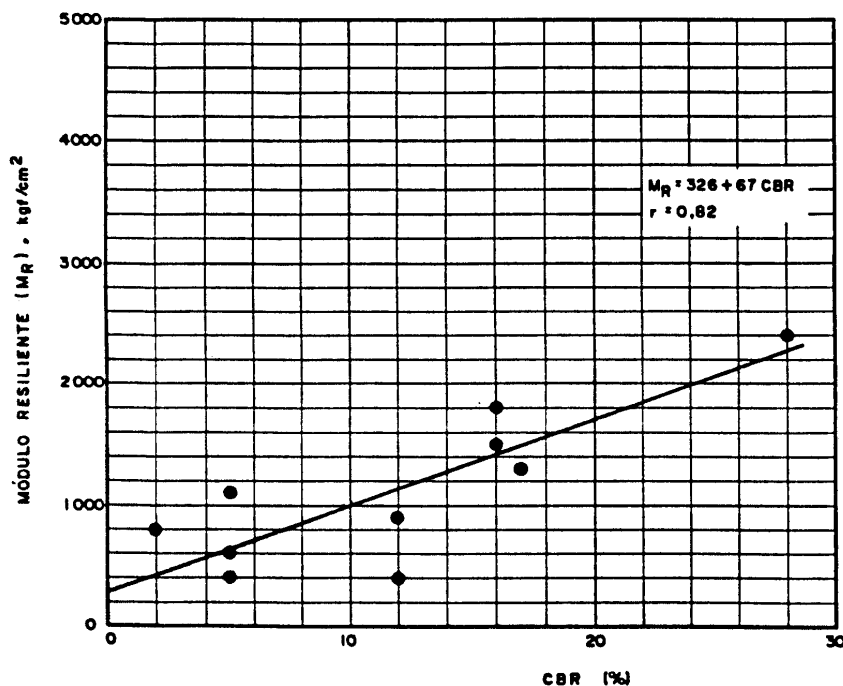


Figura 3.21 – Relação entre M_R e CBR para solos argilosos (Fonte: MEDINA e PREUSSLER, 1980).

Ainda na tentativa de se obter alguma correlação, alguns estudos foram realizados considerando também o estado de tensões, além dos valores de CBR, para a determinação do módulo de resiliência. RADA & WITCZAK (1981) e CARDOSO (1988) propuseram equações incluindo esses parâmetros de tensão. Os primeiros indicaram uma equação (ver equação 3.26) que teve como base vários ensaios triaxiais, mas somente aplicada para dois estados de tensão ($\theta = 69$ e 690 KPa). Isto é, apesar da grande quantidade de ensaios, existe um grande intervalo sem investigação.

$$M_R = (490 \cdot \log \theta - 243) \cdot \text{CBR} \quad (3.26)$$

Onde:

M_R = módulo de resiliência (psi);

θ = primeiro invariante de tensão (psi);

CBR = Índice de Suporte Califórnia (%).

Já CARDOSO (1988) acrescentou a tensão principal maior (σ_1), além do primeiro invariante de tensão (θ), na sua expressão para correlacionar o módulo de resiliência com o CBR, conforme mostra a expressão 3.27. Esta expressão, que foi desenvolvida especificamente para os solos lateríticos de Brasília, apresentou uma boa correlação entre esses dois parâmetros ($R^2 = 0,92$).

$$M_R = \frac{179,0412 \cdot \text{CBR}^{1,08774} \cdot e^{1,43833}}{\theta_1^{1,18598}} \quad (3.27)$$

Onde:

MR = módulo de resiliência (psi);

θ = primeiro invariante de tensão (psi);

σ_1 = tensão principal maior (psi);

CBR = Índice de Suporte Califórnia (%).

ZAMAN *et al.* (1994) também propuseram uma correlação entre o módulo e o CBR, ao estudar as características resilientes de seis materiais granulares mais utilizados nas camadas de pavimentos de rodovias, em Oklahoma. Os autores justificaram este tipo de correlação citando que CBR é muito usado como um indicador das características de resistência dos solos, e sua correlação com o módulo de resiliência pode ser bastante útil na prática.

A correlação apresentada por ZAMAN *et al.* (1994) foi estabelecida usando uma média de valores do módulo para quatro níveis de θ (14, 20, 30 e 100 psi), variando em função do parâmetro B (ver Tabela 3.8), conforme mostra a expressão 3.28.

$$M_R = B \cdot \text{CBR} \quad (3.28)$$

Onde:

MR = módulo de resiliência (psi);

B = variável obtida para cada tipo de material (parâmetro de regressão);

CBR = Índice de Suporte Califórnia (%).

Tabela 3.8 – Variável B para os seis diferentes materiais estudados, considerando os diferentes níveis de θ (ZAMAN *et al.*, 1994).

Localidades	CBR	Primeiro Invariante de Tensão (σ_1), em psi.			
		100	30	20	14
Comanche	67	423	243	174	165
Cherokee	132	181	106	96	88
Creek	116	226	156	112	97
Choctaw	284	78	38	26	25
Johnston	226	101	50	42	38
Murray	150	164	91	72	65
Média	132	193	96	82	74

Nesse estudo, os pesquisadores concluíram que a correlação do módulo de resiliência com a coesão e ângulo de atrito é melhor do que com o CBR. A provável explicação para isso seria a maior similaridade, quanto às características das deformações, que tem o ensaio de compressão triaxial com o ensaio do módulo, diferentemente do ensaio de CBR.

Muitos outros estudos foram realizados com o objetivo de correlacionar esses dois parâmetros, nos quais resultaram diversas equações. WITCZAK *et al.* (1995) relacionaram algumas dessas equações, que são descritas na Tabela 3.9 a seguir.

Tabela 3.9 – Correlações entre M_R e CBR (WITCZAK *et al.*, 1995).

Autores	Equações $M_R = f(\text{CBR}) \otimes \text{psi}$
Heukelom e Foster (1960)	$M_R = 1500.CBR$
Green e Hall (1975)	$M_R = 5409.CBR^{0,711}$
South African C.S.I. Research (CSIR)	$M_R = 3000.CBR^{0,65}$
Lister (1987)	$M_R = 2555.CBR^{0,64}$

3.9 ALGUNS ESTUDOS SOBRE A RESILIÊNCIA DE SOLOS DO ESTADO DO CEARÁ

O estudo da resiliência ainda é recente no Estado do Ceará. No entanto, alguns trabalhos já foram feitos para se conhecer melhor o potencial de uso dos solos do Estado, no que se refere às propriedades resilientes, com vistas à aplicação desses materiais em pavimentos.

CUNTO (1998) investigou as características resilientes dos solos de duas jazidas que foram utilizadas na construção da CE-085, uma das principais rodovias turísticas do Ceará. Uma das jazidas (areia argilosa) foi aplicada na camada de sub-base, e a outra (mistura arenosa) foi utilizada na base do pavimento da rodovia. Destacam-se, nessa pesquisa, os resultados quanto aos modelos avaliados nas análises dos módulos e o fato de que o acréscimo de energia aumentou os valores dos módulos de resiliência. Segundo o autor, o modelo composto foi o que melhor representou o comportamento resiliente dos solos estudados. Além de levar em consideração a influência de um estado de tensão mais abrangente, este modelo apresentou os maiores coeficientes de correlação (R^2) entre as equações analisadas.

CHAVES (2000) fez ensaios triaxiais dinâmicos para nove solos pertencentes à formação Barreiras na Região Metropolitana de Fortaleza – RMF, no Estado do Ceará, utilizando as energias de compactação normal e intermediária. Esse estudo teve como objetivo a caracterização geotécnica desses materiais, no qual verifica-se a possibilidade de serem aplicados em camadas de base e sub-base de pavimentos. O pesquisador mostrou que a tendência dos valores dos módulos, em relação ao acréscimo de energia, variou de uma amostra para outra. Enquanto para algumas amostras os módulos de resiliência subiram, para outras eles tiveram uma pequena redução, ou quase não sofreram alteração.

BENEVIDES (2000) também realizou ensaios triaxiais dinâmicos para solos do Estado do Ceará, com o objetivo de comparar os métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis empírico do DNER e da resiliência da COPPE/UFRJ. Para tal, foram determinados os módulos de resiliência de amostras retiradas das camadas de base, sub-base e subleito de três rodovias do Estado do Ceará: CE-060, trecho Pajuçara-Pacatuba; CE-060, trecho Messejana-Aquiraz e BR-116, trecho Fortaleza-Pacajus.

Nesse trabalho, a energia intermodificada foi utilizada nas amostras coletadas no trecho de Pajuçara-Pacatuba, tanto nos ensaios de CBR como nos ensaios de módulo de resiliência, em virtude dessa energia ter sido aplicada na construção da base do pavimento desse trecho rodoviário (ver Tabela 3.10). O autor também comentou o fato de que alguns valores de módulos referentes às camadas de sub-base, ou mesmo de subleito, foram maiores do que os mesmos obtidos para as camadas de base.

Tabela 3.10 – Equações do módulo de resiliência, CBR, umidade ótima e a energia de compactação aplicadas para as amostras da CE-060, trecho: Pajuçara-Pacatuba (BENEVIDES, 2000).

Camada	Composição	$h_{ót.}$ (%)	CBR (%)	M_R (kgf/cm ²)	R^2	Energia
Base	Solo-brita (60-40)%	4,4	84,5	$4.893,4 \sigma_3^{0,3021}$	0,62	Intermodificada
Sub-base	Solo	5,5	57,0	$4.114,1 \sigma_3^{0,4688}$	0,79	Intermediária
Subleito	Solo	10,8	9,0	$4.969,4 \sigma_3^{0,3484}$	0,85	Normal

SOARES *et al.* (2000) também realizaram estudos para avaliar os módulos de resiliência referentes às camadas dos pavimentos de duas rodovias do Estado do Ceará, como parte de um projeto de restauração em que foram empregados vários métodos de análises de dimensionamento. Os pesquisadores investigaram a alternativa de fresar o revestimento existente, em areia asfalto usinado à quente – AAUQ, e incorporá-lo à base integrante do pavimento, com a finalidade de verificar o efeito da incorporação do material fresado nos valores dos módulos de resiliência. Também foi estudada a alternativa da adição de cimento ou brita ao material composto pela base existente e o AAUQ fresado. Os resultados dessa pesquisa mostraram que não houve muita alteração, quanto à resiliência dos materiais estudados, com a incorporação do AAUQ fresado, ou com a adição de brita ou de cimento, na base existente.

A Figura 3.22 apresenta um gráfico elaborado por SOARES *et al.* (2000), que mostra a pequena variação do módulo de resiliência com a tensão confinante para um

dos segmentos rodoviários estudados. Esse gráfico foi o que apresentou a menor variação entre todos os outros gráficos obtidos para cada segmento analisado e mostra essa relação, entre o módulo e a tensão confinante, para cada uma das cinco alternativas consideradas nesse trabalho: na primeira considera-se somente a base existente; na segunda estuda-se o material composto pela base existente e o AAUQ fresado; nas demais alternativas utiliza-se esse material (base + AAUQ fresado) e adiciona-se brita (20 e 40%) ou cimento (2%).

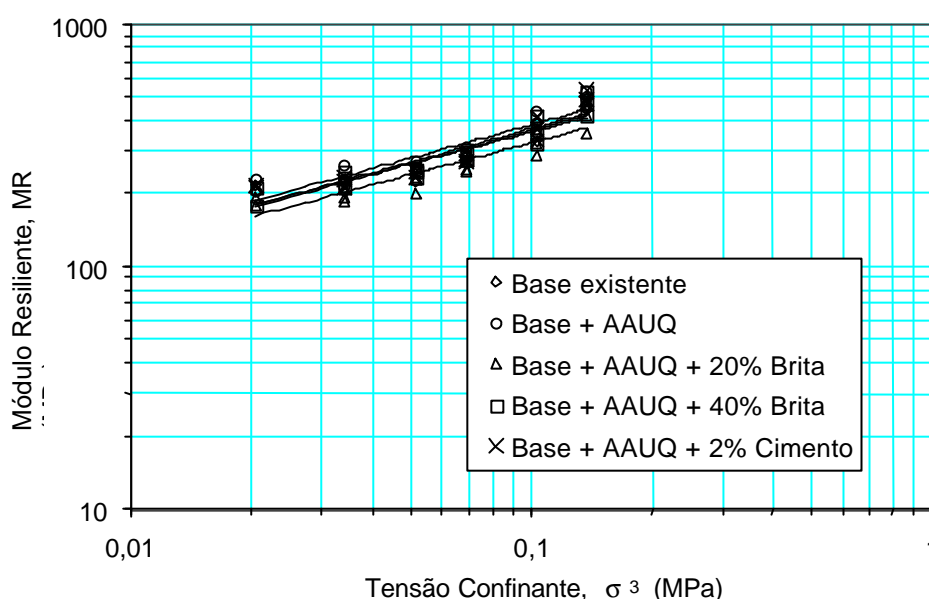


Figura 3.22 – Variação dos módulos de resiliência com a tensão confinante para um dos segmentos rodoviários estudados por SOARES *et al.*(2000).

PESSOA CABRAL (2005) fez diversos ensaios triaxiais dinâmicos com amostras indeformadas, retiradas da Região Metropolitana de Fortaleza, com o objetivo de verificar a existência da anisotropia desses materiais, quando aplicados como subleito de um pavimento rodoviário. Nessa pesquisa, a anisotropia, que pode ser definida como variabilidade do módulo de resiliência que ocorre mais intensamente numa direção do que em outra, foi verificada especificamente para as direções vertical e horizontal. O autor verificou a existência de anisotropia nas amostras estudadas, em que se observou módulos de resiliência mais elevados para a direção vertical, quando

comparados com os da direção horizontal e que a diferença entre esses dois módulos aumenta com o acréscimo da tensão confinante ou da tensão desvio.

CAPÍTULO 4

CARACTERÍSTICAS GEOAMBIENTAIS DO ESTADO DO CEARÁ

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

As informações contidas nesse capítulo se baseiam nas publicações da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária – EMBRAPA (1973), através do Levantamento Exploratório – Reconhecimento do Solos do Estado do Ceará, e EMBRAPA (1999), com o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos; na Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE (2005) e em dados fornecidos pela Fundação Instituto de Planejamento do Estado do Ceará – IPLANCE (1997), atual Instituto de Pesquisa e Estratégia Econômica do Ceará – IPECE, e pela Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos – FUNCEME (2005).

O Estado do Ceará está localizado na região nordeste do Brasil, um pouco abaixo da linha do Equador, e corresponde a uma área de 148.828,6 km². A população do Estado é de 7,43 milhões de habitantes, de acordo com o último Censo Demográfico realizado em 2000, e irregularmente distribuída, com forte contraste entre zonas de fraca e intensa concentração demográfica (IBGE, 2005).

De um modo geral, a geologia do Estado do Ceará está dividida em rochas cristalinas e sedimentares. As rochas cristalinas ocupam uma área de 111.604 km², que representam 75,4% do território cearense, e as sedimentares ocupam uma área bem menor, com 36.412 km², que corresponde a 24,6% do Estado.

Quanto ao regime térmico do Ceará, o Estado caracteriza-se por ter elevadas temperaturas, em virtude de estar próximo à linha do Equador, e baixas amplitudes térmicas anuais, em torno de 5°C. As variações térmicas, juntamente com uma combinação de fatores relacionados com o relevo, proximidade do mar e a dinâmica atmosférica, permitem a identificação de três regiões distintas, no que se refere às características geoambientais do Estado do Ceará; o sertão, de clima semi-árido e com predominância da vegetação de caatinga, ocupa a maior parte do território cearense,

com 57%; a faixa litorânea, com 573 km de extensão, uma das maiores do país, e finalmente a região das serras, que sofre uma influência direta da altitude e do relevo, concentrando as temperaturas mais baixas do Estado, com médias anuais situadas entre 22 e 26°C (IPLANCE, 1997).

4.2 CLIMA

De clima semi-árido, o interior do Estado do Ceará se caracteriza pela escassez de precipitações. Em alguns locais, a pluviosidade chega a menos de 600 mm anuais, que também está sujeita a um regime irregular de chuvas.

As precipitações mais elevadas e melhor distribuídas, segundo a análise dos dados pluviométricos da FUNCEME (2005), ocorrem no litoral e nas regiões serranas. À medida que se penetra no interior do Estado as precipitações vão decrescendo, exceto para as regiões do Estado que sofrem influências orográficas, como é o caso da região do Cariri e Serra do Pereiro.

No litoral, as precipitações se concentram de forma significativa nos meses de março e abril, e as médias anuais de chuvas nessa área alcançam os valores de 1.000 a 1.250 mm. Os períodos da estação chuvosa e de seca, ao longo do ano, têm aproximadamente as mesmas durações em toda essa faixa litorânea. Como no período de seca geralmente ocorrem chuvas esparsas, durante quase todo o ano, o solo ainda consegue sustentar um certo teor de umidade mínimo, capaz de manter a sobrevivência das vegetações típicas dessas regiões do litoral.

4.3 GEOMORFOLOGIA E RELEVO

No Estado do Ceará é possível se identificar unidades morfológicas bem diferenciadas, como a planície litorânea, os glaciais pré-litorâneos, os planaltos sedimentares, os maciços residuais e as depressões sertanejas.

A planície litorânea acompanha os contornos da orla marítima. Nas proximidades da linha da costa, onde a dinâmica eólica é mais intensa, há uma predominância das dunas móveis. Em geral, após essas dunas móveis, à retaguarda,

encontram-se as dunas estacionárias, que são fixadas com o auxílio da vegetação pioneira que impede o trabalho do vento. Toda essa faixa de dunas só é interrompida pela presença de planícies fluviais e flúvio-marinhas ou pela penetração dos sedimentos mais antigos da Formação Barreiras até o mar.

Os glacis pré-litorâneos compreendem um glacis de deposição que tem seu início do interior para o litoral de forma gradativa. Glacis é uma denominação usada para taludes de fraco declive (GUERRA, 1997), que no presente caso é constituído por sedimentos da Formação Barreiras. A Figura 4.1 mostra um desenho esquemático que ilustra uma pedimentação, que é uma espécie de aplainamento de uma superfície por um sistema de erosão, devido à ação de um clima árido quente ou semi-árido. Esta é uma formação muito comum no nordeste do Brasil. Os rios, ao transportarem os materiais (detritos) pela força das águas, fazem um lençol em forma de um grande leque, que constituirá o chamado glacis de erosão. No entanto, uma parte desse material será transportado mais para baixo, dando origem a uma planície de aluviões denominada de glacis de sedimentação. Nessas planícies podem-se encontrar depressões, nas quais se acumulam águas de caráter permanente ou temporário, que são típicas do clima semi-árido.

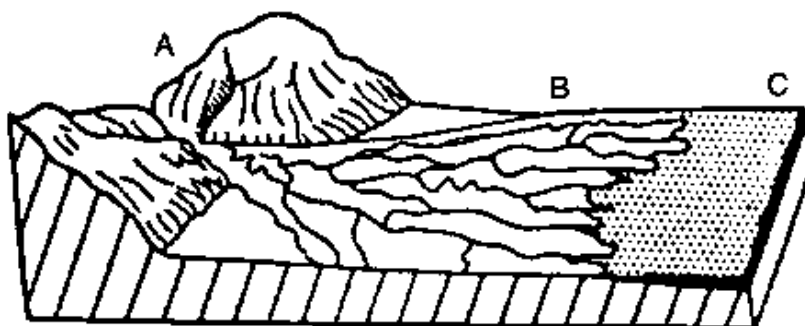


Figura 4.1 – Desenho esquemático de uma pedimentação. Na zona A, verifica-se o domínio da erosão vertical, na zona B o da erosão lateral (glacis de erosão) e na zona C, glacis de sedimentação (GUERRA, 1997).

Destacam-se como unidades mais representativas dos planaltos sedimentares as Chapadas da Ibiapaba (limite entre o Ceará e o Piauí), do Araripe (ao sul, fronteira com Pernambuco) e do Apodi (limite com Rio Grande do Norte). As chapadas são elevações tabulares que ocupam grande extensão territorial.

O relevo Chapada da Ibiapaba tem uma altitude média de 750 m. Enquanto sua vertente para leste é muito íngreme, para oeste os sedimentos se acomodaram de forma suave, com declive não superior a 5°. Os níveis altimétricos da Chapada do Araripe, por sua vez, variam em torno de 800 a 900 m, com topografia bastante uniforme. As condições de morfogênese química no Araripe ocorrem na encosta, favorecendo a formação de brejos de encosta e de pé-de-serra, o que não acontece na Ibiapaba, onde essas condições se dão no topo, proporcionando o típico brejo de cimeira. Já a Chapada do Apodi é o mais rebaixado dos planaltos sedimentares do Ceará, cuja altitude não ultrapassa 250 m, com relevo bastante regular.

Quanto aos maciços residuais, estes compreendem as serras cristalinas que apresentam extensões muito variadas e altitudes que oscilam entre 400 e 1.000 m. Os maiores maciços como Baturité, Maranguape, Meruoca, entre outras, formam verdadeiros oásis dentro do sertão cearense.

As depressões sertanejas correspondem às áreas com altimetria não superiores a 400 m e que se situam nas regiões não preenchidas pelos maciços cristalinos e os planaltos sedimentares. Por conta da altitude reduzida, essas áreas são as que mais sofrem os efeitos do clima semi-árido. A morfologia das depressões sertanejas, cujas litologias são representadas pelas rochas do Pré-Cambriano Superior e do Pré-Cambriano Indiviso, torna-se evidente através de amplas rampas pedimentadas, que se inicia na base dos maciços ou planaltos, com caimento na direção do litoral.

O pico culminante do Ceará é o Pico do Oeste, com 1.145 m de altitude, situado na Serra das Matas, no limite entre Santa Quitéria e Monsenhor Tabosa. O segundo é o Pico Alto, que se localiza em Guaramiranga, com 1.114m.

4.4 HIDROGRAFIA

O principal rio do Estado é o Jaguaribe, cuja bacia hidrográfica abrange todo o sul, o centro e o leste do Ceará. O norte é drenado por rios independentes de menor porte, entre os quais o Acaraú, o Coreaú e o Aracatiaçu são os mais importantes. Com exceção do Rio Jaguaribe, que foi perenizado, todos os demais rios do Ceará são temporários. Nos períodos de chuva, o escoamento nos leitos dos rios são de grande volume, mas logo após o fim das precipitações, secam rapidamente, principalmente nos rios com bacias sobre rochas cristalinas.

O regime hidrológico do Ceará é fortemente influenciado pela pluviometria e pelas condições geológicas das áreas onde se situam as diversas bacias hidrográficas. Assim, os recursos hídricos estão diretamente relacionados à escassez e irregularidade de chuvas, associado ao fato de que a geologia cearense está representada, em quase todo o seu território, por rochas cristalinas, sendo apenas uma pequena parte por rochas sedimentares. Estas últimas favorecem o armazenamento d'água que são de grande importância nos períodos de recessão pluviométrica.

O Estado do Ceará está dividido em 11 bacias hidrográficas: bacia do Jaguaribe (que se subdivide em 5 sub-bacias), bacia do Acaraú, bacia do Curu, bacia do Parnaíba, bacia Metropolitana, bacia do Coreaú e bacia do Litoral. A Figura 4.2 mostra essas bacias no mapa do Estado do Ceará (COGERH, 2005).

a) Bacia do Jaguaribe. Esta bacia está subdividida em 5 sub-bacias:

- bacia do Alto Jaguaribe. Situa-se à montante do açude Orós e abrange uma área de 24.538 km², correspondendo a 16,7% do Estado do Ceará. Esta bacia se caracteriza por não ter escoamento perene, com declividade média em torno de 0,06%;
- bacia do Médio Jaguaribe. Com uma área de 10.509 km², esta bacia está localizada entre a barragem do açude Orós e a ponte sobre o Rio Jaguaribe (BR-116), na localidade de Peixe Gordo. Devida à perenização do Rio Jaguaribe, essa bacia hidrográfica apresenta um grande potencial para irrigação;



Figura 4.2 – Ilustração das bacias hidrográficas no mapa do Ceará (Fonte: COGERH, 2005).

- bacia do Baixo Jaguaribe. Estende-se desde a ponte sobre o Rio Jaguaribe, na BR-116, até sua foz, englobando uma área de 4.970 km². Nesta bacia existe o predomínio dos terrenos sedimentares sobre os cristalinos;
 - bacia do Banabuiú. Com 19.810 km² de área, esta bacia é drenada pelo rio Banabuiú que se estende por 314 km, no sentido oeste-leste, e com 96% de sua área sobre rochas cristalinas;
 - bacia do Salgado. É drenada pelo Rio Salgado, que percorre 308,2 km, no sentido norte-sul, de suas nascentes até sua foz, no Rio Jaguaribe. Sua área é de 12.216 km².
- b) Bacia do Acaraú. Drenada pelo Rio Acaraú, que tem origem na Serra das Matas, em altitudes maiores do que 500 m, esta bacia tem aproximadamente 14.000 km² de área, representando cerca de 10% da área do Estado.
- c) Bacia do Curu. Com 250 km de extensão, o Rio Curu é o mais importante rio desta bacia hidrográfica, que corresponde a uma área de 9.000 km². Seus principais afluentes são os Rios Canindé, Capitão-Mor e Caxitoré.

- d) Bacia do Parnaíba. Esta bacia abrange os Estados do Ceará e Piauí. A parte que está inserida no Ceará é a sub-bacia do Poti, com cerca de 8.000 km² de área. O Rio Poti tem sua origem no Ceará e segue em direção ao Estado do Piauí, onde deságua no Rio Parnaíba através do Boqueirão do Poti.
- e) Bacia Metropolitana. É formada pelos rios do litoral, dentre os quais os de mais importância são os rios Pacoti, Choro e Pirangi. Sua área é de 15.085 km².
- f) Bacia do Coreaú. Bacia drenada pelo rio de mesmo nome, que tem sua nascente nas serras de Meruoca e Ibiapaba, e se limita a oeste pelo Estado do Piauí. A área desta bacia hidrográfica gira em torno de 10.500 km².
- g) Bacia do Litoral. Com área aproximada de 8.619 km², esta bacia é composta pelos rios Aracatiaçu, Mundaú, Aracati-Mirim, Trairi e Zumbi.

4.5 VEGETAÇÃO

A vegetação do Ceará pode ser dividida em 11 unidades distintas: complexo de vegetação litorânea, floresta subperenifólia tropical plúvio-nebular, floresta subcaducifólia tropical pluvial, floresta caducifólia espinhosa, caatinga arbustiva densa e aberta, carrasco, floresta perenifólia paludosa marítima, floresta mista dicótilo-palmácea, floresta subcaducifólia tropical xeromorfa e cerrado.

O complexo de vegetação litorânea correspondem às zonas de tabuleiros litorâneos, dunas e mangues.

Os tabuleiros são planaltos pouco elevados, arenosos e de vegetação rala. As espécies principais encontradas são: pau d'arco roxo (*tabebuia avellanedae*), caraíba (*tabebuia caraíba*), arapiroca (*pithecellobium foliolosum*), freijó (*cordia trichotoma*), angelim (*andira retusa*) e cajueiro (*Ana cardium*).

A vegetação de dunas é caracterizada pela predominância de coqueiros nas praias e pelas espécies como salsa-da-praia (*ipomoea pés-caprae*), bredo-da-praia (*iresine portulacoides*), capim-da-praia (*paspalum vaginatum*), cipó-da-praia (*remirea marítima*), murici (*byrsonima cericea*), entre outras.

A vegetação de mangue se encontra em regiões sob influência das marés. São constituídas por espécies adaptadas à salinidade (*halófita*), com porte arbóreo ou

arbustivo e muito pobres em variedade. As principais são o mangue vermelho (*Rhizophora mangle*), o mangue branco (*Laguncularia racemosa*), o mangue siriúba (*Avicennia nitida*) e o mangue brotão (*Conocarpus erecta*).

A floresta subperenifólia tropical plúvio-nebular (matas úmidas) localiza-se nos relevos mais elevados das serras cristalinas e vertentes superiores. As espécies mais importantes são: turubá (*Lucuma grandiflora*), jatobá (*Hymenaea courbaril*), maçaranduba (*Manilkara rufula*), potumuju (*Centrolobium robustum*), babaçu (*Orbignya martiana*) e pijoá (*Basiloxylum brasiliensis*).

A floresta subcaducifólia tropical pluvial (matas secas) corresponde aos níveis inferiores dos relevos cristalinos. Esta vegetação, que apresenta um porte intermediário entre a floresta úmida e a caatinga, também recobre os relevos cristalinos mais baixos, como os serrotes e as vertentes de níveis tabulares menos atingidas pelas águas das chuvas. Podem ser encontradas as seguintes espécies: angico-vermelho (*Anadenanthera macrocarpa*), aroeira (*Astronium urundeuva*), catolé (*Syagrus comosa*), gonçalo-alves (*Astronium fraxinifolium*), mulungu (*Erythrina velutina*) e sipaúba (*Thiloua glaucocarpa*).

A floresta caducifólia espinhosa corresponde à caatinga arbórea, que é uma vegetação xerófila que ocorre no clima semi-árido. Esta espécie apresenta-se sob várias formas, desde árvores altas, com 20 m de altura e de caules retilíneos, até pequenos arbustos. As mais encontradas são: braúna (*Schinopsis brasiliensis*), aroeira (*Astronium urundeuva*), angico-vermelho (*Anadenanthera macrocarpa*), jurema (*Mimosa hostilis*), catingueira (*Caesalpinia bracteosa*), sabiá (*Mimosa caesalpinifolia*), marmeleiro-preto (*Cróton sonderianus*) e mandacaru (*Cereus jamacaru*).

O carrasco é uma vegetação xerófila com características bem diferentes, que são encontradas sobre o reverso do planalto da Ibiapada e no sul da Chapada do Araripe. É arbustiva densa que possui caules finos e muitas vezes cespitosos. Na composição da flora estão presentes espécies de caatinga, de cerrado e de mata.

A floresta perenifólia paludosa marítima é composta por espécies típicas das áreas de mangue que são inundadas pelas águas do mar. Como a presença da água salobra não permite o crescimento da maioria das plantas, somente algumas espécies como o mangue vermelho (*Rhizophora mangle*), o mangue branco (*Laguncularia*

racemosa), mangue siriúba (*avicennia nitida*) e mangue brotão (*conocarpus erecta*). sobrevivem nesse ambiente.

A floresta mista dicótilo-palmácea corresponde à vegetação típica das planícies aluviais, que são constituídas, muitas vezes, de solos halomórficos muito comuns no clima semi-árido. Nesses locais, a carnaúba (*copernicia prunifera*) encontra seu habitat ideal para seu crescimento e sobrevivência. Esta palmeira endêmica da região nordeste geralmente vive em associação com outras espécies como mulungu (*erithrina velutina*), juazeiro (*zizphus joazeiro*), oiticica (*licania rígida*) e ingá-bravo (*lonchocarpus sericeus*).

A floresta subcaducifólia tropical xeromorfa desenvolve-se sobre a Chapada do Araripe, em altitudes em torno de 800 m. Conhecida como cerradão, essa vegetação tem como características as cascas suberosas e as folhas largas. As espécies principais são: pequi (*caryocar coriaceum*), visgueiro (*parkia platycephala*), acende-candeia (*plathynmenia foliosa*), angelim (*lonchocarpus araripensis*) e murici (*byrsonima cerícea*).

Os cerrados compreendem uma antiga cobertura vegetal que sofreu alterações ao longo do tempo em consequência de modificações pedológicas e climáticas. Esse tipo de vegetação ocorre como manchas esparsas localizadas entre as áreas de caatinga, tanto sobre os tabuleiros litorâneos como sobre o próprio sertão do Ceará. Entre as espécies destacam-se a sambaíba (*curatella americana*), o carvoeiro (*callisthene fasciculada*), cajui (*anacardium microcarpum*) e faveira (*dimorphandra gardneriana*).

4.6 PEDOLOGIA

A pedologia tem como objetivo o estudo dos solos, em particular a sua formação e classificação, considerando a ação dos agentes climatológicos. Os conhecimentos pedológicos vão se mostrando de grande interesse nos problemas de pavimentação (CAPUTO, 1996).

A partir de 1999, entrou em vigor o novo Sistema Brasileiro de Classificação de Solos publicado pela EMBRAPA (1999). Essa nova classificação fez algumas alterações no sistema de classificação anterior, que foi estruturado, de forma

descendente, em seis níveis categóricos: ordem, subordem, grande grupo, subgrupo, família e série. O nível categórico superior ficou dividido em 14 ordens, cujas nomenclaturas tiveram algumas alterações em relação à classificação anterior. Na nova nomenclatura, particularmente no que se refere aos tipos de solos do Ceará, os solos podzólicos passaram a ser chamados de argissolos, os solos do tipo bruno não cálcico ficaram na classe dos luvisolos crômicos e as areias quartzosas, assim como os solos litólicos, entraram para a classe dos neossolos (PRADO, 2003).

As principais classes pedológicas existentes no Estado do Ceará, segundo IPLANCE (1997), são os latossolos, os podzólicos vermelho-amarelo eutrófico e distrófico (argissolos), os brunos não cálcicos (luvisolos) e os planossolos solódicos, areias quartzosas distróficas e marinhas e litólicos eutróficos e distróficos (neossolos). A Figura 4.3 mostra o mapa pedológico do Estado do Ceará.

O conceito de saturação por bases (V%) é muito importante em pedologia por ser utilizado para classificar os solos em distróficos (saturação de bases baixa, $V < 50$) e eutróficos (saturação de bases média e alta, $V > 50$). A saturação por bases (V%) é uma definição química e refere-se a uma concentração percentual de cátions básicos trocáveis em relação à sua capacidade total de troca catiônica (EMBRAPA, 1999). Conquanto que a concentração de sódio seja pequena, a fertilidade de um determinado solo é tanto maior quanto maior for a saturação por bases desse solo.

4.6.1 Latossolo Vermelho-Amarelo e Vermelho-Escuro

Esta classe agrupa os solos com horizonte B latossólico, não hidromórficos. Apresentam avançado grau de intemperismo, onde predominam as frações areia e/ou argila, sendo de textura média, raramente cascalhenta, com teores de silte geralmente baixos. São solos muito porosos e friáveis, quando úmidos, e fortemente drenados, com ausência ou ínfima quantidade de minerais primários decomponíveis. Os teores de óxido de ferro são elevados, que são associados às cores intermediárias entre o vermelho e o amarelo. Estes solos são, em geral, ácidos e possuem baixa soma de bases trocáveis. Os perfis são geralmente profundos a muito profundos, do tipo ABC, com pouca diferenciação entre os horizontes.

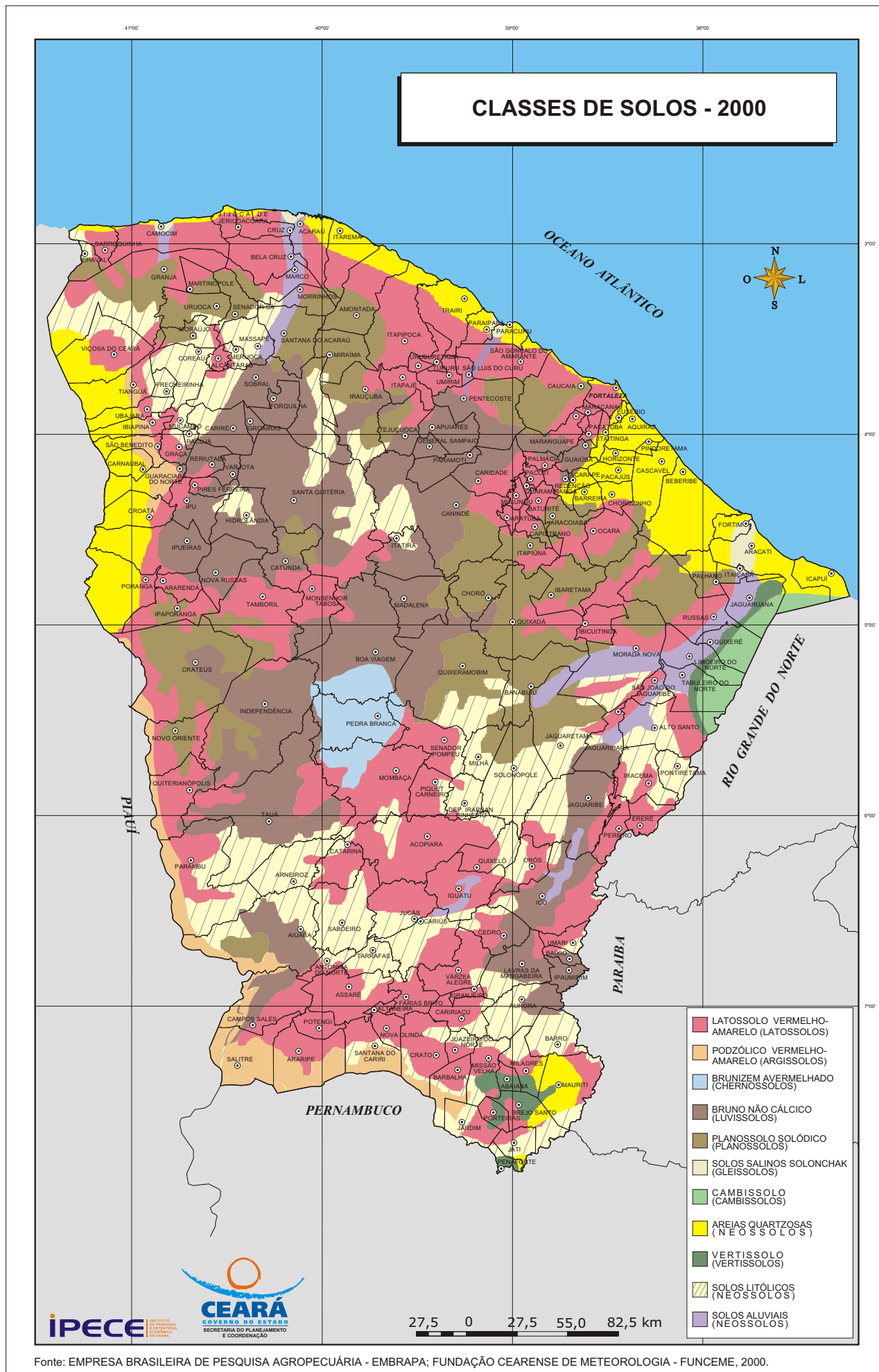


Figura 4.3 – Mapa pedológico do Estado do Ceará (Fonte: IPLANCE, 1997).

