

# Programa de Pós-Graduação em **Engenharia Civil e Ambiental**

Universidade Federal de Campina Grande  
Centro de Tecnologia e Recursos Naturais  
Departamento de Engenharia Civil

ESTUDO DAS PROPRIEDADES MINERALÓGICAS, FÍSICAS  
E MECÂNICAS DE UM SOLO ARENOSO FINO LATERÍTICO  
(SAFL) UTILIZADO NA PAVIMENTAÇÃO DO COMPLEXO  
AEROPORTUÁRIO DA GRANDE NATAL-RN/NE

ANDRÉ LUIZ LUCAS QUINTANS

**Campina Grande**  
**Data: MAIO / 2008**

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE  
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS  
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CAMPUS I – CAMPINA GRANDE

ÁREA GEOTÉCNICA

ESTUDO DAS PROPRIEDADES MINERALÓGICAS, FÍSICAS E MECÂNICAS DE UM SOLO  
ARENOSO FINO LATERÍTICO (SAFL) UTILIZADO NA PAVIMENTAÇÃO DO COMPLEXO  
AEROPORTUÁRIO DA GRANDE NATAL – RN/NE

Por:

ANDRÉ LUIZ LUCAS QUINTANS

Dissertação apresentada ao programa do Centro de  
Tecnologia e Recursos Naturais da Universidade  
Federal de Campina Grande – Campina Grande/PB,  
como parte dos requisitos necessários para  
obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA  
CIVIL E AMBIENTAL.**

Campina Grande – Paraíba

Maio de 2008

**ANDRÉ LUIZ LUCAS QUINTANS**

Dissertação apresentada ao programa do Centro de Tecnologia e Recursos Naturais da Universidade Federal de Campina Grande – Campina Grande/PB, como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

Área de Concentração – Geotécnica

Prof. Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues  
Orientador

Campina Grande – Paraíba

Maio de 2008



FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA CENTRAL DA UFCC

Q7e

2008 Quintans, André Luiz Lucas.

Estudos das principais mineralógicas, físicas e mecânicas de um solo arenoso fino laterítico (SAFL) utilizado na pavimentação do complexo aeroportuário da grande Natal-RN/NE / André Luiz Lucas Quintans. — Campina Grande, 2008.

136f. : il

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) — Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais.

Referências.

Orientador: Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues.

1. Solos Tropicais. 2. Pavimentos. 3. Aeroportos. I. Título.

CDU-624.13 (043)

## FOLHA DE APROVAÇÃO

Autor: André Luiz Lucas Quintans

Título: ESTUDO DAS PROPRIEDADES MINERALÓGICAS, FÍSICAS E MECÂNICAS DE UM SOLO ARENOSO FINO LATERÍTICO (SAFL) UTILIZADO NA PAVIMENTAÇÃO DO COMPLEXO AEROPORTUÁRIO DA GRANDE NATAL – RN/NE

Dissertação Defendida e Aprovada em: 09 / 05 / 2008 .

Pela Banca Examinadora

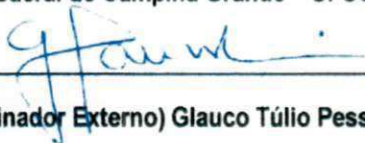
(Assinatura):



Prof. Dr. (Orientador) John Kennedy Guedes Rodrigues

Universidade Federal de Campina Grande – UFCG/DEC

(Assinatura):



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

Universidade de São Paulo – EESC/USP

(Assinatura):



Prof. Dr. (Examinador Externo) Erinaldo Hilário Cavalcante

Universidade Federal de Sergipe – UFS/DEC

(Assinatura):



Prof. Dr. (Examinador Externo) Heber Carlos Ferreira

Universidade Federal de Campina Grande – UFCG/DEMa

(Assinatura):



Prof. Dr. (Examinador Interno) João Batista Queiroz de Carvalho

Universidade Federal de Campina Grande – UFCG/DEC

## DEDICATÓRIA

A Deus, Senhor e Salvador da minha vida.

Aos meus pais Pedro e Antonieta, pela minha educação e formação.

Aos meus irmãos Adson e Anderson.

À minha esposa Alana, por seu amor e dedicação.

À minha filha Ana Luíza, presente de Deus na minha vida.

## AGRADECIMENTOS

Ao Professor Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues pela dedicação e orientação desta pesquisa, pelo incentivo e apoio até mesmo nos momentos difíceis.

À ATECEL, na pessoa do Professor MSc. Francisco B. Lucena, pela disponibilidade de equipamentos e recursos para o desenvolvimento do trabalho.

Ao Centro de Tecnologia e Recursos Naturais da UFCG.

A CAPES pela bolsa de estudos concedida.

Coordenação de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, em especial a secretária Josete de Sousa.

À Coordenação do Curso de Graduação em Engenharia Civil da UFCG

Ao 1º Batalhão de Engenharia de Construção do Exército Brasileiro, em especial ao Major Almeida Lima, Capitão Toledo e Tenente Gonçalves, pelo apoio e material cedido para realização da pesquisa.

Ao Departamento de Transportes – STT da Escola de Engenharia de São Carlos – USP, em especial aos professores Dr. Alexandre Benetti Parreira e Dr. Glauco Túlio Pessa Fabri. Aos técnicos de laboratório João e Paulo, e especialmente ao Sr. Antonio Carlos Gigante, por seu completo apoio na realização dos ensaios da metodologia MCT.

Ao Departamento de Engenharia de Materiais da UFCG, em especial, ao professor Dr. Heber Carlos Ferreira e ao aluno Romualdo Menezes.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos, da Universidade Federal de Sergipe – UFS, Washington Santos e Willami Santos, pela execução dos ensaios de resistência a compressão simples.

Ao Centro de Tecnologias do Gás de Natal/RN – CTGÁS.

Aos amigos da UFCG: Saul Guedes, Danilo Medeiros, Lêda Lucena, Fábio Cunha, Paulo Braz, Jorge Luís, Robson Barros e outros que deram sua contribuição em particular.

Aos funcionários da área de Geotecnia da UFCG, em especial, a Rui Pereira de Oliveira.

Aos funcionários da ATECEL, Jeconias Dantas, Mano, Eugeniano, Eliane, Marcos e Lelé.

Ao meu primo Vito Quintans, por sua contribuição no tratamento de fotos do trabalho.

À Neide, Beto, Stela, Abimar, Del, Adelson, Uirá e Lorena pelo carinho e apoio.

E a todos que contribuíram de alguma forma para realização deste trabalho.



## RESUMO

A determinação das propriedades geotécnicas dos solos utilizados em pavimentação é de fundamental importância para o conhecimento do seu comportamento estrutural quando compactado. A busca de materiais que se adaptem às especificações vigentes representa um complexo problema que desafia os órgãos rodoviários. O conhecimento das potencialidades e das limitações dos materiais ocorrentes na natureza pode ajudar a solucionar o problema. Estudos específicos têm revelado que o comportamento dos solos lateríticos é fortemente influenciado pelas suas propriedades mineralógicas e que necessário se faz interrelacionar estas propriedades com aquelas que caracterizam estes solos, em função das propriedades de engenharia. No entanto, poucos são os estudos sobre a utilização de solos tropicais em camadas de pavimentos de aeroportos, principalmente no Nordeste do Brasil. Neste trabalho procurou-se o estudo das propriedades mineralógicas, físicas e mecânicas de um solo tropical proveniente da obra do Complexo Aeroportuário da Grande Natal, localizado no município de São Gonçalo do Amarante – RN/NE. O procedimento escolhido para realização da fase experimental da pesquisa consistiu em: caracterização das propriedades físicas dos materiais, caracterização das propriedades mineralógicas do solo, caracterização das propriedades mecânicas do solo e da mistura solo com a brita corrida. Como tentativa de minimizar os efeitos da retração do solo, quando executado como camada de sub-base, empiricamente, foi adotada a solução de uma mistura do solo com 20% de brita corrida. Que obteve em laboratório e "in situ", um comportamento considerado satisfatório. Com relação à classificação do solo quanto a sua natureza laterítica, pode-se inferir que o material alvo da pesquisa é um solo laterítico. Tendo em vista que a sua composição química é formada basicamente pelos elementos Si, Fe e Al, apresentando também, padrões típicos de um material que sofreu o processo de laterização, característica marcante desses solos. Quanto aos resultados de classificação segundo o método MCT, o solo pode ser classificado como sendo: laterítico, pertencente à classe dos arenosos lateríticos (LA'), especificamente, solo arenoso laterítico fino (SAFL) com propriedades mineralógicas, físicas e mecânicas adequadas para a utilização em camadas de base e de sub-base de pavimentos aeroportuários e rodoviários, desde que seja corretamente manipulado.

Palavras Chave: Solos Tropicais, Caracterização, Metodologia MCT, Pavimentos, Aeroportos.

## ABSTRACT

The determination of soils geotechnical properties in pavement is essentially important for the knowledge of its structural behavior when it was compacted. The search for materials that are adapted to existing specifications is a complex problem that defies the national department of transportation. The knowledge of benefits and the limitations of material occurring in nature can help to solve the problem. Specific studies have revealed that the lateritic soils is strongly influenced by its mineralogical properties and that it is necessary to inter-relate these properties with those which characterize these soils, because of the engineering properties. However, there are few studies about the use of tropical soils in layers of pavement in airports, especially in the Northeast of Brazil. This research studied the mineralogical, physical and mechanical of a tropical soil from the building site of the Airport Complex of the Greater City of Natal, located in the county of São Gonçalo do Amarante – in the state of Rio Grande do Norte, Northeast of Brazil. The chosen procedure for the performance of the experimental phase of the research consisted in: characterization of the physical properties of the materials, characterization of the mineralogical properties of the soil, characterization of the mechanical properties of the soil and of the mixture of soil and coarse aggregate. As an attempt to minimize the effects of the retraction of the soil, when executed as a layer of sub-base, empirically, a solution of a mixture of soil with 20% of coarse aggregate was adopted. This mixture obtained a behavior considered satisfactory in laboratory and "in situ". Related to the classification of soil as its lateritic nature, it can be inferred that the material, object of the studies, is a lateritic soil. Its chemical composition formed, basically, by elements Si, Fe and Al and also present behavior typical of a material that has undergone the process of lateritic materials are characteristics of lateritic materials. Related to the classification according the MCT method, the soil can be classified as being: lateritic, belonging to the class of sandy laterites (LA'), specifically, fine sandy lateritic soil (SAFL) with mineralogical, physical and mechanical properties adequate for use in layers of base and sub-base of airport and roadway pavements, as long as it is manipulated correctly.