No Estado do Ceará, os solos dessa classe são predominantemente distróficos, ocorrendo muito raramente, solos eutróficos. Estes se localizam na área semi-árida, principalmente na Chapada do Apodi. Os solos distróficos dessa classe se situam com maior intensidade na Ibiapaba e na Chapada do Araripe.

4.6.2 Podzólicos Vermelho-Amarelo Eutrófico e Distrófico (Argissolos)

São os solos profundos a moderadamente profundos (raramente rasos), porosos e bem drenados, com textura variando de média a argilosa e com cores variando entre o vermelho e o amarelo. Possuem seqüência de horizontes A, Bt e C. Os perfis são bem diferenciados, podendo ter saturação por bases baixa e de média a alta, isto é, distrófico e eutrófico, respectivamente. Em geral, estes solos, quando eutróficos, possuem bom potencial agrícola, em que normalmente se cultiva, no Estado do Ceará, a mandioca, o milho e o feijão, além do cajueiro, o algodão e pasto para a pecuária. Nos podzólicos distróficos recomenda-se o uso de fertilizantes e de corretivos quanto à acidez, tendo em vista que estes solos são bastante ácidos e com baixa fertilidade natural.

Os solos podzólicos (argissolos) estão mais concentradas no sertão (Acopiara, Piquet Carneiro, Monsenhor Tabosa), na Serra de Baturité, algumas áreas da região do Cariri (Granjeiro, Várzea Alegre, Farias Brito e Juazeiro do Norte), regiões da Serra Grande, e algumas pequenas áreas mais próximas do litoral (Maranguape).

4.6.3 Bruno não Cálcico (Luvisolos)

Os solos dessa classe possuem perfis do tipo ABC, com transição A/B normalmente plana e abrupta, e às vezes, plana e clara. São solos geralmente rasos ou pouco profundos, de 30 a 90 cm de espessura, com textura arenosa ou média no horizonte A, de coloração Bruna, e predominantemente argilosa no horizonte B, de coloração avermelhada.

Por estes solos apresentarem saturação por bases alta e serem moderadamente ácidos ou praticamente neutros, são solos com alta fertilidade natural. Também são muito susceptíveis à erosão.

Os solos bruno não cálcico (luvisolos) estão espalhadas por todo o sertão (Quixeramobim, Jaguaribe, Santa Quitéria e Tauá) e são muito aproveitados para pecuária extensiva no Estado do Ceará. São comuns, também, as culturas de algodão e pequenas culturas de subsistência, como as de milho e algodão.

4.6.4 Planossolo Solódico (Planossolos)

Compreende os solos geralmente rasos, de textura arenosa no horizonte A e média ou argilosa no horizonte B, com transição A/B normalmente plana e abrupta ou clara. São solos ácidos (moderado a forte) e com alta saturação por bases ($V > 50$). Possuem más condições físicas, apresentam forte susceptibilidade à erosão, e normalmente apresentam problemas de falta de aeração ou excesso de água no período chuvoso e ressecamento na estação seca.

Apesar da elevada saturação por bases, a fertilidade natural desses solos são limitados pela alta concentração com sódio. Vegetações como a carnaúba são muito comuns nessas áreas, assim como o cultivo do algodão e pastagens para a pecuária.

Os planossolos estão presentes no sertão, como nas áreas próximas às cidades de Quixadá e Cratereús, e em algumas regiões em torno da faixa litorânea (municípios de Amontada, Granja, e entre São Gonçalo do Amarante e Maranguape)

4.6.5 Areias Quartzosas (Neossolos)

São solos profundos ou muito profundos, excessivamente drenados, fortes a moderadamente ácidos e de baixa fertilidade natural. Possuem baixos teores de argila e sem reserva de minerais primários, apresentando seqüência de horizontes AC, podendo se apresentar desprovidos do horizonte A, como em algumas zonas de dunas, principalmente as dunas móveis. Enquanto o horizonte A possui pouca espessura, de 10 a 20 cm, o C pode ser superior a 2,0 m.

De coloração bastante variada, desde vermelho até a coloração branca, os solos arenoquartzosos apresentam baixa saturação por bases, ou seja, distróficos, e são pouco aproveitados quanto ao uso agrícola, devido a baixa fertilidade natural e a textura muito arenosa. Destacam-se nesses solos, muito presentes no Litoral e na Serra de Ibiapaba, as

culturas do cajueiro e coqueiro na região do litoral, como também pequenas plantações de mandioca, batata-doce, etc.

4.6.6 Litólicos Eutróficos e Distróficos (Neossolos)

Compreende os solos rasos, pouco desenvolvidos, que possuem apenas um horizonte A assentado diretamente sobre a rocha (R) ou sobre um horizonte C de pouca espessura. A seqüência de horizontes são, portanto, A-C-R ou A-R, apesar de alguns locais apresentarem indícios da presença da formação de um horizonte B incipiente. O horizonte A tem uma espessura entre 10 e 50 cm e com textura variando de arenosa a siltosa, com cascalho ou mesmo cascalhenta, e podem ter caráter distrófico ou eutrófico. Por conta da pouca profundidade, estes solos são muito susceptíveis à erosão.

Quanto à atividade agrícola, o uso dos solos litólicos, seja distrófico ou eutrófico, é muito limitado em função não só da pedregosidade desses solos, mas também da deficiência d'água, do relevo, que geralmente é acidentado, da espessura reduzida e de sua susceptibilidade à erosão. Mesmo com todos esses fatores, ainda foram constatadas a presença de pequenas culturas, como milho, feijão e algodão.

Os solos litólicos eutróficos se encontram na região compreendida entre o Arneiroz, Saboeiro e Cariús, e também na região norte-oeste (Frecheirinha e Coreaú), próximo a Serra do Machado. Os distróficos ficam mais concentrados na região próxima à cidade de Solonópoles.

4.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesse capítulo foram apresentados alguns aspectos no que se refere às particularidades de solo, relevo, clima, hidrografia e vegetação do Estado do Ceará, com o objetivo de familiarizar o leitor com as principais características geoambientais da região em estudo. No capítulo seguinte serão abordados outros temas, como a seleção dos materiais estudados e os métodos empregados nos ensaios de laboratório necessários para a execução deste trabalho.

CAPÍTULO 5

MATERIAIS E MÉTODOS

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

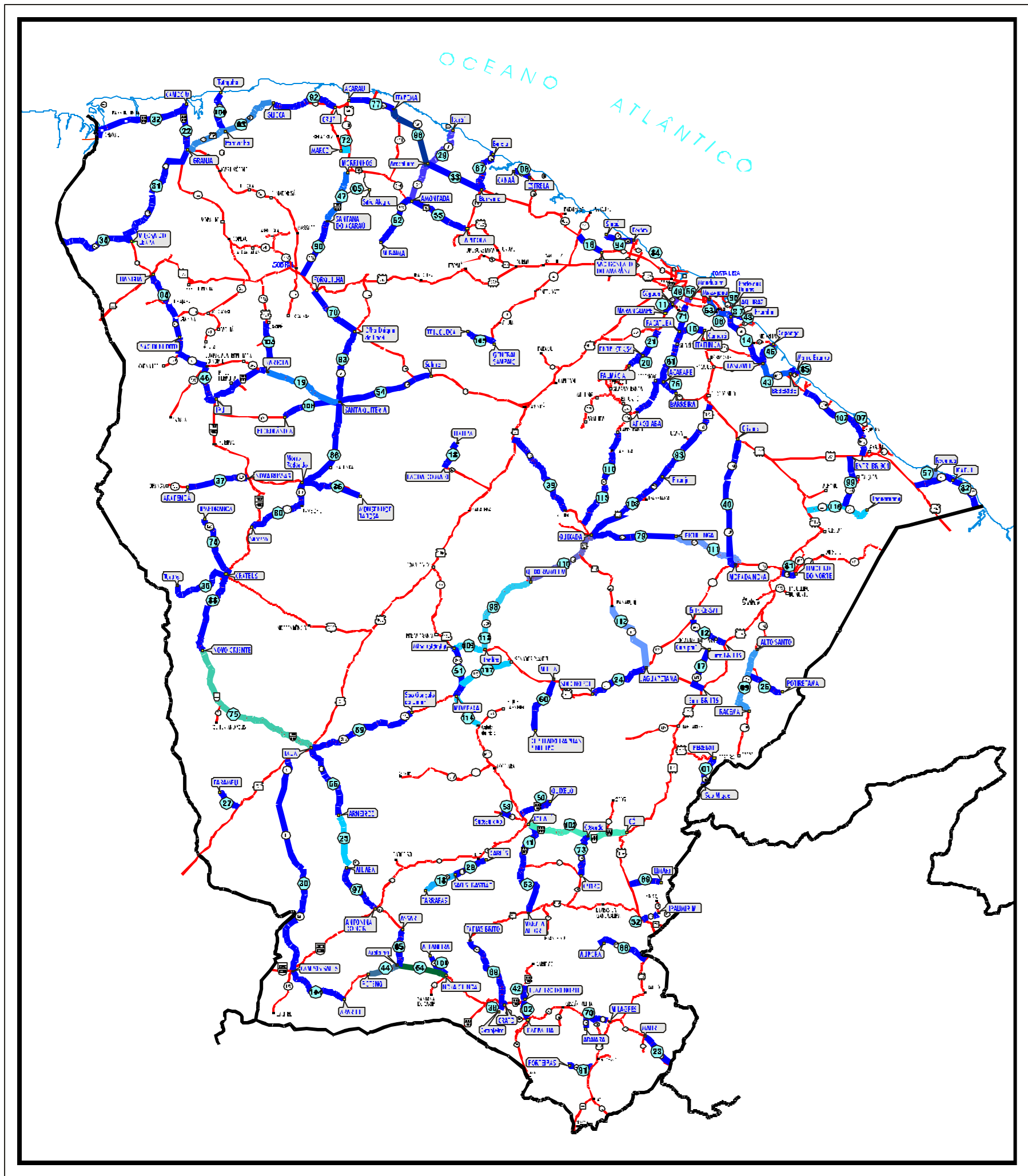
Este capítulo tem o objetivo de mostrar como as amostras foram selecionadas e quais os métodos que foram utilizados para caracterizar e estudar o comportamento desses solos em função das energias de compactação intermediária, intermodificada e modificada.

Para a escolha das amostras foi realizado, primeiramente, um diagnóstico preliminar dos principais solos utilizados em projetos rodoviários elaborados pelo DERT/CE. A partir desse diagnóstico, coletaram-se 11 solos que foram submetidos aos ensaios de caracterização (LL, IP e granulometria) e aos ensaios de compactação, CBR e resiliência, nas energias de compactação intermediária, intermodificada e modificada.

5.2 DIAGNÓSTICO PRELIMINAR DOS SOLOS QUE OCORREM NO ESTADO DO CEARÁ PARA APLICAÇÃO EM ENGENHARIA RODOVIÁRIA

O diagnóstico preliminar dos solos que ocorrem no Estado do Ceará para aplicação em engenharia rodoviária se fez necessário em face da ausência de informações sobre as propriedades geotécnicas desses materiais. Essa investigação foi de grande importância no que diz respeito ao conhecimento dos solos que já foram utilizados ou estudados em projetos rodoviários do DERT/CE, bem como para orientar a seleção das amostras que deveriam ser coletadas em campo.

Para a elaboração desse diagnóstico foram estudadas 494 jazidas pertencentes a 118 projetos rodoviários distribuídos em todo o Estado do Ceará (o mapa apresentado na Figura 5.1 mostra a localização dos trechos rodoviários correspondentes a esses projetos). A partir desses estudos, feitos por meio das pesquisas realizadas nos arquivos de projetos do DERT/CE, foram selecionadas 436 jazidas que tinham possibilidade de serem utilizadas em camadas de base de pavimentos (CBR acima de 25% com a



- | | | | | |
|--------------------------------------|---|------------------------------------|--|--------------------------------------|
| 1-CE-138; Pereiro SãoMiguel | 24-CE-371;Jaguaretama Solonópoles | 47-CE-178;Morrinho-S.doAcarau | 71-CE-060;Pajuçara-Pacatuba | 95- Acesso;AcessoaoBeachPark |
| 2-CE-096; Barbalha JuazeirodoNorte | 25-CE-176;Arneiroz Aiuaba | 48-Acesso;Aquiraz-Prainha | 72-CE-216/BR-402;Entr.CE-176-Marco | 96-CE-085;Aracatiara-Itarema |
| 3-CE-085;Gijoca-Parazinho-Granja | 26-CE-470;Entr.CE-138 Potiretama | 49-CE-065;AnelRodoviário-Cágado | 73-CE-153;Cedro-Cascudo | 97-CE-176;Aiuaba-AntoninaDoNorte |
| 4-CE-175;Tiangua-SãoBenedito | 27-CE-277;Entr.BR-020 Parambu | 50-CE-154;Entr.CE-060-Quixelô | 74-CE-189/BR-404;Crateús-Ipaporanga | 98-CE-060;Quixeramobim-Vinte |
| 5-Acesso;DistritodeSítioAlegre | 28-CE-375;Cariús SãoSebastião | 51-CE-060;Mineirolândia-Mombaça | 75-CE-187;NovoOriente-Tauá | 99-CE-123;Entr.BR-304-Entr.CE-263 |
| 6-CE-346;Estrela-Canaã | 29-CE-176;Icaraí Aracatiara Amontada | 52-CE-286;Entr.BR-116-Ipaumirim | 76-CE-354;Acarape-Barreira | 100-Acesso;Tatajuba-Parazinho |
| 7-CE-040;Entr.RecantodoJardim | 30-CE-187;Entr.BR-020 - CamposSales | 53-CE-021;Entr.CE-272-VárzeaAlegre | 77-CE-085;Acarau-Itarema | 101-CE-388;Altaneira-NovaOlinda |
| 8-Acesso;Entr.CE-040-Tapuio-BR-116 | 31-CE-085;Granja Viçosa | 54-CE-157;Salitre-SantaQuitéria | 78-CE-362;Forquilha-OlhoD'águaPajé | 102-CE-282;Icó-Iguatu |
| 9-CE-138;AltoSanto Iracema | 32-CE-085/BR-402;CamocimDivisaCE/Pi | 55-CE-016;Itapipoca-Amontada | 79-CE-046;Quixadá-Ibicuitinga | 103-CE-359;Pirangi-Quixadá |
| 10-AeroportoJuazeirodoNorte | 33-CE-085;Barrento Aracatiara | 56-CE-178;Tauá-Arneiroz | 80-CE-057;MorroRedondo-Sucesso | 104-CE-090;Araripe-CamposSales |
| 11-CE-065;Cágado Maranguape | 34-CE-232;Viçosa DivisaCE/Pi | 57-Acesso;Entr.CE-261-PraiaRedonda | 81-CE-265;Entr.BR-116-LimoeirodoNorte | 105-CE-253;GeneralSampaio-Tejuçuoca |
| 12-CE-269;Entr.CE-371-BR-116 | 35-CE-187; Crateús Tucuns | 58-Acesso;Sussuarana-AçudeTruçú | 82-CE-261;Icapuí-DivisaCE/RN | 106-CE-329/BR-403;Cariré-Ipu |
| 13-CE-341;LagoadoMato-Itatira | 36-CE-265; MorroRedondo-Mons.Tabosa | 59-CE-363;Tauá-SãoGonçaloUmari | 83-CE-176;OlhoD'águaPajé-S. Quitéria | 107-CE-040;Sucatinga-Entr.BR-304 |
| 14-CE-040;Cascavel Aquiraz | 37-CE-265;NovaRussas Ararendá | 60-Acesso;Milhã-Dep.I.Pinheiro | 84-Acesso;Cumbuco-LagoadoBanana | 108-CE-157;SantaQuitéria-Hidrolândia |
| 15-CE-350;Pacatuba Itaitinga | 38-Acesso;BR-230/Entr.CE-288(Granjeiro) | 61-CE-060;Pacatuba-Araçoiaba | 85-Acesso;Beberibe-MorroBranco | 109-CE-060;Entr.BR-226-Mineirolândia |
| 16-CE-085;Entr.CE-241-S.GAmarante | 39-CE-456;Entr.BR-020 - Choró | 62-CE-176;AmontadaMirafima | 86-CE-057;SantaQuitéria-MoroRedondo | 110-CE-021;Capistrano CE-044 |
| 17-Acesso;BR-116 PenínsulodoCurupati | 40-CE-138;Cristais MoradaNova | 63-CE-040;Messejana-Aquiraz | 87-CE-025;PortodasDunasPrainha | 111-CE-046;Ibicuitinga MoradaNova |
| 18-Acesso;São Sebastião Tarrafas | 41-CE-021;Entr.CE-184-Entr.CE-272 | 64-CE-090;NovaOlinda-Aratama | 88-CE-075;Crateús-NovooOriente | 112-CE-368;Jaguaretama-Banabuiú |
| 19-CE-366;SantaQuitéria Varjota | 41-Acesso;JuazeirodoNorte-PadreCícero | 65-CE-489;Assaré-Aratama | 89-CE-284;Entr.BR-116-Entr.CE-151(Umari) | 113-CE-021;Carauina-Mineirolândia |
| 20-CE-065;Entr.CE-354 Palmácia | 42-CE-040;Beberibe-Cascavel | 66-CE-060;Mondubim-AnelRodoviário | 90-CE-161;BR-222-SantanadoAcarau | 114-CE-060;Mombaça-Catolédapista |
| 21-CE-065;Entr.CE-455 Entr.CE-354 | 43-CE-292;Aratama-Potengi | 67-Acesso;Barrento-Baleia | 91-CE-292;Entr.BR-116-Porteiras | 115-CE-060;Capistrano Entr.CE-456 |
| 22-CE-085;Camocim Granja | 45-CE-175;ViçosadoCeará-SãoBenedito | 68-CE-286;BR-116-Aurora | 92-CE-179;Cruz-GijocadeJericoacoara | 116-CE-060;Quixadá-Quixeramobim |
| 23-CE-384;Mauriti DivisaCE/Pb | 46-CE-253;Caponga-Cascavel | 69-CE-055;Crato-FariasBrito | 93-CE-359;Quixeramobim-BR-116-Pirangi | 117-CE-363;SenadorPompeu-Mombaça |
| | | 70-CE-221;Milagres-Abaiara | 94-CE-348;Pecém-Entr.Taíba-Siupé | 118-CE-108;BR-116Jaguaruana |

Figura 5.1 - Mapa que mostra a localização dos trechos rodoviários correspondentes aos projetos analisados na pesquisa diagnóstica.

a aplicação da energia intermediária). Nas análises dessas jazidas, levantaram-se os parâmetros geotécnicos de maior relevância considerados nos projetos rodoviários do Ceará, tais como: granulometria, limite de liquidez e índice de plasticidade, CBR, expansão, umidade ótima e densidade aparente seca máxima, para a energia intermediária. Isto, porque a quase totalidade dos projetos rodoviários pesquisados só utilizaram essa energia de compactação nos seus estudos geotécnicos. Todas essas informações foram editadas e organizadas, constando no Apêndice I do presente trabalho.

Com base no levantamento desses parâmetros, gerou-se um arquivo de dados visando conhecer as características dos materiais do Estado do Ceará que já foram investigados para aplicação em projetos rodoviários. Esses dados foram analisados, através de diversos gráficos e tabelas, procurando-se obter correlações entre os principais parâmetros indicados nos projetos rodoviários do DERT/CE, tais como: CBR, expansão, granulometria, índices físicos, dentre outros.

Os resultados de CBR, por exemplo, foram analisados em função de alguns parâmetros, principalmente no que se refere à granulometria e à plasticidade, com a finalidade de avaliar se algum tipo de relação poderia ser identificada. Com esse objetivo, os valores de CBR foram analisados levando-se em conta o sistema de classificação HRB (Highway Research Board). Nesta classificação, os solos são divididos em grupos e subgrupos, conforme os critérios baseados na granulometria e plasticidade.

Com relação aos sistemas de classificação de solos, sabe-se que as classificações ditas tradicionais, tais como USCS (Unified Soil Classification System) e HRB, possuem limitações quando aplicados em solos tropicais. Alguns estudos foram realizados na tentativa de melhorar os sistemas classificatórios, como os trabalhos do NOGAMI e VILLIBOR (1981), que culminaram na classificação MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), e os de FABBRI (1994), com a iniciativa de introduzir o método de azul de metileno na caracterização da fração fina de solos tropicais. Essas classificações, no entanto, foram feitas para serem aplicadas em solos finos. Como os materiais contemplados nessa pesquisa são solos granulares, resolveu-se então investigar o uso da classificação HRB, mesmo sabendo de suas possíveis limitações.

Esse sistema de classificação é bastante utilizado no Estado do Ceará para solos granulares destinados à pavimentação rodoviária.

Analisando-se as jazidas estudadas nos projetos rodoviários, segundo os dados apresentados no Apêndice I, verifica-se que 97,9% dos solos aplicados nas camadas dos pavimentos rodoviários do Estado, no que se refere à classificação HRB, estão divididos entre os subgrupos A-1-a e A-1-b (grupo A-1) e o subgrupo A-2-4 (grupo A-2). Apenas 2,1% correspondem aos outros grupos da classificação HRB (A-3, A-2-6 e A-4). A Figura 5.2 mostra esses percentuais referentes às classes HRB obtidas para as 436 jazidas, na energia intermediária, selecionadas dos projetos rodoviários do DERT/CE.

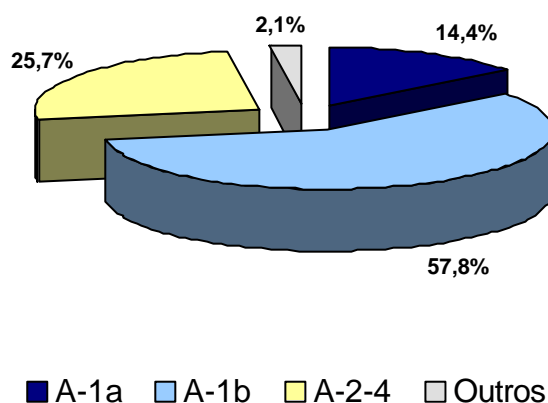


Figura 5.2 – Distribuição dos solos granulares utilizados em projetos rodoviários do Estado do Ceará em função da classificação HRB.

Para avaliar se a classificação HRB pode estimar, preliminarmente, os resultados de CBR dos solos aplicados em pavimentação no Estado do Ceará, foram levantadas as ocorrências das classes HRB para valores de CBR de 30% (26-35), 40% (36-45), 50% (46-55), 60% (56-65) e maiores do que 65%. A partir desse levantamento, determinou-se o percentual das classes HRB em função de cada uma dessas faixas de CBR arbitradas (os valores de CBR constam no Apêndice I). A Figura 5.3 apresenta um mapa do Ceará onde cada jazida é localizada, em relação ao trecho de projeto (aproximadamente), de acordo com essas intensidades de CBR. Nesse mapa, pode-se ter uma idéia da distribuição dos materiais utilizados em pavimentos rodoviários do

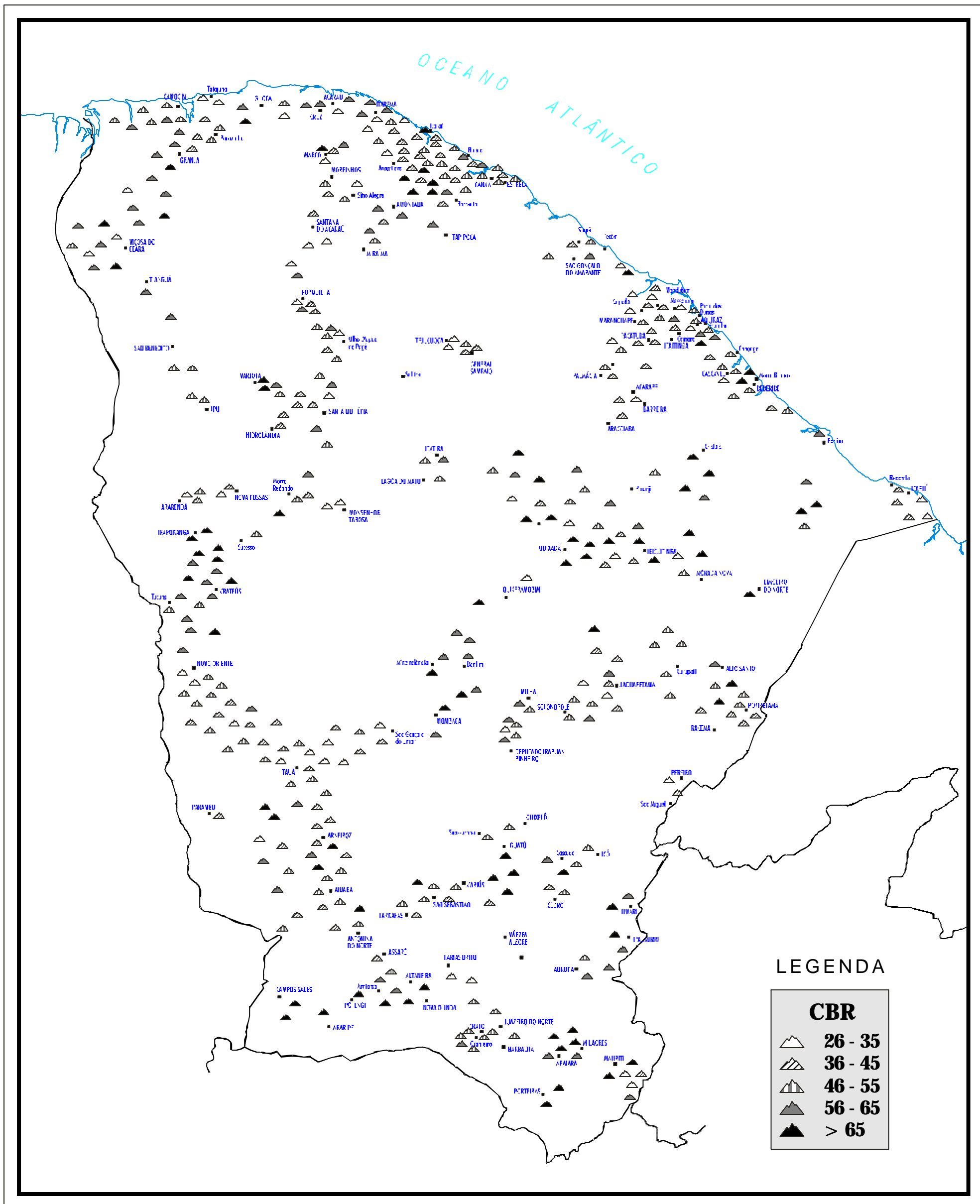


Figura 5.3 - Mapa do Ceará onde cada jazida é localizada, em relação ao trecho de projeto, de acordo com a intensidade dos valores de CBR.

Estado do Ceará, em função desse parâmetro geotécnico. Como esse trabalho se restringe aos solos que têm possibilidade de serem utilizados em bases de pavimentos, os resultados de CBR menores do que 25% foram desconsiderados, uma vez que mesmo aplicando a energia modificada é muito pouco provável que se atinja o valor de CBR de 40%, que é o mínimo exigido pelas normas do DERT/CE. O gráfico da Figura 5.4 mostra os percentuais das principais classes HRB obtidos para cada uma dessas faixas de CBR estipuladas.

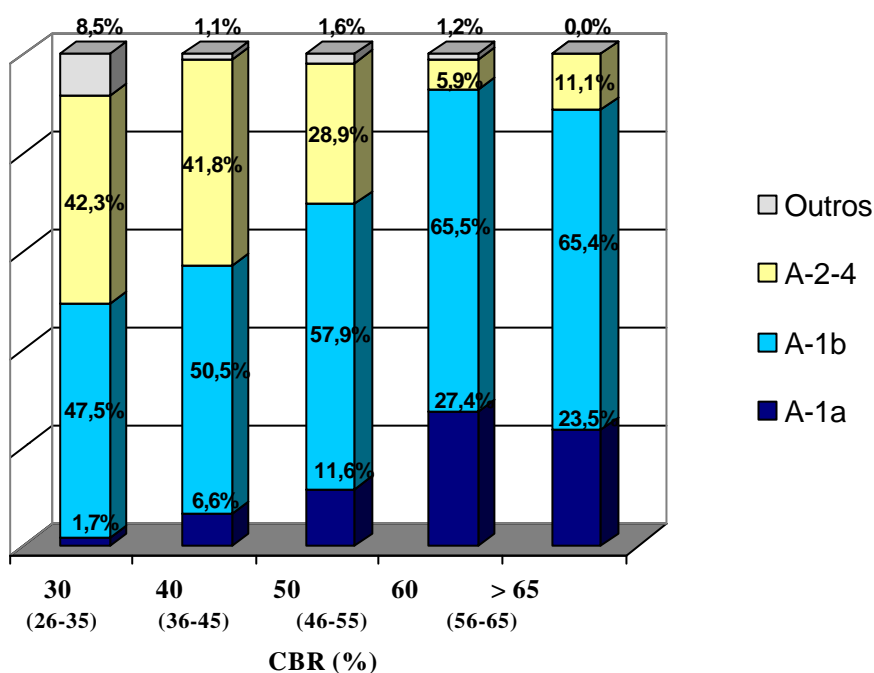


Figura 5.4 – Distribuição dos solos utilizados em bases de pavimentos rodoviários do Estado do Ceará, por faixa de CBR e em função da Classificação HRB.

Nota-se, na Figura 5.4, que os resultados apresentados neste gráfico estão de acordo com a Tabela 2.5, de autoria de SENÇO (1997), que correlaciona os valores prováveis de CBR em função dos grupos da classificação HRB. Segundo este pesquisador, os materiais do subgrupo A-1-a dessa classificação tendem a ter valores de CBR na faixa de 40 a 80 % (ou mais). Pelo gráfico da Figura 5.4, nota-se que praticamente não se verifica solos da classe A-1-a com valores de CBR abaixo de 40%. Já para os solos A-2-4, nota-se que os percentuais desses materiais são pequenos para os valores de CBR mais elevados. Também pode-se observar, neste gráfico, que mais de 90% dos solos com CBR maiores do que 50% pertencem aos subgrupos A-1-a e A-1-b da classificação HRB.

Considerando-se as quantidades dos materiais ocorrentes em cada uma dessas faixas de CBR, no cálculo dos percentuais das classes HRB, verifica-se a distribuição dos solos pesquisados nos projetos do DERT/CE em função da intensidade do CBR. A Figura 5.5 mostra os resultados desses percentuais, em que se pode verificar a ocorrência de uma maior quantidade de materiais com valores de CBR que se situam na faixa de 46-55%, em relação às demais faixas de CBR consideradas.

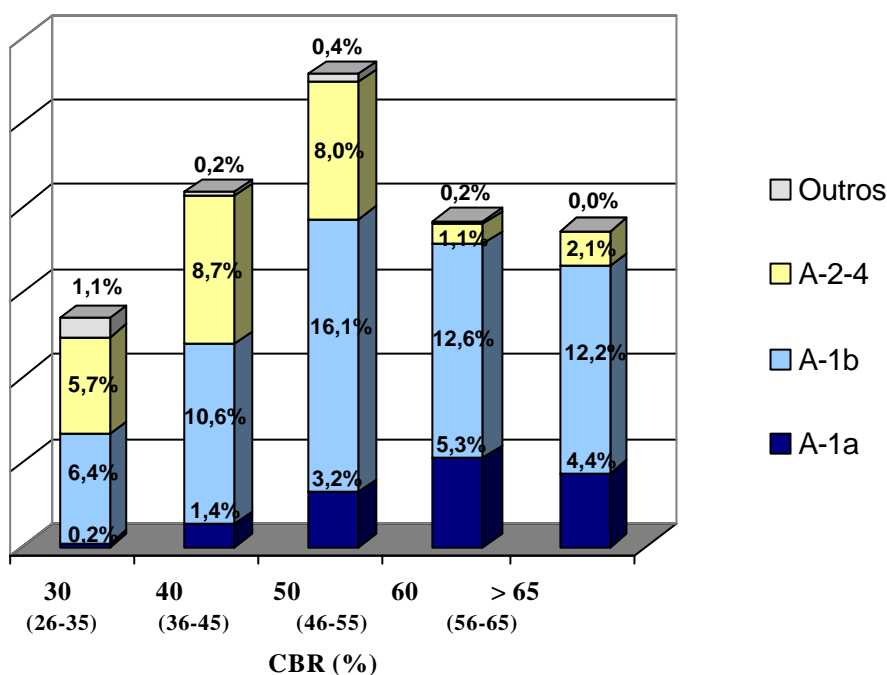


Figura 5.5 – Distribuição dos solos utilizados em bases de pavimentos rodoviários do Estado do Ceará, por faixa de CBR e em função da Classificação HRB, considerando as quantidades dos materiais ocorrentes em cada uma das faixas de CBR adotadas.

5.3 MATERIAIS EMPREGADOS

Tendo em vista a possibilidade de se empregar a classificação HRB para se obter uma previsão razoável do comportamento dos solos do Estado do Ceará, resolveu-se então coletar materiais em função do percentual das principais classes HRB encontradas nos projetos rodoviários do DERT/CE, conforme resultados apresentados na Figura 5.2.

As informações contidas nesses projetos, como a localização e as propriedades geotécnicas de cada jazida, foram de grande valia para a realização das coletas. Com o objetivo de identificar em campo os materiais que se desejava coletar, procurou-se um projeto cujas jazidas ainda não tinham sido exploradas. A razão disso seria evitar que os resultados dos ensaios de caracterização das amostras selecionadas não correspondessem aos valores indicados nos estudos geotécnicos do projeto. Além disso, também buscou-se escolher um projeto com jazidas que representassem as classes HRB de maior ocorrência no Estado do Ceará, em conformidade com os resultados obtidos nas pesquisas realizadas nos projetos do DERT/CE.

O projeto do DERT/CE referente ao trecho de Barrento-Aracatiara, da rodovia CE-085 (Estruturante), elaborado pela NORCONSULT (2000), foi o escolhido para servir de orientação na coleta das amostras. Este trecho está localizado na zona noroeste do Estado do Ceará, conforme mostra o mapa da Figura 5.6, a seguir.

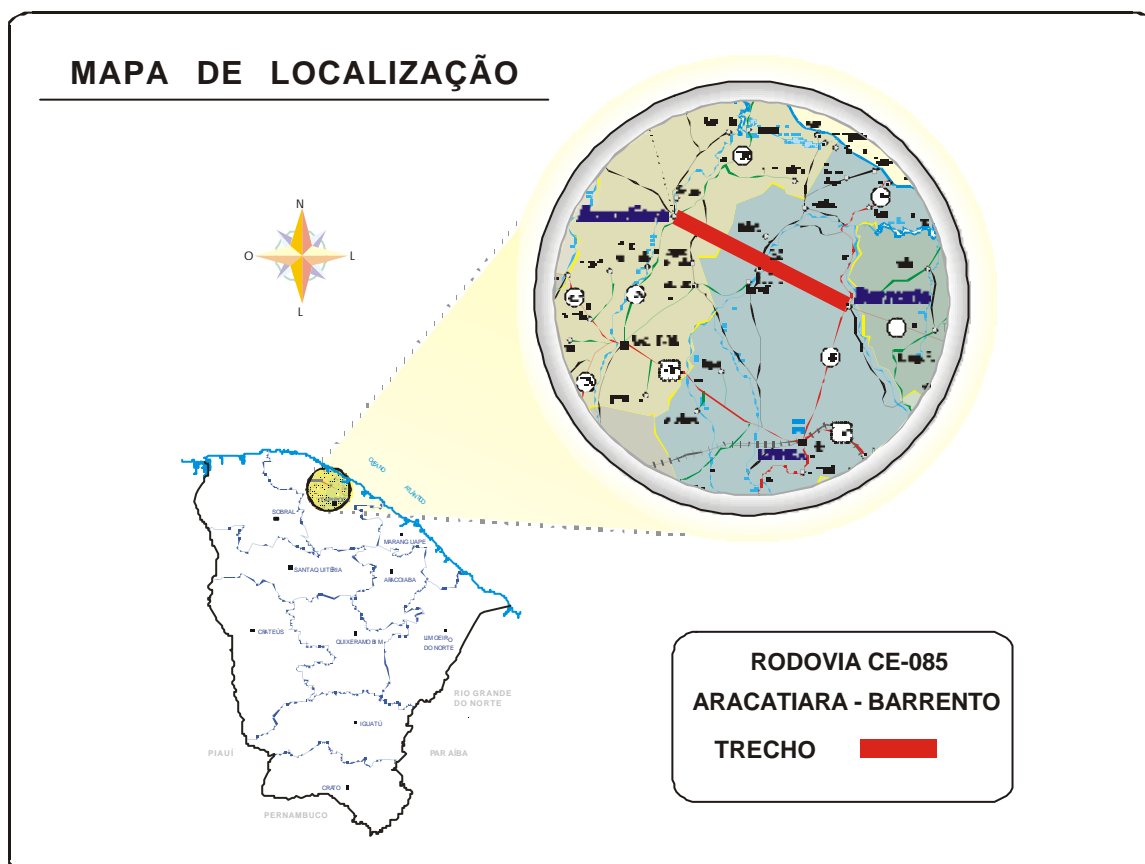


Figura 5.6 – Mapa de localização da Rodovia CE-085, trecho Barrento – Aracatiara.

5.3.1 Algumas Características Geoambientais do Trecho de Barrento - Aracatiara

A área compreendida no trecho de Barrento-Aracatiara fica relativamente próxima do litoral e se caracteriza por ter um clima semelhante ao clima litorâneo, onde as grandes precipitações ocorrem no período de fevereiro a abril, com chuvas irregulares durante o resto do ano. A época de maior estiagem se verifica entre os meses de agosto a outubro, podendo haver ausência total de pluviosidade durante este período. Os principais rios que drenam a área são o Rio Mundaú, localizado próximo a cidade de Barrento, o Rio Cruxati, situado nas proximidades de Barra do Córrego e o Rio Aracatiçu, que corta a cidade de Aracatiara.

A área em estudo faz parte do grupo Barreiras Indiviso, de idade Terciária. Segundo IPLANCE (1997), predomina nesta área o solo Podzólico Vermelho-Amarelo distrófico, atualmente enquadrado na classe dos Argissolos (já comentado no Capítulo 4), mas também se observa a presença do solo Solonetz solodizado. Este último, de pequena importância, ocorre ao longo dos rios Aracatiçu, Cruxati e Mundaú. Em geral, a textura desses solos é arenosa no horizonte A, e média ou argilosa no horizonte B, podendo haver presença de cascalho. Este tipo de solo geralmente possui grandes limitações quanto ao uso agrícola, por não apresentar boas condições físicas. São solos normalmente rasos, mal drenados e muito susceptíveis à erosão.

De acordo com o relatório de projeto do trecho de Barrento-Aracatiara, foram realizados 157 furos de sondagens à pá e picareta, com profundidade de 1,0 m, ao longo de todo o trecho, com a finalidade de se conhecer os materiais de subleito a serem empregados na construção da rodovia. Nas análises dessas sondagens, verificou-se a predominância de solos arenosos com pedregulho, argilosos ou siltosos, do tipo A-2-4 da classificação HRB. Também foram encontrados solos da classe A-1-b e solos siltosos (A-4 e A-6).

5.3.2 Escolha das Amostras

Inicialmente estava programado realizar-se ensaios em 31 amostras distribuídas em função do percentual de ocorrência das principais classes HRB utilizadas em projetos rodoviários do DERT/CE, conforme resultados apresentados na Figura 5.2, que seriam submetidas ao programa experimental estipulado. Por conta das dificuldades

encontradas tanto na coleta das amostras como na execução dos ensaios, decidiu-se por estudar 11 amostras no total, selecionando-se as jazidas mais acessíveis e que seguissem os percentuais das principais classes HRB encontrados nos projetos do DERT/CE (A-1-a, A-1-b e A-2-4). Procurou-se, assim, obter as amostras que fossem representativas das jazidas onde foram feitas as coletas, buscando, o máximo possível, tirar proveito das informações obtidas através dos estudos geotécnicos do projeto de Barrento-Aracatiara.

O projeto Barrento-Aracatiara apresenta estudos geotécnicos de 12 jazidas para serem utilizadas na execução da base e sub-base do pavimento a ser construído, conforme mostra a Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Jazidas estudadas para a construção do trecho de Barrento-Aracatiara (NORCONSULT, 2000)

Jazidas	Denominação	Localização			Volume (m ³)	Utilização
		Estaca	Lado	Distância ao Eixo (km)		
J.1	Retiro	0	D	2,1	9.396	Base
J.2	Riacho dos Cajueiros	167	E	0,02	16.475	Sub-base
J.3	Tanque	402	D	0,02	14.580	Sub-base
J.4	São João	620	D	2,8	15.293	Base
J.5	Chorador	735+8,0	D	0,02	24.430	Sub-base
J.6	Português	834	E	1,66	28.710	Base
J.7	Varjota I	834	D	0,58	9.396	Base
J.8	Betânia	863	E	0,89	14.742	Base
J.9	Varjota II	863	E	1,09	12.393	Sub-base
J.10	Cedro	1050	E	0,12	25.515	Sub-base
J.11	Carirí I	1385	D	0,02	18.711	Sub-base
J.12	Carirí II	1415	E	0,015	18.352	Base

A Figura 5.7 apresenta um croquis das 12 jazidas estudadas no projeto de Barrento - Aracatiara.

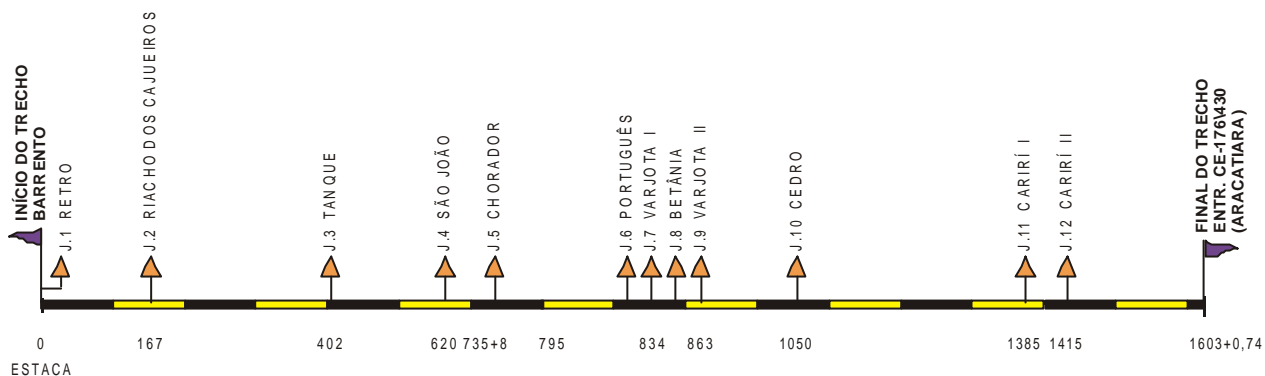


Figura 5.7 – Distribuição linear das jazidas a serem exploradas na construção da rodovia CE-085, trecho Barrento-Aracatiara (Fonte: Projeto da CE-085, trecho Barrento-Aracatiara).

A coleta das amostras foi realizada de forma manual, com o auxílio de pás e picaretas, sendo o material coletado armazenado em sacos plásticos, devidamente etiquetados. Foram coletadas 11 amostras de solos, de 6 das 12 jazidas apresentadas no projeto. São as jazidas J-01, J-06, J-07 e J-08, indicadas para a base do pavimento, e as jazidas J-09 e J-10, para sub-base. Essas duas últimas jazidas foram selecionadas com o objetivo de se avaliar a possibilidade de uso desses materiais em camadas de base de pavimentos, ao aplicar energias de compactação maiores do que a energia intermediária.

Para as jazidas J-01 (Retiro) e J-06 (Português), que são muito extensas, foram coletadas 3 amostras retiradas de locais onde os estudos de projeto indicavam materiais de classes HRB diferentes. O mesmo foi repetido para a J-09 (Varjota II), mas somente 2 amostras foram coletadas. Já para as jazidas J-07 (Varjota I), J-08 (Betânia) e J-10 (Cedro), apenas uma amostra foi coletada (ver Tabela 5.2).

Tabela 5.2 – Amostras coletadas para cada jazida estudada

Jazidas	Amostras coletadas
J-01 (Retiro)	Am-8, Am-9 e Am-10
J-06 (Português)	Am-5, Am-6 e Am-7
J-07 (Varjota I)	Am-4
J-08 (Betânia)	Am-1
J-09 (Varjota II)	Am-2 e Am-3
J-10 (Cedro)	Am-11

5.4 MÉTODOS USADOS NA EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

5.4.1 Introdução

Os ensaios de massa específica dos sólidos, granulometria (por peneiramento e por sedimentação), limites de liquidez e plasticidade, CBR e expansão foram executados no Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará – DET/UFC. Já os ensaios triaxiais dinâmicos foram realizados no Laboratório de Mecânica de Pavimentos do DET/UFC.

Os ensaios de compactação, CBR, expansão e módulo de resiliência foram executados em três diferentes energias de compactação: intermediária, intermodificada e modificada.

5.4.2 Preparação das Amostras

A preparação das amostras para a execução dos ensaios seguiram as recomendações especificadas nos métodos de ensaios do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, DNER – ME 041/94 (preparação de amostras para os ensaios de caracterização).

5.4.3 Massa Específica dos Sólidos

Necessária para a execução dos ensaios de sedimentação, a massa específica dos sólidos foi realizada conforme o método de ensaio “Solos – determinação da densidade real” - ME 093/94, do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, DNER.

5.4.4 Granulometria

As análises granulométricas das amostras foram executadas através dos métodos: “Solos - análise granulométrica por peneiramento” – ME 80/94, para o ensaio de granulometria referente à fração grossa e “Solos - análise granulométrica” – ME 051/94, ambos do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, DNER.

5.4.5 Limites de Liquidez e Plasticidade

Estes parâmetros geotécnicos, que são necessários para a classificar as amostras de acordo o sistema de classificação HRB, foram determinados conforme os métodos de ensaio DNER-ME 122/94 (Limite de Liquidez) e DNER-ME 082/94 (Limite de Plasticidade).

5.4.6 Ensaio de Compactação

Todas as amostras foram submetidas aos ensaios de compactação, utilizando amostras trabalhadas, através do método ME 162/94, do DNER. Estes ensaios foram realizados com o objetivo de se determinar a massa específica seca máxima e o teor de umidade ótimo, correspondentes às energias intermediária, intermodificada e modificada.

5.4.7 Ensaio de CBR e Expansão

Para a realização dos ensaios de CBR e expansão foi aplicado o método DNER-ME 049/94, de acordo com os critérios utilizados pelo Departamento de Edificações, Rodovias e Transportes do Estado do Ceará – DERT.

5.4.8 Ensaios Triaxiais Dinâmicos

Os ensaios triaxiais dinâmicos, utilizados com a finalidade de se determinar os módulos de resiliência das amostras de solos, foram executados conforme a orientação preconizada no método de ensaio ME 131/94, do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, DNER. Os procedimentos recomendados neste método são aplicáveis tanto para amostras indeformadas como para amostras deformadas (compactadas em laboratório).

5.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foi apresentado um diagnóstico preliminar dos solos do Estado do Ceará, de grande importância para a seleção das amostras a serem estudadas, a origem dos materiais empregados para estudo e os métodos utilizados para a execução dos ensaios de laboratório.

A caracterização das amostras, que foram coletadas das jazidas inseridas na região do trecho de Barrento-Aracatiara (CE-085), bem como os resultados dos ensaios de compactação, CBR, expansão e de módulo de resiliência serão apresentados e analisados no próximo capítulo.

CAPÍTULO 6

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo são apresentados e analisados todos os resultados dos ensaios de laboratório executados para as 11 amostras coletadas no trecho Barrento-Aracatiara.

Também apresenta-se, graficamente, a variação de algumas propriedades tecnológicas dos solos de interesse à pavimentação em função das energias de compactação estudadas. Note-se que as siglas *I*, *IM* e *M* são utilizadas para identificar os resultados dos ensaios correspondentes às energias intermediária, intermodificada e modificada, respectivamente. Em alguns casos utilizou-se a técnica de regressão linear para estabelecer equações que permitem estimar o valor de algumas propriedades estudadas.

6.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E DA CLASSIFICAÇÃO HRB

Foram executados, para as 11 amostras estudadas, ensaios de massa específica dos sólidos, granulometria por peneiramento e sedimentação, além dos ensaios de limites de liquidez e plasticidade. Os resultados desses experimentos foram utilizados para classificar os solos no sistema de classificação HRB (Highway Research Board).

Na Tabela 6.1 são apresentados os valores das dimensões das partículas do solo que passam em cada uma das peneiras, assim como os resultados dos valores de limites de liquidez (LL), índice de plasticidade (IP), massas específicas dos sólidos (ρ_s), além da classificação HRB para todas as amostras ensaiadas.

Tabela 6.1 – Resultados dos ensaios de limite de liquidez, índice de plasticidade e granulometria por peneiramento.

Amostras	Am-1	Am-2	Am-3	Am-4	Am-5	Am-6	Am-7	Am-8	Am-9	Am-10	Am-11	
GRANULOMETRIA (% pass.)	2"	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
	1"	88	83	80	95	93	81	84	94	81	97	100
	3/8"	57	53	54	67	40	55	75	51	56	57	100
	Nº 4	53	51	51	52	22	33	69	34	45	43	100
	Nº 10	49	47	47	45	18	26	63	31	42	39	98
	Nº 40	26	28	31	31	14	20	44	20	32	27	59
	Nº 200	8	11	13	13	7	9	18	6	9	10	11
%<0,05 mm	7	10	10	12	6	8	16	6	8	9	8	
%<0,005 mm	5	5	6	9	5	5	12	5	6	7	7	
ρ_s (g/cm ³)	2,617	2,587	2,638	2,598	2,621	2,634	2,612	2,608	2,621	2,645	2,656	
LL (%)	NL	16	19	NL	25	24	19	NL	NL	23	NL	
IP (%)	NP	5	4	NP	10	7	3	NP	NP	11	NP	
HRB	A-1-a	A-1-a	A-1-b	A-1-b	A-2-4	A-2-4	A-1-b	A-1-a	A-1-b	A-2-6	A-2-4	

Observando-se os dados contidos na Tabela 6.1, pode se verificar que as amostras identificadas como Am-1, Am-2, Am-3, Am-4, Am-7, Am-8, Am-9 e Am-11 fornecem valores de LL e IP inferiores a 25% e 6%, respectivamente, o que permite o enquadramento desses materiais para aplicação em camadas de base e sub-base de pavimentos. Já as amostras identificadas como Am-5, Am-6 e Am-10 possuem valores de IP que ultrapassam o limite de 6% normalmente requerido pelas normas técnicas vigentes no Estado do Ceará. Sabe-se porém, que os limites de LL e IP estabelecidos pelas especificações técnicas não se aplicam ao caso de solos ditos de comportamento laterítico que ocorrem em algumas regiões do Brasil.

Quanto às massas específicas dos sólidos, estas variaram de 2,587 a 2,656 g/cm³, indicando que há pequena variação dessa propriedade no universo das amostras estudadas. Esses resultados são relativamente baixos, o que pode indicar uma pequena

incidência de ferro e/ou alumínio na composição química dos solos estudados. Resultados semelhantes foram encontrados por BARROSO (2002), para os solos da Região Metropolitana de Fortaleza, enfatizando que *“há alguns solos lateríticos no Estado de São Paulo que apresentam valores de massa específica dos sólidos superiores a 3,000 g/cm³, devido ao fato de serem ricos em óxidos de ferro”*.

Já com relação à classificação HRB, as 11 amostras ficaram distribuídas da seguinte forma: 7 pertencentes ao grupo A-1 (3 do subgrupo A-1-a e 4 do subgrupo A-1-b) e 4 ao grupo A-2 (3 do subgrupo A-2-4 e 1 do A-2-6). Note-se que apenas 1 amostra (Am-10) se enquadrou na classe A-2-6, todas as demais amostras foram classificadas entre as classes A-1-a, A-1-b e A-2-4, seguindo a tendência verificada nos resultados apontados pelas pesquisas feitas nos arquivos de projetos do DERT-CE (ver Apêndice II). Observe-se que essas pesquisas mostram a tendência, no Estado, em se estudar comportamento de materiais granulares como potenciais para aplicação em camadas mais nobres de pavimentos. Há que se considerar também, a importância do estudo de materiais alternativos tendo em vista um possível esgotamento de jazidas de materiais granulares na região.

De posse dos resultados dos ensaios de granulometria conjunta, foram elaboradas as curvas granulométricas de todos os solos estudados, que estão mostradas na Figura 6.1. Analisando-se o gráfico dessa figura, pode-se perceber que quase todas as curvas granulométricas têm composição muito semelhante (exceto a amostra Am-11), apresentando granulometrias aproximadamente contínuas e bem graduadas. Verifica-se que a amostra identificada como Am-11 possui uma granulometria mais fina, com 98% das partículas dos solos passando na peneira de abertura nominal igual a 2 mm, além de apresentar uma granulometria descontínua entre os diâmetros de 1 e 0,1 mm, aproximadamente.

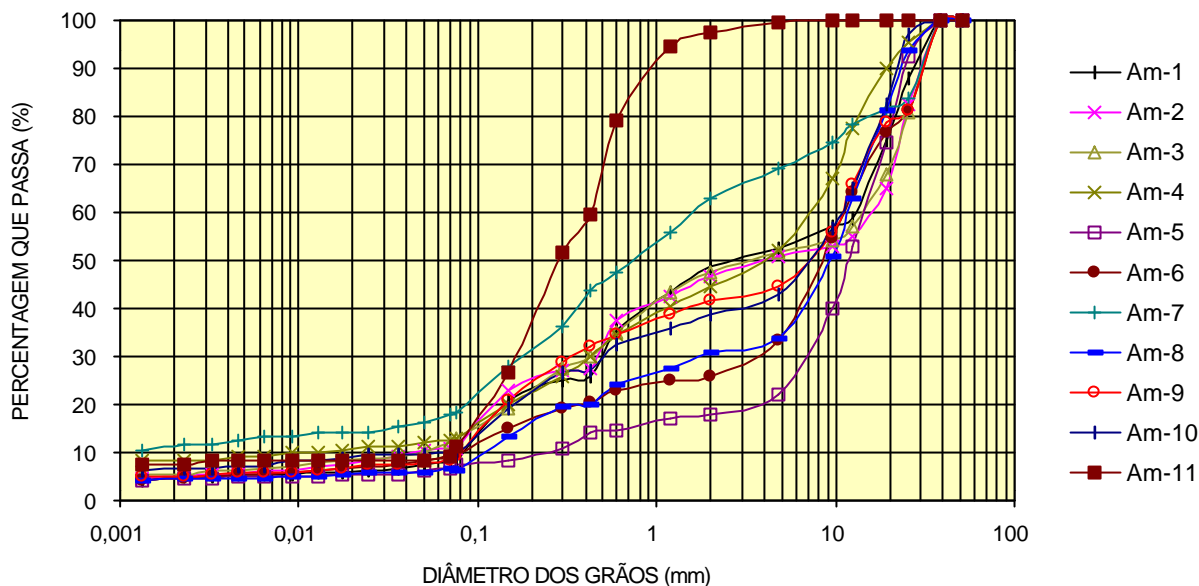


Figura 6.1 – Curvas granulométricas das amostras ensaiadas.

6.3 MASSA ESPECÍFICA SECA MÁXIMA E UMIDADE ÓTIMA

As massas específicas secas máximas ($\rho_{\text{máx.}}$) e as umidades ótimas ($h_{\text{ót}}$) foram determinadas para cada amostra, nas três energias de compactação (intermediária, intermodificada e modificada). Os resultados desses ensaios são apresentados na Tabela 6.2. Nessa tabela, pode-se observar que as menores densidades correspondem às amostras Am-10 e Am-11, que por sua vez fazem parte dos sub-grupos A-2-6 e A-2-4, respectivamente. Esta última (Am-11) difere das outras amostras do sub-grupo A-2-4 no que diz respeito à granulometria do material, que é de graduação bem mais fina (ver Figura 6.1). Com exceção dessa amostra, nota-se que as umidades ótimas mais altas corresponderam às amostras do grupo A-2 (A-2-4 e A-2-6).

Quanto ao efeito da energia de compactação, verifica-se que as massas específicas secas máximas aumentaram e as umidades ótimas diminuíram com o acréscimo de energia, o que confirma a tendência esperada. No entanto, foi observado que as massas específicas tiveram uma variação muito pequena em função do aumento da energia. Essa observação foi relatada por CERNICA (1995) que verificou que os acréscimos de densidade raramente excedem 10%, quando se compara os resultados da

energia modificada com a energia normal. BARROSO (2002) também verificou essa tendência ao estudar os solos da Região Metropolitana de Fortaleza com vistas à aplicação em engenharia rodoviária.

Tabela 6.2 – Resultados das massas específicas secas máximas e das umidades ótimas em função da energia de compactação.

Amostras	Massas Específicas e Umidades Ótimas					
	Intermediária		Intermodificada		Modificada	
	ρ (g/cm ³)	$h_{ót}$ (%)	ρ (g/cm ³)	$h_{ót}$ (%)	ρ (g/cm ³)	$h_{ót}$ (%)
Am – 1	2,160	8,0	2,170	7,5	2,190	7,0
Am – 2	2,150	8,3	2,170	7,7	2,190	6,5
Am – 3	2,070	8,0	2,090	7,5	2,180	7,0
Am – 4	2,070	9,0	2,090	8,5	2,140	8,0
Am – 5	2,110	12,2	2,150	11,5	2,180	11,3
Am – 6	2,030	11,3	2,050	10,8	2,080	10,5
Am – 7	2,040	9,5	2,080	8,7	2,110	8,2
Am – 8	2,070	10,7	2,110	10,5	2,130	10,2
Am – 9	2,030	9,8	2,070	9,2	2,110	8,6
Am – 10	1,960	12,2	1,990	11,8	2,010	11,0
Am – 11	1,970	7,7	1,990	7,4	2,000	6,5

A Figura 6.2 mostra a variação das massas específicas secas máximas em função da energia de compactação. Nota-se, nessa figura, que apenas a amostra Am-3 apresentou uma variação um pouco mais significativa entre as densidades secas máximas, particularmente entre as energias intermodificada e modificada. Mesmo assim, essa diferença de densidade não ultrapassou 10%, o que confirma a observação feita por CERNICA (1995), já comentada anteriormente.

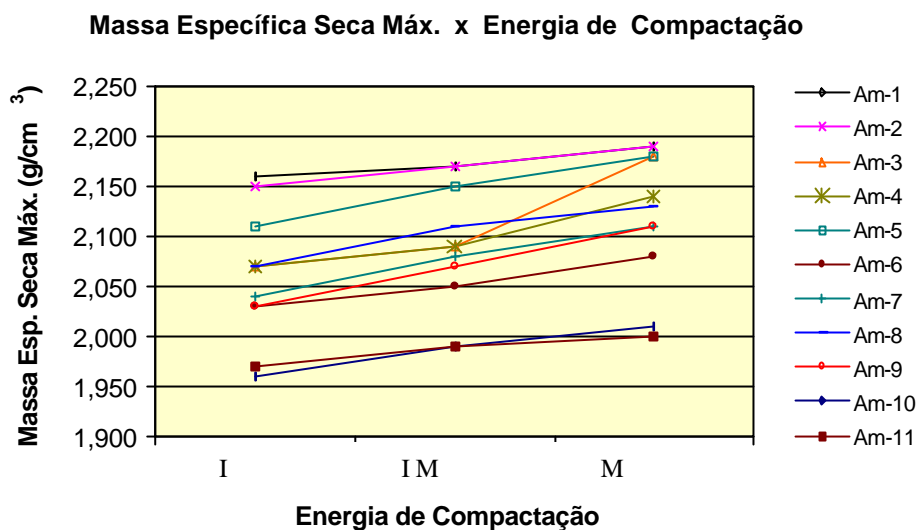


Figura 6.2 – Massas específicas secas máximas em função da energia de compactação.

A Figura 6.3, ilustra a pequena variação dos teores de umidade ótimo em função das energias de compactação intermediária, intermodificada e modificada, observada para cada uma das amostras estudadas.

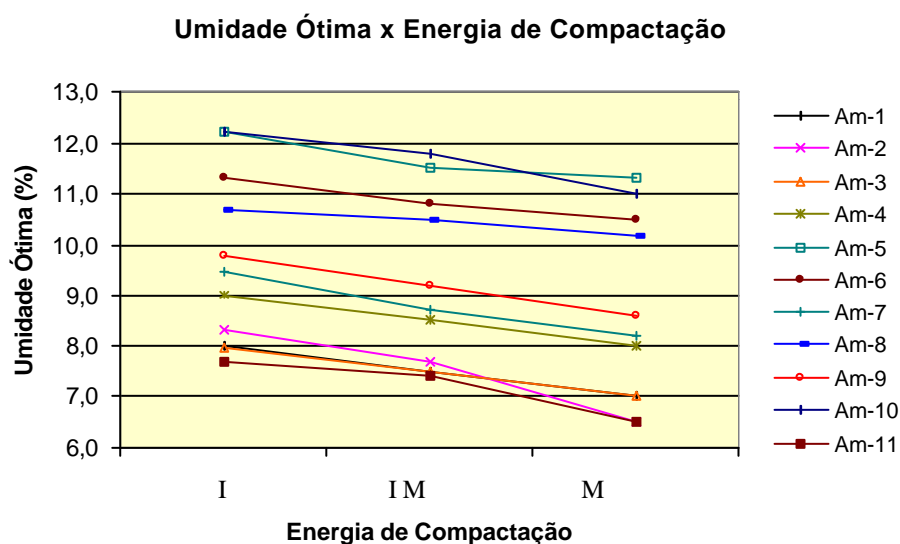


Figura 6.3 – Resultados das umidades ótimas em função da energia de compactação.

Para se investigar a possibilidade de previsão do valor da massa específica seca máxima, quando se dispõe de resultados desse parâmetro para uma dada energia de compactação, foi elaborado o gráfico da Figura 6.4, que correlaciona os resultados das massas específicas obtidos para as três energias de compactação. Esse gráfico mostra que é possível se estimar os valores das massas específicas para as energias intermodificada e modificada, a partir dos resultados obtidos para a energia intermediária. A reta pontilhada apresentada nesse gráfico corresponde a reta de igualdade, através da qual pode-se comparar os resultados referentes às energias intermodificada e modificada (eixo das ordenadas) em relação à energia intermediária (eixo das abscissas).

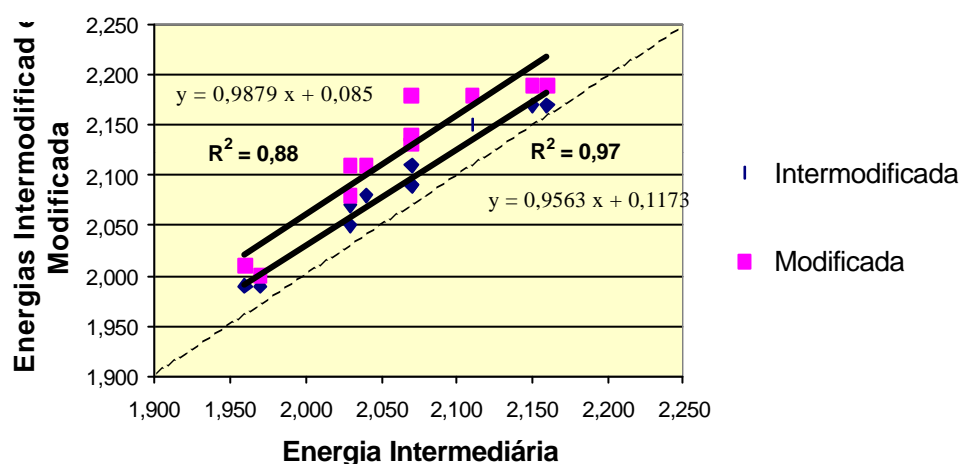


Figura 6.4 – Resultados das massas específicas secas máximas em função da energia de compactação.

Esse mesmo comportamento verificado nas análises das massas específicas, em função da energia de compactação, também foi observado ao se analisar os resultados das umidades ótimas (ver Figura 6.5). Isto é, de posse dos resultados das umidades ótimas correspondentes à energia intermediária, pode-se estimar as umidades ótimas referentes as outras duas energias. Nota-se, através das Figuras 6.4 e 6.5, os bons coeficientes de correlação obtidos nessas análises.

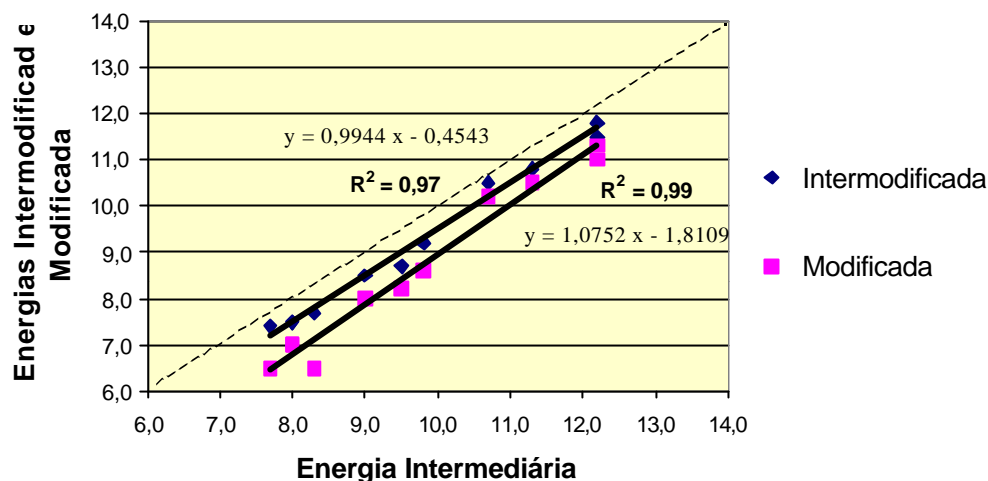


Figura 6.5 – Resultados dos teores de umidade ótimo em função da energia de compactação.

Com a finalidade de verificar a possibilidade de se prever o valor da massa específica em função da umidade ótima, ou vice-versa, procurou-se também correlações entre esses dois parâmetros. No entanto, observou-se que existe uma dispersão muito grande ao tentar correlacionar essas duas propriedades geotécnicas, independentemente da energia utilizada. Isto pode ser verificado através do gráfico da Figura 6.6, no qual se aplicou o método da regressão linear para os pontos referentes à massa específica seca máxima e à umidade ótima, obtidos para uma determinada energia de compactação (nesse caso, utilizou-se a energia intermediária). Nota-se, nesse gráfico, um coeficiente de regressão R^2 muito baixo (igual a 0,08), que indica não existir uma boa correlação entre as massas específicas máximas e as umidades ótimas. Suspeita-se que isso pode estar relacionado às diferenças quanto à natureza das amostras estudadas.

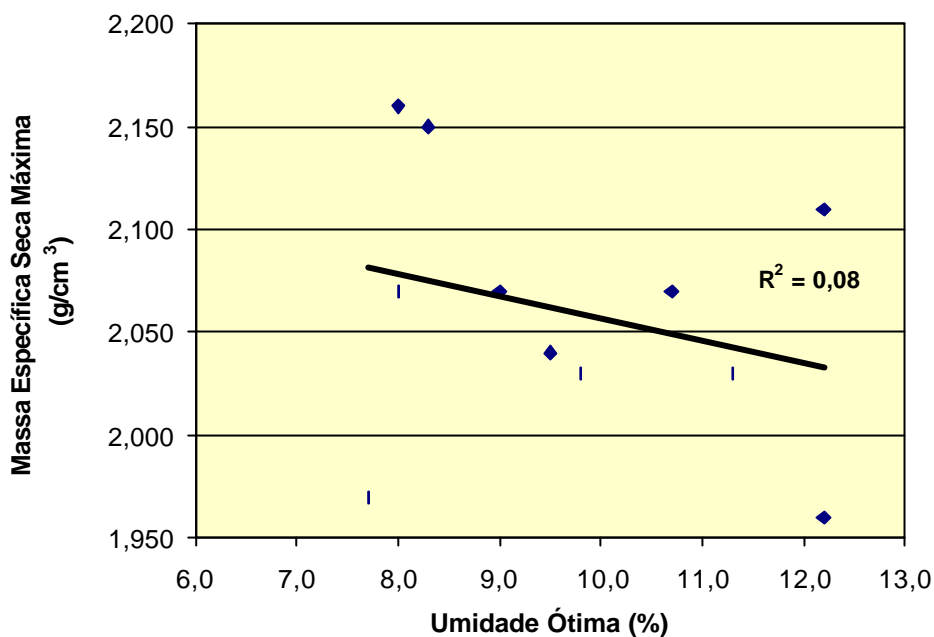


Figura 6.6 – Correlação entre a massa específica seca máxima e umidade ótima para as amostras compactadas na energia intermediária.

6.4 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR)

Devido aos problemas encontrados para realizar as coletas das amostras em campo (acesso difícil), programou-se executar apenas um ensaio de CBR nas energias intermediária, intermodificada e modificada, para cada uma das 11 amostras selecionadas. Entretanto, como a quantidade de material coletado foi um pouco superior ao que se tinha previsto, resolveu-se então executar dois ensaios de CBR por amostra e para cada energia de compactação.

Para a maior parte das amostras, em que se conseguiu obter os dois valores de CBR, adotou-se a média desses dois para cálculo do CBR. Por conta da perda de material coletado, não se foi possível a obtenção dos dois valores de CBR desejados para todas as amostras. Essa perda de material foi devido aos problemas que surgiram durante a execução dos ensaios de CBR e de módulo de resiliência. Pode-se apontar como um desses problemas, a penetração incorreta do pistão nas amostras compactadas no cilindro CBR, que representou grande parte das perdas de material, que só foi observada após a realização de alguns ensaios, produzindo resultados incorretos

(amostras Am-4, Am-7, Am-8 e Am-10). Nesses casos, como só se dispunha de apenas um valor de CBR, este foi adotado como o valor de CBR final. Apesar disso, como se tinha os resultados referentes às outras energias, pôde-se ter uma idéia do comportamento dos resultados de CBR para essas amostras.

A Tabela 6.3 mostra os resultados dos ensaios de CBR. Os valores destacados na cor cinza correspondem aos resultados das amostras que apresentaram problemas durante os ensaios, conforme relatados no parágrafo anterior, e foram desconsiderados para a obtenção do CBR final. Ao observar os valores de CBR apresentados nessa tabela, verifica-se que este ensaio não possui muita precisão, visto que existe uma variação considerável de um ensaio para o outro, quando se mantém as mesmas condições de compactação associadas à execução deste ensaio. Esta mesma observação também foi relatada por NOGAMI (1972), ao estudar correlações entre os valores de Mini CBR e CBR, considerando os solos mais típicos do Estado de São Paulo.

Tabela 6.3 – Resultados dos ensaios de CBR para as 11 amostras, nas energias intermediária, intermodificada e modificada.

Amostras	Índice de Suporte Califórnia (CBR) - %								
	Intermediária			Intermodificada			Modificada		
	1	2	CBR final	1	2	CBR final	1	2	CBR final
Am – 1	88	59	73	109	119	114	75	103	89
Am – 2	68	60	64	63	69	66	80	69	74
Am – 3	39	30	34	64	49	57	64	50	57
Am – 4	82	---	82	48	91	91	91	---	91
Am – 5	26	37	32	45	51	48	41	43	42
Am – 6	29	37	33	27	31	29	27	35	31
Am – 7	17	58	58	37	64	64	56	76	76
Am – 8	39	54	54	49	77	77	40	87	87
Am – 9	42	53	48	65	74	69	61	72	67
Am – 10	46	---	46	71	---	71	44	---	44
Am – 11	45	33	39	53	60	57	45	49	47

Os resultados de CBR indicados na Tabela 6.3 foram organizados de acordo com cada sub-grupo da classificação HRB, obtendo-se as Figuras 6.7, 6.8 e 6.9, que apresentam os valores dessa propriedade para os solos pertencentes às classes A-1-a, A-1-b e A-2-4, respectivamente (a amostra Am-10 foi excluída dessas figuras por pertencer a classe A-2-6). A partir dessas figuras, pode-se notar uma faixa de CBR provável para cada uma das classes HRB, confirmando as previsões de SENÇO (1997) apresentadas na Tabela 2.5 (ver capítulo 2). O subgrupo A-1-a apresentou valores de CBR geralmente acima de 60% para as três energias consideradas nos ensaios. A maior parte das amostras enquadradas no sub-grupo A-1-b, forneceu resultados de CBR que variaram entre 40 e 80%, aproximadamente. Já os CBR dos solos pertencentes ao sub-grupo A-2-4 ficaram abaixo de 60%.

Das considerações expostas no parágrafo anterior, pode-se verificar que a classificação HRB, para as amostras estudadas, tem se mostrado apta a prever o potencial de uso desses materiais no que se refere aos resultados de CBR.

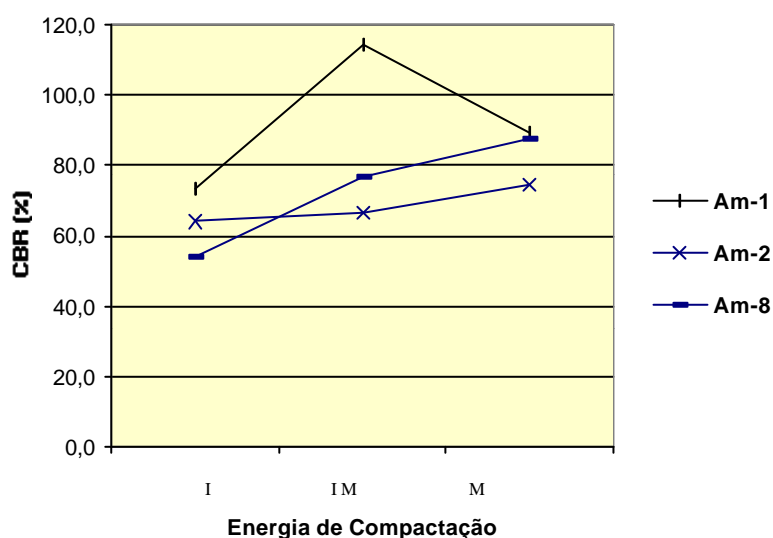


Figura 6.7 – Resultados de CBR em função da energia de compactação para as amostras A-1-a.

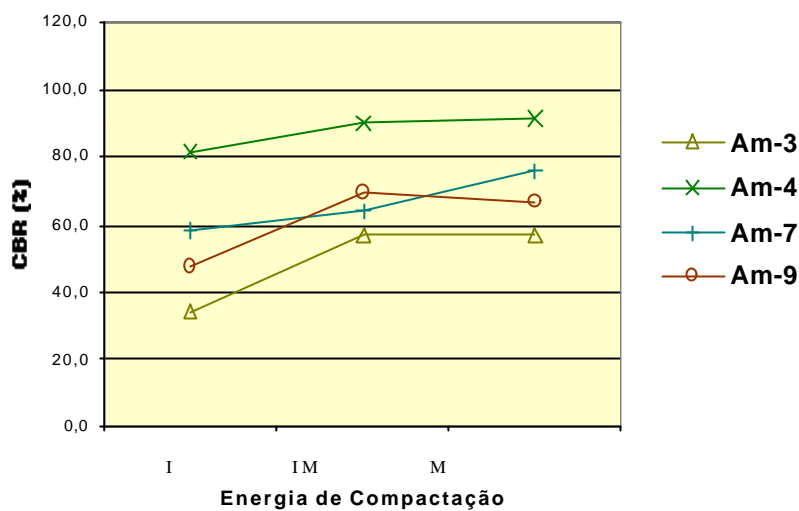


Figura 6.8 – Resultados de CBR em função da energia de compactação para as amostras A-1-b.

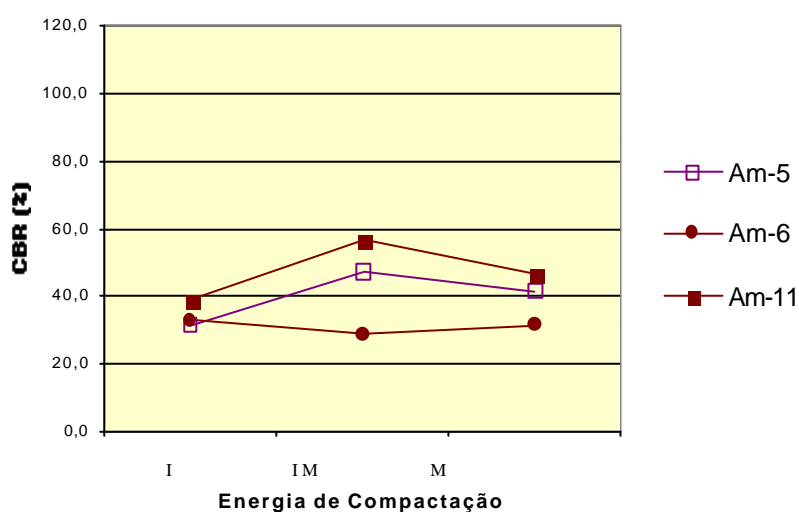


Figura 6.9 – Resultados de CBR em função da energia de compactação para as amostras A-2-4.