Key Words: Tropical Soils, Characterization, MCT Methodology, Pavements, Airports.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Escalas granulométricas (Adaptado de: RODRIGUES, 1998).....	9
Figura 2.2 – Distribuição dos solos lateríticos em termos mundiais (CHARMAN, 1988).....	12
Figura 2.3 - Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV); a) Latossolo Vermelho-Amarelo, arenoso (1 $\mu\text{m}$ ); b) Solo saprolítico de pegmatito, com caulinita (2 $\mu\text{m}$ ) (IPT, 1975, 1977, 1979 apud NOGAMI E VILLIBOR, 1995).....	13
Figura 2.4 – Pista de aeródromo com base SAFL (NOGAMI E VILLIBOR, 1995).....	15
Figura 2.5 – Modelo de compactador miniatura da utilizado na metodologia MCT [Escola de Engenharia de São Carlos – USP].....	16
Figura 2.6 – Âbaco de classificação MCT (NOGAMI E VILLIBOR, 1981).....	23
Figura 2.7 – Variação da massa específica em função do teor de umidade do solo.....	25
Figura 2.8 - Teoria de Hogentogler (HOSENTOGLER, 1937).....	26
Figura 2.9 – Efeito da energia de compactação na estrutura de um solo argiloso compactado com diferentes teores de umidade (LAMBE, 1958).....	27
Figura 2.10 – Ensaios de compactação nas energias normal e modificada para uma mistura de pedregulho e areia siltosa (CERNICA, 1995).....	28
Figura 2.11 – Curvas de compactação para diferentes tipos de solos (MELLO E TEIXEIRA, 1971).....	28
Figura 3.1 - Mapa geológico do Estado do Rio Grande do Nordeste- Nordeste do Brasil [Fonte: IDEMA, 1999].....	35
Figura 3.2 – Localização da área onde foram coletadas as amostras de solo para realização da pesquisa [Complexo Aeroportuário da Grande Natal – São Gonçalo do Amarante, Rio Grande do Norte, Brasil].....	36
Figura 3.3 – Amostra de solo utilizado nos experimentos.....	37
Figura 3.4 – Amostra de brita corrida utilizada nos experimentos.....	37
Figura 3.5 – Determinação dos índices de consistência: a) Limite de Liquidez; b) Limite de Plasticidade e c, d, e, f) Limite de Contração.....	39
Figura 3.6 - Equipamentos utilizados para realização do ensaio de difração a laser [Laboratório de Caracterização de Materiais – UFCG (2007)].....	40
Figura 3.7 - Equipamentos utilizados para realização do ensaio de difração de raios-X [Laboratório de Caracterização de Materiais – UFCG (2007)].....	41
Figura 3.8 - Equipamentos utilizados para realização do ensaio de microscopia eletrônica de varredura – MEV [Centro de Tecnologia do Gás (CTGÁS) – Natal/RN (2008)].....	41
Figura 3.9 – Resultados de CBRs obtidos pelo Primeiro Batalhão de Engenharia de Construção do Exército.....	42
Figura 3.10 – Trechos da pista de pouso e de decolagem exibindo trincas de retração [Complexo Aeroportuário da Grande Natal - RN].....	43
Figura 3.11 – Equipamentos utilizados para realização dos ensaios de Compactação [Laboratório da ATECEL – Campina Grande/PB (2007)].....	44
Figura 3.12 – Equipamentos utilizados para a realização dos ensaios de CBR [Laboratório da ATECEL – Campina Grande/PB (2007)].....	45
Figura 3.13 - Determinação do CBR de projeto do subleito pelo método ME-01 (DIRENG, 1987).....	46
Figura 3.14 – Equipamento utilizado para realização dos ensaios de Resistência a Compressão Simples [Universidade Federal de Sergipe – UFS].....	47
Figura 3.15 – Equipamentos utilizados para realização dos ensaios módulo de resiliência [Laboratório de Estradas da EESC/USP, 2007].....	49
Figura 3.16 – Preparação das amostras para os ensaios da metodologia MCT.....	51
Figura 3.17 – Detalhe do ensaio de perda de massa por imersão.....	52

Figura 3.18 – Imagens da realização do ensaio de Mini-CBR .....	53
Figura 3.19 – Imagens da realização dos ensaios de expansão e contração, respectivamente .....	54
Figura 4.1 - Distribuição dos tamanhos das partículas do solo obtida por difração a laser .....	56
Figura 4.2 - Condição da camada de sub-base executada com a mistura solo com brita corrida.....	58
Figura 4.3 - Difração de raios-x do solo .....	60
Figura 4.4 – Microfotografias da amostra AM 01 do SAFL.....	61
Figura 4.5 – Microfotografias da amostra AM 02 do SAFL.....	62
Figura 4.6 – Curvas de compactação do solo nas energias normal, intermediária, intermodificada I, intermodificada II e modificada .....	64
Figura 4.7 – Curvas de compactação do solo nas energias normal, intermediária, intermodificada I, intermodificada II e modificada, das réplicas dos ensaios .....	64
Figura 4.8 – Curva de compactação do solo na energia AASHTO modificado.....	65
Figura 4.9 – Curvas de compactação (ensaio e réplica) da mistura solo mais 20% de brita corrida na energia AASHTO modificado.....	66
Figura 4.10 – Variação do valor de CBR com o número de golpes por camada [ME-049, (DNER, 1994)] .....	67
Figura 4.11 – Determinação do CBR final do solo segundo o ME-01 (DIRENG, 1987) .....	69
Figura 4.12 - Determinação do CBR final do solo (réplica) segundo o ME-01 (DIRENG, 1987).....	69
Figura 4.13 – Trecho de sub-base executada com a mistura de solo mais pó-de-pedra [Complexo Aeroportuário da Grande Natal – RN].....	70
Figura 4.14 - Determinação do CBR final do solo com pó-de-pedra segundo o ME-01 (DIRENG, 1987).....	71
Figura 4.15 - Determinação do CBR final do solo com brita corrida (réplica) [ME-01 (DIRENG, 1987)] .....	71
Figura 4.16 – Gráfico de massa específica aparente seca versus a resistência à compressão simples .....	72
Figura 4.17 – Curvas de afundamento versus número de golpes (Mini-MCV) do solo .....	75
Figura 4.18 – Família de curvas de compactação do solo .....	75
Figura 4.19 – Curva de Mini-MCV versus Perda de Massa por Imersão para o solo .....	76
Figura 4.20 - Localização do solo no ábaco de classificação MCT .....	77
Figura 4.21 – Curvas de compactação obtidas dos ensaios Proctor e Mini-Proctor do solo, nas energias normal e intermediária.....	78
Figura 4.22 – Valores de Mini-CBR para energia normal.....	78
Figura 4.23 – Valores de Mini-CBR para energia intermediária .....	79
Figura 4.24 – Resultados de expansão e contração para a energia normal.....	80
Figura 4.25 – Resultados de expansão e contração para a energia intermediária .....	80

## LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Características dos ensaios CBR, Mini-CBR e S-CBR (NOGAMI E VILLIBOR, 1995) .....	21
Quadro 2.2 – Carta de propriedades segundo a norma CLA 259/96 (DNER, 1996), “Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura” .....	24

## LISTA DE FLUXOGRAMAS

Fluxograma 3.1 – Seqüência de atividades e dos ensaios realizados durante a fase experimental da pesquisa.....	33
Fluxograma 3.2 - Seqüência adotada para realização dos ensaios de Compactação.....	44
Fluxograma 3.3 - Seqüência adotada para realização dos ensaios de CBR .....	46
Fluxograma 3.4 – Etapas para a realização dos ensaios da metodologia MCT .....	51

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Diferenças entre pavimento rodoviário e de aeroporto (Adaptado de: MEDINA, 1997).....	5
Tabela 2.2 - Características das energias de compactação (compilado da NBR 7.182/84).....	30
Tabela 3.1 - Normas utilizadas para caracterização física do solo .....	38
Tabela 3.2 – Energias de compactação utilizadas .....	42
Tabela 3.3 - Modelos utilizados para representação do Módulo de Resiliência .....	49
Tabela 4.1 - Distribuição dos tamanhos das partículas do solo [por peneiramento e por sedimentação] .....	55
Tabela 4.2 - Distribuição dos tamanhos das partículas de brita corrida [por peneiramento].....	56
Tabela 4.3 – Comparação entre a distribuição dos tamanhos das partículas segundo os procedimentos sedimentação e difração a laser .....	57
Tabela 4.4 – Equivalente de areia do solo e da mistura solo com brita corrida .....	57
Tabela 4.5 – Teor de umidade do solo e da brita corrida .....	58
Tabela 4.6 – Limites de consistência .....	59
Tabela 4.7 - Composição química do solo.....	59
Tabela 4.8 – Resultados dos ensaios de compactação do solo.....	63
Tabela 4.9 – Resultados do ensaio de compactação do solo na energia AASHTO modificado.....	65
Tabela 4.10 - Resultados do ensaio de compactação do solo mais 20% de brita corrida na energia AASHTO modificado .....	65
Tabela 4.11 – Resultados de CBR e expansão do solo segundo o ME-049/94.....	67
Tabela 4.12 – Resultados de CBR e expansão do solo, segundo o ME-049 (DNER, 1994), para uma mesma amostra.....	68
Tabela 4.13 - Resultados de CBR e expansão do solo segundo o ME-01 (DIRENG, 1987) .....	68
Tabela 4.14 - Resultados de CBR e expansão da mistura solo com brita corrida segundo o ME-01 (DIRENG, 1987). .....	70
Tabela 4.15 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples .....	72
Tabela 4.16 – Modelos utilizados para a representação do Módulo de Resiliência.....	73
Tabela 4.17 - Coeficientes de determinação dos modelos ajustados para a representação do Módulo de Resiliência .....	74
Tabela 4.18 - Resultados dos teores ótimos de umidade e massas específicas aparentes secas máximas do solo obtidos nos ensaios de Mini-Proctor .....	77
Tabela 4.19 – Resultados dos ensaios de Mini-CBR.....	79
Tabela 4.20 – Comparação entre os resultados de CBR do solo nas energias normal e intermediária.....	79
Tabela 4.21 – Resultados de expansão e contração para as duas energias.....	80

**LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Material
CBR	California Bearing Ratio
DER	Departamento de Estradas de Rodagem
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infra-estrutura e Transporte
DRX	Difração de Raios-X
EPUSP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
FAA	Federal Aviation Administration
GC	Grau de Compactação
HRB	Highway Research Board
INFRAERO	Empresa Brasileira de Infra-Estrutura Aeroportuária
IP	Índice de Plasticidade
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas S A
ISC	Índice de Suporte Califórnia
ISSMFE	International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering



L	Solos de Comportamento Laterítico, da Classificação MCT
LC	Limite de Contração
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
MCT	Miniatura, Compactado, Tropical
MCV	Moisture Condition Value
ME	Método de Ensaio
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
MIT	Massachusetts Institute of Technology
Mr	Módulo de Resiliência
NBR	Norma Brasileira Registrada
RIS	Relação entre Índices de Suporte
S	Sub-miniatura
SAFL	Solo Arenoso Fino Laterítico
UFS	Universidade Federal de Sergipe
USCS	Unified Soil Classification System
USDA	United States Department of Agriculture
USP	Universidade de São Paulo

## S U M Á R I O

1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1 - OBJETIVOS.....	2
1.1.1 - GERAL.....	2
1.2 - ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	2
2 - FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	4
2.1 - PAVIMENTOS DE AEROPORTOS.....	4
2.1.1 - AERONAVES.....	4
2.1.2 - CONSIDERAÇÕES SOBRE INFORMAÇÕES UTILIZADAS NO DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS DE AEROPORTOS.....	6
2.1.2.1 - Estudo dos solos.....	6
2.1.2.2 - Estudo do subleito.....	6
2.1.2.3 - Previsão do tráfego.....	6
2.1.2.4 - Condições climáticas.....	6
2.1.2.5 - Drenagem.....	7
2.1.2.6 - Dimensionamento.....	7
2.2 - GENERALIDADES SOBRE SOLOS.....	8
2.2.1 - COMPOSIÇÃO MINERALÓGICA DOS SOLOS.....	9
2.2.2 - SOLOS TROPICAIS.....	10
2.2.3 - PECULIARIDADES SOBRE A FORMA E A CONSTITUIÇÃO DOS SOLOS LATERÍTICOS.....	12
2.2.4 - SOLOS ARENOSOS FINOS LATERÍTICOS.....	14
2.3 - METODOLOGIA MCT.....	15
2.3.1 - ENSAIO MINI-MCV.....	16
2.3.2 - ENSAIO DE PERDA DE MASSA POR IMERSÃO.....	18
2.3.3 - ENSAIOS DE MINI-PROCTOR E MINI-CBR.....	19
2.3.4 - EXPANSÃO E CONTRAÇÃO.....	21
2.3.5 - SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO MCT.....	21
2.4 - COMPACTAÇÃO DOS SOLOS.....	25
2.4.1 - CONSIDERAÇÕES SOBRE TEORIA DA COMPACTAÇÃO.....	25
2.4.2 - MÉTODOS DE COMPACTAÇÃO.....	29
2.4.2.1 - Ensaio de Compactação Dinâmica ou por Impacto.....	29
2.4.2.2 - Ensaio de Compactação Estática ou por Pressão.....	30
2.4.2.3 - Ensaio de Compactação por Pisoteamento ou por Amassamento.....	31
2.4.2.4 - Ensaio de Compactação por Vibração.....	31
2.4.3 - INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS LATERÍTICOS.....	31
3 - MATERIAIS E MÉTODOS.....	33
3.1 - INFORMAÇÕES GERAIS SOBRE A ÁREA DE ESTUDO.....	34