Verifica-se também, ao se analisar os resultados apresentados nas Figuras 6.7, 6.8 e 6.9, que a energia de compactação tem uma influência significativa nos valores de CBR. Apenas na amostra Am-6 (ver Figura 6.9), em que acredita-se ser por conta da qualidade do material, a energia não afetou significativamente o valor de CBR. Nas

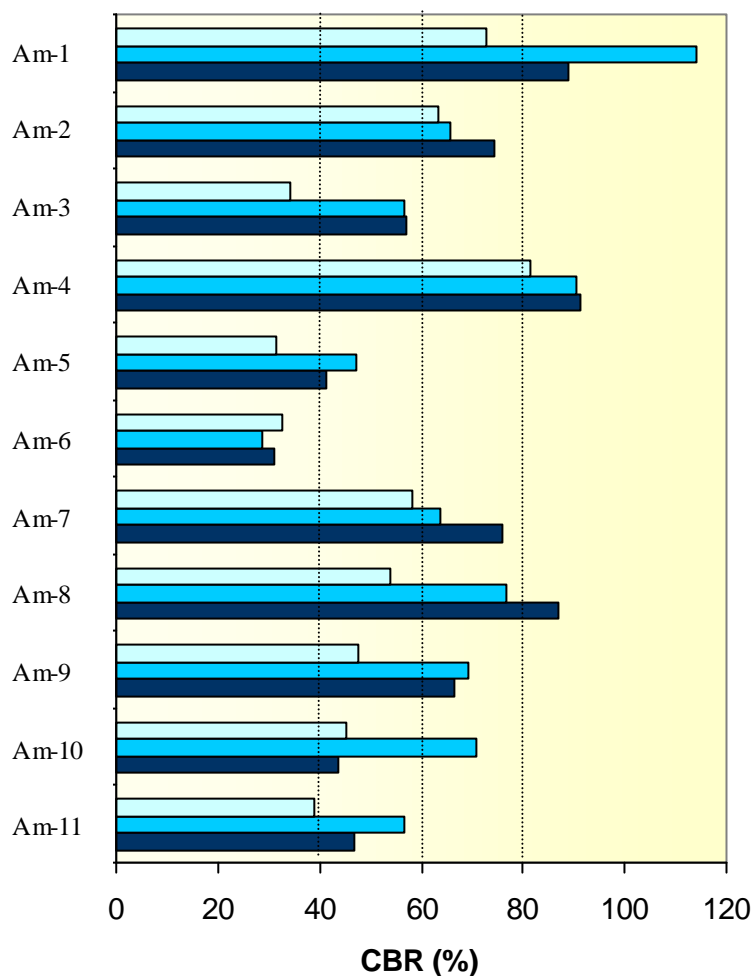
demais amostras verificou-se um aumento considerável nos resultados de CBR quando se eleva a energia de compactação.

Analisando-se os resultados de CBR de acordo com a sua aplicação nos pavimentos rodoviários, verificou-se que o DERT/CE (1994) estabelece critérios, em termos de valores de CBR, para a utilização de solos em base granular de acordo com a solicitação do tráfego (número N) que o pavimento deverá suportar durante sua vida de serviço. Para uma via com baixo volume de tráfego, correspondente a um número N menor do que 10^6 , o DERT admite a utilização de uma camada de base com CBR mínimo de 40%. Já para um número N entre 10^6 e 5×10^6 , o DERT especifica um valor de CBR igual ou maior do que 60%. Para $N \geq 5 \times 10^6$ o valor de CBR mínimo é de 80% (ver Tabela 6.4).

Tabela 6.4 – Valores de CBR especificados pelas normas do DERT/CE em função do tráfego atuante (número N).

Número N	CBR (%)
$N \leq 10^6$	≥ 40
$10^6 < N < 5 \times 10^6$	≥ 60
$N \geq 5 \times 10^6$	≥ 80

Com o objetivo de facilitar as análises sobre o efeito da energia de compactação nos valores de CBR dos solos estudados, quanto a possibilidade de uso em camadas de base de pavimento, elaborou-se a Figura 6.10 que mostra os resultados de CBR, por amostra, para cada energia aplicada. Analisando os resultados de CBR de acordo com a Tabela 6.4 e a Figura 6.10, verifica-se que para uma camada de base, cujo projeto de dimensionamento exige um CBR mínimo de 40%, praticamente todas as amostras estudadas atenderiam a essa condição estabelecida em projeto (exceto a amostra Am-6). Isto, dependendo da energia de compactação utilizada. Para as amostras Am-3 e Am-5, a energia intermediária não é suficiente, sendo necessário um maior esforço de compactação para alcançar esse valor de CBR de 40% (ver Figura 6.10).



LEGENDA

- Energia Intermediária
- Energia Intermodificada
- Energia Modificada

Figura 6.10 – Gráfico ilustrativo que mostra a eficiência da energia de compactação para se alcançar os valores mínimos de CBR de 40 %, 60 % e 80%.

No caso em que o projeto de dimensionamento especifica o CBR mínimo de 60% para a base do pavimento, pode-se constatar que as amostras Am-3, Am-5, Am-6, Am-11 não atenderiam a esse valor de CBR estabelecido pelo projeto, para qualquer uma das energias estudadas. Verifica-se que para se utilizar as amostras Am-7, Am-8, Am-9 e Am-10, seria necessário usar uma energia de compactação maior do que a intermediária. Para essas amostras a utilização da energia intermodificada é suficiente e a mais adequada, uma vez que não é necessário o uso de uma energia maior para

alcançar o objetivo desejado, como a energia modificada, apesar da aplicação desta energia ter apresentado melhores resultados de CBR.

As amostras Am-1, Am-4 e Am-8 são as únicas que conseguiram atingir o CBR de 80%. Segundo os estudos aqui mostrados, a energia intermediária é suficiente para atingir esse valor na amostra Am-4, não sendo necessário, portanto, aplicar uma energia de compactação maior. Contudo, para as amostras Am-1 e Am-8, seriam requeridos maiores esforços com compactação para se alcançar o CBR de 80%. Na amostra Am-1, os estudos recomendariam a aplicação da energia intermodificada, tendo em vista que a sua aplicação apresentou um CBR superior ao da energia modificada. Já para a amostra Am-8 seria necessária a utilização de uma energia ainda maior, a modificada, para que se consiga atender a essa exigência.

Cumprе ressaltar que nem sempre é recomendável a aplicação de uma energia maior para aumentar o valor de CBR, tendo em vista que o uso de uma energia muito intensa poderá degradar o material, alterando a sua estrutura e, conseqüentemente, o comportamento do mesmo quando submetido à solicitação do tráfego.

A Tabela 6.5 mostra um resumo das amostras dos solos que poderão ser aplicadas em camadas de base de pavimentos, em função dos valores de CBR de 40%, 60% e 80%, considerando a utilização da menor energia de compactação, entre as energias intermediária, intermodificada e modificada, necessária para atingir esses valores. Essa tabela mostra que existem diversas situações, tendo como base somente os parâmetros de CBR, em que a energia intermodificada se mostrou a mais adequada. Materiais como as amostras Am-3 e Am-5, por exemplo, podem ser aplicados utilizando essa energia em pavimentos de baixo custo, cujo valor de CBR especificado para base de pavimentos é maior ou igual a 40%. O mesmo acontece para os solos Am-7, Am-8, Am-9 e Am-10, em que se permite um CBR mínimo de 60%, e para Am-1, quando esse valor for de 80%. Para esses materiais, uma energia menor do que a intermodificada não atenderia às condições exigidas e uma energia maior seria um gasto desnecessário com mais esforço de compactação. Vale lembrar que a amostra Am-6 não atendeu a nenhuma dessas condições, uma vez que os resultados de CBR não alcançaram o valor de 40% nas três energias aplicadas (somente para essa amostra não se verificou um aumento dos valores de CBR com o acréscimo de energia).

Tabela 6.5 – Energia de compactação mínima (intemediária, intermodificada ou modificada) necessárias para alcançar o CBR de 40%, 60% e 80% para as amostras ensaiadas.

Amostras	Índice de Suporte Califórnia (CBR)		
	CBR \geq 40 %	CBR \geq 60 %	CBR \geq 80 %
Am – 1	I	I	IM
Am – 2	I	I	-
Am – 3	IM	-	-
Am – 4	I	I	I
Am – 5	IM	-	-
Am – 6	-	-	-
Am – 7	I	IM	-
Am – 8	I	IM	M
Am – 9	I	IM	-
Am – 10	I	IM	-
Am – 11	IM	-	-

Note-se, na Tabela 6.5, que a energia modificada só foi necessária para a amostra Am-8, quando se exige um valor de CBR de 80%, e a energia intermodificada foi eficaz em diversas situações, principalmente para aqueles projetos que especificam o CBR mínimo de 60% para a camada de base de pavimentos.

As análises feitas nesse item foram realizadas focando-se quase que exclusivamente o aumento da magnitude do valor do CBR a partir do uso do acréscimo de energia de compactação. Porém, é importante destacar que, até um certo limite, quanto menor a energia aplicada para se compactar um determinado solo, com vistas à alcançar o valor de CBR mínimo desejado, menos riscos se correm com relação à degradação do material e também com outras propriedades geotécnicas, como expansão e contração.

Estudos como o de OOI e PU (2002) mostraram que a compactação aumenta a rigidez de um solo, e conseqüentemente sua resistência ao cisalhamento, mas

geralmente também torna este material mais susceptível à expansão quando em contato com a umidade. Ademais, ainda pode existir o indesejável excesso de rigidez nas camadas de base de pavimentos, quando executadas sobre camadas de sub-base bem mais flexíveis, decorrentes da aplicação de uma energia de compactação muito inferior. Para evitar problemas dessa natureza recomenda-se realizar análises baseadas nos critérios da resiliência (sistema de múltiplas camadas).

É importante, portanto, se verificar no campo e no laboratório, até que ponto pode-se tirar proveito do aumento da energia de compactação, com vistas à melhorar as propriedades dos solos, sem provocar esses efeitos negativos que possam comprometer o desempenho desses materiais em pavimentos rodoviários.

6.5 EXPANSÃO

Os resultados dos ensaios de expansão, para as amostras experimentadas, em função da energia de compactação estão mostrados na Tabela 6.6. O efeito da expansão foi observado em apenas 4 amostras: Am-5 e Am-6 (A-2-4), Am-7 (A-1-b) e Am-10 (A-2-6), pois as demais apresentaram expansões nulas. Somente na amostra Am-6 verificou-se uma variação mais significativa no valor da expansão. Cumpre lembrar que essa amostra também apresentou valores baixos de CBR (ver Figura 6.8). Para as outras amostras, não foi observado um aumento considerável do fenômeno da expansão com o acréscimo de energia.

Tabela 6.6 – Resultados dos ensaios de expansão (%) em função da energia de compactação.

Amostras	Energias de Compactação		
	I	I M	M
Am-5	0,14	0,09	0,23
Am-6	0,27	0,52	0,64
Am-7	0,27	0,35	0,23
Am-10	0,06	0,10	0,12

A Figura 6.11 mostra os valores da expansão em função da energia de compactação. De acordo com essa figura, nota-se uma leve tendência da expansão aumentar com a energia de compactação, principalmente quando se compara a energia intermediária com a modificada, exceto para o caso da amostra Am-7.

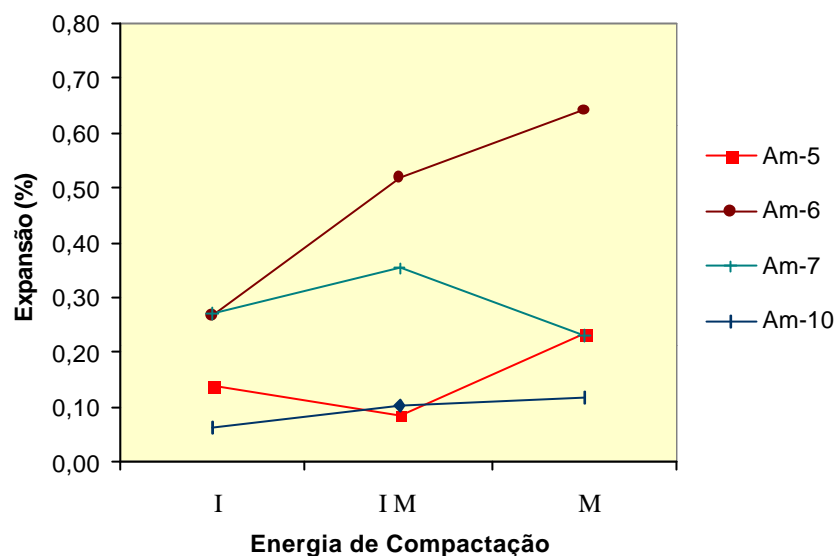


Figura 6.11 – Gráfico dos valores de expansão em função da energia de compactação.

Essa tendência da expansão aumentar com o acréscimo de energia também foi observada por vários pesquisadores como BARROSO (1996), ATTOM (1997) e SRIDHARAN e GURTUG (2004). Em geral acredita-se que a expansão esteja associada ao tipo e quantidade de finos que estão presentes nos solos.

É importante salientar que além do número reduzido de amostras que apresentou fenômeno da expansão, o que limita bastante qualquer conclusão que se possa tirar a respeito desses resultados, todos os valores obtidos para esse parâmetro são de pequena magnitude e quase todos abaixo de 0,5% (limite máximo de expansão especificado pelo DNER para solos granulares com vistas à aplicação em camadas de base). Apenas a amostra Am-6 ultrapassou esse limite de 0,5%, nas energias intermodificada e modificada, não atendendo às especificações do DNER para aplicação em base de pavimentos rodoviários.

6.6 MÓDULO DE RESILIÊNCIA DOS SOLOS ESTUDADOS

6.6.1 Considerações Preliminares

Os ensaios de módulo de resiliência foram executados para cada amostra, nas três energias de compactação consideradas nesse trabalho (intermediária, intermodificada e modificada). Vários ensaios foram repetidos em função de alguns problemas que ocorreram durante a realização dos mesmos, principalmente no que se refere à acomodação dos corpos-de-prova na câmara triaxial. Por se tratarem de materiais granulares, era necessário muito cuidado para que os corpos-de-prova, depois de moldados, não sofressem qualquer dano durante todo o processo. Além desses problemas, também aconteceram erros na operação do equipamento triaxial dinâmico nos primeiros ensaios realizados. De qualquer forma, todos esses ensaios foram repetidos, com a finalidade de se garantir a confiabilidade dos resultados obtidos.

6.6.2 Resultados dos Modelos para Representação do Comportamento Resiliente dos Solos Estudados

Os modelos utilizados neste trabalho com o objetivo de simular o comportamento tensão \times deformação dos solos ensaiados foram os seguintes, tendo a terminologia descrita no Capítulo 3:

- 1) $M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$
- 2) $M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2}$
- 3) $M_R = [k_1 + k_2 (k_3 - \sigma_d^{k_2})] \cdot \sigma_3^{k_3}$
- 4) $M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$
- 5) $M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_1^{k_3}$
- 6) $M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$

A escolha do modelo é de grande importância para a avaliação do comportamento dos módulos de resiliência associados a cada tipo de material, como foi mostrado no Capítulo 3. Para melhor ilustrar a grande variação de resultados que se

pode obter ao aplicar os diferentes modelos, elaborou-se a Tabela 6.7, que apresenta os valores de R^2 para cada amostra compactada na energia intermodificada. Nota-se, nessa tabela, que existe uma grande variação entre esses coeficientes de correlação de um modelo para o outro. Para as outras energias, também se obteve resultados similares.

Tabela 6.7 – Coeficientes de regressão (R^2) para cada um dos modelos utilizados nas amostras compactadas na energia intermodificada.

-	MODELOS					
	1	2	3	4	5	6
	$= k_1 \cdot s_3^{k_2}$	$= k_1 \cdot \sigma^{k_2}$	$= [k_1 + k_2 (k_3 - s_d^{k_2})] \cdot s_3^{k_3}$	$= k_1 \cdot s_3^{k_2} \cdot s_d^{k_3}$	$= k_1 \cdot s_3^{k_2} \cdot s_1^{k_3}$	$= k_1 \cdot \sigma^{k_2} \cdot s_d^{k_3}$
Am-1	0,563	0,350	-	0,729	0,726	0,631
Am-2	0,454	0,274	0,414	0,582	0,577	0,488
Am-3	0,074	0,001	0,145	0,709	0,697	0,638
Am-4	0,602	0,408	0,576	0,711	0,709	0,627
Am-5	0,330	0,125	0,415	0,784	0,776	0,670
Am-6	0,310	0,114	0,412	0,789	0,759	0,684
Am-7	0,478	0,245	0,570	0,812	0,806	0,697
Am-8	0,357	0,167	0,388	0,639	0,632	0,532
Am-9	0,838	0,621	0,892	0,949	0,946	0,803
Am-10	0,469	0,247	-	0,742	0,734	0,621
Am-11	0,806	0,596	0,836	0,902	0,901	0,827

Verificou-se que a amostra Am-3 foi a que apresentou a maior variação entre os coeficientes de correlação obtidos nos modelos utilizados neste trabalho. Ao aplicar o modelo da tensão confinante (1) nos resultados dos módulos encontrados para essa amostra, compactada na energia intermodificada, o valor de R^2 é igual a 0,074, indicando que praticamente não existe correlação entre esses resultados e as tensões confinantes consideradas nos ensaios triaxiais dinâmicos. Entretanto, quando se aplica o modelo composto (4), esse coeficiente passa para 0,709; o que indica uma boa

correlação entre os módulos de resiliência e a combinação da tensão confinante e tensão desvio. Resultados semelhantes também foram obtidos quando se emprega as outras duas energias de compactação (intermediária e modificada). A Figura 6.12 mostra o gráfico obtido através do modelo composto para a amostra Am-3.

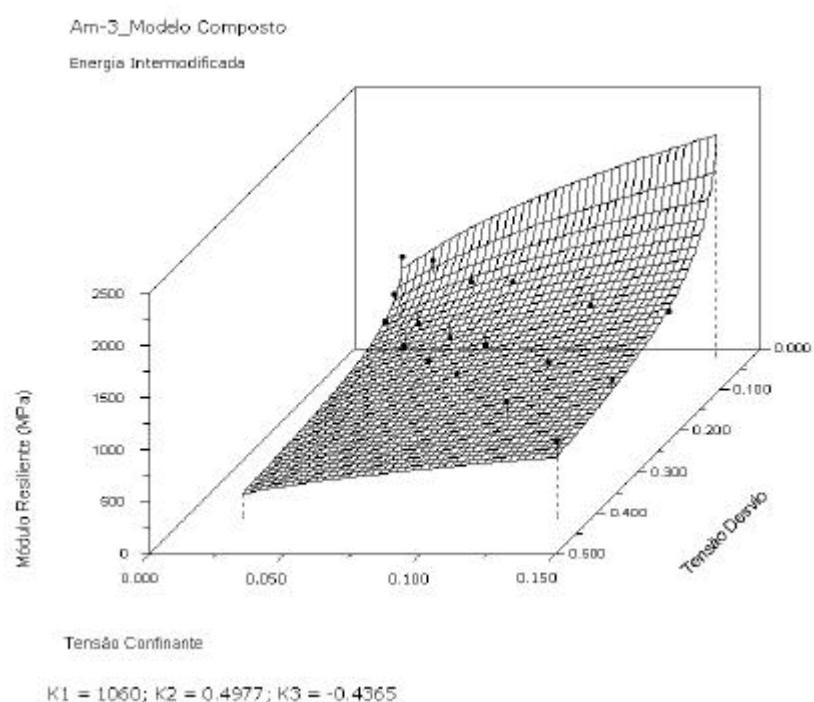


Figura 6.12 – Gráfico do modelo composto aplicado nos resultados de módulo de resiliência obtidos para amostra Am-3, compactada na energia intermodificada.

De todos os modelos investigados, o que melhor representou o comportamento resiliente dos solos estudados foi o modelo composto (4), independentemente da energia de compactação utilizada. O segundo melhor foi o modelo cujo módulo de resiliência varia em função da tensão confinante e da tensão principal maior (modelo 5), que apresentou quase os mesmos resultados obtidos pelo modelo composto. Isto pode ser visto através da Tabela 6.8, que apresenta os coeficientes de correlação para os dois modelos mais tradicionais para solos granulares (modelos 1 e 2, tensão confinante e invariante de tensão, respectivamente) e para o modelo composto, que foi o que obteve os melhores resultados, conforme já mencionado anteriormente.

Tabela 6.8 – Coeficientes dos modelos 1, 2 e 4 para avaliação dos módulos de resiliência, nas energias intermediária, intermodificada e modificada, para cada amostra ensaiada.

AMOSTRAS (I, IM, M)		$M_R = k_1 \cdot s_3^{k_2} \quad (1)$			$M_R = k_1 \cdot q^{k_2} \quad (2)$			$M_R = k_1 \cdot s_3^{k_2} \cdot s_d^{k_3} \quad (4)$			
		k_1	k_2	R^2	k_1	k_2	R^2	k_1	k_2	k_3	R^2
Am-1	I	1225	0,156	0,12	853	0,065	0,02	1291	0,486	-0,403	0,52
	IM	1985	0,344	0,56	1060	0,276	0,35	2327	0,545	-0,190	0,73
	M	2511	0,475	0,88	1142	0,442	0,74	2912	0,534	-0,006	0,92
Am-2	I	877	0,097	0,06	683	0,025	0,01	888	0,350	-0,324	0,32
	IM	1351	0,276	0,45	813	0,218	0,27	1545	0,441	-0,156	0,58
	M	1434	0,172	0,16	987	0,090	0,04	1579	0,438	-0,305	0,41
Am-3	I	1402	0,148	0,14	1003	0,065	0,02	2423	0,533	-0,215	0,37
	IM	924	0,108	0,07	692	0,016	0,01	1060	0,498	-0,436	0,71
	M	1889	0,228	0,40	1205	0,157	0,18	2223	0,508	-0,286	0,77
Am-4	I	2132	0,434	0,81	1031	0,398	0,66	2472	0,496	-0,122	0,86
	IM	1648	0,318	0,60	937	0,266	0,41	1886	0,458	-0,122	0,71
	M	1521	0,255	0,37	943	0,195	0,21	1760	0,429	-0,163	0,50
Am-5	I	2340	0,352	0,65	1233	0,282	0,40	2762	0,610	-0,257	0,87
	IM	2180	0,212	0,33	1413	0,133	0,12	2600	0,529	-0,327	0,78
	M	2793	0,258	0,57	1726	0,198	0,33	3522	0,549	-0,266	0,89
Am-6	I	1172	0,147	0,15	837	0,064	0,03	1342	0,471	-0,356	0,64
	IM	1700	0,238	0,31	1041	0,147	0,11	2022	0,602	-0,390	0,77
	M	1272	0,133	0,16	941	0,060	0,03	1437	0,420	-0,314	0,63
Am-7	I	1200	0,175	0,30	836	0,107	0,11	1410	0,449	-0,279	0,73
	IM	1440	0,243	0,48	904	0,177	0,24	1713	0,502	-0,253	0,81
	M	1692	0,146	0,14	1199	0,049	0,01	4512	0,742	-0,237	0,42
Am-8	I	2042	0,322	0,59	1141	0,263	0,38	2455	0,510	-0,159	0,74
	IM	1593	0,237	0,36	1001	0,165	0,17	1898	0,497	-0,257	0,64
	M	2430	0,387	0,81	1262	0,349	0,64	2928	0,493	-0,508	0,87
Am-9	I	1525	0,285	0,38	874	0,201	0,18	1749	0,556	-0,291	0,66
	IM	3270	0,504	0,84	1369	0,441	0,62	4011	0,754	-0,227	0,95
	M	2045	0,236	0,40	1286	0,163	0,18	2408	0,508	-0,277	0,74
Am-10	I	1410	0,195	0,32	949	0,124	0,13	1645	0,472	-0,286	0,73
	IM	1543	0,231	0,47	993	0,171	0,25	1799	0,457	-0,221	0,74
	M	2225	0,286	0,67	1349	0,247	0,48	2540	0,411	-0,101	0,78
Am-11	I	1336	0,305	0,74	786	0,264	0,53	1503	0,432	-0,108	0,83
	IM	1703	0,404	0,81	847	0,354	0,60	1908	0,544	-0,129	0,90
	M	1394	0,264	0,47	853	0,205	0,27	1573	0,459	-0,198	0,66

Observa-se, a partir dos resultados apresentados na Tabela 6.8, que o maior valor do coeficiente de correlação R^2 se refere à amostra Am-9 ($R^2 = 0,95$), em que se utilizou o modelo composto para análise dos resultados dos módulos de resiliência (energia intermodificada).

6.6.3 Variação do Módulo de Resiliência dos Solos Estudados em Função da Energia de Compactação

As planilhas contendo todos os resultados dos ensaios triaxiais dinâmicos para as amostras estudadas, nas energias intermediária, intermodificada e modificada, estão apresentados no Apêndice II e os valores médios dos módulos de resiliência constam na Tabela 6.9. Como não se verificou uma variação significativa dos módulos em função da tensão confinante, resolveu-se adotar, para efeito de análise, os valores dos módulos de resiliência médios para representar o comportamento resiliente dos materiais estudados.

Tabela 6.9 – Módulos de resiliência médios em função da energia de compactação.

Amostras	Módulo de Resiliência Médio (MPa)		
	Intermediária	Intermodificada	Modificada
Am – 1	816	774	680
Am – 2	687	635	910
Am – 3	953	700	1.009
Am – 4	646	687	759
Am – 5	890	1.223	1.369
Am – 6	793	893	889
Am – 7	743	737	1.165
Am – 8	842	835	835
Am – 9	703	823	1.072
Am – 10	828	815	1.006
Am – 11	573	558	674

Para uma melhor visualização das informações contidas na Tabela 6.9, elaborou-se a Figura 6.13, que mostra a variação dos módulos de resiliência médios em

função da energia de compactação para cada amostra estudada. Pode-se verificar, a partir dessa figura, que o acréscimo de energia tende a aumentar os valores dos módulos, principalmente quando se compara os resultados das energias intermediária e modificada. Somente para duas amostras, Am-1 e Am-8, o aumento do esforço de compactação não elevou os valores dos módulos de resiliência. Para a amostra Am-8, a variação de energia não os alterou e para a amostra Am-1, o acréscimo de energia reduziu os valores dos mesmos (ver Figura 6.13).

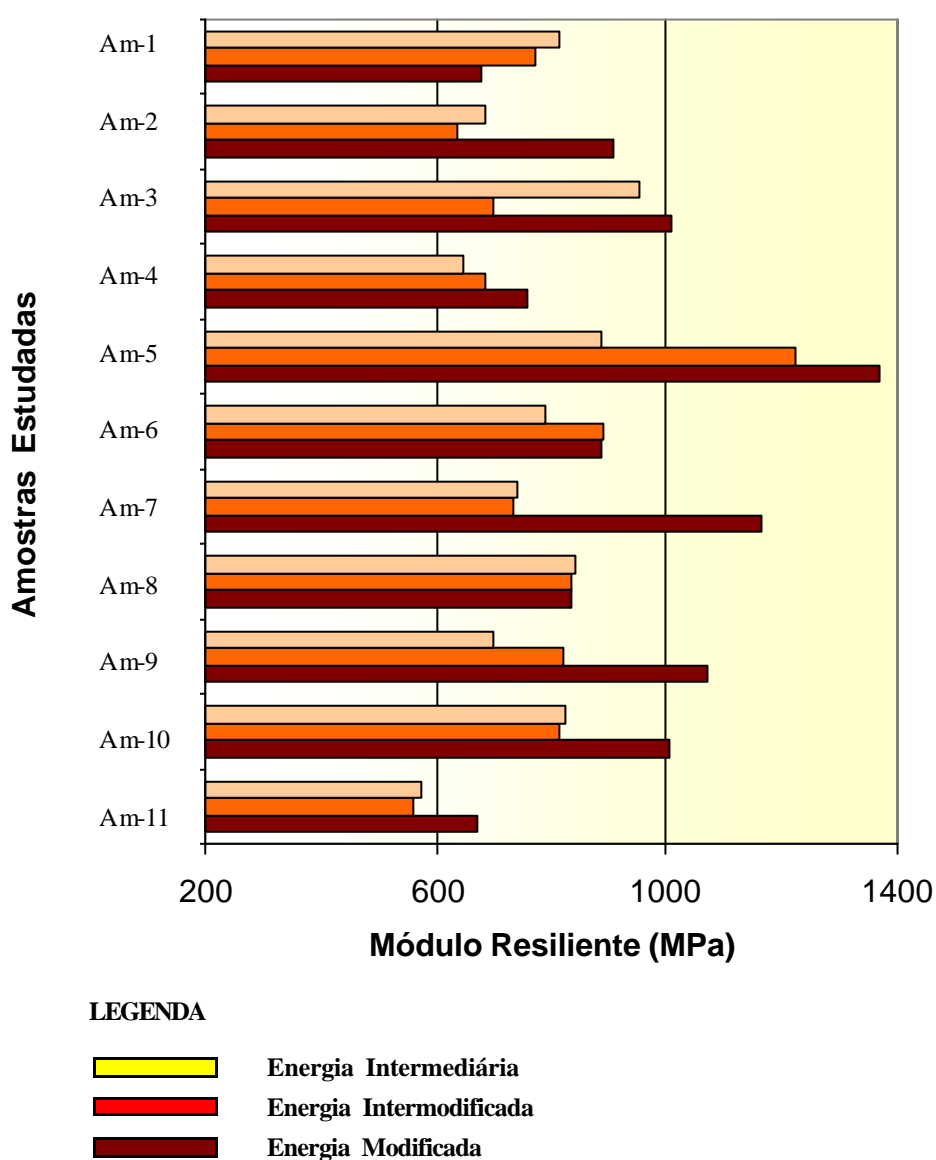


Figura 6.13 – Gráfico dos módulos de resiliência médios para cada amostra, em função da energia de compactação.

Esse acréscimo dos módulos de resiliência, observado quando se eleva a energia (da intermediária para modificada), fica melhor ilustrado através da Figura 6.14, que foi elaborado especificamente para as amostras em que se verificou o aumento dos módulos com a energia de compactação. Apenas as amostras Am-1 e Am-8 não estão incluídas nessa figura.

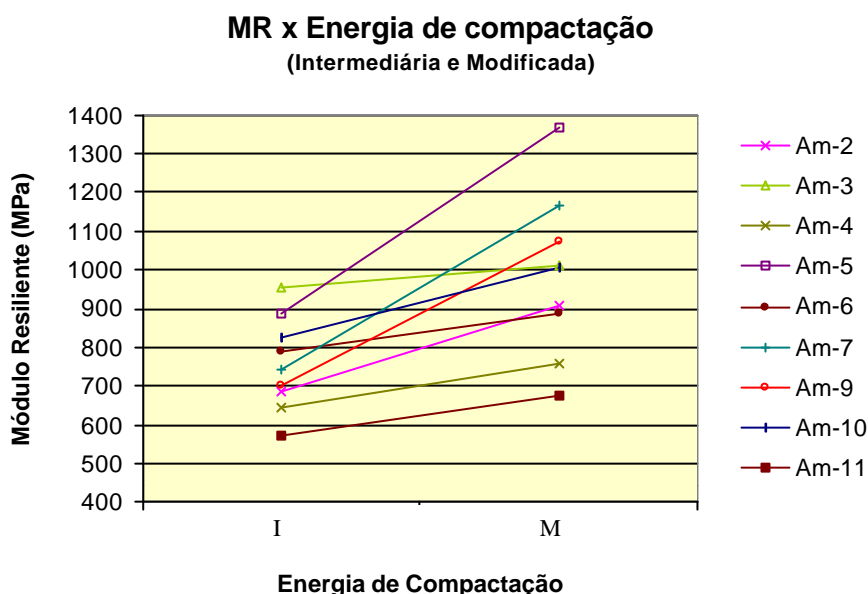


Figura 6.14 – Gráfico dos módulos de resiliência médios para as energias intermediária e modificada, considerando nove amostras (exceto Am-1 e Am-8).

Quanto à energia intermodificada, nota-se uma variação muito pequena dos módulos, ao se comparar com os da energia intermediária. A Figura 6.15 mostra que a aplicação da energia intermodificada, em relação à energia intermediária, só aumentou os valores dos módulos, de forma significativa, para a amostra Am-5. Com relação à amostra Am-3, nota-se que o módulo sofreu uma redução considerável da energia intermediária para a intermodificada. Como o valor do módulo de resiliência referente à energia modificada foi muito próximo do valor do módulo determinado para a energia intermediária, acredita-se que houve problemas, possivelmente relacionados a algum defeito no corpo-de-prova durante a execução desse ensaio.

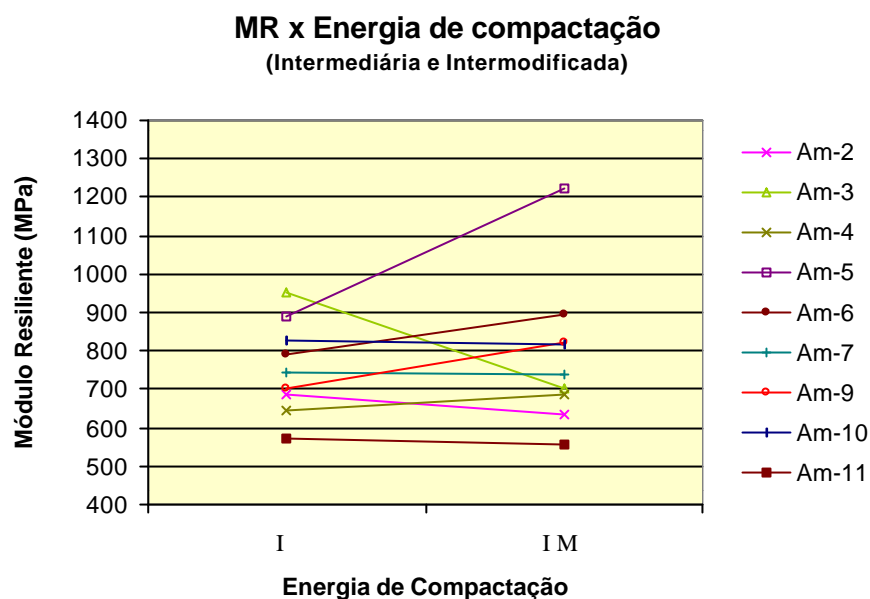


Figura 6.15 – Gráfico dos módulos de resiliência médios para as energias intermediária e intermodificada, considerando nove amostras (exceto Am-1 e Am-8).

6.6.4 Resultados da Classificação Resiliente dos Solos

Os resultados da classificação resiliente do DNER para as amostras compactadas nas energias intermediária, intermodificada e modificada são mostrados, respectivamente, nas Figuras 6.16, 6.17 e 6.18. Quanto a essa classificação, verificou-se que a maior parte das amostras se situa no Grupo C, conforme descrito no Capítulo 3, mesmo considerando os três níveis de energia de compactação utilizados nos ensaios.

Nota-se, a partir dos gráficos das classificações resilientes apresentadas nas Figuras 6.16, 6.17 e 6.18, que para as amostras compactadas na energia intermediária apenas a amostra Am-11 pode ser totalmente enquadrada no grupo B dessa classificação. Todas as demais amostras se encontram enquadradas no grupo C. Nesse grupo, os materiais são indicados para serem utilizados em camadas de base de pavimentos, visto que geralmente dão origem a pavimentos que apresentam baixas deflexões.

Em relação à energia intermodificada, objeto deste estudo, observou-se que a aplicação desta energia teve pouca influência na classificação dos módulos de

resiliência. Somente em duas amostras, Am-4 e Am-5, pôde-se notar vantagens com a aplicação dessa energia, no que se refere à classificação resiliente para solos granulares do DNER. Para a amostra Am-4, houve uma melhoria quanto à classificação, que passou definitivamente para o grupo C, apesar do pequeno aumento dos módulos, quando comparado com os resultados dos módulos obtidos para energia intermediária. Já para a amostra Am-5, verificou-se um crescimento substancial dos módulos com a aplicação da energia intermodificada. Pode-se dizer que essa foi a única amostra em que se verificou um aumento substancial dos módulos de resiliência, com o acréscimo de energia de compactação.

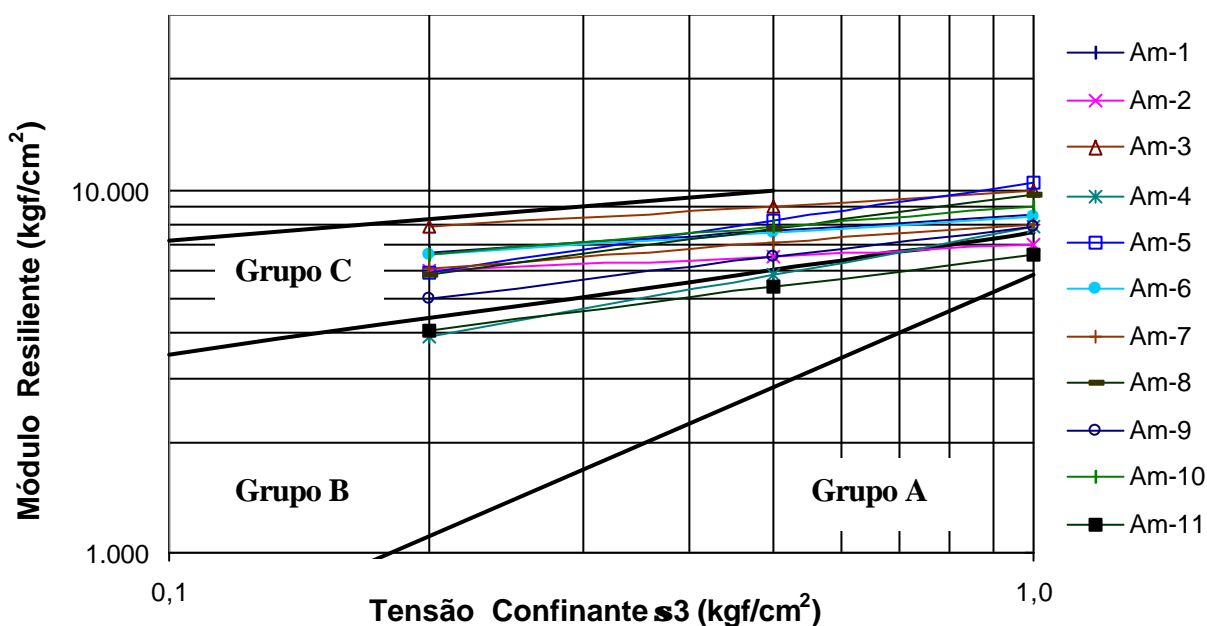


Figura 6.16 – Classificação Resiliente do DNER para as amostras compactadas na energia intermediária.