3.2 - ESCOLHA DOS PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS.....	35
3.3 - ESCOLHA DOS MATERIAIS .....	35
3.3.1 - SOLO .....	36
3.3.2 - BRITA CORRIDA.....	37
3.4 - FASE EXPERIMENTAL.....	38
3.4.1 - CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES FÍSICAS DOS MATERIAIS .....	38
3.4.2 - CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES QUÍMICAS E MINERALÓGICAS DO SOLO .....	40
3.4.3 - CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO SOLO E DA MISTURA SOLO E PÓ-DE-PEDRA ..	41
3.4.3.1 - Ensaio de Compactação.....	41
1a) Primeira Etapa .....	42
1b) Segunda Etapa .....	43
3.4.3.2 - Ensaio de CBR .....	44
2a) Primeira Etapa .....	45
2b) Segunda Etapa .....	45
3.4.3.3 - Ensaio de Compressão Simples.....	46
3.4.3.4 - Ensaio de Módulo de Resiliência .....	48
3.4.3.5 - Ensaio da Metodologia MCT .....	50
5a) Primeira Etapa .....	52
5b) Segunda Etapa .....	52
4 - RESULTADOS.....	55
4.1 - FASE EXPERIMENTAL.....	55
4.1.1 - CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES FÍSICAS DOS MATERIAIS .....	55
4.1.1.1 - Ensaio de Granulometria.....	55
4.1.1.2 - Difração a Laser .....	56
4.1.1.3 - Equivalente de Areia.....	57
4.1.1.4 - Teor de Umidade Higroscópica dos Materiais .....	58
4.1.1.5 - Massa Específica Real do Solo.....	58
4.1.1.6 - Índices de Consistência do Solo .....	58
4.1.2 - CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES QUÍMICAS E MINERALÓGICAS DO SOLO .....	59
4.1.2.1 - Análise Química .....	59
4.1.2.2 - Difração de Raios - X (DRX) .....	60
4.1.2.3 - Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV).....	60
4.1.3 - CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO SOLO E DA MISTURA SOLO E BRITA CORRIDA .....	62
4.1.3.1 - Compactação.....	62
1a) Primeira Etapa .....	63
1b) Segunda Etapa .....	65
4.1.3.2 - CBR e Expansão .....	66
2a) Primeira Etapa .....	66
2b) Segunda Etapa .....	69
4.1.3.3 - Compressão Simples.....	72

4.1.3.4 - Módulo de Resiliência .....	73
4.1.3.5 - Metodologia MCT .....	74
5a) Primeira etapa .....	74
5b) Segunda etapa .....	77
5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....	81
5.1 - CONCLUSÕES .....	81
5.2 - SUGESTÕES .....	82
6 - REFERÊNCIAS.....	83
7 - ANEXOS .....	89

## CAPÍTULO 1

### 1 - INTRODUÇÃO

Presentes em quase todo território brasileiro, os solos tropicais tem sido estudados, desde a segunda metade do século XX, sobre a sua utilização como material de construção de estradas. De acordo com Villibor et. al (1996), os novos procedimentos de escolha e dosagem de material e de projeto e construção apropriados para o ambiente tropical úmido, proporcionam o uso de camadas de custo relativamente menores em comparação às tradicionais, através da utilização de maior porcentagem de solos locais de comportamento laterítico.

A busca de materiais que se adaptem às especificações vigentes representa um complexo problema que desafia os órgãos rodoviários. O conhecimento das potencialidades e das limitações dos materiais ocorrentes na natureza pode ajudar a solucionar o problema, favorecendo a possibilidade de escolha de soluções mais econômicas para a construção das camadas do pavimento (BARROSO, 2002).

A determinação das propriedades geotécnicas dos solos utilizados em pavimentação é de fundamental importância para o conhecimento do seu comportamento estrutural quando compactado. Essas propriedades são características da região, do tipo de clima, da topografia, da fauna e do tempo formação dos solos.

Como destaca Borba (1981) as várias condições geológicas e climáticas sob as quais os solos lateríticos são formados conferem a estes um comportamento peculiar. As características granulométricas, de plasticidade e de resistência consideradas parâmetros básicos para um conhecimento adequado do solo, tornam-se, em determinados casos, insuficientes para caracterizá-los. Estudos específicos têm revelado que o comportamento desses solos tropicais mais conhecidos como lateríticos, é fortemente influenciado pelas suas propriedades mineralógicas e que necessário se faz interrelacionar estas propriedades com aquelas que caracterizam estes solos, em função das propriedades de engenharia.

As variações mineralógicas constatadas nos solos tropicais são muito maiores que nos solos de outras regiões. Além disso, muitos dos comportamentos peculiares destes podem ser explicados pela sua constituição mineralógica. Daí a importância de se considerar esta, no estudo geotécnico dos solos tropicais (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

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 (SOUZA JR, 2005).

No entanto, poucos são os estudos sobre a utilização de solos tropicais em camadas de pavimentos de aeroportos, principalmente no Nordeste do Brasil. Os estudos, que agora se iniciam, podem ser uma indicação promissora para a utilização adequada de solos tropicais, ditos não convencionais, muitas vezes descartados por ausência de conhecimentos técnicos sobre suas características e sobre os procedimentos adequados para sua manipulação.

## 1.1 - OBJETIVOS

### 1.1.1 - GERAL

Este trabalho teve como objetivo o estudo das propriedades mineralógicas, físicas e mecânicas de um solo tropical da região de São Gonçalo do Amarante – RN/NE.

Com isso, procurar-se-á:

- verificar a influência da variação de energia de compactação do solo em algumas propriedades de interesse à pavimentação, tais como: umidade ótima, massa específica, resistência à compressão, CBR e expansão;
- classificar o solo tropical encontrado na região de São Gonçalo do Amarante – RN/NE quanto a sua natureza laterítica;
- estudar a possibilidade de utilização da mistura de solo tropical com brita corrida na camada de sub-base da pista de pouso e de decolagem do Novo Complexo Aeroportuário da Grande Natal-RN/NE;
- classificar e determinar as propriedades de mecânicas e hidráulicas do solo com uso da metodologia MCT.

## 1.2 - ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O texto desta Dissertação encontra-se em um volume distribuído da seguinte forma:

[Capítulo 1] Introdução, Objetivos e Organização do Trabalho – são descritas uma visão geral do trabalho com a introdução, os objetivos a serem alcançados e a forma da organização do trabalho.

[Capítulo 2] Fundamentação Teórica – são discutidos e descritos assuntos relacionados a: pavimentos de aeroportos, estudo das propriedades dos solos, com ênfase nos solos lateríticos, metodologia MCT, compactação dos solos e sua influência no comportamento mecânico dos solos lateríticos.

[Capítulo 3] Materiais e Métodos – são relatados aspectos, considerados importantes, sobre os procedimentos dos ensaios e o método da pesquisa.

[Capítulo 4] Resultados – são apresentados e analisados os resultados obtidos durante a fase experimental.

[Capítulo 5] Conclusões e Sugestões – são apresentadas as conclusões do trabalho e as sugestões para futuras pesquisas sobre o tema estudado.

Por fim, estão incluídas as Referências e os Anexos, onde foram inseridas as referências citadas para a realização do trabalho, as planilhas e os gráficos resultantes dos ensaios realizados.

## CAPÍTULO 2

### 2 - FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

#### 2.1 - PAVIMENTOS DE AEROPORTOS

Os pavimentos de aeroportos são construídos para suportar as cargas impostas pelas aeronaves, devendo apresentar um bom desempenho, sendo estáveis e resistentes às intempéries.

Existem diferenças entre os pavimentos de aeroportos e os pavimentos rodoviários, sendo estas quanto às suas características físicas e geométricas das solicitações dos veículos, cargas mais pesadas e menor número de solicitações que ocorrem nas pistas dos aeródromos (MEDINA, 1997). Podem-se observar essas diferenças através da Tabela 2.1.

A seguir serão descritos alguns conceitos básicos sobre equipamentos de aeronaves, variáveis e dimensionamento de pavimentos de aeroportos.

##### 2.1.1 - AERONAVES

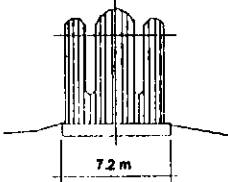
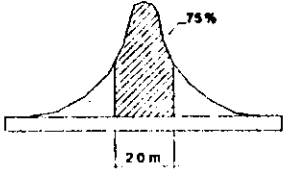
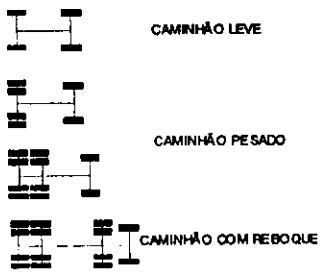
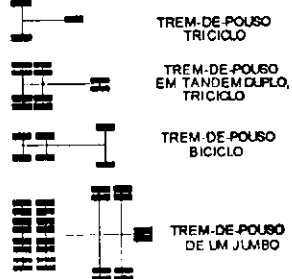
Segundo Paiva e Peixoto (2003) as aeronaves civis podem ser classificadas em aeronaves da aviação geral ou da categoria transporte. As aeronaves da aviação geral apresentam peso que varia até 15 tf e podem, no caso das menores, do tipo monomotoras à pistão, utilizar aeródromos com extensão a partir de, tipicamente, 600 m e operar em piso de revestimento primário ou até sobre superfície gramada.

Para esses autores, as aeronaves da aviação geral, contudo, apresentam ampla faixa de modelos, desde os de tração monomotoras do tipo à pistão como de impulsão do tipo turbo-fan, que equipam aeronaves como o B-737 – "séries", ideal para as aeronaves da categoria transporte atuais, devido a ruído reduzido e economia de combustível relativamente às turbinas tipo turbo-jato. Em função de porte e variação da relação peso/potência, há elevada amplitude de comprimentos de pistas de pouso e de decolagem para operar bem como combustíveis distintos, da gasolina verde, para aeronaves à pistão ao querosene do tipo aeronáutico, como o Jet A-1, para aeronaves à turbina.



As aeronaves da categoria transporte apresentam peso variando entre, aproximadamente, 15 tf a 370 tf, bem como porte externo que varia em ampla faixa, com envergaduras até 70 m aproximadamente, ou capacidade interna entre, 20 passageiros aproximadamente, como a capacidade do Bandeirante da EMBRAER a até cerca de 800 passageiros para uma das versões do Airbus A380.