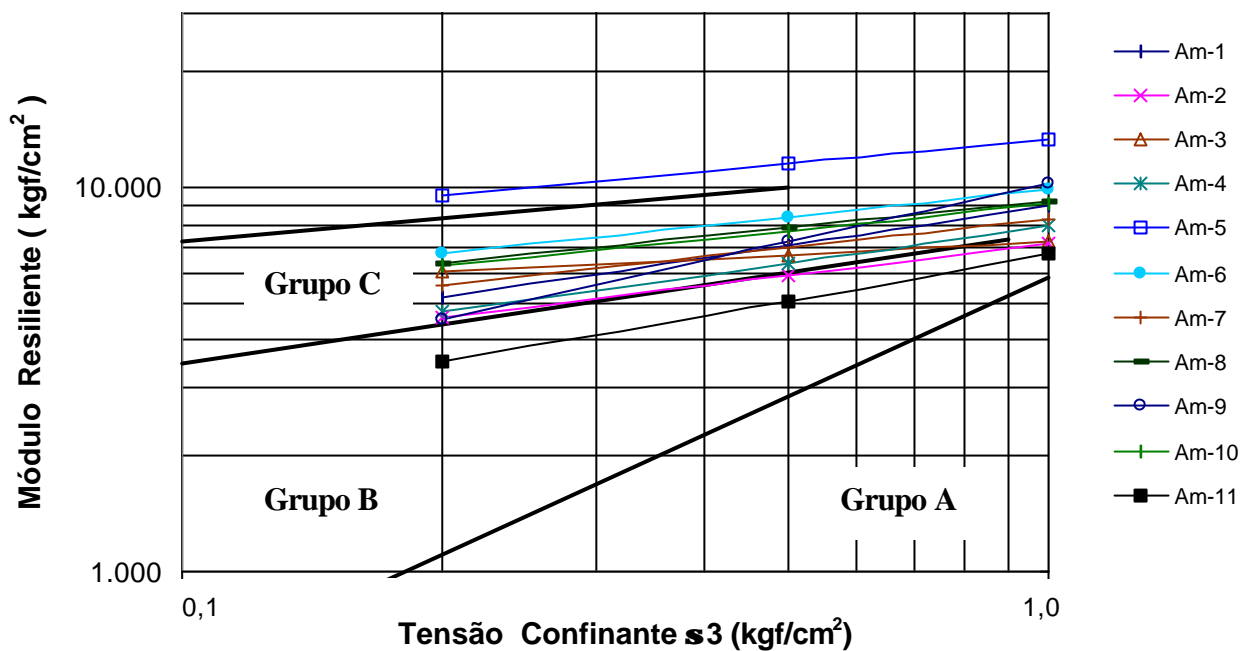


Figura 6.17 – Classificação Resiliente do DNER para as amostras compactadas na energia intermodificada.

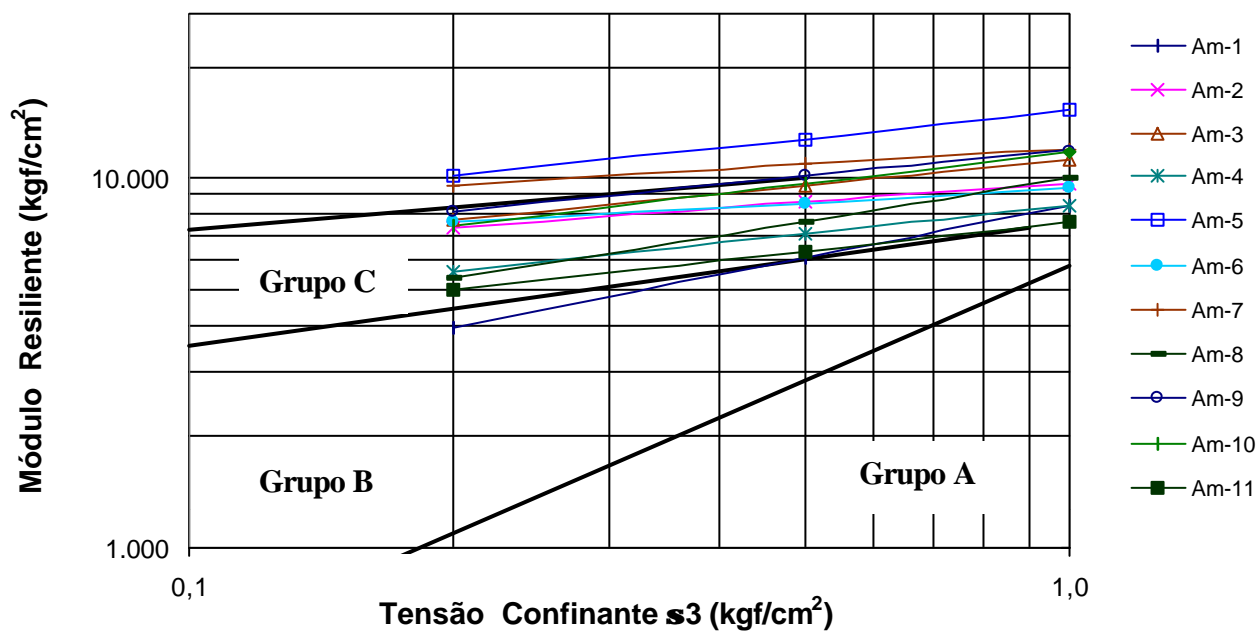


Figura 6.18 – Classificação Resiliente do DNER para as amostras compactadas na energia modificada.

6.6.5 Correlações entre CBR e Módulo de Resiliência

Conforme visto no Capítulo 3 do presente trabalho, é possível se estabelecer algumas expressões que simulem o comportamento resiliente de solos em função dos valores de CBR, conquanto que esteja limitada a um certo tipo de material e sob determinadas condições associadas à execução dos ensaios de laboratório.

A possibilidade de se estabelecer correlações entre os valores de CBR e módulo de resiliência são importantes, não só pelo fato de se poder estimar valores de módulos em função do CBR, mas também por proporcionar um melhor conhecimento das propriedades geotécnicas dos materiais usados em pavimentos rodoviários. Entretanto, sabe-se que o modo como o módulo de resiliência e o CBR são obtidos nos ensaios laboratoriais são bastante diferentes. Enquanto no ensaio de CBR ocorre o rompimento do corpo-de-prova, no ensaio de módulo o corpo-de-prova sofre a aplicação de pulsos de carga, sob uma certa tensão de confinamento, que acontece para um nível de tensão bem distante da ruptura, de forma não destrutível.

Com a finalidade de se verificar essa relação para os materiais estudados, foram elaborados gráficos, que correlacionam os resultados dos módulos de resiliência, determinados através dos ensaios triaxiais dinâmicos, e os resultados dos ensaios de CBR, para as três energias de compactação (intermediária, intermodificada e modificada). O gráfico da Figura 6.19 mostra os módulos de resiliência médios em função do CBR, para todas as amostras estudadas, considerando somente a energia intermediária (as outras energias também apresentaram resultados semelhantes). Ao analisar esse gráfico, verifica-se que praticamente não existe correlação entre essas duas propriedades.

Quanto às equações propostas por diversos autores para correlacionar esses dois parâmetros, conforme visto no Capítulo 3, algumas também foram testadas para cada amostra, considerando as três energias. A Tabela 6.10 apresenta os módulos de resiliência estimados através da aplicação das expressões apresentadas na Tabela 3.2, em função dos resultados de CBR, para cada amostra compactada na energia intermediária (os resultados referentes às outras duas energias também foram semelhantes). Essa tabela também apresenta os módulos de resiliência médios determinados nos ensaios triaxiais dinâmicos e a classificação HRB de cada amostra.

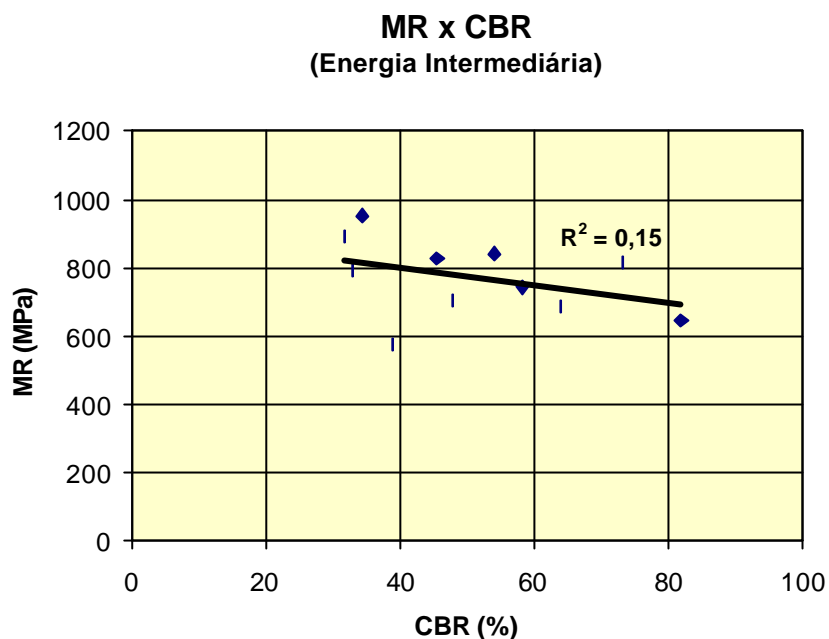


Figura 6.19 – Relação entre os resultados de CBR (%) e de módulo de resiliência (MPa) para as amostras compactadas na energia intermediária.

Tabela 6.10 – Resultados dos módulos de resiliência (MPa) calculados através de equações, apresentadas na Tabela 3.8, elaboradas em função do CBR.

Amostras	HRB	MR (MPa) Ensaio triaxial	(Heukelom e Foster) $M_R =$ 1500 CBR	(Gren e Hall) $M_R =$ 5409 CBR ^{0,711}	(CSIR) $M_R =$ 3000 CBR ^{0,65}	(Lister) $M_R =$ 2555 CBR ^{0,64}
Am-1	A-1-a	816	758	790	337	275
Am-2	A-1-a	687	662	718	309	252
Am-3	A-1-b	953	355	461	206	169
Am-4	A-1-b	646	849	857	363	296
Am-5	A-2-4	890	328	435	196	161
Am-6	A-2-4	793	341	448	201	165
Am-7	A-1-b	743	603	672	291	238
Am-8	A-1-a	842	561	638	277	227
Am-9	A-1-b	703	494	584	256	209
Am-10	A-2-6	828	472	564	248	203
Am-11	A-2-4	573	402	504	224	184

Observa-se, na Tabela 6.10, que as duas primeiras expressões (Heukelom e Foster, Gren e Hall) apresentaram melhores resultados do que as outras duas (CSIR e Lister). Mesmo assim, das 11 amostras apenas 4 (Am-1, Am-2, Am-7 e Am-11) apresentaram bons resultados, quando se compara com os resultados dos módulos determinados nos ensaios triaxiais dinâmicos. Nas demais amostras, os resultados calculados por essas expressões ficaram bem distantes da realidade.

Contudo, quando se leva em conta a classificação HRB, nota-se que os solos da classe A-1-a foram os que conseguiram as melhores previsões com o uso da equação proposta por Gren e Hall. Para as outras classes, no entanto, os resultados encontrados foram bastante divergentes. Como o número de amostras é muito reduzido para cada uma dessas classes HRB (A-1-a, A-1-b e A-2-4), não se pode tirar conclusões muito concretas sobre a eficiência dessas equações, mas incentiva a realização de mais pesquisas, em busca de novas equações e que leve em consideração as particularidades dos materiais, bem como a sua área de ocorrência. Vale salientar que geralmente essas equações só são válidas para as condições em que foram elaboradas, restringindo-se a um certo universo amostral, onde os tipos e características dos materiais possam ser controlados.

6.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este Capítulo mostrou os resultados dos ensaios de caracterização, granulometria, compactação, CBR, expansão e resiliência, para cada uma das amostras ensaiadas. Em seguida, fez-se uma análise desses resultados, levando em consideração a aplicação das diferentes energias de compactação (intermediária, intermodificada e modificada) utilizadas nos ensaios de laboratório.

As conclusões e as sugestões para futuras pesquisas estão apresentadas no próximo capítulo.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões, assim como sugestões para futuras pesquisas.

As conclusões estão baseadas nos resultados dos ensaios de caracterização, granulometria, compactação, CBR, expansão e módulo de resiliência, visando mostrar a influência da energia de compactação, em especial a intermodificada, sobre as propriedades geotécnicas dos solos estudados.

Todas as conclusões estão vinculadas ao universo em estudo, podendo-se, a partir delas, ter-se uma idéia a respeito da influência da energia intermodificada sobre o comportamento das propriedades de alguns solos do Estado do Ceará.

7.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

7.1.1 Quanto aos Ensaio de Caracterização

- a) os resultados obtidos das massas específicas dos sólidos foram relativamente baixos, com muitos solos apresentando valores inferiores ao do quartzo ($2,650 \text{ g/cm}^3$), o que pode indicar uma pequena incidência de ferro e/ou alumínio na composição química dos solos;
- b) a maioria dos solos ensaiados possui valores de LL inferiores a 25% e de IP inferiores a 6%. Esse fato permite o enquadramento desses materiais, quanto aos critérios de plasticidade, nas especificações vigentes do DERT/CE para aplicação em base de pavimentos rodoviários;
- c) a classificação HRB das amostras selecionadas para os ensaios de laboratório seguiram a mesma tendência verificada nos arquivos de projetos do DERT/CE. Isto é, quase todas as amostras que se destinam à aplicação em camadas de base de pavimentos rodoviários do Estado do Ceará pertencem às classes A-1-a, A-1-b e A-2-4;

- d) a classificação HRB mostrou-se eficiente para estimar, preliminarmente, os valores de CBR dos solos ensaiados. Observou-se uma faixa de valores de CBR correspondente às principais classes do HRB verificadas para as amostras estudadas (A-1-a, A-1-b e A-2-4).

7.1.2 Quanto aos Resultados dos Ensaio de Compactação

- a) as massas específicas secas máximas aumentaram, porém com variações muito pequenas, e as umidades ótimas diminuíram com o acréscimo de energia de compactação. De acordo com a teoria, os resultados encontrados para esses dois parâmetros já eram esperados quando se eleva a energia de compactação;
- b) foram obtidas equações de correlação, com coeficientes R^2 superiores a 0,97, que permitem estimar o valor da umidade ótima para a energia de compactação (intermediária, intermodificada ou modificada) quando se conhece o valor da umidade ótima para outra energia;
- c) pode-se prever o resultado do valor da massa específica seca máxima, por meio de equações de correlação (R^2 superiores a 0,88), quando se conhece o seu valor para outra energia de compactação (intermediária, intermodificada ou modificada).

7.1.3 Quanto aos Resultados dos Ensaio de CBR e Expansão

- a) o acréscimo de energia de compactação tende a elevar os valores de CBR, que em alguns casos chega a aumentar consideravelmente. Dependendo do valor de CBR desejado, provavelmente existe uma energia, entre as energias intermediária, intermodificada e modificada, mais adequada para cada situação de projeto, não esquecendo-se que uma dada energia pode ser excessiva para determinados materiais;
- b) à luz dos resultados de CBR, a energia intermodificada se mostrou a mais apropriada para algumas amostras estudadas, quando se considera um

determinado valor de CBR exigido em um projeto rodoviário. Para esses materiais, uma energia menor do que a intermodificada não atende às condições exigidas em projeto, e uma energia maior seria um gasto desnecessário com mais esforço de compactação. Portanto, em determinadas condições, a aplicação dessa energia de compactação é bastante eficiente, o que confirma a experiência vivenciada pelos técnicos do DERT/CE, até o presente momento;

- c) os resultados da expansão apresentaram valores de pequena magnitude, quase todos abaixo de 0,5%, que é o limite máximo especificado nas normas do DERT/CE para solos granulares, com vistas à aplicação em bases de pavimentos rodoviários. Além disso, poucas amostras apresentaram expansão em virtude da baixa plasticidade das amostras, o que limita bastante qualquer conclusão que se possa tirar acerca desses resultados. Mesmo assim, com todas essas limitações, notou-se uma leve tendência da expansão aumentar com a energia de compactação, principalmente quando se compara a energia intermediária com a modificada.

7.1.4 Quanto aos Resultados do Módulo de Resiliência

- a) confirmou-se a tendência dos módulos de resiliência aumentarem com o acréscimo de energia de compactação, que foi observada de forma mais nítida entre os valores obtidos para as energias intermediária e modificada;
- b) não se verificou uma variação significativa dos valores dos módulos de resiliência, quando se compara os resultados obtidos entre as energias intermediária e intermodificada. Disto se conclui, a partir das análises realizadas (levando-se em consideração somente as características resilientes dos materiais), que a energia intermodificada pouco alterou a resiliência dos solos estudados, salvo algumas exceções, que justifique a aplicação dessa energia de compactação;
- c) quanto à classificação resiliente do DNER para os solos granulares ensaiados, verificou-se que a maior parte das amostras estudadas se situa no Grupo C dessa

classificação, mesmo considerando os três níveis de energia de compactação utilizados nos ensaios. Nesse grupo, os materiais são indicados para serem utilizados em camadas de base de pavimentos, visto que geralmente dão origem a pavimentos que apresentam baixas deflexões. De acordo com o projeto do trecho rodoviário Barrento – Aracatiara, quase todas as jazidas, que foram selecionadas para realizar a coleta das amostras, estão indicadas para base do pavimento desse trecho da rodovia CE-085;

- d) com relação aos modelos constitutivos usados para avaliação do comportamento resiliente dos materiais em estudo, pode-se concluir que o modelo composto foi o que apresentou melhores coeficientes de correlação, para todas as amostras estudadas.

7.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Como recomendações para dar prosseguimento aos estudos aqui apresentados, sugere-se:

- a) estender essa pesquisa, ou seja, avaliar o efeito da energia de compactação para outros tipos de materiais empregados em pavimentação, como os solos de granulometria mais fina ou com índice de plasticidade mais elevados, em que se possa investigar melhor os fenômenos da expansão em função da energia;
- b) estudar a influência da energia nas propriedades geotécnicas dos solos do Estado do Ceará levando em consideração também a aplicação da energia de compactação normal;
- c) investigar o efeito da compactação considerando o fenômeno da contração dos solos utilizados em pavimentos viários do Estado do Ceará;
- d) aplicar os resultados de módulo de resiliência dos solos estudados nas análises de dimensionamento mecânico de pavimentos e comparar com as estruturas obtidas a partir do método de dimensionamento que considera o CBR;
- e) construir e acompanhar trechos experimentais que sejam dimensionados de acordo com o método da resiliência e/ou CBR (para diversas energias de

compactação), visando avaliar a eficiência dos mesmos em função dos materiais utilizados na execução dos pavimentos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALLEN, J. J.; THOMPSON, M. R. (1974). Resilient response of granular materials subjected to time-dependent lateral stresses. *Transportation Research Record*. v. 510, p. 1-13.
- ALONSO, L. V. (1927). *Compactacion en carreteras y aeropuertos*. Editores Técnicos Asociados S. A., Barcelona.
- AQUINO FILHO, G. C. (1995). *Compactação de solos com energias, aproximadamente, iguais e diferentes procedimentos*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, SP.
- ARANOVICH, L. A. S. (1985). *Desempenho de pavimentos de baixo custo no Estado do Paraná*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ. 374p.
- ARAÚJO, A. (1996). *Algumas considerações sobre o ensaio de compactação, com energia de 585KJ/m³*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, SP.
- ATTOM, M. F. (1997). The effect of compactive energy level on some soil properties. *Applied Clay Science* 12. p.61-72.
- BARKSDALE, R. D.; HICKS, R. G. (1973). Material characterization and layered theory for use in fatigue analyses. *Highway Research Board*, Special Report n.140. Washington. pp. 20-48.
- BARKSDALE, R. G. (1971). Compressive stress pulse times in flexible pavements for use in dynamic testing. *Highway Research Record* 345. pp. 32-44.
- BARROSO, S. H. A (1996) *Estudo do comportamento de solos artificiais através da absorção de azul de metileno*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, SP. 124p.
- BARROSO, S. H. A (2002) *Estudo dos Solos da Região Metropolitana de Fortaleza para Aplicação em Engenharia Rodoviária*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, SP.
- BELL, J. R. (1977). Compaction energy relationships of cohesive soils. *Transportation Research Record*, 641, p. 29-34.
- BENEVIDES, S. A. S. (2000). *Análise comparativa dos métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos: empírico do DNER e da resiliência da COPPE/UFRJ em rodovias do Estado do Ceará*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ. 176p.

- BERNUCCI, L. L. B. (1995). *Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego*. Tese de Doutorado. Escola Politécnica. Universidade de São Paulo, SP.
- CAPUTO, H. P. (1996), *Mecânica dos solos e suas aplicações*. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. Rio de Janeiro, RJ.
- CARDOSO, S. H. (1988). Estudo das deformações resilientes de solos lateríticos da região de Brasília. *23ª Reunião Anual de Pavimentação*. ABPV v.1. Florianópolis, SC. p. 203-219.
- CERNICA, J. N. (1995). *Geotechnical Engineering: Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, Inc. New York, 454 pp.
- CHAVES, J. F. (2000) *Caracterização Geotécnica de Solos da Formação Barreiras da Região Metropolitana de Fortaleza para Aplicação em Obras Rodoviárias*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- COGERH (2005). COMPANHIA DE GESTÃO DE RECURSOS DOS HÍDRICOS. Site:<<http://www.ceara.gov.br/redirecionador.asp?pagina=http://www.cogerh.com.br>> Data de acesso: 8 de julho de 2005.
- CUNTO, F. J. C. (1998). *Determinação do módulo de resiliência através de ensaios triaxiais dinâmicos e a sua estimativa a partir de ensaios de compressão simples: estudo de três solos do nordeste brasileiro*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, SP. 154p.
- DAY, R. W. (1999). *Geotechnical and foundation engineering: soil mechanics*. McGraw-Hill Companies, Inc.
- DNER (1996). *Manual de Pavimentação*. IPR/DNER/ABNT Publ. 697, 2 ed. Rio de Janeiro, RJ. 320 p.
- DNER (1994). *Métodos de ensaios*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro, RJ.
- DERT/CE (1994). *Especificações Gerais para Serviços e Obras Rodoviárias* Departamento de Edificações, Rodovias e Transportes do Estado do Ceará. Fortaleza, CE.
- ELLIOTT, R. P.; DAVID, L. (1989). Improved characterization model for granular bases. *Transportation Research Record*, v.1227, p. 128-133.
- ELLIOTT, R. P.; THORNTON, S. I. (1988). Resilient modulus and AASHTO pavement design. *Transportation Research Board*, v.1192, p. 1-7. *Engineering Geology*, 26: 261-269. Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam, Netherlands.

- EMBRAPA (1973) *Levantamento Exploratório – Reconhecimento do Solos do Estado do Ceará*. Convênio de mapeamento de solos, Ministério da Agricultura – Superintendência do Desenvolvimento do Nordeste. Recife, PE.
- EMBRAPA (1999). *Sistema Brasileiro de Classificação de Solos*. Embrapa Produção de Informação, Rio de Janeiro, RJ. 412p.
- ESSIGMANN JR, M. F.; ALTSCHAEFFL, A., G.; LOVELL, C. W. (1978). Method for specifying soil compaction *Transportation Research Record*, n. 690, p. 29-34.
- FABRI, G. T. P. (1994). *Caracterização da fração fina de solos tropicais através da adsorção de azul de metileno*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, SP.
- FERREIRA, E. C. (1988). Umidades de solos granulares nos ensaios de laboratório. *23ª Reunião Anual de Pavimentação*. Florianópolis, SC. pp. 404-417.
- FERREIRA, J. G. H. M. (2002). *Elaboração e análise da base de dados de ensaios triaxiais dinâmicos da COPPE/UF RJ*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UF RJ. Rio de Janeiro, RJ. 251p.
- FUNCEME (2005). Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos. Site: <<http://www.funceme.br/DEPAM/index.htm>> Data de acesso: 8 de julho de 2005.
- GODOY, H.; BERNUCCI, L. B.; NOGAMI, J. S. (1996). Diretrizes para a identificação expedita de solos lateríticos para o uso em obras viárias. *30ª Reunião Anual de Pavimentação*. Salvador, BA. pp.557-568.
- GUERRA, A. J. T. (1997). *Novo dicionário geológico-geomorfológico*. Bertrand Brasil, Rio de Janeiro, RJ. 652 p.
- HAU, K. W. (2003). *Application of three-surface kinematic hardening model to the repeated loading of thin surface pavements*. PhD thesis, University of Nottingham.
- HICKS, R. G.; MONISMITH, C. L. (1970). Factors influencing the resilient response of granular materials. *Transportation Research Record*, v.354, p. 15-31.
- HILF, J. W. (1956). An investigation of pore water pressure in compacted cohesive soils. Technical Memorandum, 624. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver – Colorado.
- HOGENTGLER, C. A. (1937). *Engineering properties of soil*. McGraw-Hill Book Company, Inc.
- HUANG, Y. H. (1993). *Pavement analysis and design*. Prentice-Hall, Inc.
- HVEEM, F. N. (1955). Pavement deflection and fatigue failures. *Highway Research Board*, Bulletin, n.28. Washington. pp 101-136.

- HVEEM, F. N.; CARMANY, R. M. (1948). The factors underlying the rational design of pavements. *Highway Research Board, Bulletin*, n.114. Washington. pp 43-87.
- IBGE (2005). Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística Site: http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/default_censo_2000.shtm> Data de acesso: 05 de julho de 2005.
- IPLANCE (1997). *Atlas do Ceará*. Instituto de Planejamento do Estado do Ceará. Fortaleza, CE. 64 p.
- JOHNSON, A. W.; SALLBERG, J. R. (1962). Factors influencing compaction test results. *Highway Research Board, Bulletin*, 319.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1979). *Soil Mechanics, SI Version*. John Wiley & Sons.
- LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. (2000). State of the art I: Resilient response of unbound aggregates. *Journal of Transportation Engineering, ASCE* 126, n°1, p. 66-75.
- LI, D.; SELIG, E. T. (1994). Resilient modulus for fine grained subgrade soils. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, v. 120, n.6, p. 939-957.
- LIMA, M. J. C. P. A.; VIEIRA, A. (1998). *Curso de tecnologia de solos*. Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro, RJ.
- MACEDO, J. A. G. (1996). Interpretação de ensaios triaxiais deflectométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis- A experiência com FWD no Brasil. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- MARTINS, J. A. A. (1985). Resultados preliminares de ensaios de impacto em solos compactados. *20ª Reunião Anual de Pavimentação*. Fortaleza, CE. pp. 435-443.
- MEDINA, J. (1997). *Mecânica dos Pavimentos*. Editora UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- MEDINA, J.; PREUSSLER, E. S. (1980). Características resilientes de solos em estudos de pavimentos. *Solos e Rochas*. v.3, n.1. Rio de Janeiro, RJ. p3-26.
- MELLO, V. F. B.; TEIXEIRA, A. H. (1971). *Mecânica dos solos, fundações e obras de terra*. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, SP.
- MENDES, J. B. C. (1973). *Estudo da influência da energia de compactação nos solos*. Publicação Técnica N° 8. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Minas Gerais – DER/MG.
- MOHAMMAD, L. N.; PUPALA, A. J.; ALAVILLI, P. (1994). Influence of testing procedure and LVDT location on resilient modulus of soils. *Highway Research Record*, v. 1462, p. 91-101.

- MOTTA, L. M. G. (1991). *Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas*. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ. 366 p.
- MOTTA, L. M. G.; MEDINA, J.; MATOS, M. V. M.; VIANNA, A. A. D. (1990). Resiliência de solos pedregulhosos lateríticos. *24ª Reunião Anual de Pavimentação*. Belém, PA. pp. 234-255.
- NATAATMADJA, A.; PARKIN, A. K. (1989). Characterization of granular materials for pavements. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 26, p. 725-730.
- NOGAMI (1972). Determinação do Índice de Suporte Califórnia com equipamentos de dimensões reduzidas (ensaio mini-CBR). *Reunião das Administrações Rodoviárias*. Brasília, DF.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1981). Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. *Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia*. COPPE/UFRJ, v. 1, pp. 30-41, Rio de Janeiro, RJ.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1994). *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. Editora Vilibor, São Paulo, SP.
- NORCONSULT (2000). *Projeto de final de engenharia para implantação e pavimentação da Rodovia CE-085 (Estruturante), trecho Barrento-Aracatiara*. Norconsult Projetos e Consultoria Ltda. Fortaleza, CE.
- OGUNSANWO, O. (1989) Some Geotechnical Properties of Two Laterite Soils Compacted at Different Energies. *Engineering Geology*, 26: 261-269. Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam, Netherlands.
- OOI, P. S.; PU, J. (2002) Use of Stiffness for Evaluating Compactness of Cohesive Pavement Geomaterials. *Transportation Research Board - TRB 2003 Annual Meeting*, pp 03-4052.
- OSEI, A.; DALLAS, N. L.; TUTUMLEUR, E. (2000). Effect of Compaction on Orthotropic Properties of Unbound Aggregate Bases. *European Workshop On Compaction of Soils and Granular Materials*, pp. 17-26 Paris, France.
- PACEY, J. G., JR. (1956). *The Structure of compacted soils*. M. S. Thesis, Mass. Inst. Technol., Cambridge, Mass.
- PARREIRA, A. B.; CARMO, C. A. T.; CUNTO, F. J. C. (1998) Estudo do Módulo Resiliente de Materiais Usados em Pavimentação. *31ª Reunião Anual de Pavimentação, RAPv*, São Paulo, SP.
- PESSOA CABRAL, B. (2005). *Verificação da anisotropia em solos do grupo formação barreiras com o ensaio triaxial dinâmico*. Dissertação de Mestrado. Programa de

- Mestrado em Engenharia de Transportes. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, CE.
- PINTO, C. S. (2000). *Curso básico de mecânica dos solos*. São Paulo, SP.
- PRADO, H. (2003). *Solos do Brasil*. 3ª ed. Piracicaba, São Paulo, SP.
- PREUSSLER, E. S. (1978). *Ensaio triaxiais dinâmicos de um solo arenoso*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ. 149p.
- PROCTOR, R. R. (1933). Fundamental principles of soil compaction. *Engineering News Record*, v.111, n. 10, p. 286-289.
- RADA, G.; WITCZAC, M. W. (1981). Comprehensive evaluation of laboratory resilient moduli results for granular material. *Transportation Research Record*, v.810, p. 23-33.
- RESENDE, L. R. (1999). *Técnicas alternativas para a construção de bases de pavimentos rodoviários*. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília, DF. 169p.
- RODRIGUEZ, A. R.; MEJIA, H. D. C. (1976). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres: carreteras, ferrocarriles y aeropistas*. Limusa, México.
- SANTHA, B. L. (1994). Resilient modulus of subgrade soils: comparison of two constitutive equations. *Transportation Research Record*, v. 1462, p. 79-90.
- SANTOS, J. D. G. (1998). *Contribuição ao Estudo dos Solos Lateríticos Granulares como Camada de Pavimento*. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ. 342p.
- SEED, H. B.; CHAN, C. K.; MONISMITH, C. L. (1955). Effects of repeat loading on strength and deformation of compacted clay. *Highway Research Board*, Bulletin, n.34. Washington. pp 541-558.
- SEED, H. B.; MITCHEL, J. K.; CHAN, C. K. (1960). The strength of compacted cohesive soils. *Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*. Boulder-Colorado. p. 877-964.
- SENÇO, W. (1997). *Manual de técnicas de pavimentação*. Editora Pini Ltda. São Paulo, SP. 746p.
- SOARES, J. B.; MOTTA, L. M.; BENEVIDES, S. A. S. (2000). Dimensionamento Mecânico de Reforço Considerando Alternativa de Base com Revestimento Incorporado. *Simpósio Internacional de Manutenção e Restauração de Pavimentos e Controle Tecnológico*. São Paulo, SP.
- SOUZA, M. L. (1976). *Pavimentação Rodoviária*. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 3v. (Publ. 609). Rio de Janeiro, RJ.

- SRIDHARAN, A.; GURTUG, Y. (2004). Swelling behavior of compacted fine-grained soils. *Engineering Geology* 72. p.9-18.
- SVENSON, M. (1980). *Ensaio triaxiais dinâmicos de solos argilosos*. Tese de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- TURNBULL, W. J.; FOSTER, C. R. (1956). Stabilization of materials by compaction. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, vol. 82, n.2, pp. 934.1-934.23.
- VENDRAMINI, C. A.; PINTO, C. S. (1974). CBR em função do processo de compactação. *Anais V COBRAMSEF*, São Paulo, SP. Pp. 71-83.
- WERK, S. M. S. (2000). *Estudo da influência dos métodos de Compactação no Comportamento resiliente de solos*. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS.
- WITCZAK, M. W.; QI, X.; MIRZA, M. W. (1995). Use of nonlinear subgrade modulus in AASTHO Design Procedure. *Journal of Transportation Engineering*, v.121, n.3, pp. 273-82.
- YODER, E. J., (1959). *Principles of pavements design*. John Wiley & Sons, Inc.
- YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. (1975). *Principles of pavement design*. 2ª ed. John Wiley & Sons, Inc.
- ZAMAN, M.; CHEN, D.; LAGUROS, J. (1994). Resilient moduli of granular materials. *Journal of Transportation Engineering*, v. 120, n.6, p. 967-988.