Tabela 2.1 – Diferenças entre pavimento rodoviário e de aeroporto (Adaptado de: MEDINA, 1997)

CARACTERÍSTICAS	RODOVIAS	AERÓDROMOS
LARGURAS DAS PISTAS	7 a 10m	20 a 60m (táxis: 10 a 25m)
COMPRIMENTO	vários quilômetros	até cerca de 3000m
CARGAS	10tf por eixo, veículo 40tf máximo	100tf ou mais por trem-de-pouso principal, aviões de até 400tf
FREQÜÊNCIA DE REPETIÇÃO DE CARGAS	por exemplo: 2000 por dia; vários milhões na vida de serviço (o efeito da fadiga dos materiais de pavimento é importante)	pequena, por dia: 50 a 100; menos de 100.000 na vida de serviço
PRESSÃO DOS PNEUMÁTICOS	1,5 a 7 kf/cm <sup>2</sup> (0,15 a 0,60MPa)	10 a 30 kf/cm <sup>2</sup> (1,0 a 3,0MPa)
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE CARGAS NAS PISTAS	 <p>(não se faz diferenciação transversal praticamente)</p>	 <p>(diferencia-se o dimensionamento transversalmente)</p>
DISTÂNCIA DE DRENAGEM	pequena (3m)	grande (10 a 50m)
IMPACTO DE VEÍCULO NO PAVIMENTO	pequeno	grande no pouso, porém minorado pela sustentação e amortecimento
AÇÃO DE CARGA DINÂMICA (VIBRAÇÕES) DE VEÍCULOS PARADOS	não considerada	é importante nas cabeceiras das pistas, na decolagem e nas pistas de táxi
AÇÃO DE FRENAGEM	não é relevante; nas ruas, sim, nos sinais luminosos (semáforos)	importante quando do acionamento do motores, com as rodas do trem-de-pouso travadas, antes da decolagem
GEOMETRIA DE RODAS	 <p>CAMINHÃO LEVE CAMINHÃO PESADO CAMINHÃO COM REBOQUE</p>	 <p>TREM-DE-POUSO TRICICLO TREM-DE-POUSO EM TANDEM DUPLO, TRICICLO TREM-DE-POUSO BICICLO TREM-DE-POUSO DE UM JUMBO</p>
	outros	

Segundo Horonjeff (1966), para o dimensionamento de pavimentos aeroportuários considera-se, geralmente, 95% do peso da aeronave sobre as pernas principais. Desta forma, essas formam o carregamento para projeto dos pavimentos aeroportuários. A fragilidade do trem de pouso de aeronaves pesadas impede o pouso com peso elevado, sendo, portanto, o momento de decolagem tipicamente o crítico para efeito de projeto e a aeronave sob peso máximo.

## **2.1.2 - CONSIDERAÇÕES SOBRE INFORMAÇÕES UTILIZADAS NO DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS DE AEROPORTOS**

Para que se possa projetar um pavimento de aeroporto, deve ser realizado um estudo do subleito e dos materiais a serem utilizados na pavimentação, sobre comportamento dos mesmos em função do tráfego e da aplicação de cargas e considerar as condições climáticas e de drenagem.

Em síntese, na escolha de um projeto de pavimentação, devem-se levar em conta alguns fatores, entre eles podemos destacar: estudo dos solos, estudo do subleito, previsão do tráfego, condições climáticas, drenagem e dimensionamento.

### *2.1.2.1 - Estudo dos solos*

O estudo dos solos consiste no estudo geotécnico e econômico para aproveitamento de material existente e escolha do tipo de pavimento a ser adotado, se flexível ou rígido.

### *2.1.2.2 - Estudo do subleito*

No estudo do subleito são realizados ensaios em laboratório para caracterização do material do subleito (granulometria e índices físicos), ensaio de compactação, CBR segundo o Método de Ensaio ME-01/87 (DIRENG, 1987), sondagens para identificação das várias camadas e determinação da profundidade do lençol d'água.

### *2.1.2.3 - Previsão do tráfego*

Para previsão do tráfego é elaborado um estudo sobre o volume de tráfego do aeroporto, suas partidas anuais bem como são classificadas as aeronaves.

### *2.1.2.4 - Condições climáticas*

Sobre as condições climáticas são realizadas estimativas das temperaturas médias anuais.

### 2.1.2.5 - Drenagem

Para segurança das aeronaves e uma conservação melhor do pavimento, é indispensável definir um sistema adequado de drenagem das águas superficiais e subterrâneas.

### 2.1.2.6 - Dimensionamento

Para o dimensionamento de pavimentos aeroportuários o método comumente utilizado é o sugerido pela Federal Aviation Administration dos Estados Unidos (FAA). Este método consiste essencialmente na comparação das condições locais com a análise estatística dos solos, da drenagem, dos efeitos do congelamento das camadas, das cargas, tendo em vista o comportamento real do pavimento em serviço. Nesse método, segundo o FAA (1995), são considerados alguns fatores: investigação do solo; considerações sobre a aeronave; volume de tráfego, etc.

As informações dos vários tipos de solos são essenciais, e com isso, são necessárias investigações para obtenção da distribuição dos tipos de solo e suas propriedades físicas. Essas informações, combinadas com os dados de topografia e do clima da região, fornecem subsídios para o planejamento básico e o desenvolvimento lógico do dimensionamento do pavimento. A investigação das condições do solo de aeroportos sugeridas pela FAA inclui: inventário, amostragem, ensaios, aproveitamento, drenagem, custos.

No inventário, são estimados os arranjos das diferentes camadas do perfil do solo com relação à estrutura proposta sobre o subleito.

Na amostragem, são coletadas amostras representativas das camadas do solo.

Nos ensaios, são realizados ensaios das amostras para estimativa das propriedades físicas e mecânicas dos vários materiais.

Para o aproveitamento, são sugeridos estudos sobre os possíveis aproveitamentos dos materiais para o uso na construção da estrutura do pavimento.

Para drenagem, são sugeridos estudos do escoamento das águas superficiais e subterrâneas para que seja construído um sistema de drenagem adequado e que não ocorram danos ao pavimento.

Para os custos, a FAA evidencia que as condições do solo e o preço local dos materiais são itens importantes na elaboração do orçamento durante a fase de projeto do pavimento do aeroporto. O custo do movimento de terra, do lançamento do greide, está diretamente relacionado com o nível de dificuldade dos

serviços de escavação e de compactação a serem executados.

## 2.2 - GENERALIDADES SOBRE SOLOS

Os solos são o resultado da ação do intemperismo sobre as rochas, resultantes de iterações e reações físicas e químicas que conduzem a formação de partículas não consolidadas. O intemperismo físico promove a modificação das propriedades físicas das rochas (morfologia, resistência e textura) pela ação de agentes naturais como à água, variação de temperatura, vento e vegetação. O intemperismo químico é provocado pelo acréscimo de hidrogênio (hidratação), oxigênio (oxigenação) ou carbono e oxigênio (carbonatação), alterando a composição química ou mineralógica das rochas.

Os solos são compostos por elementos pertencentes às fases sólida (minerais), líquida (umidade presente) e gasosa (ar e gases orgânicos). Para finalidades práticas de engenharia este conjunto é considerado como um todo.

Com base na origem dos seus constituintes, os solos podem ser divididos em: solos residuais, transportados e de formação orgânica. Os solos residuais são os solos que estão sobrejacentes às rochas que lhe deram origem. Os solos transportados são os solos que sofreram algum tipo de transporte (água, vento, gelo, etc.), para um local diferente ao da transformação e os solos de formação orgânica são os que se caracterizam por apresentarem como constituinte principal, a matéria orgânica, proveniente de restos vegetais ou animais (solos diatomáceos).

Segundo as dimensões dos grãos, as partículas de solo podem ser divididas em frações finas, intermediárias e grossas. As finas denominam-se argilas, as frações intermediárias de siltes e as partículas grossas, areias ou pedregulhos. A determinação dessas frações do solo constitui uma forma de classificação arbitrária que procura estabelecer padrões que podem ter denominações diferentes dependendo da escala de distribuição dos tamanhos dos grãos. Na Figura 2.1 são apresentadas algumas escalas conhecidas.

AUTOR	100	10	Diametro dos grãos (mm)			
			1	0,1	0,01	0,001
UNIFIED		Pedregulho	Areia		Finos (argila e silte)	
	75	4,75	0,075			
AASHTO		Pedregulho	Areia	Silte	Argila	
	75	2	0,05	0,002		
MIT		Pedregulho	Areia	Silte	Argila	
	60	2	0,06	0,002		
ASTM		Pedregulho	Areia	Silte		
	60	4,75	0,075	0,002		
USDA		Pedregulho	Areia	Silte	Argila	
	60	2	0,05	0,002		
DNIT		Pedregulho	Areia	Silte	Argila	
	60	2	0,075	0,005		
ABNT		Pedregulho	Areia	Silte	Argila	
	60	2	0,074	0,002		

Figura 2.1 – Escalas granulométricas (Adaptado de: RODRIGUES, 1998)

### 2.2.1 - COMPOSIÇÃO MINERALÓGICA DOS SOLOS

Os minerais encontrados nos solos são os mesmos das rochas de origem, sendo estes minerais primários, além de outros que são formados durante o processo de intemperismo, minerais secundários.

Quanto à composição química, os principais minerais presentes nos solos grossos são agrupados em:

silicatos – feldspato, mica, quartzo, serpentina, clorita, talco;

óxidos e hidróxidos de ferro – hematita, magnetita, limonita;

carbonatos – calcita, dolomita;

sulfatos – gesso, anidrita.

O quartzo é o mais importante dos minerais do grupo dos silicatos. Sua composição química é  $\text{SiO}_2$ , sílica cristalina pura. São facilmente identificados macroscopicamente. Devido a sua estabilidade química e dureza, é um dos minerais mais resistentes aos habituais agentes do intemperismo, tais como a água e a variação de temperatura; por isso, passa quase que incólume da rocha aos solos (CAPUTO, 1978).

Todavia, é nos solos finos que é encontrada a porção mais ativa e complexa com relação à sua composição mineralógica a qual é atribuída uma maior influência no comportamento mecânico de um solo (CARVALHO, 1997).

Os principais constituintes minerais dos solos finos são os argilo-minerais, óxidos e hidróxidos de ferro e/ou alumínio. Os minerais de ferro podem se apresentar como goetita ou limonita e hematita. Alumina apresenta-se na forma de gibsitita. Boemita e formas amorfas são também razoavelmente comuns. Minerais de titânio incluem usualmente rutilo, anatásio e ilmenita (BORBA, 1981).

Os argilo-minerais são os minerais constituintes das argilas. Quimicamente eles são, partículas com diâmetro equivalente abaixo de 0,002 mm, são compostos por silicatos de alumínio ou magnésio hidratados, podendo conter elementos como ferro, potássio, lítio e outros. Os argilo-minerais são divididos em três grandes grupos: caulinitas, esmectitas e ilitas.

O grupo das caulinitas  $[Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O$  ou  $H_4Al_2Si_2O_9]$  são formados por unidades de silício e alumínio que se unem alternadamente, conferindo-lhes uma estrutura rígida. Em consequência, o argilomineral caulinita é bastante estável em presença da água, sendo considerada não expansiva quando em processo de saturação. A caulinita é o mais comum argilo-mineral presente nos solos.

O grupo das esmectitas  $[(OH)_4Si_8Al_4O_{20}nH_2O]$  são estruturalmente formadas por uma folha octaédrica de hidróxido de alumínio e/ou magnésio entre duas unidades de sílica. A ligação entre essas camadas é fraca e permite a penetração das moléculas de água. Tomando as argilas esmectitas muito expansivas e instáveis em presença da água.

As grupo das ilitas, apesar de serem menos expansivas, têm uma estrutura análoga à da esmectita, mas diferem em sua composição química, expressa por:  $[(OH)_4K_y(Si_{8-y}Al_y)(Al_4Fe_4Mg_4Mg_6)O_{20}]$ , onde y varia de 1,0 a 1,5. Nesse grupo não há uma diferenciação na forma de argilo-minerais.

Segundo Grim (1962), de uma maneira geral, o tipo de argilo-mineral tem grande influência no comportamento do solo quanto à resistência, permeabilidade, compressibilidade e adensamento, além de afetar as propriedades de limite de liquidez e plasticidade. No mesmo trabalho o autor faz referência à estabilização do solo com cal, citando que a quantidade de cal necessária para efetivamente tratar um solo a fim de desenvolver uma resistência crescente, varia com o tipo de argilo-mineral presente.

No caso em que o solo apresente caulinita, o crescimento da resistência começa com a adição do primeiro incremento de cal e a quantidade ótima de cal para a resistência máxima foi observada ser de 4% a 6%.

## 2.2.2 - SOLOS TROPICAIS

Para o Committee on Tropical Soils of ISSMFE (1985) solo tropical é aquele que apresenta peculiaridades de propriedades e de comportamento, relativamente aos solos não tropicais, em decorrência da

atuação no mesmo de processos geológicos e/ou pedológicos, típicos das regiões tropicais úmidas.

Segundo Nogami e Villibor (1995) para um solo possa ser considerado como tropical não basta que tenha sido formado na faixa astronômica tropical ou em região de clima tropical úmido. É indispensável que possua peculiaridades de interesse geotécnico característicos dessas regiões.

No território brasileiro, os solos tropicais existem em grandes extensões e são resultados dos processos de transformação ocorridos nas rochas pelo intemperismo físico e químico. Chuvas abundantes e períodos de estiagem regular aceleram os processos de intemperismos desintegrando as rochas mais rapidamente. O ciclo de molhagem e secagem através da hidrólise faz com que os silicatos das rochas sejam atacados surgindo à formação de ( $K^+$ ,  $Ca^{2+}$ ,  $Mg^{2+}$ , e  $Si^{4+}$ ), ferro, alumínio e silício, entre outros. Se existe uma boa drenagem estas são carreadas pelas águas das chuvas, havendo concentração de compostos de ferro, alumínio e silício como elementos predominantes (CHAGAS FILHO, 2005).

No Brasil, segundo Nogami e Villibor (1995), os solos tropicais são divididos em duas classes: solos de comportamento laterítico e solos de comportamento não laterítico. É comum observar-se em campo, a presença de uma linha de seixos separando os horizontes dos solos lateríticos, situados acima da linha de seixos, dos solos de comportamento não laterítico.

Nogami e Villibor (1995) definem pedologicamente os solos lateríticos como uma variedade de solo superficial pedogenético, típico das porções bem drenadas das regiões tropicais úmidas. Carvalho (1979, 1985, 1986, 1997) tem pesquisado os mais diversos termos e conceitos que melhor podem ser atribuídos aos solos lateríticos. E concluiu que os mesmos têm que ser utilizados com cautela, devido à natureza complexa destes solos e um simples termo poderá defini-los inadequadamente.

Dos solos lateríticos, cabe destacar as suas propriedades mecânicas no seu estado natural e em seu estado compactado. Segundo Santos (2006), para as obras de pavimentação interessa, sobretudo as propriedades após a compactação. Um solo que apresenta comportamento laterítico adquire, quando compactado em condições ideais, alta capacidade de suporte e baixa perda dessa capacidade quando imerso em água.

Quanto à sua distribuição geográfica, os solos lateríticos estão situados geralmente, na faixa do planeta denominada intertropical, em regiões com condições climáticas favoráveis ao intemperismo intenso e rápido, com altas temperaturas, ambiente úmido, com chuvas abundantes e percolação d'água (BERNUCCI, 1995). Na Figura 2.2 está ilustrada a distribuição geográfica, em termos mundiais, dos solos lateríticos.

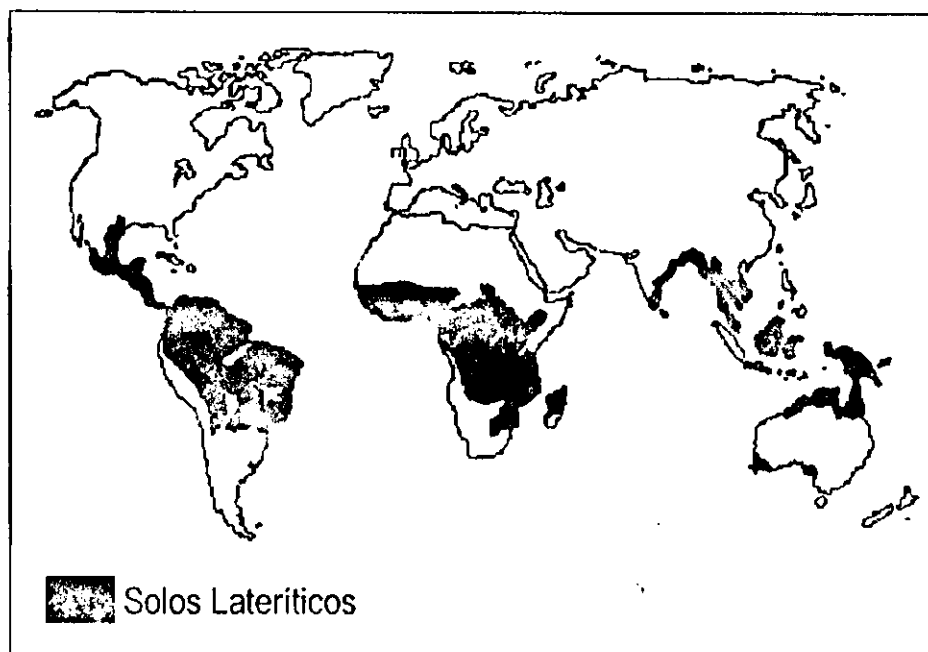


Figura 2.2 – Distribuição dos solos lateríticos em termos mundiais (CHARMAN, 1988)

### 2.2.3 - PECULIARIDADES SOBRE A FORMA E A CONSTITUIÇÃO DOS SOLOS LATERÍTICOS

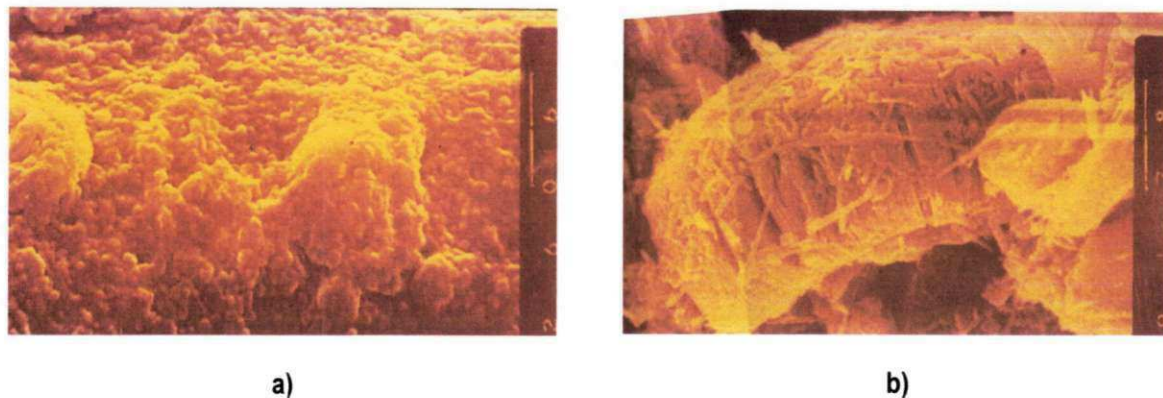
Os solos tropicais podem revelar comportamentos distintos relacionados com seu comportamento mecânico e hidráulico devido ao processo de "laterização". O processo de laterização ou latolização ocorre em regiões tropicais úmidas onde os cátions básicos são lixiviados, com conseqüente concentração residual de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio (SANTOS, 2006).

De acordo com Borba (1981), os elementos Si, Fe, e Al são considerados os constituintes químicos mais importantes dos solos lateríticos. Além destes, as composições químicas sempre tem revelado a presença de óxidos de titânio, cálcio, magnésio, sódio, potássio e fósforo, mas em proporções reduzidas (menores que 1%, com exceção de óxido de titânio que às vezes chega até 7%).

Devido ao processo de laterização, a fração argila dos solos lateríticos é constituída essencialmente de argilo-minerais do grupo das caulinitas e de óxidos e hidróxidos hidratados de ferro e/ou alumínio. Esses óxidos e hidróxidos geralmente envolvem a caulinita, dando ao conjunto um aspecto cimentado, conforme ilustrado na Figura 2.3a, que tem que tem sido designado comumente de "pipoca" ou "esponja" (NOGAMI e VILLIBOR 1995; SANTOS, 2006).



Segundo Nogami e Villibor (1995), no caso dos solos saprolíticos, os argilo-minerais e, eventualmente, outros minerais presentes não se apresentam recobertos por óxidos e hidróxidos de Fe e Al, como no caso dos solos lateríticos. Os contornos dos argilo-minerais que o constituem podem ser distinguidos com nitidez nas imagens obtidas por microscopia eletrônica de varredura, MEV, como ilustrado na Figura 2.3b.



**Figura 2.3 - Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV); a) Latossolo Vermelho-Amarelo, arenoso (1  $\mu\text{m}$ ); b) Solo saprolítico de pegmatito, com caulinita (2  $\mu\text{m}$ ) (IPT, 1975, 1977, 1979 apud NOGAMI E VILLIBOR, 1995)**

Takeda (2005) submeteu 73 amostras de solos ao ensaio de microscopia eletrônica de varredura com a finalidade de identificar padrões de imagem que pudessem distinguir os solos segundo sua gênese laterítica ou não laterítica. Verificou-se que todos os solos classificados como lateríticos pela MCT, foram encontrados padrões que indicam a presença de cimentação entre as partículas, característica marcante dos solos lateríticos. Para o caso dos solos não lateríticos, observou-se a existência de discordância entre o comportamento indicado pela classificação MCT e os padrões de imagens obtidas, em apenas uma amostra, que se encontrava em uma região muito próxima à linha de transição de comportamento da classificação MCT.

A constituição mineralógica da fração silte dos solos lateríticos é bastante simples. De forma análoga a fração areia, observa-se a predominância do quartzo. Como acontece também nos solos não tropicais o mineral predominante nas frações areia e pedregulho dos solos lateríticos é o quartzo. Segundo Nogami e Villibor (1995), os grãos de quartzo, quando presentes na fração areia dos solos lateríticos superficiais, apresentam frequentemente algumas peculiaridades, além de elevada resistência à compressão, dureza e estabilidade química, que permitem identificar o seu caráter laterítico. Dessas peculiaridades, destacam-se:

- presença de película de óxidos, que dá uma tonalidade avermelhada, rósea, arroxeadada ou amarelada;
- depressões, que indicam efeitos da dissolução lenta.

Estudos de Carvalho (1979) revelaram o teor de silício ( $\text{SiO}_2$ ), de alguns solos tropicais vermelhos do

Nordeste do Brasil, era maior na fração areia que em qualquer outra fração.