APÊNDICES

APÊNDICE I

**(ESTUDOS GEOTÉCNICOS DAS JAZIDAS INDICADAS
NOS PROJETOS RODOVIÁRIOS DO DERT/CE)**

CE-138; Pereiro – São Miguel														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	94	87	78	72	47	25	NL	NP	2,008	10,7	30	0,14	A-1-b
2	100	99	66	54	48	37	25	34	9	1,967	15,2	44	0,13	A-2-4

CE-096; Barbalha – Juazeiro do Norte														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
2	100	92	68	48	39	32	15	22	4	2,011	10,2	49	0,2	A-1-b
3	100	94	76	60	53	40	17	22	3	2,064	7,4	50	0	A-1-b

CE -085; Gijoca- Parazinho-Granja														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	92	71	50	38	30	16	19	5	2,028	11,3	64	0,06	A-1-b
2	100	86	59	47	43	38	15	19	5	2,113	11,2	77	0,04	A-1-b
3	100	88	63	47	39	34	19	26	8	2,018	11,6	54	0,08	A-2-4
4	100	89	57	42	36	30	15	23	6	2,049	11,4	53	0,06	A-1-a
5	100	90	62	44	36	28	15	28	8	1,965	12,4	44	0,12	A-2-4
6	100	89	62	41	35	27	15	28	8	1,991	12,5	44	0,11	A-2-4

CE -175; Tianguá-São Benedito														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	90	67	44	30	23	11	23	7	2,065	8,9	56	0	A-2-4
2	100	87	63	45	35	26	10	21	5	2,069	8,7	63	0	A-1-a

Acesso; Distrito de Sítio Alegre														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	99	93	88	80	59	24	19	4	1,994	8,3	29	0,01	A-2-4
2	100	97	83	77	69	51	19	16	3	2,101	6,2	46	0,01	A-2-4

CE -346; Estrela-Canaã														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	99	93	80	63	46	26	22	5	2,101	9,5	48	0	A-2-4

2	100	92	72	63	53	35	15	NL	NP	2,101	8,9	49	0	A-1-b
3	100	92	71	54	46	36	18	16	3	2,085	10,5	46	0	A-1-b
4	100	84	68	57	47	31	10	NL	NP	2,083	10,8	42	0	A-1-b
5	100	90	75	59	46	32	15	NL	NP	2,103	9,0	52	0	A-1-b

CE-138; Alto Santo – Iracema

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	98	82	64	49	31	16	20	0	2,117	7,4	61	0,04	A-1-b
2	100	98	83	65	48	28	12	NL	NP	2,137	7,0	54	0,04	A-1-a
3	100	99	85	63	40	22	10	20	0	2,102	7,0	38	0,02	A-1-a

CE-269; Entr. CE-371 - Nova Jaguaribara - BR-116

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	83	66	55	48	31	17	NL	NP	2,096	8,0	53	0	A-1-b
2	100	81	64	56	49	31	13	NL	NP	2,063	7,0	48	0	A-1-b
4	100	93	81	73	66	40	16	NL	NP	2,064	7,0	53	0	A-1-b

CE-341; Lagoa do Mato – Itatira

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	100	98	85	74	37	16	NL	NP	2,073	8,0	53	0	A-1-b
2	100	98	84	63	50	30	12	NL	NP	2,060	8,0	54	0	A-1-a
4	100	98	92	83	60	37	17	NL	NP	2,057	8,0	65	0	A-1-b

CE-040; Cascavel – Aquiraz

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	97	74	56	44	30	18	20	4	1,930	11,9	50	0,03	A-1-b
2	100	96	76	54	42	29	11	NL	NP	2,051	8,9	41	0,01	A-1-a
5	100	95	70	48	38	27	16	21	5	2,013	11,7	61	0,02	A-1-b
6	100	93	66	42	32	23	13	26	7	2,020	12,4	78	0,01	A-2-4
7	100	97	83	67	55	38	14	NL	NP	2,056	7,7	59	0	A-1-b

CE-350; Pacatuba – Itaitinga														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	90	74	61	52	40	18	NL	NP	2,038	11,0	36	0	A-1-b
2	100	100	100	99	96	72	16	NL	NP	1,954	7,0	37	0	A-2-4

CE-085; Entr. CE-241 – São Gonçalo do Amarante														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
3	100	99	77	51	38	28	15	17	4	1,930	12,7	46	0,07	A-1-a
4	100	98	75	48	34	22	11	20	5	2,030	10,8	44	0,04	A-1-a

Acesso; BR-116 – Península do Curupati														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	89	85	73	64	40	12	16	4	2,056	7,5	51	0,15	A-1-b
2	100	99	84	68	56	35	10	NL	NP	2,082	7,1	50	0,09	A-1-b

Acesso; São Sebastião – Tarrafas														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	97	82	67	59	41	15	NL	NP	2,057	6,6	69	0	A-1-b
2	100	100	89	79	70	50	34	NL	NP	1,963	10,3	54	0,05	A-2-4
3	100	96	79	67	60	47	32	24	7	2,007	8,7	54	0,09	A-2-4
4	100	100	93	84	78	44	10	NL	NP	1,920	5,2	45	0	A-1-b

CE-366; Santa Quitéria – Varjota														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	98	93	79	64	42	20	NL	NP	1,968	9,3	41	0,04	A-1-b
2	100	97	96	88	75	50	24	NL	NP	2,018	7,5	42	0,04	A-1-b
3	100	100	100	98	96	60	29	NL	NP	1,953	7,0	45	0	A-2-4
4	100	100	97	96	93	57	26	NL	NP	1,909	6,9	49	0	A-2-4
5	100	98	81	62	48	32	16	NL	NP	2,058	9,8	58	0,05	A-1-b
6	100	95	69	52	45	33	16	NL	NP	2,030	8,3	77	0	A-1-b
7	100	95	82	67	50	29	14	NL	NP	2,034	8,0	79	0,02	A-1-a

CE-065; Entr. CE-354 – Palmácia														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	98	96	81	70	49	24	19	1	2,094	7,8	55	0,1	A-1-b
2	100	99	98	97	93	55	22	NL	NP	2,028	6,1	37	0,1	A-2-4

CE-065; Entr. CE-455 – Entr. CE-354														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	100	99	95	83	40	15	NL	1	1,968	7,2	26	0,1	A-1-b
2	100	95	88	84	73	43	15	NL	NP	2,087	6,2	52	0	A-1-b

CE-085; Camocim – Granja														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	96	79	56	45	34	17	NL	NP	2,122	9,4	56	0,04	A-1-b
2	100	95	75	59	47	39	24	NL	NP	2,123	9,6	54	0,10	A-1-b
3	100	94	71	56	49	43	17	NL	NP	2,054	9,6	56	0,10	A-1-b
4	100	94	72	55	45	34	17	NL	NP	2,124	9,4	56	0,01	A-1-b

CE-384; Mauriti – Divisa CE/PB														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	78	49	38	32	25	8	19	NP	2,133	7,2	93	0	A-1-a
2	100	77	57	46	36	28	17	22	2	2,129	7,3	80	0	A-1-b
4	100	78	60	52	45	37	27	28	4	1,973	8,3	29	0	A-2-4
5	100	85	61	52	43	36	25	29	4	2,001	9,6	32	0,5	A-1-b
6	100	88	78	70	61	43	25	NL	NP	1,992	8,0	44	0,1	A-1-b
7	100	100	93	76	57	29	16	20	NP	2,025	8,1	62	0,1	A-1-b

CE-371; Jaguaratama – Solonópoles														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	99	93	84	72	43	21	NL	NP	2,083	7,0	44	0	A-1-b
2	100	99	90	83	76	54	32	NL	NP	2,104	7,0	45	0,6	A-2-4
3	100	99	91	79	64	42	20	NL	NP	1,961	9,0	33	0,1	A-1-b

4	100	96	76	56	47	38	19	NL	NP	2,129	7,0	51	0	A-1-b
5	100	97	79	70	66	57	20	NL	NP	1,909	10,0	32	0	A-2-4
6	100	96	79	64	54	37	19	NL	NP	2,121	7,0	65	0	A-1-b
7	100	99	80	62	53	40	21	NL	NP	2,119	8,0	54	0	A-1-b
8	100	98	78	63	53	40	21	NL	NP	2,121	7,0	54	0	A-1-b

CE-176; Arneiroz – Aiuaba

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	100	99	97	92	58	33	21	6	2,035	8,0	42	0,1	A-2-4
2	100	97	85	73	62	41	22	20	5	2,134	7,0	70	0	A-1-b
3	100	99	97	94	88	50	22	NL	NP	2,084	6,7	58	0,1	A-1-b
4	100	100	99	98	94	70	27	23	7	1,968	8,6	38	0,1	A-2-4
5	100	100	100	99	97	43	23	NL	NP	1,968	7,7	67	0,1	A-1-b
6	100	98	98	96	91	57	27	NL	NP	2,124	7,5	51	0,1	A-2-4
7	100	99	94	86	70	48	27	23	7	2,045	9,0	55	0,1	A-2-4

CE-470; Entr. CE-138 – Potiretama

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	98	84	66	47	28	14	27	8	1,999	5,9	71	0	A-2-4
2	100	98	79	61	45	27	12	29	8	2,074	5,2	73	0	A-2-4
3	100	97	88	82	75	58	18	19	6	2,033	5,8	39	0	A-2-4
4	100	97	87	79	72	52	19	18	NP	2,024	5,7	50	0	A-2-4
5	100	100	100	100	98	70	19	17	4	2,038	6,5	37	0	A-2-4
6	100	96	88	81	72	52	19	NL	NP	1,979	6,2	53	0	A-2-4
7	100	100	100	100	98	69	18	NL	NP	2,527	6,9	36	0	A-2-4

CE-277; Entr. BR-020 – Parambu

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	97	87	79	69	51	29	27	8	1,961	9,9	37	0,6	A-2-4

CE-375; Cariús – São Sebastião														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	99	88	77	67	49	27	19	6	2,019	7,0	47	0	A-2-4
2	100	100	96	87	72	41	20	17	5	1,965	6,8	45	0,01	A-1-b
3	100	97	79	62	49	33	24	24	7	1,944	8,5	49	0,05	A-2-4

CE-176; Icarai – Aracatiara – Amontada														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	83	64	55	50	38	16	NL	NP	2,103	7,4	70	0,04	A-1-b
2	100	89	71	64	60	47	22	17	3	2,082	7,6	40	0,12	A-1-b
3	100	97	86	77	66	42	25	19	5	1,918	11,0	43	0,20	A-1-b
4	100	88	60	50	44	38	24	23	4	1,983	11,8	41	0,08	A-1-b
5	100	85	58	48	42	34	17	17	3	2,147	7,4	49	0,04	A-1-b
6	100	100	92	84	74	48	16	15	3	2,078	6,4	40	0,05	A-1-b
7	100	96	82	74	67	45	17	18	4	2,101	8,2	41	0,24	A-1-b
10	100	96	72	58	53	41	19	24	5	2,127	9,3	43	0,11	A-1-b

CE-187; Entr. BR-020 - Campos Sales														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	94	74	60	58	37	26	NL	NP	2,090	7,9	74	0,1	A-2-4
2	100	97	77	64	55	41	27	NL	NP	2,085	8,0	83	0,1	A-2-4
3	100	93	77	65	58	42	30	24	4	2,020	10,5	34	0,1	A-2-4
4	100	95	70	51	39	32	24	NL	NP	2,046	10,6	44	0,1	A-1-b
5	100	97	83	73	68	52	32	NL	NP	2,062	7,6	56	0,1	A-2-4
6	100	99	92	84	78	63	39	18	1	2,021	7,5	49	0	A-4
7	100	95	82	72	60	47	33	20	2	2,019	14,0	57	0,1	A-2-4
8	100	94	72	56	46	39	33	37	13	1,923	13,3	41	0,1	A-2-6
9	100	93	75	61	50	37	23	NL	NP	1,993	10,5	55	0,1	A-1-b

CE-085; Granja – Viçosa														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	85	68	57	48	35	18	NL	NP	2,044	10,0	59	0,04	A-1-b
2	100	88	57	41	35	21	10	NL	NP	2,770	10,0	67	0,09	A-1-a
3	100	91	65	51	40	25	9	NL	NP	2,028	9,0	59	0,02	A-1-a
4	100	85	52	37	27	19	10	NL	NP	1,935	9,0	60	0,05	A-1-a
4 A	100	90	56	38	31	21	12	NL	NP	1,983	11,0	34	0,05	A-1-a
5	100	88	64	55	43	26	12	NL	NP	2,043	9,0	66	0,05	A-1-a
6	100	86	60	45	36	26	12	NL	NP	2,039	9,0	63	0,06	A-1-a
7	100	86	63	48	38	23	12	NL	NP	2,031	9,0	60	0	A-1-a

CE-085/BR-402; Camocim – Divisa CE/PI														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	100	63	41	32	26	17	23	5	2,073	8,3	49	0,1	A-1-b
2	100	93	74	56	45	35	15	14	2	2,052	9,7	52	0,15	A-1-b
3	100	98	65	46	36	28	13	8	2	2,003	8,2	53	0,15	A-1-a
4	100	95	65	36	27	21	10	17	1	2,012	8,2	61	0,1	A-1-a
5	100	89	64	49	34	26	17	11	0	2,016	8,7	50	0,1	A-1-b

CE-085; Barrento – Aracatiara														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	96	68	54	46	36	16	5	6	2,136	9,5	64	0	A-1-b
2	100	100	100	100	98	63	21	NL	NP	2,078	6,3	43	0	A-2-4
3	100	100	100	100	98	64	18	NL	NP	2,090	6,5	46	0	A-2-4
4	100	94	67	52	47	36	21	15	4	2,093	11,0	67	0,1	A-1-b
5	100	100	99	99	95	63	19	NL	NP	2,053	6,7	47	0	A-2-4
6	100	89	65	52	45	32	17	22	3	2,151	9,0	66	0	A-1-b
7	100	89	63	54	46	30	16	22	3	2,136	8,5	75	0	A-1-b
8	100	82	62	56	50	32	14	NL	NP	2,158	8,1	99	0	A-1-b
9	100	100	97	96	91	47	17	NL	NP	2,049	5,4	46	0	A-1-b
10	100	100	100	100	98	64	18	NL	NP	2,068	6,6	44	0	A-2-4

11	100	100	100	100	97	68	24	1	NP	2,076	6,0	41	0	A-2-4
12	100	96	78	75	59	43	23	11	5	2,113	9,3	66	0	A-1-b

CE-232; Viçosa – Divisa CE/PI

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	95	81	69	59	48	25	NL	NP	1,984	7,9	29	0,08	A-1-b
2	100	98	71	52	44	36	13	NL	NP	1,981	7,6	79	0,06	A-1-b
3	100	97	70	51	44	36	14	NL	NP	2,015	8,4	85	0,04	A-1-b
4	100	97	65	50	45	37	17	NL	NP	2,071	9,2	63	0,03	A-1-b
5	100	95	81	68	58	47	24	NL	NP	1,999	9,2	35	0,03	A-1-b
6	100	96	80	68	57	44	22	NL	NP	2,019	8,7	65	0,04	A-1-b
7	100	97	71	54	48	39	13	NL	NP	2,055	8,8	65	0,11	A-1-b
8	100	97	62	44	38	31	15	NL	NP	2,075	9,3	51	0,11	A-1-b

CE-187; Crateús – Tucuns

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	96	76	58	49	35	18	15	3	2,126	7,3	81	0	A-1-b
2	100	98	86	74	65	46	24	15	3	2,106	7,4	59	0	A-1-b
4	100	98	85	72	65	46	25	29	10	2,034	8,6	47	0,01	A-2-4
6	100	96	83	62	48	33	16	NL	NP	1,976	9,4	61	0	A-1-b
7	100	97	89	81	71	52	21	NL	NP	1,930	8,7	64	0	A-2-4
8	100	96	85	73	59	40	19	15	3	2,012	8,2	50	0,01	A-1-b

CE-265; Morro Redondo – Mosenhor Tabosa

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	93	75	62	51	32	17	NL	NP	2,076	9,5	53	0,02	A-1-b
2	100	97	85	72	56	34	19	NL	NP	2,012	9,1	36	0,01	A-1-b
3	100	96	80	71	64	43	24	NL	NP	2,018	9,3	34	0,14	A-1-b
4	100	96	85	75	67	47	24	NL	NP	2,028	8,8	32	0,08	A-1-b

CE-265; Nova Russas – Ararendá														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	94	84	73	63	39	20	NL	NP	2,064	10,0	39	0	A-1-b
2	100	97	84	72	59	42	25	NL	NP	2,016	10,3	31	0	A-1-b
3	100	96	81	59	41	25	13	NL	NP	2,067	8,8	47	0,16	A-1-a
4	100	91	66	48	40	28	13	NL	NP	2,067	9,5	42	0	A-1-a
5	100	96	83	68	53	36	21	NL	NP	2,056	10,1	34	0,13	A-1-b

Acesso; BR-230 / Entr. CE-288 (Granjeiro)														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	97	86	75	66	51	28	33	10	1,926	10,5	46	0,2	A-2-4
2	100	99	86	76	68	53	30	29	8	1,926	12,0	47	0,1	A-2-4
3	100	96	84	78	69	51	31	26	7	2,003	10,0	51	0,3	A-2-4
4	100	93	71	60	55	45	30	32	10	2,003	12,0	53	0,3	A-2-4
5	100	94	74	60	53	46	24	NL	NP	2,013	8,8	62	0,1	A-1-b

CE-456; Entr. BR-020 - Choró														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	95	85	78	69	45	17	NL	NP	1,889	5,8	55	0	A-1-b
2	100	94	75	60	48	35	21	NL	NP	2,106	6,6	74	0	A-1-b
3	100	92	80	74	70	49	20	NL	NP	2,047	6,4	63	0	A-1-b
4	100	95	86	83	81	55	22	NL	NP	2,070	9,3	89	0	A-2-4
5	100	100	99	98	92	60	17	NL	NP	1,982	6,7	35	0	A-2-4
6	100	100	99	97	92	57	20	NL	NP	1,966	6,9	40	0,1	A-2-4
7	100	90	65	51	41	30	15	NL	NP	2,104	7,8	89	0	A-1-a
8	100	90	70	59	50	37	17	NL	NP	2,088	7,7	72	0	A-1-b

CE-138; Cristais – Morada Nova														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	93	75	63	53	40	18	NL	NP	2,084	7,0	70	0	A-1-b
2	100	92	68	54	49	38	18	NL	NP	2,104	7,7	80	0	A-1-b

3	100	96	80	69	62	48	20	NL	NP	2,093	7,3	70	0	A-1-b
4	100	96	81	71	61	41	17	NL	1	2,030	6,7	63	0	A-1-b
5	100	95	73	60	51	39	20	NL	NP	2,111	7,9	77	0	A-1-b
6	100	94	68	50	41	30	16	NL	NP	2,120	6,8	79	0	A-1-b

CE-021; Entr. CE-184 (Iguatu) - Entr. CE-272 (Umarizeira)

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	94	66	52	45	36	21	25	7	2,027	8,5	71	0,1	A-2-4
2	100	88	62	53	48	27	11	NL	1	2,145	8,4	107	0	A-1-a
3	100	97	83	70	57	39	22	27	4	1,940	10,8	71	0,1	A-1-b
4	100	94	79	69	57	31	15	NL	NP	2,006	7,3	88	0,1	A-1-b

Acesso; Juazeiro do Norte - Padre Cícero

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	92	68	48	39	32	15	22	4	2,011	10,5	49	0,2	A-1-b

CE-040; Beberibe - Cascavel

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	95	81	64	48	33	9	NL	NP	2,004	7,1	66	0,01	A-2-4
2	100	97	82	66	53	41	14	NL	NP	2,075	8,6	55	0,01	A-1-b
3	100	94	72	51	39	29	14	NL	NP	2,038	9,8	47	0,01	A-1-a
4	100	93	78	66	57	45	15	NL	NP	1,996	9,7	35	0,01	A-1-b

CE-292; Aratama - Potengi

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	94	64	41	33	25	19	NL	NP	2,001	11,0	72	0,1	A-1-b

CE-175; Viçosa do Ceará - São Benedito

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	93	63	45	39	36	24	28	6	1,941	11,0	46	0,12	A-1-b
2	100	90	67	49	40	36	26	28	5	1,998	11,3	46	0,10	A-2-4
3	100	95	67	54	49	41	22	24	7	1,979	11,0	47	0,37	A-2-4

4	100	94	64	51	44	36	19	19	5	2,005	10,7	47	0,40	A-1-b
---	-----	----	----	----	----	----	----	----	---	-------	------	----	------	-------

CE-253; Caponga – Cascavel

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	hót.	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	95	75	52	38	22	11	7	0	2,106	8,1	52	0	A-1-a

CE-178; Morrinho - Santana do Acarau

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	hót.	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
2	100	99	72	60	53	36	17	NL	NP	2,000	9,1	50	0,1	A-1-b
4	100	99	73	62	55	42	25	4	1	1,974	10,0	43	0,1	A-1-b
5	100	90	68	50	38	30	19	NL	NP	1,973	10,0	39	0,1	A-1-b

Acesso; Aquiraz - Prainha

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	hót.	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	96	71	48	37	31	13	14	2	2,046	9,36	40	0,10	A-1-b
2	100	98	84	68	58	30	12	16	2	2,054	8,92	48	0,04	A-1-b

CE-065; Anel Rodoviário - Cágado

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	hót.	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	99	97	94	83	47	25	17	4	1,194	11,3	31	0,2	A-1-b
2	100	99	96	94	90	47	21	5	2	2,016	8,1	36	0,01	A-1-b
4	100	100	99	97	88	46	25	NL	NP	1,985	10,3	32	0	A-1-b

CE-154; Entr. CE-060 – Quixelô

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	hót.	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	93	78	65	55	37	18	22	6	2,076	8,8	53	0,4	A-1-b

CE-021; Entr. CE-272 - Várzea Alegre

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	hót.	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	100	98	94	84	50	30	33	9	1,953	9,7	41	0,1	A-2-4

CE-016; Itaipoca - Amontada														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	91	73	67	59	37	17	NL	NP	2,172	7,2	64	0,1	A-1-b
2	100	87	65	60	52	30	13	NL	NP	2,184	6,5	65	0,1	A-1-b

CE-178; Tauá – Arneiroz														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	100	90	82	73	58	34	NL	NP	2,028	8,0	47	0	A-2-4
2	100	100	94	80	65	47	25	NL	NP	2,105	8,0	53	0	A-1-b
3	100	99	86	77	76	47	22	NL	NP	2,070	8,0	59	0	A-1-b
4	100	100	91	81	72	54	30	NL	NP	2,070	8,0	48	0	A-2-4
5	100	100	87	76	69	47	27	NL	NP	2,058	8,0	41	0	A-2-4
6	100	99	90	82	75	54	30	NL	NP	2,081	8,0	44	0	A-2-4
7	100	100	94	83	58	55	33	NL	NP	2,062	8,0	39	0	A-2-4

Acesso; Entr. CE-261 - Praia Redonda														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	98	74	61	54	44	27	28	9	1,956	12,0	38	0	A-2-4

Acesso; Sussuarana - Açude Truçú														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	98	79	57	50	38	23	NL	NP	2,110	8,0	46	0	A-1-b

CE-363; Tauá - São Gonçalo do Umari														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	99	92	85	77	52	25	22	2	2,052	7,2	36	0,3	A-2-4
2	100	100	94	91	85	61	39	22	NP	2,044	9,2	28	0	A-4
5	100	97	88	83	73	47	20	NL	NP	2,013	10,4	31	0,1	A-1-b
6	100	100	91	84	79	61	29	NL	NP	2,046	8,1	36	0,4	A-2-4
7	100	99	90	82	73	53	28	24	1	2,062	8,7	38	0,5	A-2-4
8	100	100	94	88	80	60	29	22	1	2,081	8,5	46	0,1	A-2-4

9	100	100	95	92	87	61	29	24	1	1,998	8,2	38	0,2	A-2-4
10	100	100	96	94	90	65	29	NL	NP	2,013	7,7	34	0,2	A-2-4

Acesso; Milhã - Betânia - Deputado Irapuan Pinheiro														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	97	82	68	55	31	14	15	3	2,042	9,2	59	0,2	A-1-b
1A	100	97	82	70	58	35	14	15	3	2,074	8,5	52	0,1	A-1-b
2	100	100	90	81	71	45	17	15	3	2,018	8,9	65	0,1	A-1-b
3	100	99	93	88	84	62	20	15	3	2,023	8,6	46	0,2	A-2-4
4	100	97	76	65	60	47	20	18	4	2,047	9,2	31	0,2	A-1-b
5	100	99	95	93	90	60	17	15	3	1,936	9,1	47	0,01	A-2-4
6	100	98	83	70	62	39	13	15	3	2,044	9,0	61	0	A-1-b

CE-060; Pacatuba - Aracoíaba														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	94	74	64	53	33	18	NL	NP	2,044	10,1	39	0,04	A-1-b
2	100	93	73	63	53	37	17	NL	NP	2,016	9,2	38	0,04	A-1-b
3	100	96	79	62	53	32	16	NL	NP	2,016	9,2	38	0,04	A-1-b
4	100	93	76	69	61	44	26	NL	NP	2,013	11,9	39	0,07	A-2-4

CE-176; Amontada Mirafima														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	98	87	77	67	43	20	NL	NP	1,942	6,9	56	0,2	A-1-b
2	100	96	85	75	65	44	21	20	3	2,005	8,0	45	0,3	A-1-b
3	100	98	87	79	69	44	22	20	NP	1,999	7,5	60	0,1	A-1-b
4	100	94	81	69	58	37	19	21	4	2,041	8,0	47	0,1	A-1-b

CE-040; Messejana - Aquiraz														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
3	100	97	81	70	63	51	36	26	10	1,997	13,0	28	0,1	A-4
5	100	99	85	74	65	51	27	NL	NP	2,057	9,5	35	0,09	A-2-4

CE-090; Nova Olinda - Aratama														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	hót.	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	98	74	58	49	34	13	NL	NP	1,992	9,0	66	0	A-1-b
2	100	96	66	48	38	25	14	NL	NP	2,085	8,0	95	0	A-1-a
3	100	98	76	58	48	34	24	NL	NP	1,982	10,0	61	0,2	A-1-b

CE-489; Assaré - Aratama														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	hót.	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	95	78	64	51	50	24	28	5	1,883	13,0	36	0,4	A-1-b
2	100	93	75	59	46	36	23	29	11	1,908	12,0	48	0,1	A-2-6
3	100	94	75	56	45	34	22	29	12	1,929	13,0	64	0,2	A-2-6

CE-060; Mondubim - Anel Rodoviário														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	hót.	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
4	100	100	99	98	94	76	35	32	4	2,010	5,97	42	0	A-2-4

Acesso; Barrento - Baleia														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	hót.	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	94	60	38	37	21	12	22	5	2,071	9,9	47	,02	A-1-a
2	100	97	81	74	67	47	27	26	8	1,984	10,8	37	0,2	A-2-4
3	100	91	72	64	58	38	19	23	5	2,021	9,7	48	0,3	A-1-b
4	100	96	69	62	59	34	18	NL	NP	2,091	8,2	50	0	A-1-b
6	100	99	81	72	67	43	27	26	8	2,006	10,5	37	0,3	A-2-4
7	100	89	70	51	43	29	15	23	6	2,018	8,5	65	0,2	A-1-a
9	100	93	80	65	53	35	17	23	9	2,134	8,2	63	0,04	A-2-4
27	100	94	70	56	44	30	17	23	5	2,035	10,5	50	0,2	A-1-b

CE-286; BR-116 – Aurora														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	hót.	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	100	66	39	30	21	11	NL	NP	2,113	9,9	61	0,01	A-1-a
2	100	98	68	48	40	30	15	NL	NP	2,159	10,0	59	0,12	A-1-a

3	100	100	91	78	66	43	25	NL	NP	2,036	10,4	50	0,03	A-1-b
---	-----	-----	----	----	----	----	----	----	----	-------	------	----	------	-------

CE-055; Crato - Farias Brito														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	99	98	92	73	45	31	37	6	1,978	7,9	48	0,1	A-2-4
3	100	98	90	83	75	50	34	18	4	1,984	10,9	35	0,2	A-2-4
4	100	97	87	78	71	47	30	27	9	2,037	10,1	31	0,3	A-2-4

CE-221; Milagres - Abaiara														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
2	100	92	68	54	47	42	17	NL	NP	2,092	9,0	65	0,1	A-1-b
3	100	98	68	52	48	32	8	NL	NP	2,076	7,0	77	0	A-1-b
4	100	93	66	49	41	36	12	NL	NP	2,096	9,0	85	0	A-1-b
5	100	89	64	54	48	41	13	NL	NP	2,115	7,0	70	0	A-1-b
6	100	98	71	54	47	34	10	NL	NP	2,077	7,5	71	0	A-1-b
7	100	72	75	70	63	38	13	NL	NP	2,062	7,3	61	0	A-1-b

CE-060; Pajuçara - Pacatuba														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	97	92	87	78	49	15	NL	NP	2,002	7,0	52	0	A-1-b
2	100	100	99	98	92	64	18	NL	NP	1,934	7,0	49	0	A-2-4
3	100	99	97	95	89	60	17	NL	NP	1,930	7,0	41	0	A-2-4

CE-216 / BR-402; Entr. CE-176 - Marco														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	74	49	39	33	23	11	NL	NP	2,047	9,6	64	0	A-1-a
2	100	94	57	46	38	30	15	NL	NP	2,042	9,3	40	0	A-1-a
3	100	79	46	36	32	22	12	NL	NP	2,077	9,1	87	0	A-1-a
4	100	98	81	62	49	38	20	NL	NP	2,045	10,0	32	0	A-2-4

CE- 153; Cedro – Cascudo														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	97	80	67	48	33	20	NL	NP	2,001	9,9	51	0	A-1-b
2	100	94	76	56	48	40	26	26	5	2,001	11,5	39	0,19	A-2-4
3	100	98	83	66	55	42	16	NL	NP	2,018	9,4	84	0,06	A-1-b
4	100	100	94	80	65	49	22	NL	NP	1,885	9,5	58	0	A-1-b

CE- /BR- 404; Crateús - Ipaporanga														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	98	88	74	56	33	18	NL	NP	2,071	9,5	67	0,1	A-1-b
2	100	100	87	70	51	26	16	24	4	2,049	8,1	62	0,1	A-1-b
3	100	98	82	69	59	35	21	24	4	2,015	8,7	59	0,1	A-1-b
4	100	95	75	63	52	32	19	NL	NP	2,147	8,4	60	0,2	A-1-b
5	100	96	84	70	55	31	17	NL	NP	2,134	8,2	80	0,1	A-1-b
6	100	97	81	66	48	29	16	NL	NP	2,139	8,3	85	0,2	A-1-b
7	100	92	79	59	44	26	17	NL	NP	2,156	7,8	72	0,2	A-1-b
8	100	96	79	67	52	28	16	NL	NP	2,154	7,9	86	0,2	A-1-b
9	100	94	77	60	45	26	15	NL	NP	2,162	7,8	85	0,2	A-1-a

CE-187; Novo Oriente - Tauá														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s Max.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	100	89	75	62	48	23	14	5	1,955	11,3	31	0,19	A-1-b
2	100	98	88	70	55	49	19	NL	NP	2,036	10,7	52	0,19	A-1-b
3	100	100	92	79	67	55	25	14	6	1,960	11,4	35	0,17	A-2-4
4	100	99	82	57	42	37	18	NL	NP	2,147	9,2	47	0,1	A-1-b
6	100	99	86	72	61	50	19	NL	NP	1,974	11,1	49	0,14	A-1-b
7	100	98	87	76	64	48	21	NL	NP	2,017	9,8	50	0,08	A-1-b
8	100	100	83	72	68	43	15	NL	NP	2,071	9,6	49	0,03	A-1-b
9	100	100	90	78	64	46	19	NL	NP	2,015	9,8	38	0,19	A-1-b
10	100	100	96	85	76	53	23	NL	NP	2,024	9,6	45	0,14	A-2-4
11	100	98	81	69	59	43	18	NL	NP	2,015	9,4	38	0,07	A-1-b

12	100	100	92	79	64	41	20	NL	NP	2,012	10,0	51	0,14	A-1-b
13	100	100	90	81	72	58	30	10	4	1,952	10,7	30	0,43	A-2-4
14	100	100	87	75	61	43	18	NL	NP	2,054	9,4	52	0,01	A-1-b
15	100	100	90	79	67	48	19	NL	NP	2,021	10,0	44	0,12	A-1-b
16	100	100	88	76	65	45	19	NL	NP	2,029	9,1	49	0,09	A-1-b
18	100	100	89	77	65	47	18	NL	NP	2,042	9,5	37	0,1	A-1-b
19	100	99	88	75	63	45	18	NL	NP	2,034	9,5	38	0,15	A-1-b
20	100	100	91	79	66	46	17	NL	NP	2,049	9,4	51	0,10	A-1-b
21	100	99	89	79	66	45	19	NL	NP	2,051	9,9	48	0,23	A-1-b
22	100	97	89	79	69	55	17	NL	NP	2,006	9,3	33	0,15	A-2-4
27	100	100	83	69	62	36	16	NL	NP	2,120	6,5	51	0	A-1-b
28	100	99	81	66	57	34	15	NL	NP	2,092	6,4	59	0	A-1-b

CE-354; Acarape - Barreira

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
8	100	100	92	88	85	61	22	28	8	2,048	9,7	29	0,04	A-2-4

CE-085; Acaraú – Itarema

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
3	100	95	70	57	48	34	17	NL	NP	2,073	9,1	64	0	A-1-b
4	100	99	67	53	44	31	16	NL	NP	2,079	8,3	61	0	A-1-b
5	100	95	71	64	59	46	17	NL	NP	2,117	11,7	62	0,1	A-1-b

CE-362; Forquilha - Olho D'água do Pajé

Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	94	82	71	61	39	19	NL	NP	1,996	8,7	31	0,5	A-1-b
2	100	96	88	67	57	39	18	27	4	2,010	7,6	36	0,08	A-1-b
3	100	95	72	61	54	40	18	NL	NP	2,050	8,3	56	0,09	A-1-b
4	100	91	71	63	56	30	10	NL	NP	2,048	8,7	52	0,07	A-1-b
5	100	86	69	65	50	41	9	NL	NP	2,016	8,8	52	0	A-1-b
6	100	92	73	68	62	30	12	NL	NP	2,022	9,5	58	0	A-1-b
7	100	92	80	70	55	35	17	NL	NP	1,976	7,6	51	0,08	A-1-b

CE-046; Quixadá - Ibicuitinga														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	95	76	60	48	37	14	NL	NP	2,034	8,1	90	0,04	A-1-b
2	100	95	73	55	44	33	13	NL	NP	2,053	7,8	81	0,04	A-1-b
3	100	95	75	59	48	36	15	NL	NP	2,033	7,8	72	0	A-1-b
4	100	95	74	56	44	33	13	NL	NP	2,057	7,8	82	0,01	A-1-b
12	100	100	92	82	73	39	16	NL	NP	2,018	8,7	39	0	A-1-b
15	100	79	56	47	41	30	12	NL	NP	2,018	8,4	69	0	A-1-a
17	100	97	80	72	66	48	19	NL	NP	2,084	8,9	44	0	A-1-b
18	100	100	100	94	92	69	20	NL	NP	2,009	7,7	34	0	A-2-4
19	100	91	62	45	33	28	13	NL	NP	1,993	9,7	64	0	A-1-a
23	100	95	84	76	69	56	18	NL	NP	2,025	8,5	43	0	A-2-4
24	100	87	61	43	35	26	13	NL	NP	2,049	10,2	67	0	A-1-a

CE-057; Morro Redondo - Sucesso														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	94	84	63	45	32	18	NL	NP	2,090	9,8	47	0,2	A-1-b
2	100	100	90	80	70	39	15	NL	NP	2,017	8,1	68	0,1	A-1-b

CE-265; Entr. BR-116 - Limoeiro do Norte														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	100	72	58	50	36	17	NL	NP	2,170	7,7	76	0	A-1-b

CE-261; Icapuí - Divisa CE/RN														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
2	100	98	74	60	53	44	27	27	7	1,956	11,9	39	0,2	A-2-4
4	100	100	100	100	100	85	12	NL	NP	1,853	5,9	32	0	A-2-4
5	100	100	100	100	100	86	10	NL	NP	1,834	6,0	30	0	A-3
6	100	98	90	83	77	58	30	21	4	2,048	7,0	38	0	A-2-4

CE-176; Olho D'água do Pajé - Santa Quitéria														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	92	70	59	49	31	23	22	3	2,134	8,3	43	0	A-1-b
2	100	87	67	53	44	30	17	NL	NP	2,113	7,5	48	0,05	A-1-b
4	100	86	67	52	41	28	16	18	4	2,122	8,1	46	0,04	A-1-b
5	100	85	67	55	45	30	6	NL	NP	2,135	8,0	58	0,02	A-1-a
8	100	93	76	65	54	37	20	NL	NP	2,158	7,2	29	0,08	A-1-b

Acesso; Cumbuco - Lagoa do Banana														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	100	100	100	100	91	20	NL	NP	1,994	7,9	30	0	A-2-4
2	100	96	70	51	43	30	15	NL	NP	2,123	7,6	80	0	A-1-b

Acesso; Beberibe - Morro Branco														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
4	100	98	84	61	44	27	14	NL	NP	1,948	9,3	52	0	A-1-a
6	100	73	51	40	34	21	11	NL	NP	2,021	11,0	70	0,2	A-1-a

CE-057; Santa Quitéria - Morro Redondo														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	95	79	62	46	24	14	NL	NP	2,122	7,7	58	0	A-1-a
2	100	100	82	69	56	36	20	NL	NP	2,070	10,7	54	0	A-1-b
3	100	99	76	58	46	32	18	NL	NP	2,105	10,3	57	0	A-1-b

CE-075; Crateús - Novo Oriente														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
2	100	83	64	54	47	37	20	21	1	2,084	8,3	60	0,1	A-1-b
2A	100	79	58	48	40	27	14	NL	NP	2,157	7,7	75	0,1	A-1-a
4	100	90	69	54	44	39	21	25	2	2,088	9,1	56	0,2	A-1-b

CE-284; Entr. BR-116 - Entr. CE-151 (Umari)														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	98	82	68	61	46	20	NL	NP	2,088	9,2	67	0	A-1-b
2	100	94	71	56	47	34	16	NL	NP	2,079	8,9	57	0,01	A-1-b

CE-161; BR-222 - Santana do Acaraú														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
3	100	100	91	87	81	47	14	NL	NP	2,039	6,4	59	0	A-1-b
4	100	87	65	55	44	31	21	33	7	1,982	12,9	32	0,28	A-2-4
7	100	98	76	56	47	34	20	15	4	2,062	10,7	29	0,22	A-1-b

CE-292; Entr. BR-116 - Porteiras														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	98	70	51	44	35	16	20	5	2,077	9,0	72	0,1	A-1-b
2	100	97	68	45	35	28	8	NL	NP	2,134	7,8	80	0	A-1-a

CE-179; Entr. CE-179 (Cruz) - Gijoca de Jericoacoara														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
5	100	92	64	45	37	29	13	NL	NP	2,070	10,1	60	0,1	A-1-a
9	100	91	61	41	31	23	10	NL	NP	2,130	8,6	62	0,1	A-1-a
11	100	93	62	47	40	36	17	26	9	2,010	12,0	51	0,2	A-2-4
12	100	94	68	48	39	29	16	26	9	2,080	11,0	34	0,3	A-2-4

CE-359; Quixeramobim - Entr. BR-116 - Pirangi														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	100	62	60	47	37	18	19	5	1,994	9,5	52	0,53	A-1-b

CE-348; Pecém - Entr. Taíba - Siupé														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	83	62	49	42	33	14	NL	NP	2,057	8,3	51	0	A-1-b
2	100	87	67	47	39	28	14	NL	NP	2,068	8,4	56	0	A-1-a

Acesso; Acesso ao Beach Park														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	96	70	54	46	34	23	NL	NP	1,953	10,0	55	0,1	A-1-b

CE-085; Aracatiara - Itarema														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	97	81	72	66	53	23	18	4	2,026	10,6	42	0,17	A-2-4
2	100	97	82	72	66	53	28	20	4	2,025	10,3	28	0,46	A-2-4
3	100	96	72	59	49	38	15	NL	NP	2,088	7,9	36	0	A-1-b
4	100	93	60	48	42	33	16	20	5	2,010	9,9	36	0,19	A-1-b
6	100	92	55	43	38	31	14	NL	NP	2,077	7,8	49	0,13	A-1-b
7	100	92	59	47	42	33	18	19	4	2,015	10,5	46	0,09	A-1-b
8	100	100	97	93	87	72	19	16	3	1,975	7,8	29	0,01	A-2-4
10	100	99	65	51	46	30	13	19	6	2,135	10,0	62	0	A-1-a
11	100	100	100	100	97	74	21	NL	NP	2,062	8,0	32	0	A-2-4

CE-176; Aiuaba - Antonina do Norte														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
6	100	98	91	86	79	63	33	NL	NP	1,990	7,8	50	0	A-2-4
7	100	96	70	56	50	37	21	21	8	2,024	11,0	51	0	A-2-4
8	100	98	82	63	47	35	23	24	6	1,997	11,5	36	0,2	A-1-b
9	100	96	76	54	37	26	19	26	7	1,992	8,1	74	0,1	A-2-4
11	100	99	96	93	86	64	34	20	4	1,994	8,2	38	0,1	A-2-4
12	100	97	82	74	68	47	31	19	5	2,005	8,5	47	0	A-2-4

CE-060; Quixeramobim - Vinte														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	97	76	54	40	26	12	NL	NP	2,016	9,4	89	0	A-1-a

Acesso; Tatajuba - Parazinho														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	100	100	100	99	67	9	NL	NP	1,911	8,3	34	0	A-3
2	100	99	84	70	58	45	19	17	4	2,028	10,7	33	0,21	A-1-b
5	100	96	75	60	50	38	16	18	4	2,060	11,4	36	0,21	A-1-b

CE-388; Altaneira - Nova Olinda														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	99	77	53	45	28	13	NL	NP	2,043	7,9	67	0,08	A-1-a

CE-282; Icó - Iguatu														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	100	88	63	39	22	14	NL	NP	2,065	7,0	47	0	A-1-a
2	100	98	82	60	41	23	14	NL	NP	2,108	8,0	46	0	A-1-a