#### 2.2.4 - SOLOS ARENOSOS FINOS LATERÍTICOS

De acordo com Villibor et. al (2000), no Brasil existe vastas áreas cobertas por espesso manto de solos arenosos finos, sejam de origem sedimentar ou produto da decomposição de arenitos. Muitos desses solos constituem jazidas naturais de solos arenosos finos lateríticos, denominados abreviadamente de SAFL, que são apropriados para emprego em bases de pavimentos.

Segundo o Manual de Normas de Pavimentação do DER/SP (1991), considera-se como solo arenoso fino laterítico aquele que pertence à classe de solos de comportamento laterítico, segundo a classificação MCT, e que contenha na sua composição granulométrica, mais de 50% de material retido na peneira ABNT nº. 200 (0,075 mm), sendo essa fração arenosa constituída predominantemente por grãos de quartzo.

A apresentação do método MCT, nos anos 80, permitiu o estabelecimento de procedimentos visando à aplicação dos solos finos na pavimentação. Alguns estudos foram desenvolvidos nos anos 50, 60 e 70, períodos em que se deu a intensificação da pavimentação no Estado de São Paulo. Alguns pavimentos experimentais foram construídos, utilizando-se bases de SAFL (solo arenoso fino laterítico) que não atendiam às especificações vigentes, mas possuíam valores elevados de CBR. Várias pesquisas foram conduzidas na Região Sudeste, visando à construção de pavimentos de baixo custo. Esses acontecimentos favoreceram a formação de técnicos que foram motivados a encontrarem soluções mais econômicas para área rodoviária (BARROSO 2002).

Segundo Nogami e Villibor (1995), o SAFL tem sido empregado com sucesso, nos últimos anos como camadas de base de vias de aeródromos, destacando-se, como experiências práticas, a execução da pista do aeroporto de Ilha Solteira e os pavimentos da Base Aérea de Pirassununga. Como vem ocorrendo com as estradas vicinais, a construção de pavimentos de aeródromos de pequeno e médio porte, com bases de SAFL, poderá viabilizar e dar um grande impulso às obras de infra-estrutura aeroviária. A Figura 2.4 ilustra um pavimento de pista de aeródromo com base de SAFL.



**Figura 2.4 – Pista de aeródromo com base SAFL (NOGAMI E VILLIBOR, 1995)**

### **2.3 - METODOLOGIA MCT**

A Metodologia MCT (Miniatura, Compactada, Tropical) surgiu como uma necessidade frente a uma série de limitações e deficiências dos procedimentos ditos tradicionais de caracterização e classificação de solos. Segundo Nogami e Villibor (1981), os métodos tradicionais de classificação de solos desenvolvidos nos países de clima frio e temperado, como a HRB (Highway Research Board) e a USCS (Unified Soil Classification System), não têm sido satisfatórios quando aplicados aos solos tropicais, pois, com frequência as recomendações neles baseadas não coincidem com o comportamento de muitos de nossos solos nas rodovias.

Com o objetivo de ilustrar a afirmação acima, Nogami e Villibor (1995) citam como exemplo os solos lateríticos classificados como A-4, segundo a classificação HRB, que vêm sendo usados com sucesso em bases de pavimentos, ao passo que muitos solos saprolíticos pertencentes a esse mesmo grupo constituem frequentemente, péssimo subleito. O CBR na condição ótima de compactação da energia normal é da ordem de 3%, no caso do solo saprolítico, ao passo que o A-4 laterítico pode atingir valor superior a 30%, na mesma condição de compactação (superior a 80% na compactação intermediária).

Outro exemplo refere-se aos solos do grupo A-7-5 (ou MH na classificação USCS) que quando lateríticos, apresentam propriedades de argila com excelente capacidade de suporte (utilizáveis até mesmo em bases de certos pavimentos), ao passo que, quando saprolíticos, podem ser altamente expansivos e com baixa capacidade de suporte.

No Brasil uma técnica de caracterização ainda pouco utilizada, porém bastante difundida no exterior, vem se mostrando interessante quando aplicada a solos tropicais. Estudos como os de Casanova (1986), Fabbri e Sória (1991), Pejon (1992) e Fabbri (1994) mostraram que o ensaio de adsorção de azul de metileno é uma alternativa rápida, simples e econômica para identificação e caracterização desses solos, pois considera as suas características peculiares. Para Fabbri (1994), este é um ensaio promissor para a caracterização da fração fina

dos solos tropicais, permitindo estabelecer, com razoável segurança, a atividade dos argilo-minerais presentes e que existe uma boa concordância entre os resultados da adsorção de azul de metileno e os fornecidos pela classificação MCT.

A MCT envolve um conjunto de ensaios e procedimentos, utilizando corpos-de-prova de dimensões reduzidas (50 mm de diâmetro), destinados à classificação e determinação das propriedades mecânicas e hidráulicas de solos tropicais, como também a avaliação da erodibilidade quando utilizados em obras viárias. Os principais ensaios dessa metodologia são: ensaio de Mini-MCV (Mini Moisture Condition Value), Perda de Massa por Imersão, compactação em equipamento miniatura (Mini-Proctor), Mini-CBR nas condições de corpo-de-prova com e sem imersão em água, expansão e contração.

O processo de compactação dos corpos-de-prova do método MCT é realizado conforme o tipo de ensaio a ser executado, através da aplicação de energia constante (ensaio de Mini-CBR) ou energia variável (ensaio de Mini-MCV). A Figura 2.5 ilustra um modelo de aparelho de compactação miniatura, necessário para execução dos ensaios da metodologia MCT.



**Figura 2.5 – Modelo de compactador miniatura da utilizado na metodologia MCT  
[Escola de Engenharia de São Carlos – USP]**

### **2.3.1 - ENSAIO MINI-MCV**

O ensaio de compactação Mini-MCV foi proposto por Sória e Fabbri em 1980. Adaptado para o estudo de solos tropicais, do método proposto por Parsons (1976), conhecido como ensaio MCV (Moisture Condition Value).

O ensaio de Mini-MCV, preconizado pelo Método de Ensaio ME-258 (DNIT, 1994), é executado com energia de compactação variável e massa de solo úmido igual 200 g de material, conforme os procedimentos seguintes, descritos em Cozzolino e Nogami (1993):

a) pesar no mínimo 5 porções de solo, cada um com 1 kg, adicionando-lhes água, de modo que a umidade seja crescente; depois colocar o solo umedecido em saco plástico hermeticamente fechado, deixando que a umidade se uniformize por, no mínimo, 10 horas;

b) pesar 200 g de cada uma das porções do solo, iniciando-se o processo de compactação pelo ponto mais úmido; colocar essa porção de solo no cilindro, posicionado no pistão inferior do aparelho de compactação e com um disco de polietileno sobre o topo desse pistão (para que não haja aderência do solo na base do aparelho de compactação); em seguida, apertar o topo da porção de solo com um cilindro adequado, colocando sobre a parte superior do corpo de prova a ser moldado, um outro disco espaçador plástico;

c) aplicar o primeiro golpe e medir a altura  $A_1$  do corpo de prova, utilizando-se um extensômetro posicionado na vertical; aplicar em seguida números de golpes sucessivos crescentes, de forma a totalizarem, somados com os golpes anteriormente dados, números de golpes  $n$  iguais a 2, 3, 4, 6, 8, 12, 16, 24, 32, 48, 64, 96, 128, 192 e 256, e fazer as leituras das alturas correspondentes a cada número de golpes ( $A_1, A_2, A_3, A_4, A_6, A_8, A_{12}, A_{16}, A_{24}, A_{32}, A_{48}, A_{64}, A_{96}, A_{128}, A_{192}$  e  $A_{256}$ );

d) o processo de compactação é finalizado quando a diferença de altura  $A_n - A_{4n}$  for menor que 0,1 mm, ou quando ocorrer exsudação ou quando o número de golpes totalizar 256;

e) repetir a seqüência de 1 a 4 para os outros teores de umidade.

De posse dos resultados do ensaio Mini-MCV, traçam-se, para cada teor de umidade, as curvas de afundamento ou de Mini-MCV, que são lançadas em um diagrama onde o eixo das abscissas está em escala logarítmica e representa o número de golpes, e o eixo das ordenadas representa o valor correspondente à diferença de leitura  $A_n - A_{4n}$  ( $n$  é o número de golpes aplicados ao corpo de prova). Para cada curva de afundamento, determina-se o valor do Mini-MCV, bastando para isso verificar o ponto onde tal curva intercepta a reta de equação  $a = 2$  mm, lendo, no eixo das abscissas, o valor do número de golpes ( $B_i$ ) correspondente. O valor do Mini-MCV será dado pela Fórmula 2.1.

$$\text{Mini - MCV} = 10 \times \log_{10}^{(B_i)}$$

[2.1]

O ensaio Mini-MCV tem como finalidade determinar os coeficientes empíricos  $c'$  e  $d'$  que são utilizados na caracterização e classificação MCT dos solos tropicais.

O índice  $c'$  corresponde à inclinação da reta tangente às curvas de afundamento e passa no ponto de afundamento igual a 2 mm e Mini-MCV igual a 10. Nos casos em que o ensaio não fornecer uma curva para o índice Mini-MCV = 10, há necessidade de obter essa curva por interpolação gráfica apropriada.

Segundo Nogami e Villibor (1995), o índice  $c'$  correlaciona-se aproximadamente com a granulometria. Assim, um  $c'$  elevado (acima de 1,5) caracteriza as argilas e solos argilosos, enquanto que valores baixos (abaixo de 1,0) caracterizam as areias e os siltes não plásticos ou pouco coesivos. Entretanto, entre 1 e 1,5, se situam solos de vários tipos granulométricos, compreendendo areias siltosas, areias argilosas, argilas arenosas, argilas siltosas, etc.

O índice  $d'$  corresponde ao coeficiente angular da parte mais inclinada do ramo seco da curva de compactação (teor de umidade x massa específica aparente seca) correspondente a 12 golpes.

### 2.3.2 - ENSAIO DE PERDA DE MASSA POR IMERSÃO

O ensaio de Perda de Massa por Imersão foi originalmente criado com o objetivo de avaliar a erodibilidade dos solos tropicais (NOGAMI E VILLIBOR, 1976). É também utilizado para fins classificatórios (classificação MCT), sendo empregado para o cálculo do índice  $e'$ .

O ensaio é executado com os corpos-de-prova que resultam do ensaio de Mini-MCV. Cada corpo-de-prova, correspondente a um determinado teor de umidade de compactação, é parcialmente extrudado do molde, de maneira que o seu topo fique 1,0 cm para fora do cilindro. Em seguida, o conjunto cilindro-corpo de prova é imerso em água, com seu eixo de simetria na posição horizontal, por um período mínimo de 12 horas. A porção de solo que se desprender é coletada para posterior determinação da perda de massa por imersão (FABBRI, 1994), que é obtida pela Fórmula 2.2:

$$P_i = \frac{M_d}{M_s} \cdot f \cdot 100 \quad [2.2]$$

Onde,

$P_i$  = perda de massa por imersão, expressa em porcentagem, com aproximação de uma unidade;

$M_d$  = massa seca, da porção despreendida do corpo-de-prova, em gramas;

$M_s$  = massa seca, da parte extrudada do corpo-de-prova, em gramas;

$f$  = fator de correção que é igual a 0,5 quando a porção despreendida tiver a forma de blocos cilíndricos ainda coesos e 1,0 quanto ao restante dos casos.

Obtidos os valores de Perda de Massa por Imersão ( $P_i$ ) para cada teor de umidade (ou valor de Mini-MCV), traça-se a curva Mini-MCV versus  $P_i$ . O valor do coeficiente  $P_i$  para fins de classificação do solo ensaiado, será retirado dessa curva para o índice Mini-MCV igual a 10 ou 15, conforme a altura final do corpo-de-prova compactado na condição Mini-MCV = 10, de acordo com as seguintes condições:

a) Mini-MCV = 10, quando a altura final do corpo-de-prova for maior que 48 mm, indicando baixa massa específica seca.

b) Mini-MCV = 15, quando a altura final do corpo-de-prova for menor que 48 mm, indicando alta massa específica seca.

### 2.3.3 - ENSAIOS DE MINI-PROCTOR E MINI-CBR

A determinação do valor de suporte Mini-CBR, em conjunto com os ensaios de expansão e contração, geram resultados que possibilitam a escolha dos materiais das camadas constituintes de um pavimento.

Segundo Nogami e Villibor (1995) o ensaio Mini-CBR foi desenvolvido na Iowa State University (Lafleur et al, 1960), sendo que o valor obtido foi designado por IBV (Iowa Bearing Value). E em 1972, Nogami efetuou adaptações no método a fim de poder correlacionar seus resultados com o CBR obtido segundo a norma do DER-SP. Os motivos que levaram ao desenvolvimento desta adaptação foram às limitações dos procedimentos tradicionais de previsão do CBR, sobretudo com base nas propriedades índices dos solos (granulometria e limites de Atterberg), e a sugestão do prof. Carlos de Souza Pinto, da EPUSP e IPT.

Para realização do ensaio de Mini-CBR, as amostras de solo devem ser preparadas de modo a se obter corpos-de-prova recém compactados, através do ensaio de compactação em equipamento miniatura, segundo o Método de Ensaio ME-228 (DNIT, 1994), designado comumente de Mini-Proctor por Nogami e Villibor (1995). Adota-se geralmente a energia normal, com 5 a aplicação de golpes de soquete tipo leve (2.270 g) de cada lado do corpo de prova ou a energia intermediária, com 6 golpes de soquete tipo pesado (4.540 g) por face do corpo de prova.

As correlações de Nogami (1972), usadas para determinar o valor do Mini-CBR de um solo, são expressas pelas Fórmulas 2.3 e 2.4. Portanto, adota-se como valor final do Mini-CBR, o maior valor obtido das

duas fórmulas.

$$\log_{10}(Mini - CBR_1) = -0,254 + 0,896x \log_{10} C_1 \quad [2.3]$$

$$\log_{10}(Mini - CBR_2) = -0,356 + 0,937x \log_{10} C_2 \quad [2.4]$$

Onde,

$(Mini - CBR_1) = Mini - CBR$  que corresponde à penetração de 2,0 mm, expresso em %;

$(Mini - CBR_2) = Mini - CBR$  que corresponde à penetração de 2,5 mm, expresso em %;

$C_1, C_2$  = cargas que correspondem às penetrações de 2,0 e 2,5 mm, expressas em kgf.

De acordo com Nogami e Villibor (1995) o ensaio Mini-CBR permite determinar a capacidade de suporte com ou sem imersão em água, com vários tipos de sobrecarga, com vários teores de umidade e energia de compactação, com lâmina d'água na ocasião da penetração do pistão. Com estas variações é possível caracterizar melhor as peculiaridades dos solos tropicais finos, sem, contudo, aumentar proibitivamente a quantidade da amostra necessária, o esforço físico para a execução dos ensaios e o seu custo.

Villibor (1981) propôs a "Relação entre Índices de Suporte", denominado RIS, definido pela porcentagem entre o Mini-CBR após 24 de imersão, com sobrecarga, e o Mini-CBR sem imersão e com sobrecarga, conforme a Fórmula 2.5, para corpos-de-prova moldados na energia intermediária, o qual indica a Perda de Suporte (PS) de um solo após a imersão em água, que pode ser obtido através do RIS pela Fórmula 2.6.

$$RIS = 100x(Mini - CBR_{IMERSÃO} / Mini - CBR_{SEM-IMERSÃO}) \quad [2.5]$$

$$PS = 100 - RIS \quad [2.6]$$

O coeficiente RIS foi adotado pelo método MCT, para servir como indício do comportamento laterítico ou não dos solos. Villibor (1981) mostrou em seus estudos, que os solos arenosos finos lateríticos apresentavam um RIS elevado, geralmente superior a 50%, sendo este então o valor mínimo especificado na escolha de materiais a serem utilizados como base.



Em 1985, Nogami e Villibor desenvolveram um procedimento subminiatura chamado S-CBR, que utiliza corpos-de-prova de 26 mm de diâmetro e vários procedimentos para determinação da capacidade de suporte Mini-MCV no campo. O Quadro 2.1 apresenta uma comparação entre as características dos métodos CBR tradicional, com o Mini-CBR e S-CBR.

**Quadro 2.1 – Características dos ensaios CBR, Mini-CBR e S-CBR (NOGAMI E VILLIBOR, 1995)**

ENSAIOS		CBR ASTM D 1883 - 73		Mini-CBR DER - SP M 54 - 71t		S - CBR		
MOLDES	Diâmetro	152	mm	50	mm	26	mm	
	volume do corpo de prova	2116	ml	100	ml	14	ml	
AMOSTRAS	Massa	5000	g (1)	250	g (1)	30	g (1)	
	diâmetro máximo dos grãos	19	mm	2	mm	2	mm	
COMPACTAÇÃO	a) normal	soquete	2,5	kg	2,27	kg	1	kg
		altura de queda	348	mm	305	mm	200	mm
		golpes, total	168		10	(1)	6	(1)
	b) intermediária	soquete	4,5	kg	4,5	kg	---	
		altura de queda	457	mm	305	mm	---	
		golpes, total	130	(1)	12	(1)	---	
PISTÃO DE PENETRAÇÃO	diâmetro	49,5	mm	16	mm	8	mm	
PRENSA	capacidade recomendada	44,5	kN	3	kN	1	kN	
	velocidade (mm/min)	1,27		1,27		1,27		
TEMPO DE IMERSÃO	(horas)	96		24		24		

OBS.: (1) Valores aproximados

### 2.3.4 - EXPANSÃO E CONTRAÇÃO

As propriedades de expansão e contração dos solos podem ser determinadas segundo a metodologia MCT, a partir da execução do ensaio Mini-CBR, nas condições com e sem imersão, respectivamente. O ensaio de expansão é realizado, usando-se procedimento similar ao do CBR, segundo o Método de Ensaio ME-049 (DNIT, 1994), exceto o tempo de imersão que é de aproximadamente 24h. No ensaio de contração, o corpo de prova é extraído do cilindro, para medir a variação do seu comprimento axial com auxílio de um extensômetro, à medida que o mesmo é deixado exposto ao ar, perdendo lentamente o seu teor de umidade, até a constância de peso.

Os solos lateríticos compactados não apresentam peculiaridades nítidas no que se refere à contração (NOGAMI e VILLIBOR, 1995). Porém, com relação as suas propriedades de expansão, estes solos apresentam uma peculiaridade bastante nítida, por serem pouco expansivos. Enquanto, os solos não lateríticos, não permitem tal generalização devido a sua diversidade de tipos e características.

### 2.3.5 - SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO MCT

A dificuldade de classificar os solos tropicais, onde o processo de laterização tem importância vital nas suas propriedades mecânicas, parece residir, na maioria das classificações, na incapacidade de se prever o

comportamento desses materiais quando submetidos à ação da água. Para a previsão do comportamento de um solo, como camada integrante de um pavimento, é necessário que se saiba se este solo, quando em contato com a água, expande e, conseqüentemente, se compacta e perde suporte, se ele é resiliente, ou seja, se apresenta deformações elásticas apreciáveis quando submetido à ação do tráfego, se ele apresenta coesão suficiente para garantir uma fácil trabalhabilidade no campo e se ele garante a manutenção, ao longo do tempo, das características obtidas na sua compactação, etc (FABBRÍ, 1994).

O sistema de classificação de solos MCT (Miniatura, Compactado e Tropical) foi proposto por Nogami e Villibor (1981) e baseia-se em propriedades mecânicas e hidráulicas obtidas em corpos-de-prova de dimensões reduzidas. Nessas condições, segundo Nogami e Villibor (1995), é apropriada apenas para solos de granulação fina, isto é, que passam integralmente na peneira de 2,00 mm ou que têm uma porcentagem desprezível retida nesta peneira, ou que a sua influência, nas propriedades do solo, possa ser avaliada para que os resultados obtidos sejam devidamente corrigidos. Além disso, a classificação foi desenvolvida objetivando a sua utilização em solos tropicais lateríticos e não lateríticos.

A classificação geotécnica MCT permite agrupar os solos em duas grandes classes: solos de comportamento laterítico (L) e solos de comportamento não laterítico (N). A classe de solos de comportamento laterítico é subdividida em três grupos: areias lateríticas (LA), solos arenosos lateríticos (LA') e solos argilosos lateríticos (LG'). Os solos de comportamento não laterítico são subdivididos em quatro grupos: areias não lateríticas (NA), solos arenosos não lateríticos (NA'), solos siltsos não lateríticos (NS') e solos argilosos não lateríticos (NG').

Para classificar os solos tropicais, segundo a metodologia MCT, utiliza-se o ábaco da Figura 2.6, onde a linha tracejada separa os solos de comportamento laterítico dos de comportamento não laterítico. O índice  $c'$ , obtido no ensaio de Mini-MCV, corresponde às abscissas do ábaco e traduz a argilosidade do solo. O índice  $e'$  reflete o caráter laterítico do solo, corresponde às ordenadas.

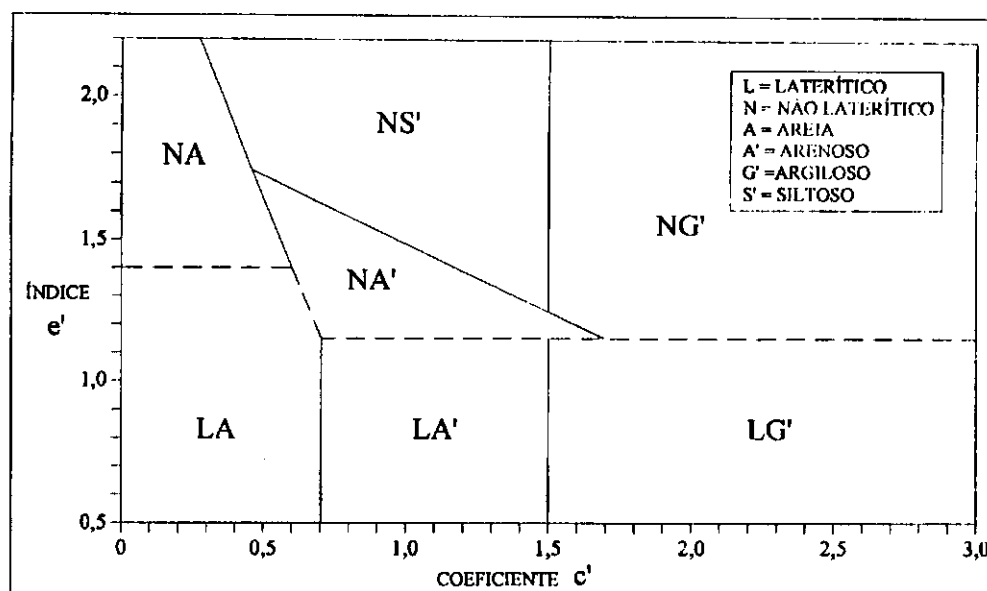


Figura 2.6 – Ábaco de classificação MCT (NOGAMI E VILLIBOR, 1981)

O índice  $e'$  é calculado, segundo a Fórmula 2.7, onde  $d'$  é o coeficiente angular, obtido no ensaio de Mini-MCV e  $P_i$  é a Perda de Massa por Imersão ( $P_i$ ), determinada a partir da curva Mini-MCV x  $P_i$ .

$$e' = \sqrt[3]{\frac{20}{d'} + \frac{P_i}{100}} \quad [2.7]$$

Conforme citado por Fabbri (1994), durante o processo de classificação, Nogami e Villibor (1985) sugerem que nos casos onde a localização do solo na carta de classificação da Figura 2.6, obtida através dos índices  $c'$  e  $e'$ , for próxima da borda dos grupos separados pela linha descontinua, torna-se necessário a utilização de considerações complementares. Para o solo ser considerado laterítico é necessário que ocorram as seguintes condições: a) a curva índices mini-MCV versus teor de umidade deve conter uma parte curvilínea entre os valores mini-MCV 10 e 15, com a diminuição da inclinação com o crescimento do mini-MCV e b) o valor da Perda de Massa por Imersão deve decrescer com o crescimento do índice Mini-MCV entre os valores Mini-MCV 10 e 15. Caso estas duas condições não sejam satisfeitas, deve-se lançar mão de ensaios apropriados para determinar diretamente as características do solo em questão.