CE-359; Pirangi - Quixadá														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	89	64	53	55	30	12	16	3	2,040	7,4	65	0	A-1-a
2	100	95	84	70	59	41	23	22	6	2,054	8,7	54	0	A-1-b

CE-090; Araripe - Campos Sales														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	97	67	41	35	33	22	26	8	2,085	11,0	73	0,1	A-2-4
2	100	90	67	53	41	30	19	NL	NP	2,104	9,5	77	0,1	A-1-b
3	100	96	63	46	39	36	16	NL	NP	2,132	11,0	87	0	A-1-b

CE-040; Sucatinga - Entr. BR-304														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	95	84	73	61	42	25	NL	NP	2,023	9,7	43	0,16	A-1-b
2	100	91	68	54	44	37	21	NL	NP	2,167	7,8	54	0,15	A-1-b

CE-157; Santa Quitéria - Hidrolândia														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	98	82	56	37	26	15	22	5	1,930	10,7	44	0,15	A-1-a
2	100	95	77	55	35	23	11	22	5	2,000	10,0	45	0,11	A-1-a

CE-060; Entr. BR-226 - Mineirolândia														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	94	80	65	54	37	19	35	6	2,027	10,3	60	0,3	A-1-b

CE-046; Ibicuitinga – Morada Nova														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	90	55	31	23	19	8	NL	NP	2,019	8,0	67	0,08	A-1-b
2	100	95	60	44	38	32	22	NL	NP	1,922	12,6	32	0,17	A-2-6
3	100	95	60	41	30	26	10	NL	NP	2,015	8,9	49	0,07	A-1-a

CE-368; Jaguaretama - Banabuiú														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	100	85	68	50	25	9	NL	NP	2,140	7,4	65	0	A-1-a
2	100	100	90	75	62	35	12	NL	NP	2,088	7,5	43	0	A-1-b
3	100	100	89	81	70	42	11	NL	NP	2,076	7,0	43	0	A-1-b
4	100	98	80	65	59	39	13	NL	NP	2,077	7,8	75	0	A-1-b

CE-021; Caraúna - Mineirolândia														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	91	72	53	37	25	16	8	24	5	2,116	9,6	56	0,21	A-1-a
2	99	76	57	39	28	23	14	23	3	2,183	8,4	64	0,19	A-1-a
3	97	82	68	37	27	22	10	NL	NP	2,101	9,4	60	0	A-1-a

CE-060; Mombaça - Catolé da Pista														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	92	77	67	56	40	20	NL	NP	2,066	7,5	60	0	A-1-b

CE-060; Capistrano – Entr. CE-456														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	94	60	50	39	27	13	29	10	2,093	11,0	46	0,2	A-2-4
2	100	89	77	66	53	32	12	29	8	2,115	9,0	53	0,2	A-2-4
3	100	100	89	80	68	47	16	27	5	1,978	7,9	28	0,4	A-1-b

CE-060; Quixadá - Quixeramobim														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	96	83	76	68	48	25	NL	NP	1,990	10,6	26	0,2	A-1-b

CE-363; Senador Pompeu - Mombaça														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	92	72	53	47	41	20	23	3	2,049	8,2	72	0,1	A-2-4
2	100	94	85	79	55	48	22	23	3	2,056	8,2	60	0,05	A-2-4

CE-108; BR-116 – Jaguaruana														
Jaz.	Granulometria (% passando)							LL	IP	γ_s máx.	h _{ót.}	CBR	Exp.	HRB
	2"	1"	3/8"	4	10	40	200							
1	100	86	55	42	35	30	11	NL	NP	2,083	8,0	54	0	A-1-a

APÊNDICE II

(RELATÓRIO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DINÂMICOS)

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J1EI.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 01	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Intermediaria	Dist. Apoios(mm): 200

TABELA DE RESULTADOS

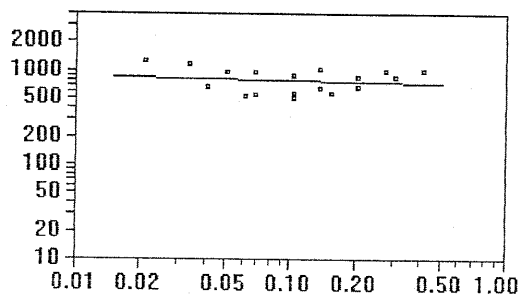
T. Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.003245	0.000016	1265
0.021	0.041	0.012179	0.000061	674
0.021	0.062	0.023402	0.000117	526
0.034	0.034	0.005949	0.000030	1150
0.034	0.069	0.024644	0.000124	555
0.034	0.103	0.040729	0.000204	504
0.051	0.051	0.010457	0.000052	972
0.051	0.103	0.036265	0.000182	566
0.051	0.155	0.054291	0.000272	569
0.069	0.069	0.014296	0.000072	957
0.069	0.137	0.041958	0.000210	652
0.069	0.206	0.060424	0.000303	679
0.103	0.103	0.023027	0.000116	891
0.103	0.206	0.048747	0.000245	842
0.103	0.309	0.071633	0.000359	859
0.137	0.137	0.026604	0.000133	1028
0.137	0.275	0.054248	0.000272	1009
0.137	0.412	0.083066	0.000417	988

Def. Cond.: 0.5970 mm

Def. Total: 0.6900 mm

Altura final C.P.: 19.931 cm

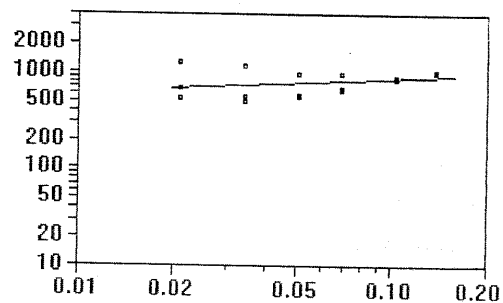
Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 719.2 X^2$$

$$R = 0.0113$$

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 1225.1 X^2$$

$$R = 0.1230$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J1EIM.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 01	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Intermodificada	Dist. Apoios(mm): 200

TABELA DE RESULTADOS

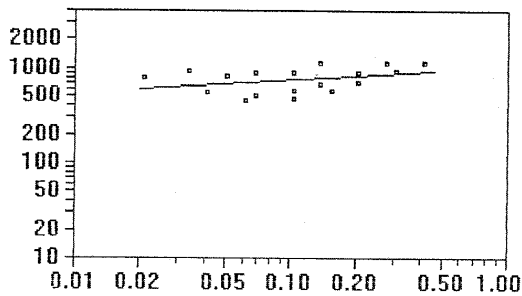
T.Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Especifica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.005167	0.000026	795
0.021	0.041	0.014953	0.000075	549
0.021	0.062	0.026935	0.000135	457
0.034	0.034	0.007511	0.000038	911
0.034	0.069	0.026926	0.000135	508
0.034	0.103	0.043447	0.000218	472
0.051	0.051	0.012487	0.000063	814
0.051	0.103	0.036374	0.000182	564
0.051	0.155	0.054012	0.000271	572
0.069	0.069	0.015577	0.000078	878
0.069	0.137	0.040976	0.000205	668
0.069	0.206	0.059752	0.000300	687
0.103	0.103	0.022870	0.000115	897
0.103	0.206	0.045477	0.000228	903
0.103	0.309	0.066549	0.000334	925
0.137	0.137	0.024789	0.000124	1104
0.137	0.275	0.049468	0.000248	1106
0.137	0.412	0.072986	0.000366	1125

Def. Cond.: 0.5650 mm

Def. Total: 0.6500 mm

Altura final C.P.: 19.935 cm

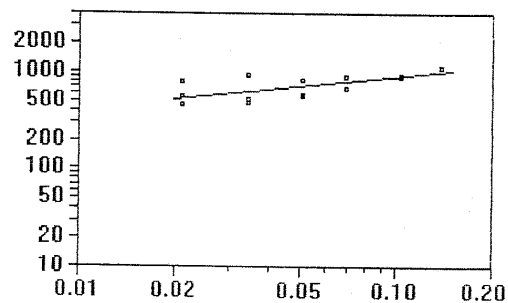
Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 1004.7 X^{0.1335}$$

$$R^2 = 0.1287$$

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 1985.1 X^{0.3438}$$

$$R^2 = 0.5632$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J1EM.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 01	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Modificada	Dist. Apoios(mm): 200

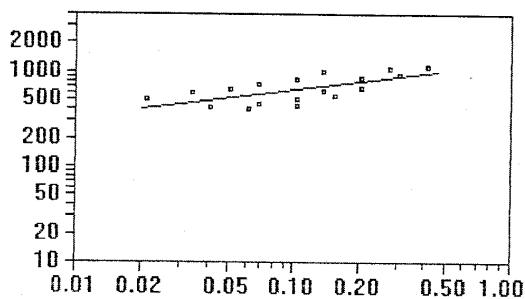
TABELA DE RESULTADOS

T. Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.008180	0.000041	502
0.021	0.041	0.019368	0.000097	424
0.021	0.062	0.031113	0.000156	396
0.034	0.034	0.011707	0.000059	584
0.034	0.069	0.030851	0.000155	444
0.034	0.103	0.047089	0.000236	436
0.051	0.051	0.015804	0.000079	643
0.051	0.103	0.041144	0.000206	499
0.051	0.155	0.055963	0.000281	552
0.069	0.069	0.019008	0.000095	720
0.069	0.137	0.043743	0.000219	626
0.069	0.206	0.061385	0.000308	669
0.103	0.103	0.025603	0.000128	802
0.103	0.206	0.048233	0.000242	851
0.103	0.309	0.067213	0.000337	916
0.137	0.137	0.027441	0.000138	997
0.137	0.275	0.051141	0.000257	1070
0.137	0.412	0.074399	0.000373	1103

Def. Cond.: 0.5830 mm

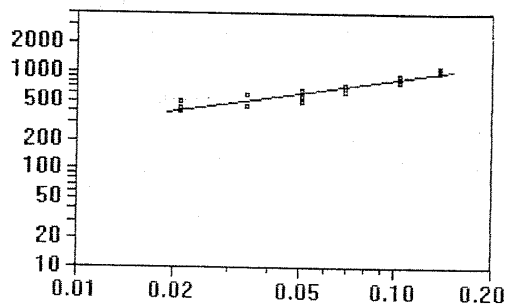
Def. Total: 0.6700 mm

Altura final C.P.: 19.933 cm

Sigma_d (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 1227.6 X^{0.2845}$$

$$R^2 = 0.4799$$

Sigma₃ (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 2511.4 X^{0.4754}$$

$$R^2 = 0.8840$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J2AEI.DAT

DADOS DO ENSAIO

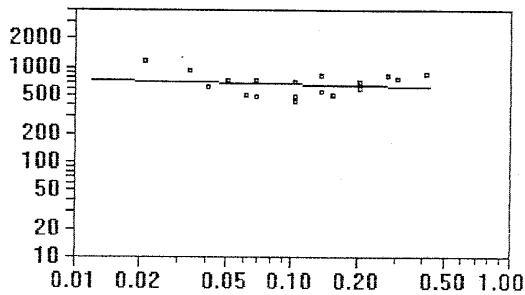
Amostra: 02	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Modificada	Dist. Apoios(mm): 200

TABELA DE RESULTADOS

T.Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.003459	0.000017	1180
0.021	0.041	0.013060	0.000066	625
0.021	0.062	0.024055	0.000121	509
0.034	0.034	0.007524	0.000038	904
0.034	0.069	0.028125	0.000142	484
0.034	0.103	0.046409	0.000234	440
0.051	0.051	0.014018	0.000071	721
0.051	0.103	0.042343	0.000214	482
0.051	0.155	0.060429	0.000305	508
0.069	0.069	0.018621	0.000094	730
0.069	0.137	0.049648	0.000251	548
0.069	0.206	0.068926	0.000348	592
0.103	0.103	0.029321	0.000148	696
0.103	0.206	0.058459	0.000295	698
0.103	0.309	0.081412	0.000411	752
0.137	0.137	0.033490	0.000169	812
0.137	0.275	0.065558	0.000331	830
0.137	0.412	0.095458	0.000482	855

Def. Cond.: 1.7960 mm Def. Total: 1.8800 mm Altura final C.P.: 19.812 cm

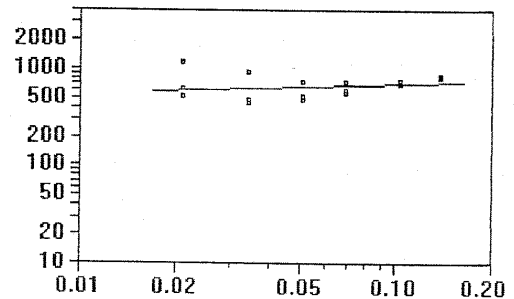
Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 602.2 X^2$$

$$R = 0.0176$$

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 877.2 X^2$$

$$R = 0.0582$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J2BEIM.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 02	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Intermodificada	Dist. Apoios(mm): 200

TABELA DE RESULTADOS

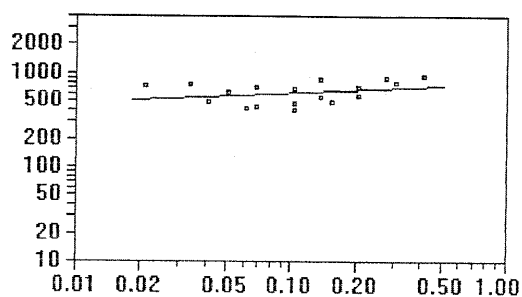
T. Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.005600	0.000028	732
0.021	0.041	0.017057	0.000086	481
0.021	0.062	0.029895	0.000150	411
0.034	0.034	0.008909	0.000045	767
0.034	0.069	0.031119	0.000156	439
0.034	0.103	0.050547	0.000254	406
0.051	0.051	0.016388	0.000082	619
0.051	0.103	0.044123	0.000222	465
0.051	0.155	0.063747	0.000320	484
0.069	0.069	0.019632	0.000099	696
0.069	0.137	0.049589	0.000249	551
0.069	0.206	0.070682	0.000355	580
0.103	0.103	0.030274	0.000152	677
0.103	0.206	0.058201	0.000292	704
0.103	0.309	0.078699	0.000395	781
0.137	0.137	0.031983	0.000161	854
0.137	0.275	0.062397	0.000313	876
0.137	0.412	0.090517	0.000455	905

Def. Cond.: 0.8580 mm

Def. Total: 0.9800 mm

Altura final C.P.: 19.902 cm

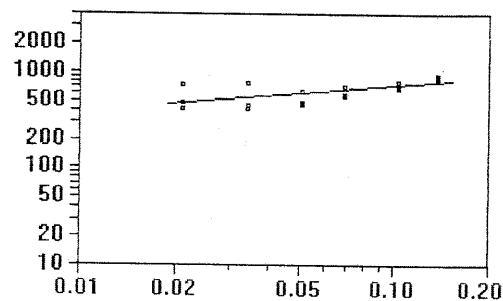
Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 777.5 X^{0.1043}$$

$$R^2 = 0.0985$$

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 1351.4 X^{0.2758}$$

$$R^2 = 0.4545$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J2AEM.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 02	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Modificada	Dist. Apoios(mm): 200

TABELA DE RESULTADOS

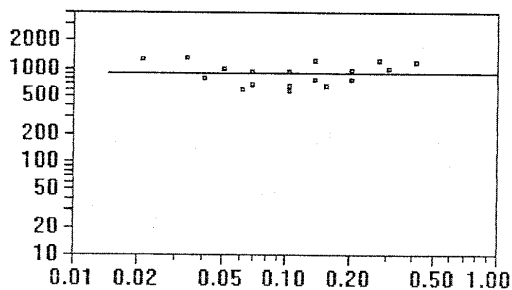
T. Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.003205	0.000016	1282
0.021	0.041	0.010293	0.000052	798
0.021	0.062	0.020602	0.000103	598
0.034	0.034	0.005181	0.000026	1321
0.034	0.069	0.020671	0.000104	662
0.034	0.103	0.036330	0.000182	565
0.051	0.051	0.010348	0.000052	983
0.051	0.103	0.031748	0.000159	647
0.051	0.155	0.048625	0.000244	635
0.069	0.069	0.015074	0.000076	908
0.069	0.137	0.036173	0.000181	757
0.069	0.206	0.055394	0.000278	741
0.103	0.103	0.022007	0.000110	933
0.103	0.206	0.042859	0.000215	958
0.103	0.309	0.061635	0.000309	999
0.137	0.137	0.022476	0.000113	1218
0.137	0.275	0.045850	0.000230	1194
0.137	0.412	0.069065	0.000346	1189

Def. Cond.: 0.4840 mm

Def. Total: 0.5900 mm

Altura final C.P.: 19.941 cm

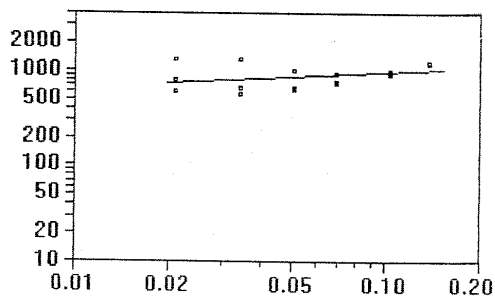
Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 873.3 X^2$$

$$R^2 = 0.0000$$

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 1434.7 X^2$$

$$R^2 = 0.1624$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: c:\dados\joacy\J3BEI.dat

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 03	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Intermediaria	Dist. Apoios(mm): 200

TABELA DE RESULTADOS

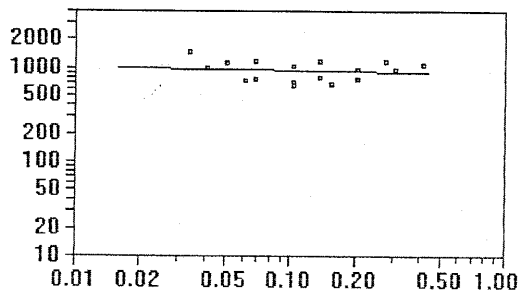
T.Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021			
0.021	0.041	0.008348	0.000042	983
0.021	0.062	0.016757	0.000084	734
0.034	0.034	0.004652	0.000023	1469
0.034	0.069	0.018233	0.000092	750
0.034	0.103	0.032317	0.000162	634
0.051	0.051	0.009004	0.000045	1128
0.051	0.103	0.028842	0.000145	711
0.051	0.155	0.045771	0.000230	674
0.069	0.069	0.011509	0.000058	1188
0.069	0.137	0.034606	0.000174	790
0.069	0.206	0.054098	0.000272	758
0.103	0.103	0.019846	0.000100	1033
0.103	0.206	0.043175	0.000217	950
0.103	0.309	0.063188	0.000317	973
0.137	0.137	0.023111	0.000116	1183
0.137	0.275	0.047251	0.000237	1157
0.137	0.412	0.075254	0.000378	1089

Def. Cond.: 0.7960 mm

Def. Total: 0.9100 mm

Altura final C.P.: 19.909 cm

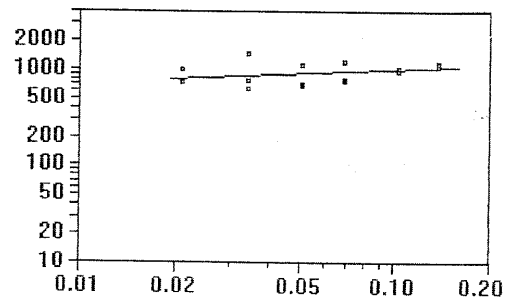
Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 850.2 X^{-0.0399}$$

$$R^2 = 0.0140$$

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 1402.3 X^{0.1478}$$

$$R^2 = 0.1438$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J3EIM.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 03	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Intermodificada	Dist. Apoios(mm): 200

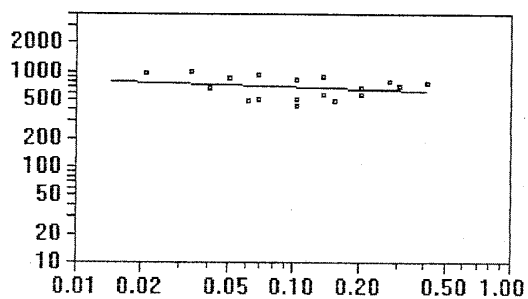
TABELA DE RESULTADOS

T. Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.004292	0.000021	959
0.021	0.041	0.012142	0.000061	678
0.021	0.062	0.024798	0.000124	498
0.034	0.034	0.007008	0.000035	979
0.034	0.069	0.027042	0.000135	508
0.034	0.103	0.047823	0.000239	430
0.051	0.051	0.012152	0.000061	839
0.051	0.103	0.040180	0.000201	512
0.051	0.155	0.062699	0.000314	494
0.069	0.069	0.015001	0.000075	915
0.069	0.137	0.047871	0.000239	573
0.069	0.206	0.071686	0.000359	574
0.103	0.103	0.025068	0.000125	821
0.103	0.206	0.060372	0.000302	682
0.103	0.309	0.087262	0.000437	707
0.137	0.137	0.030508	0.000153	899
0.137	0.275	0.069821	0.000349	786
0.137	0.412	0.111100	0.000556	741

Def. Cond.: 0.0000 mm

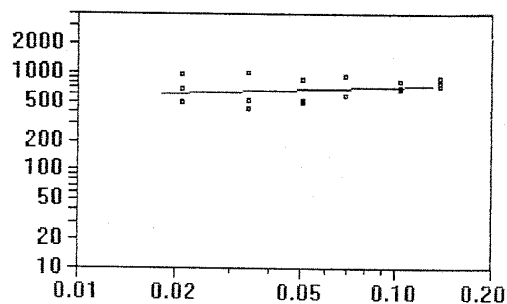
Def. Total: 0.1500 mm

Altura final C.P.: 19.985 cm

Sigma_d (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 569.8 X^2$$

$$R = 0.0564$$

Sigma₃ (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 923.7 X^2$$

$$R = 0.0736$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J3AEM.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 03	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Modificada	Dist. Apoios(mm): 200

TABELA DE RESULTADOS

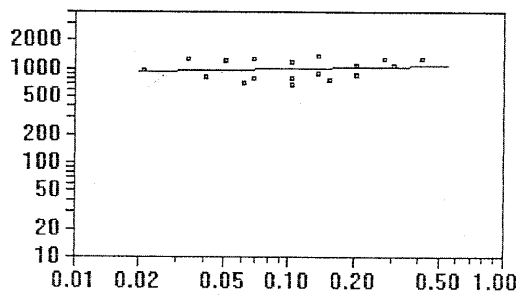
T. Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Especifica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.004226	0.000021	972
0.021	0.041	0.009854	0.000049	834
0.021	0.062	0.017566	0.000088	702
0.034	0.034	0.005461	0.000027	1254
0.034	0.069	0.017542	0.000088	781
0.034	0.103	0.030263	0.000152	679
0.051	0.051	0.008502	0.000043	1197
0.051	0.103	0.026315	0.000132	781
0.051	0.155	0.040836	0.000205	757
0.069	0.069	0.010668	0.000053	1283
0.069	0.137	0.031151	0.000156	879
0.069	0.206	0.048609	0.000244	845
0.103	0.103	0.017676	0.000089	1162
0.103	0.206	0.038312	0.000192	1072
0.103	0.309	0.057833	0.000290	1065
0.137	0.137	0.019832	0.000099	1381
0.137	0.275	0.042631	0.000214	1285
0.137	0.412	0.066206	0.000332	1241

Def. Cond.: 0.4230 mm

Def. Total: 0.5400 mm

Altura final C.P.: 19.946 cm

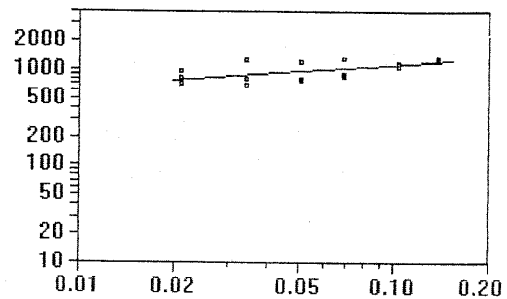
Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 1090.8 X^{0.0456}$$

$$R^2 = 0.0245$$

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 1888.7 X^{0.2281}$$

$$R^2 = 0.4041$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J4EI.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 04	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Intermediaria	Dist. Apoios(mm): 200

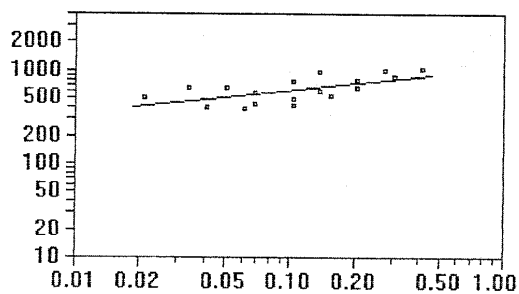
TABELA DE RESULTADOS

T.Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Especifica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.008082	0.000041	508
0.021	0.041	0.020097	0.000101	408
0.021	0.062	0.032010	0.000161	385
0.034	0.034	0.010573	0.000053	647
0.034	0.069	0.031691	0.000159	432
0.034	0.103	0.049699	0.000249	413
0.051	0.051	0.015751	0.000079	645
0.051	0.103	0.041778	0.000210	491
0.051	0.155	0.058618	0.000294	527
0.069	0.069	0.023762	0.000119	575
0.069	0.137	0.045817	0.000230	597
0.069	0.206	0.063960	0.000321	641
0.103	0.103	0.027548	0.000138	745
0.103	0.206	0.051358	0.000258	799
0.103	0.309	0.072693	0.000365	846
0.137	0.137	0.029073	0.000146	941
0.137	0.275	0.054622	0.000274	1001
0.137	0.412	0.079650	0.000400	1030

Def. Cond.: 0.7000 mm

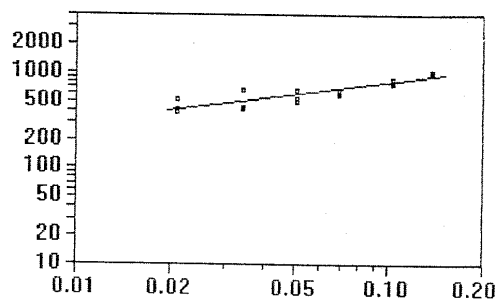
Def. Total: 0.8000 mm

Altura final C.P.: 19.920 cm

Sigma_{ad} (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 1093.3 X^{0.2533}$$

$$R^2 = 0.4211$$

Sigma₃ (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 2131.8 X^{0.4340}$$

$$R^2 = 0.8152$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J4EIM.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 04	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diámetro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Intermodificada	Dist. Apoios(mm): 200

TABELA DE RESULTADOS

T. Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.006140	0.000031	668
0.021	0.041	0.016100	0.000081	509
0.021	0.062	0.028445	0.000143	433
0.034	0.034	0.008560	0.000043	798
0.034	0.069	0.028363	0.000142	482
0.034	0.103	0.045593	0.000229	450
0.051	0.051	0.014572	0.000073	697
0.051	0.103	0.040299	0.000202	509
0.051	0.155	0.058173	0.000292	530
0.069	0.069	0.018265	0.000092	748
0.069	0.137	0.045919	0.000231	595
0.069	0.206	0.063245	0.000318	648
0.103	0.103	0.027100	0.000136	756
0.103	0.206	0.051041	0.000256	803
0.103	0.309	0.072541	0.000364	848
0.137	0.137	0.029321	0.000147	932
0.137	0.275	0.056586	0.000284	966
0.137	0.412	0.082494	0.000414	994

Def. Cond.: 0.8080 mm

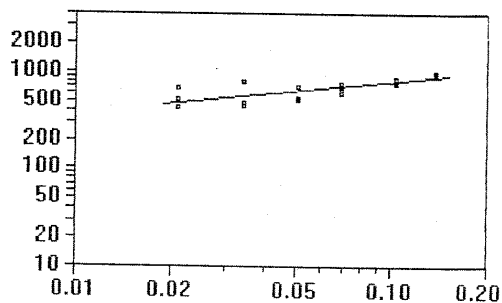
Def. Total: 0.9000 mm

Altura final C.P.: 19.910 cm

Sigma₂ (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 917.7 X^{0.1428}$$

$$R^2 = 0.1844$$

Sigma₃ (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 1648.1 X^{0.3177}$$

$$R^2 = 0.6023$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J4EM.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 04	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Modificada	Dist. Apoios(mm): 200

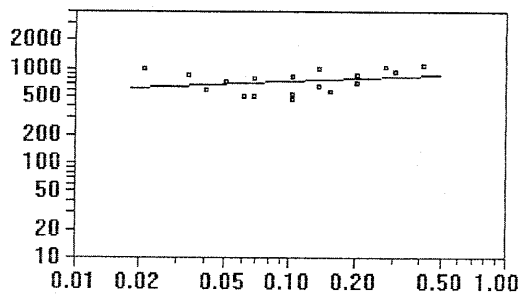
TABELA DE RESULTADOS

T.Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Especifica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.004151	0.000021	988
0.021	0.041	0.013528	0.000068	606
0.021	0.062	0.024347	0.000122	505
0.034	0.034	0.007948	0.000040	860
0.034	0.069	0.026367	0.000132	518
0.034	0.103	0.043078	0.000216	476
0.051	0.051	0.013826	0.000069	734
0.051	0.103	0.038629	0.000194	531
0.051	0.155	0.054184	0.000272	569
0.069	0.069	0.017212	0.000086	794
0.069	0.137	0.042704	0.000214	640
0.069	0.206	0.059358	0.000298	691
0.103	0.103	0.025088	0.000126	817
0.103	0.206	0.047930	0.000241	855
0.103	0.309	0.066891	0.000336	919
0.137	0.137	0.026869	0.000135	1017
0.137	0.275	0.051815	0.000260	1055
0.137	0.412	0.075779	0.000381	1082

Def. Cond.: 0.8290 mm

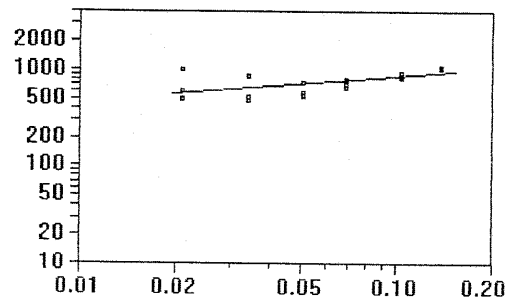
Def. Total: 0.9000 mm

Altura final C.P.: 19.910 cm

Sigma_d (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 895.8 X^{0.0887}$$

$$R^2 = 0.0685$$

Sigma₃ (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 1520.9 X^{0.2553}$$

$$R^2 = 0.3742$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J5EI.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 05	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Intermediaria	Dist. Apoios(mm): 200

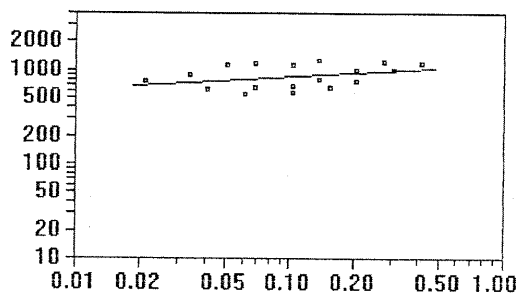
TABELA DE RESULTADOS

T.Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Especifica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.005454	0.000027	752
0.021	0.041	0.013069	0.000066	628
0.021	0.062	0.022271	0.000112	553
0.034	0.034	0.007605	0.000038	899
0.034	0.069	0.021553	0.000108	635
0.034	0.103	0.035707	0.000179	575
0.051	0.051	0.009150	0.000046	1110
0.051	0.103	0.030287	0.000152	677
0.051	0.155	0.047595	0.000239	649
0.069	0.069	0.011795	0.000059	1159
0.069	0.137	0.034658	0.000174	789
0.069	0.206	0.054188	0.000272	757
0.103	0.103	0.018174	0.000091	1129
0.103	0.206	0.041036	0.000206	1000
0.103	0.309	0.060749	0.000305	1013
0.137	0.137	0.021345	0.000107	1281
0.137	0.275	0.044745	0.000225	1222
0.137	0.412	0.069062	0.000347	1188

Def. Cond.: 0.6640 mm

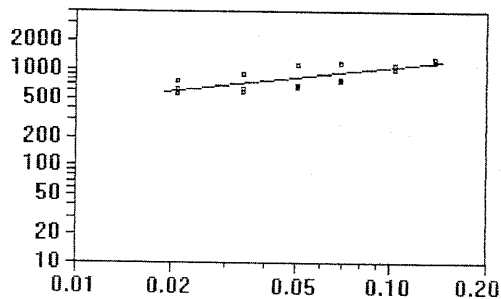
Def. Total: 0.7900 mm

Altura final C.P.: 19.921 cm

Sigma_d (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 1155.6 X^{0.1324}$$

$$R^2 = 0.1393$$

Sigma₃ (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 2340.4 X^{0.3516}$$

$$R^2 = 0.6477$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J5EIM.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 05	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Intermodificada	Dist. Apoios(mm): 200

TABELA DE RESULTADOS

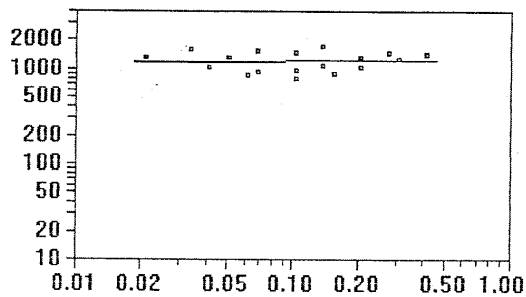
T. Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.003115	0.000016	1318
0.021	0.041	0.008025	0.000040	1023
0.021	0.062	0.014651	0.000073	841
0.034	0.034	0.004342	0.000022	1576
0.034	0.069	0.014821	0.000074	923
0.034	0.103	0.025641	0.000129	801
0.051	0.051	0.007609	0.000038	1336
0.051	0.103	0.021491	0.000108	955
0.051	0.155	0.034636	0.000174	892
0.069	0.069	0.008765	0.000044	1561
0.069	0.137	0.025659	0.000129	1067
0.069	0.206	0.040046	0.000201	1025
0.103	0.103	0.013987	0.000070	1468
0.103	0.206	0.031609	0.000159	1299
0.103	0.309	0.048511	0.000243	1269
0.137	0.137	0.015973	0.000080	1713
0.137	0.275	0.036182	0.000181	1513
0.137	0.412	0.057064	0.000286	1439

Def. Cond.: 0.5280 mm

Def. Total: 0.6400 mm

Altura final C.P.: 19.936 cm

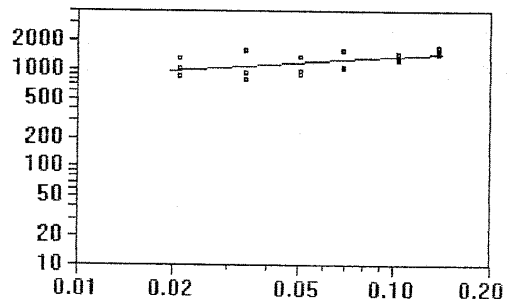
Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 1249.5 X^{0.0213}$$

$$R = 0.0051$$

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 2180.1 X^{0.2115}$$

$$R = 0.3300$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J5EM.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 05	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diâmetro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Intermodificada	Dist. Apoios(mm): 200

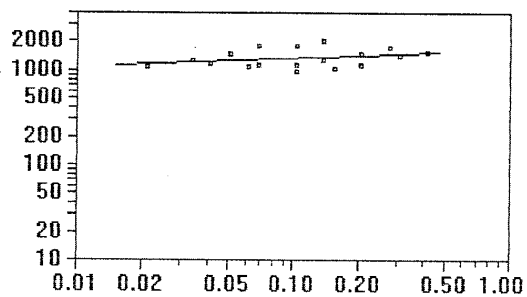
TABELA DE RESULTADOS

T. Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.003733	0.000019	1100
0.021	0.041	0.006973	0.000035	1178
0.021	0.062	0.011446	0.000057	1076
0.034	0.034	0.005340	0.000027	1282
0.034	0.069	0.012150	0.000061	1127
0.034	0.103	0.021308	0.000107	964
0.051	0.051	0.006821	0.000034	1491
0.051	0.103	0.018341	0.000092	1120
0.051	0.155	0.030298	0.000152	1020
0.069	0.069	0.007470	0.000037	1833
0.069	0.137	0.021600	0.000108	1267
0.069	0.206	0.036090	0.000181	1138
0.103	0.103	0.011489	0.000058	1787
0.103	0.206	0.027530	0.000138	1492
0.103	0.309	0.042543	0.000213	1448
0.137	0.137	0.013428	0.000067	2038
0.137	0.275	0.031933	0.000160	1714
0.137	0.412	0.052596	0.000264	1561

Def. Cond.: 0.5060 mm

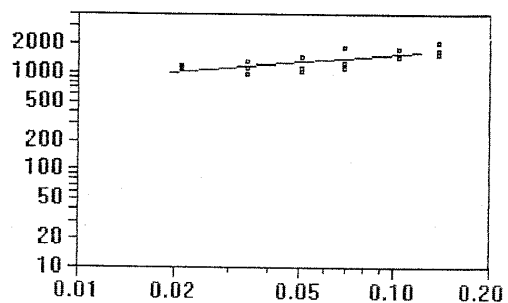
Def. Total: 0.5900 mm

Altura final C.P.: 19.941 cm

Sigma₂ (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 1623.9 X^{0.0863}$$

$$R^2 = 0.0968$$

Sigma₃ (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 2792.6 X^{0.2579}$$

$$R^2 = 0.5706$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J6BEI.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 06	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Intermediaria	Dist. Apoios(mm): 200

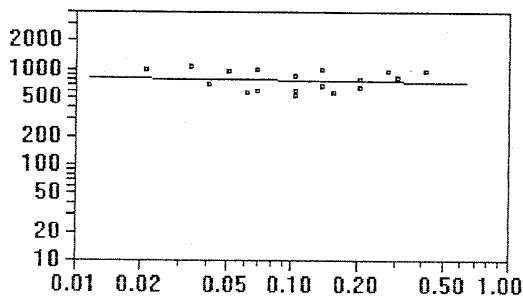
TABELA DE RESULTADOS

T. Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.004131	0.000021	993
0.021	0.041	0.011777	0.000059	697
0.021	0.062	0.021792	0.000109	565
0.034	0.034	0.006371	0.000032	1073
0.034	0.069	0.022658	0.000114	604
0.034	0.103	0.039224	0.000197	523
0.051	0.051	0.010588	0.000053	959
0.051	0.103	0.034687	0.000174	591
0.051	0.155	0.054416	0.000273	567
0.069	0.069	0.013665	0.000069	1001
0.069	0.137	0.041292	0.000207	662
0.069	0.206	0.064594	0.000324	635
0.103	0.103	0.023625	0.000119	868
0.103	0.206	0.051518	0.000259	796
0.103	0.309	0.075446	0.000379	815
0.137	0.137	0.026873	0.000135	1017
0.137	0.275	0.056954	0.000286	960
0.137	0.412	0.087191	0.000438	941

Def. Cond.: 0.7190 mm

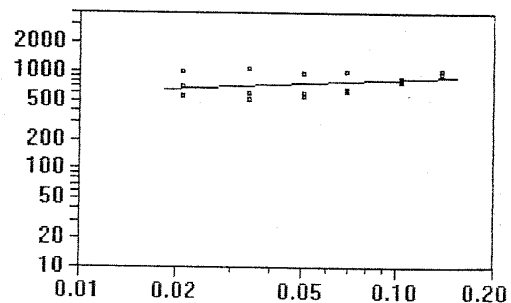
Def. Total: 0.8500 mm

Altura final C.P.: 19.915 cm

Sigma_{ad} (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 721.0 X^{0.0297}$$

$$R^2 = 0.0096$$

Sigma₃ (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 1172.4 X^{0.1466}$$

$$R^2 = 0.1544$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J6EIM.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 06	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Intermodificada	Dist. Apoios(mm): 200

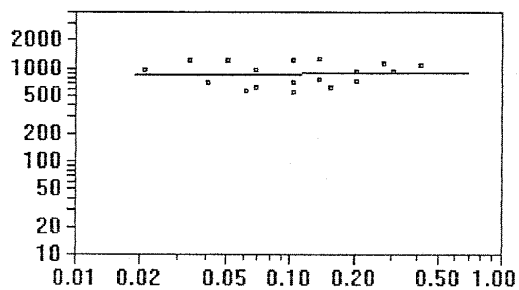
TABELA DE RESULTADOS

T. Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Especifica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.004203	0.000021	977
0.021	0.041	0.011806	0.000059	696
0.021	0.062	0.021733	0.000109	567
0.034	0.034	0.005719	0.000029	1196
0.034	0.069	0.021725	0.000109	630
0.034	0.103	0.037295	0.000187	550
0.051	0.051	0.008462	0.000042	1201
0.051	0.103	0.029726	0.000149	690
0.051	0.155	0.049041	0.000246	630
0.069	0.069	0.014256	0.000072	960
0.069	0.137	0.035886	0.000180	763
0.069	0.206	0.055876	0.000280	735
0.103	0.103	0.016809	0.000084	1221
0.103	0.206	0.045274	0.000227	907
0.103	0.309	0.067055	0.000336	918
0.137	0.137	0.021876	0.000110	1251
0.137	0.275	0.049119	0.000246	1114
0.137	0.412	0.076781	0.000385	1069

Def. Cond.: 0.5700 mm

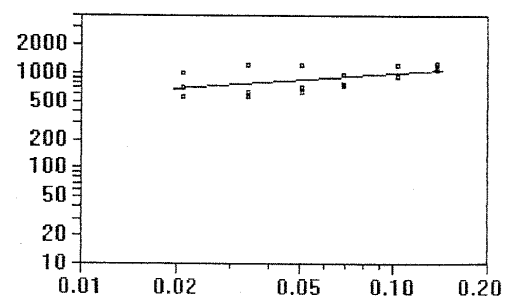
Def. Total: 0.7000 mm

Altura final C.P.: 19.930 cm

Sigma_{ad} (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 894.4 X^{0.0167}$$

$$R^2 = 0.0023$$

Sigma₃ (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 1700.0 X^{0.2378}$$

$$R^2 = 0.3096$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J6EM.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 06	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Modificada	Dist. Apoios(mm): 200

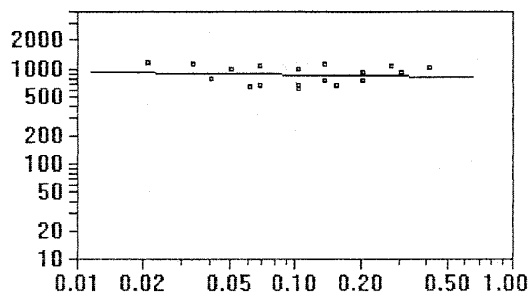
TABELA DE RESULTADOS

T.Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.003493	0.000018	1175
0.021	0.041	0.010462	0.000052	785
0.021	0.062	0.018788	0.000094	655
0.034	0.034	0.006147	0.000031	1113
0.034	0.069	0.020236	0.000102	676
0.034	0.103	0.033021	0.000166	621
0.051	0.051	0.010119	0.000051	1004
0.051	0.103	0.029984	0.000150	684
0.051	0.155	0.045640	0.000229	676
0.069	0.069	0.012614	0.000063	1084
0.069	0.137	0.035652	0.000179	767
0.069	0.206	0.055308	0.000278	742
0.103	0.103	0.020752	0.000104	989
0.103	0.206	0.045228	0.000227	907
0.103	0.309	0.067344	0.000338	914
0.137	0.137	0.024522	0.000123	1115
0.137	0.275	0.051158	0.000257	1069
0.137	0.412	0.079366	0.000398	1034

Def. Cond.: 0.6490 mm

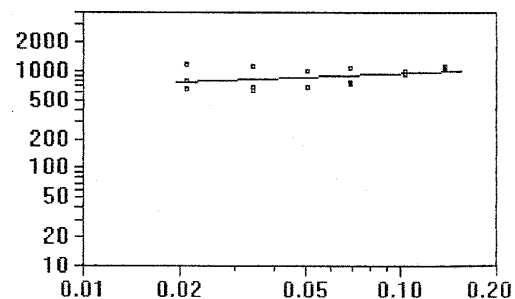
Def. Total: 0.7700 mm

Altura final C.P.: 19.923 cm

Sigma_d (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 826.1 X^{-0.0229}$$

$$R^2 = 0.0072$$

Sigma₃ (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 1272.1 X^{0.1328}$$

$$R^2 = 0.1598$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J7BEI.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 07	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Intermediaria	Dist. Apoios(mm): 200

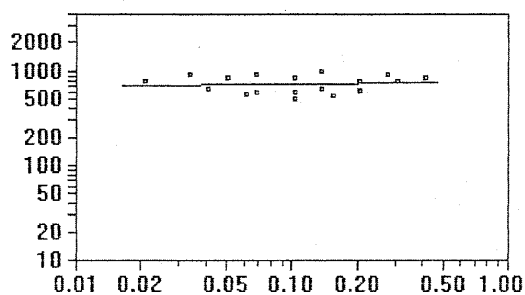
TABELA DE RESULTADOS

T. Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.005278	0.000027	777
0.021	0.041	0.012536	0.000063	654
0.021	0.062	0.021853	0.000110	563
0.034	0.034	0.007338	0.000037	931
0.034	0.069	0.023396	0.000118	584
0.034	0.103	0.039663	0.000199	517
0.051	0.051	0.012156	0.000061	835
0.051	0.103	0.034470	0.000173	594
0.051	0.155	0.055159	0.000277	559
0.069	0.069	0.014789	0.000074	924
0.069	0.137	0.043032	0.000216	635
0.069	0.206	0.065390	0.000329	627
0.103	0.103	0.024255	0.000122	845
0.103	0.206	0.053005	0.000266	773
0.103	0.309	0.078840	0.000396	779
0.137	0.137	0.027802	0.000140	982
0.137	0.275	0.059148	0.000297	923
0.137	0.412	0.094711	0.000476	865

Def. Cond.: 0.9150 mm

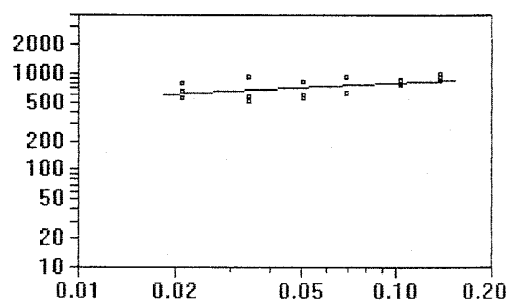
Def. Total: 1.0600 mm

Altura final C.P.: 19.894 cm

Sigma_d (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 753.8 X^{0.0156}$$

$$R^2 = 0.0036$$

Sigma₃ (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 1199.6 X^{0.1748}$$

$$R^2 = 0.3006$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J7EIM.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 07	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Intermodificada	Dist. Apoios(mm): 200

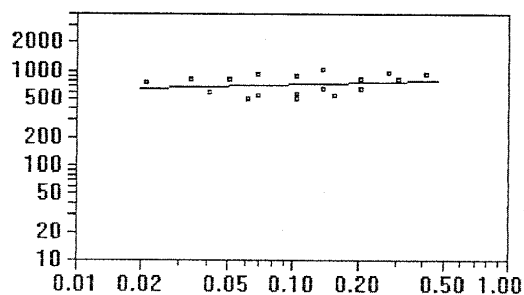
TABELA DE RESULTADOS

T. Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Especifica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.005509	0.000028	745
0.021	0.041	0.013523	0.000068	607
0.021	0.062	0.023802	0.000119	517
0.034	0.034	0.008264	0.000041	827
0.034	0.069	0.024626	0.000124	555
0.034	0.103	0.040604	0.000204	505
0.051	0.051	0.012532	0.000063	810
0.051	0.103	0.035829	0.000180	572
0.051	0.155	0.056008	0.000281	551
0.069	0.069	0.014873	0.000075	919
0.069	0.137	0.041837	0.000210	654
0.069	0.206	0.064480	0.000324	636
0.103	0.103	0.023397	0.000117	876
0.103	0.206	0.051139	0.000257	802
0.103	0.309	0.075906	0.000381	810
0.137	0.137	0.026658	0.000134	1025
0.137	0.275	0.056995	0.000286	959
0.137	0.412	0.090745	0.000456	904

Def. Cond.: 0.7310 mm

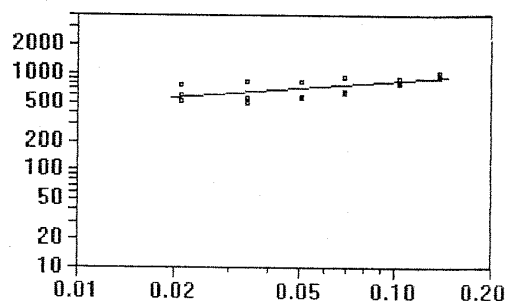
Def. Total: 0.8600 mm

Altura final C.P.: 19.914 cm

Sigma_{ad} (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 833.8 X^{0.0652}$$

$$R = 0.0523$$

Sigma₃ (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 1440.1 X^{0.2427}$$

$$R = 0.4784$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J7EM.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 07	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Modificada	Dist. Apoios(mm): 200

TABELA DE RESULTADOS

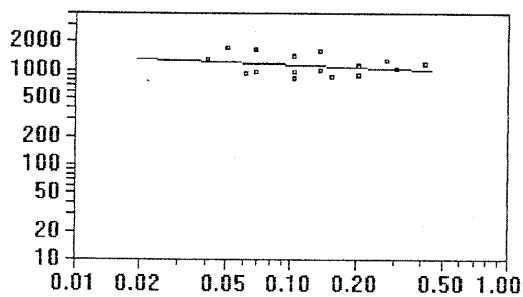
T. Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021			
0.021	0.041	0.006347	0.000032	1293
0.021	0.062	0.013615	0.000068	904
0.034	0.034			
0.034	0.069	0.014149	0.000071	967
0.034	0.103	0.025353	0.000127	809
0.051	0.051	0.005893	0.000030	1724
0.051	0.103	0.021591	0.000108	950
0.051	0.155	0.036728	0.000184	841
0.069	0.069	0.008218	0.000041	1664
0.069	0.137	0.027448	0.000138	997
0.069	0.206	0.045944	0.000231	893
0.103	0.103	0.014457	0.000073	1419
0.103	0.206	0.036862	0.000185	1113
0.103	0.309	0.058659	0.000294	1049
0.137	0.137	0.017186	0.000086	1591
0.137	0.275	0.043005	0.000216	1272
0.137	0.412	0.070967	0.000356	1156

Def. Cond.: 0.6670 mm

Def. Total: 0.7800 mm

Altura final C.P.: 19.922 cm

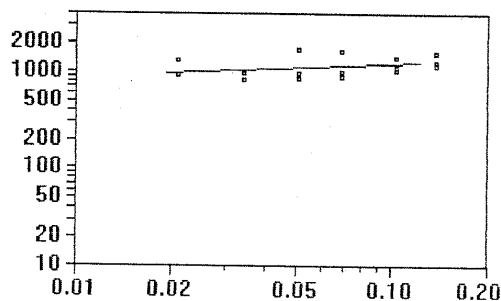
Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 948.8 X^{0.0842}$$

$$R^2 = 0.0529$$

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 1692.5 X^{0.1457}$$

$$R^2 = 0.1369$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J8EIM.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 08	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Intermodificada	Dist. Apoios(mm): 200

TABELA DE RESULTADOS

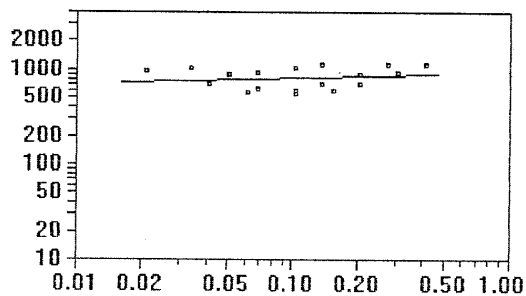
T. Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.004218	0.000021	973
0.021	0.041	0.011962	0.000060	686
0.021	0.062	0.021494	0.000108	573
0.034	0.034	0.006631	0.000033	1032
0.034	0.069	0.022431	0.000112	610
0.034	0.103	0.037995	0.000191	540
0.051	0.051	0.011511	0.000058	883
0.051	0.103	0.034302	0.000172	598
0.051	0.155	0.052056	0.000261	593
0.069	0.069	0.015144	0.000076	904
0.069	0.137	0.039502	0.000198	693
0.069	0.206	0.058358	0.000293	703
0.103	0.103	0.019485	0.000098	1053
0.103	0.206	0.046140	0.000231	890
0.103	0.309	0.065623	0.000329	938
0.137	0.137	0.024371	0.000122	1123
0.137	0.275	0.049002	0.000246	1117
0.137	0.412	0.073544	0.000369	1116

Def. Cond.: 0.5670 mm

Def. Total: 0.6600 mm

Altura final C.P.: 19.934 cm

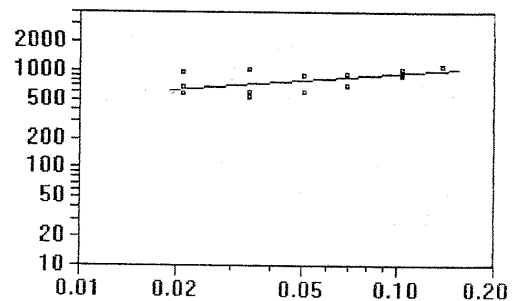
Sigma2 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 912.3 X^2$$

$$R = 0.0271$$

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 1593.6 X^2$$

$$R = 0.3566$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J8EM.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 08	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Modificada	Dist. Apoios(mm): 200

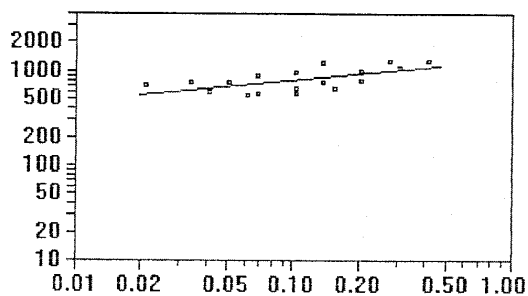
TABELA DE RESULTADOS

T.Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.005891	0.000030	697
0.021	0.041	0.013676	0.000069	601
0.021	0.062	0.022502	0.000113	548
0.034	0.034	0.009020	0.000045	759
0.034	0.069	0.023539	0.000118	582
0.034	0.103	0.036451	0.000183	563
0.051	0.051	0.013201	0.000066	770
0.051	0.103	0.032429	0.000163	633
0.051	0.155	0.047133	0.000236	656
0.069	0.069	0.015344	0.000077	892
0.069	0.137	0.035835	0.000180	764
0.069	0.206	0.052370	0.000263	784
0.103	0.103	0.021057	0.000106	975
0.103	0.206	0.041885	0.000210	980
0.103	0.309	0.057555	0.000289	1070
0.137	0.137	0.022413	0.000112	1221
0.137	0.275	0.043666	0.000219	1254
0.137	0.412	0.063942	0.000321	1284

Def. Cond.: 0.4600 mm

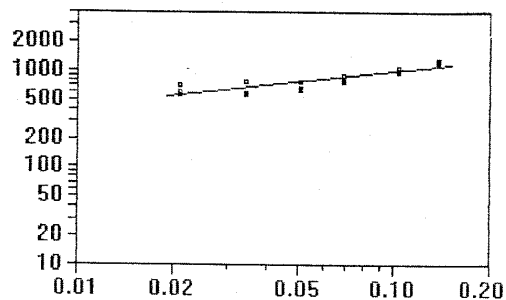
Def. Total: 0.5500 mm

Altura final C.P.: 19.945 cm

Sigma_d (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 1316.4 X^{0.2181}$$

$$R^2 = 0.3897$$

Sigma₃ (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 2430.3 X^{0.3870}$$

$$R^2 = 0.8089$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J9EI.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 09	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diâmetro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Intermediaria	Dist. Apoios(mm): 200

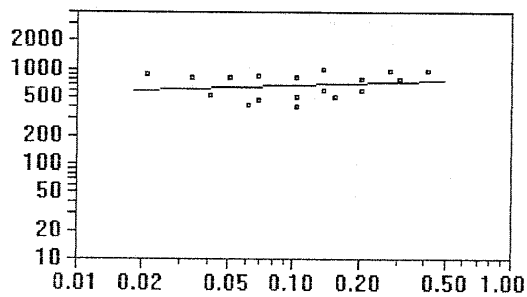
TABELA DE RESULTADOS

T.Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.004604	0.000023	893
0.021	0.041	0.015403	0.000077	534
0.021	0.062	0.030153	0.000151	409
0.034	0.034	0.008440	0.000042	812
0.034	0.069	0.029411	0.000147	466
0.034	0.103	0.050426	0.000252	408
0.051	0.051	0.012662	0.000063	804
0.051	0.103	0.040074	0.000201	513
0.051	0.155	0.061660	0.000309	502
0.069	0.069	0.016271	0.000081	842
0.069	0.137	0.046088	0.000231	595
0.069	0.206	0.069137	0.000346	595
0.103	0.103	0.025099	0.000126	819
0.103	0.206	0.053210	0.000267	773
0.103	0.309	0.077361	0.000387	797
0.137	0.137	0.027943	0.000140	981
0.137	0.275	0.056756	0.000284	966
0.137	0.412	0.086882	0.000435	946

Def. Cond.: 0.2600 mm

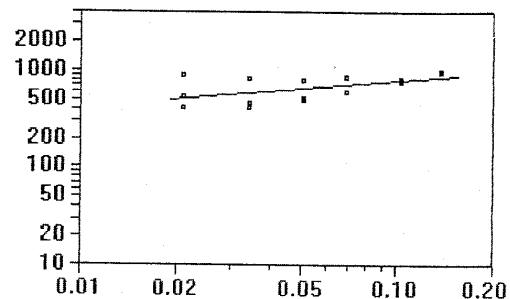
Def. Total: 0.3800 mm

Altura final C.P.: 19.962 cm

Sigma_d (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 781.1 X^{0.0647}$$

$$R^2 = 0.0299$$

Sigma₃ (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 1524.7 X^{0.2851}$$

$$R^2 = 0.3829$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J9EIM.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 09	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Intermodificada	Dist. Apoios(mm): 200

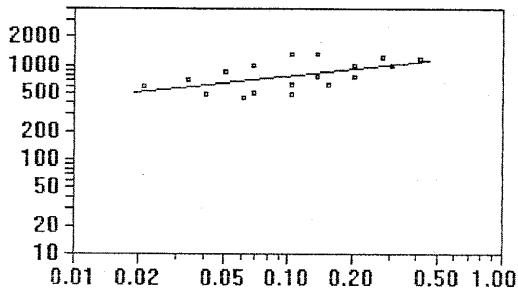
TABELA DE RESULTADOS

T. Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.006878	0.000035	597
0.021	0.041	0.016665	0.000084	492
0.021	0.062	0.027231	0.000137	452
0.034	0.034	0.009973	0.000050	686
0.034	0.069	0.026962	0.000135	507
0.034	0.103	0.041954	0.000211	489
0.051	0.051	0.012002	0.000060	846
0.051	0.103	0.033196	0.000167	618
0.051	0.155	0.049696	0.000249	621
0.069	0.069	0.013486	0.000068	1014
0.069	0.137	0.036632	0.000184	747
0.069	0.206	0.055306	0.000278	742
0.103	0.103	0.015548	0.000078	1319
0.103	0.206	0.041859	0.000210	980
0.103	0.309	0.061655	0.000309	998
0.137	0.137	0.021131	0.000106	1294
0.137	0.275	0.044772	0.000225	1221
0.137	0.412	0.068937	0.000346	1190

Def. Cond.: 0.6930 mm

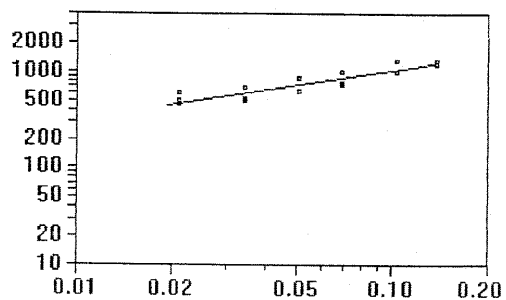
Def. Total: 0.8200 mm

Altura final C.P.: 19.918 cm

Sigma_d (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 1355.8 X^{0.2477}$$

$$R^2 = 0.3070$$

Sigma₃ (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 3270.6 X^{0.5039}$$

$$R^2 = 0.8380$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J9EM.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 09	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Modificada	Dist. Apoios(mm): 200

TABELA DE RESULTADOS

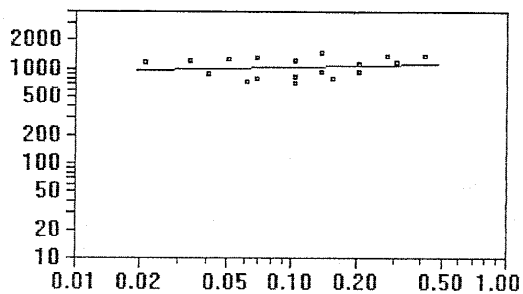
T.Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Especifica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.003515	0.000018	1169
0.021	0.041	0.009308	0.000047	883
0.021	0.062	0.016991	0.000085	725
0.034	0.034	0.005640	0.000028	1214
0.034	0.069	0.017228	0.000086	795
0.034	0.103	0.029308	0.000147	701
0.051	0.051	0.007983	0.000040	1274
0.051	0.103	0.025305	0.000127	812
0.051	0.155	0.039105	0.000196	790
0.069	0.069	0.010209	0.000051	1341
0.069	0.137	0.029599	0.000148	925
0.069	0.206	0.045177	0.000226	909
0.103	0.103	0.016736	0.000084	1227
0.103	0.206	0.036150	0.000181	1136
0.103	0.309	0.052922	0.000265	1164
0.137	0.137	0.018617	0.000093	1471
0.137	0.275	0.039370	0.000197	1391
0.137	0.412	0.060217	0.000302	1364

Def. Cond.: 0.4340 mm

Def. Total: 0.5300 mm

Altura final C.P.: 19.947 cm

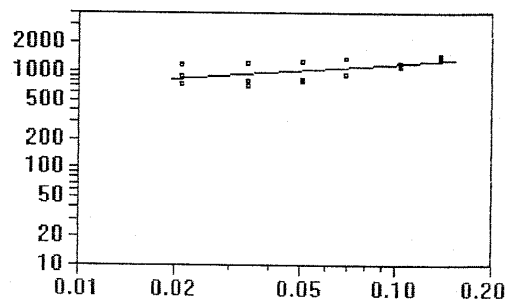
Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 1165.4 X^{0.0493}$$

$$R = 0.0263$$

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 2044.7 X^{0.2356}$$

$$R = 0.3960$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J10EI.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 10	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Intermediaria	Dist. Apoios(mm): 200

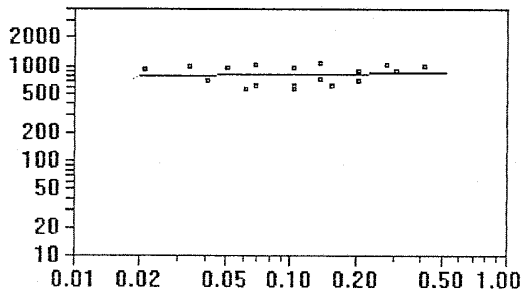
TABELA DE RESULTADOS

T. Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.004371	0.000022	938
0.021	0.041	0.011592	0.000058	707
0.021	0.062	0.021201	0.000106	580
0.034	0.034	0.006988	0.000035	978
0.034	0.069	0.021839	0.000110	626
0.034	0.103	0.035471	0.000178	578
0.051	0.051	0.010563	0.000053	961
0.051	0.103	0.032491	0.000163	631
0.051	0.155	0.050140	0.000252	615
0.069	0.069	0.013306	0.000067	1027
0.069	0.137	0.038375	0.000193	712
0.069	0.206	0.057638	0.000289	711
0.103	0.103	0.021487	0.000108	954
0.103	0.206	0.047068	0.000236	871
0.103	0.309	0.070778	0.000355	869
0.137	0.137	0.024877	0.000125	1099
0.137	0.275	0.053131	0.000267	1029
0.137	0.412	0.081237	0.000408	1009

Def. Cond.: 0.8190 mm

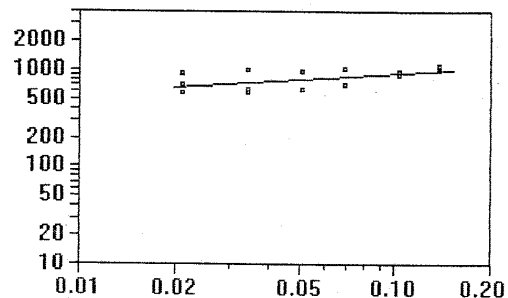
Def. Total: 0.9200 mm

Altura final C.P.: 19.908 cm

Sigma_d (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 851.8 X^{0.0231}$$

$$R^2 = 0.0069$$

Sigma₃ (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 1410.2 X^{0.1946}$$

$$R^2 = 0.3212$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J10EIM.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 10	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diámetro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Intermodificada	Dist. Apoios(mm): 200

TABELA DE RESULTADOS

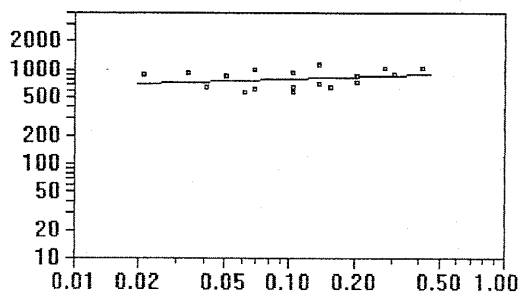
T. Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Especifica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.004712	0.000024	871
0.021	0.041	0.012522	0.000063	655
0.021	0.062	0.021439	0.000108	574
0.034	0.034	0.007331	0.000037	933
0.034	0.069	0.022410	0.000112	610
0.034	0.103	0.035781	0.000180	573
0.051	0.051	0.011968	0.000060	849
0.051	0.103	0.031702	0.000159	647
0.051	0.155	0.048698	0.000244	634
0.069	0.069	0.013984	0.000070	978
0.069	0.137	0.038557	0.000193	709
0.069	0.206	0.056936	0.000286	721
0.103	0.103	0.021934	0.000110	935
0.103	0.206	0.047504	0.000238	864
0.103	0.309	0.068683	0.000345	896
0.137	0.137	0.024574	0.000123	1113
0.137	0.275	0.052086	0.000261	1050
0.137	0.412	0.078235	0.000393	1049

Def. Cond.: 0.6750 mm

Def. Total: 0.7700 mm

Altura final C.P.: 19.923 cm

Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)

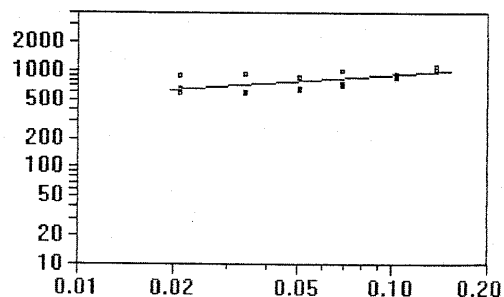


0.0676

$$Y = 927.6 X^2$$

$$R = 0.0606$$

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



0.2315

$$Y = 1543.1 X^2$$

$$R = 0.4690$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J10BEM.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 10	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diâmetro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Modificada	Dist. Apoios(mm): 200

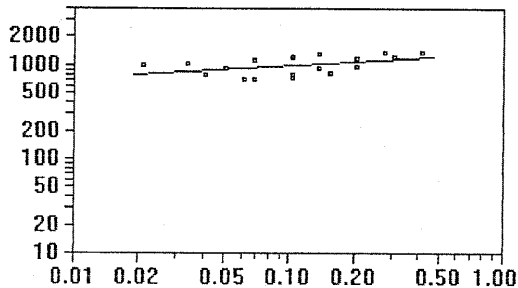
TABELA DE RESULTADOS

T. Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.004135	0.000021	994
0.021	0.041	0.010507	0.000053	782
0.021	0.062	0.017516	0.000088	704
0.034	0.034	0.006625	0.000033	1034
0.034	0.069	0.019347	0.000097	708
0.034	0.103	0.028055	0.000141	732
0.051	0.051	0.011031	0.000055	923
0.051	0.103	0.025931	0.000130	792
0.051	0.155	0.038065	0.000191	812
0.069	0.069	0.012389	0.000062	1106
0.069	0.137	0.029737	0.000149	921
0.069	0.206	0.043058	0.000216	954
0.103	0.103	0.017033	0.000085	1206
0.103	0.206	0.035613	0.000178	1154
0.103	0.309	0.051144	0.000256	1205
0.137	0.137	0.020919	0.000105	1309
0.137	0.275	0.039596	0.000198	1384
0.137	0.412	0.059494	0.000298	1381

Def. Cond.: 0.3520 mm

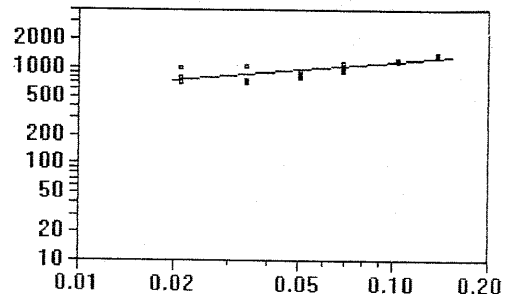
Def. Total: 0.4500 mm

Altura final C.P.: 19.955 cm

Sigma_d (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 1344.8 X^{0.1394}$$

$$R^2 = 0.2412$$

Sigma₃ (MPa) x M.R.(MPa)

$$Y = 2224.8 X^{0.2863}$$

$$R^2 = 0.6714$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J11EI.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 11	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Intermediaria	Dist. Apoios(mm): 200

TABELA DE RESULTADOS

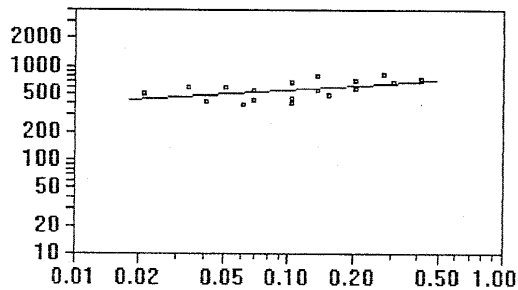
T. Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.007900	0.000040	518
0.021	0.041	0.019385	0.000097	422
0.021	0.062	0.031795	0.000160	386
0.034	0.034	0.011267	0.000057	606
0.034	0.069	0.031879	0.000160	428
0.034	0.103	0.050999	0.000256	401
0.051	0.051	0.016980	0.000085	597
0.051	0.103	0.044644	0.000224	459
0.051	0.155	0.064067	0.000322	481
0.069	0.069	0.025108	0.000126	544
0.069	0.137	0.049863	0.000251	547
0.069	0.206	0.072156	0.000363	567
0.103	0.103	0.030620	0.000154	668
0.103	0.206	0.058925	0.000296	695
0.103	0.309	0.092062	0.000463	667
0.137	0.137	0.034559	0.000174	790
0.137	0.275	0.067697	0.000341	806
0.137	0.412	0.111159	0.000559	736

Def. Cond.: 1.0920 mm

Def. Total: 1.2600 mm

Altura final C.P.: 19.874 cm

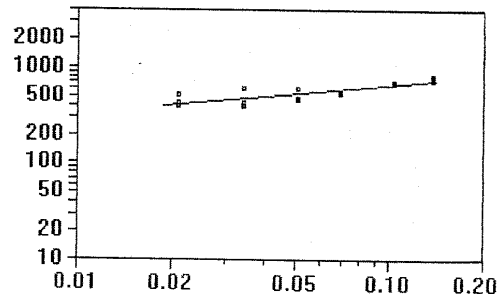
Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 787.5 X^{0.1516}$$

$$R^2 = 0.2773$$

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 1335.9 X^{0.3048}$$

$$R^2 = 0.7390$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J11BEIM.DAT

DADOS DO ENSAIO

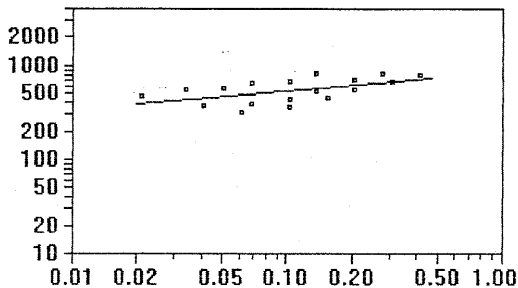
Amostra: 11	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Intermodificada	Dist. Apoios(mm): 200

TABELA DE RESULTADOS

T.Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.008855	0.000044	464
0.021	0.041	0.022531	0.000113	364
0.021	0.062	0.038496	0.000193	320
0.034	0.034	0.012289	0.000062	557
0.034	0.069	0.036109	0.000181	379
0.034	0.103	0.057232	0.000287	359
0.051	0.051	0.017454	0.000088	582
0.051	0.103	0.047102	0.000236	436
0.051	0.155	0.068959	0.000346	448
0.069	0.069	0.021609	0.000108	633
0.069	0.137	0.051610	0.000259	530
0.069	0.206	0.075681	0.000380	542
0.103	0.103	0.030829	0.000155	666
0.103	0.206	0.059258	0.000297	692
0.103	0.309	0.091272	0.000458	674
0.137	0.137	0.034004	0.000171	804
0.137	0.275	0.066536	0.000334	822
0.137	0.412	0.105592	0.000530	777

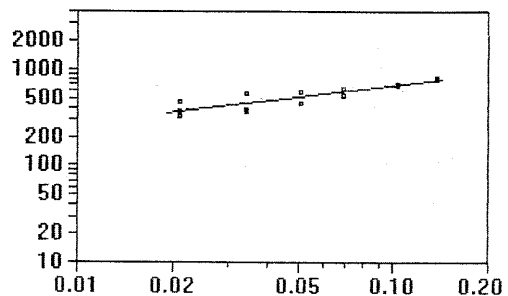
Def. Cond.: 0.6020 mm Def. Total: 0.7500 mm Altura final C.P.: 19.925 cm

Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)



0.2016
 $Y = 846.2 X^2$
 $R = 0.3040$

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



0.4042
 $Y = 1703.5 X^2$
 $R = 0.8061$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINAMICO

Nome do Arquivo: C:\DADOS\JOACY\J11EM.DAT

DADOS DO ENSAIO

Amostra: 11	Origem: Jazida	C.P. No.: fot
Rodovia: CE-085	Trecho: Barrento-Aracatiara	Est/Km: 0
Operador: Joacy	Interess.: Diss	Data: 10/01/2005
Diametro C.P.(cm): 10	Prof.: 1	Peso C.P.(g): 3600
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Modificada	Dist. Apoios(mm): 200

TABELA DE RESULTADOS

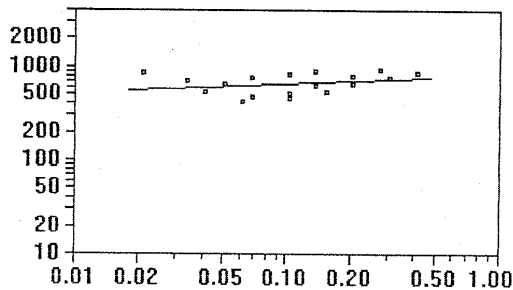
T. Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.004835	0.000024	849
0.021	0.041	0.015738	0.000079	522
0.021	0.062	0.029638	0.000149	416
0.034	0.034	0.009705	0.000049	705
0.034	0.069	0.028997	0.000145	472
0.034	0.103	0.045666	0.000229	450
0.051	0.051	0.015736	0.000079	646
0.051	0.103	0.039767	0.000199	516
0.051	0.155	0.057999	0.000291	533
0.069	0.069	0.018340	0.000092	746
0.069	0.137	0.044347	0.000222	617
0.069	0.206	0.064697	0.000324	635
0.103	0.103	0.025171	0.000126	816
0.103	0.206	0.053137	0.000266	773
0.103	0.309	0.079999	0.000401	770
0.137	0.137	0.030552	0.000153	896
0.137	0.275	0.060307	0.000302	908
0.137	0.412	0.095301	0.000478	861

Def. Cond.: 0.5190 mm

Def. Total: 0.6500 mm

Altura final C.P.: 19.935 cm

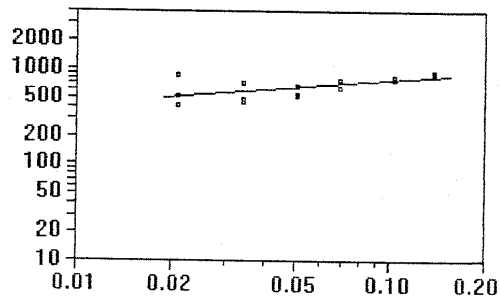
Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 802.1 X^{0.0898}$$

$$R^2 = 0.0825$$

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 1394.4 X^{0.2645}$$

$$R^2 = 0.4720$$