A previsão das características dos solos pode ser feita através da carta de propriedades da classificação MCT (Nogami e Villibor, 1985), apresentada no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Carta de propriedades segundo a norma CLA 259/96 (DNER, 1996), “Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura”

PROPRIEDADES TÍPICAS DOS GRUPOS DE SOLOS									
CLASSES			S – SOLOS DE COMPORTAMENTO “NÃO LATERÍTICO”				L – SOLOS DE COMPORTAMENTO “LATERÍTICO”		
GRUPOS			NA AREIAS	NA' ARENOSOS	NS' SILTOSOS	NG' ARGILOSOS	LA AREIAS	LA' ARENOSOS	LG' ARGILOSOS
GRANULOMETRIAS TÍPICAS (minerais) (1)			areias, areias siltosas, siltes (q)	areias siltosas, areias argilosas	Siltes (k, m), siltes arenosos e argilosos	argilas, argilas arenosas, argilas siltosas	areias com pouca argila	areias argilosas, Argilas arenosas	argilas, argilas arenosas
MINI-CBR SEM EMBEBIÇÃO (%) (2)	MUITO ALTO	> 30	ALTO	ALTO	MÉDIO	ALTO	ALTO	ALTO	ALTO
	ALTO	12-30	A		A				
	MÉDIO	4-12	MÉDIO		ALTO				
	BAIXO	< 4			MUITO ALTO				
PERDA DE SUPORTE POR EMBEBIÇÃO (%) (2)	ALTA	> 70	MÉDIA	BAIXA	ALTA	ALTA	BAIXA	BAIXA	BAIXA
	MÉDIA	40-70	A						
	BAIXA	< 40	BAIXA						
EXPANSÃO (%) (2)	ALTA	> 3,0	BAIXA	BAIXA	ALTA	ALTA A MÉDIA	BAIXA	BAIXA	BAIXA
	MÉDIA	0,5-3,0							
	BAIXA	< 0,5							
CONTRAÇÃO (%) (2)	ALTA	> 3,0	BAIXA	BAIXA	MÉDIA	ALTA	BAIXA	BAIXA	MÉDIA
	MÉDIA	0,5-3,0	A	A		A		MÉDIA	MÉDIA
	BAIXA	< 0,5	MÉDIA	MÉDIA		MÉDIA		MÉDIA	ALTA
PERMEABILIDADE log (K(cm/s))	ALTA	> (-3)	MÉDIA	BAIXA	MÉDIA	MÉDIA A BAIXA	MÉDIA A BAIXA	BAIXA	BAIXA
	MÉDIA	(-3)-(-6)	A						
	BAIXA	< (-6)	ALTA						
PLASTICIDADE		IP (%) LL (%)	BAIXA A NP	MÉDIA A NP	MÉDIA A ALTA	ALTA	NP A BAIXA	BAIXA A MÉDIA	MÉDIA A ALTA
	ALTA	> 30 > 70							
	MÉDIA	7-30 30-70							
	BAIXA	< 7 < 30							

(1) q = quartzo, m = mica, k = caulinita

(2) Corpos-de-prova compactados na umidade ótima, energia normal, com sobrecarga padrão quando pertinente

## 2.4 - COMPACTAÇÃO DOS SOLOS

### 2.4.1 - CONSIDERAÇÕES SOBRE TEORIA DA COMPACTAÇÃO

Em 1933, Ralph Proctor, publicou uma série de artigos a respeito do processo de compactação dentre os quais foi enunciado um dos mais importantes princípios da Mecânica dos Solos. Segundo Proctor, a massa específica de um solo compactado, sob determinada energia de compactação, é função do teor de umidade do solo.

Proctor desenvolveu um ensaio dinâmico para determinação experimental da curva de compactação, conforme a curva da Figura 2.7 que mostra a variação da massa específica em função da umidade do solo. Ele observou que no ramo ascendente da curva, à medida que o teor de umidade aumenta a água lubrifica as partículas de solo reduzindo o atrito grão-a-grão. Para o ramo descendente, a água impede a expulsão do ar, começando a ter mais água do que sólidos e as massas específicas são tanto mais baixas quanto maiores são os teores de umidade. No ponto de inflexão da curva é determinado o teor de umidade ótimo, correspondente à massa específica aparente seca máxima.

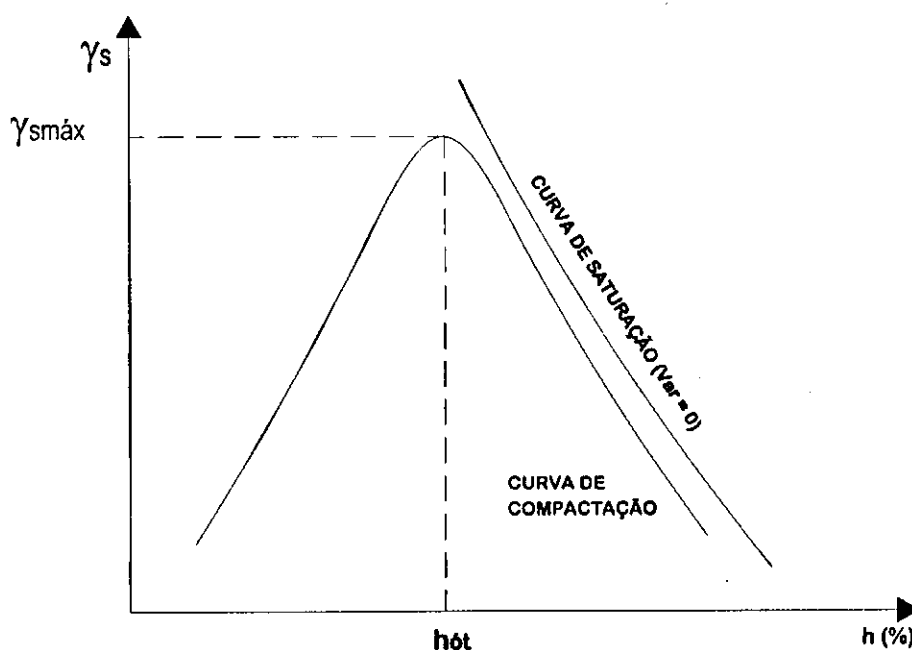


Figura 2.7 – Variação da massa específica em função do teor de umidade do solo

A compactação é um dos vários métodos de melhoramento das propriedades mecânicas de um solo. É definido como um método mecânico baseado na expulsão de ar dos poros do solo reduzindo o índice de vazios sob umidade constante. Tem como objetivo básico a obtenção de um novo material, pois a compactação gera deformações permanentes que modificam as propriedades originais do solo, e este novo material deve

apresentar um comportamento adequado para a aplicação a que se destina (BAPTISTA, 1986; BALMACEDA, 1991 apud WERK, 2000).

Como Proctor (1933), diversos autores (HOGENTOGLER, 1937; HILF, 1956; LAMBE, 1958; OLSON, 1963; BARDEN & SIDES, 1970), explicaram o comportamento da curva de compactação de um solo, em função de variáveis, tais como: pressão capilar, permeabilidade, viscosidade da água e tensões efetivas. Vale salientar as considerações de Hogentogler e Lambe, as quais se encontram descritas a seguir.

Segundo a teoria de Hogentogler (1937), baseada na viscosidade da água, a forma da curva de compactação reflete quatro estágios de umidade: hidratação, lubrificação, inchamento e saturação do solo, conforme apresentado na Figura 2.8. A curva resultante é composta por quatro trechos lineares, cada um deles indicando os estágios definidos.

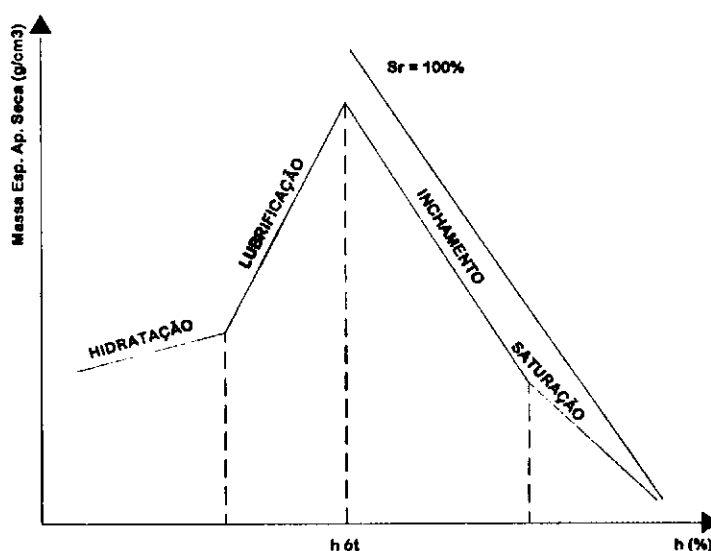


Figura 2.8 - Teoria de Hogentogler (HOGENTOGLER, 1937)

Na fase de hidratação, com o aumento da umidade, a água é absorvida pelas partículas formando uma fina camada, reduzindo a viscosidade da água. Essa redução diminui o atrito entre os grãos e aumenta a massa específica do solo. A partir de certa umidade, a camada de água superficial atua como lubrificante, atingindo a fase de lubrificação, facilitando novos arranjos das partículas durante a compactação, tomando o solo mais denso e não saturado. No inchamento, a umidade encontra-se acima do teor ótimo, causando um aumento no volume de solo, permanecendo com um volume de ar igual ao da fase anterior, e com isso diminuindo a massa específica seca. No último estágio, o de saturação, todo o ar é expelido do solo e a curva de compactação se aproxima da curva de  $S = 100\%$  (HOGENTOGLER, 1937; NOGUEIRA, 1988).

A explicação de Lambe (1958) para a forma da curva de compactação tem sua base na teoria química coloidal. Ele observou que o baixo teor de umidade não é suficiente para o desenvolvimento da camada dupla de íons ao redor de cada partícula, resultando em uma concentração de eletrólitos relativamente alta e a redução das forças de repulsão entre as partículas. Havendo em consequência, uma tendência a floculação dos colóides e perda de orientação dessas partículas, resultando um solo pouco denso, conforme o ponto A da Figura 2.10. Com o incremento do teor de umidade, ocorre uma expansão da camada dupla e redução do grau de floculação, permitindo um rearranjo mais ordenado das partículas e densidades mais altas, tal como mostrado no ponto B. Quando a umidade é alta, a concentração eletrolítica é reduzida, aumentando a repulsão entre as partículas, então observa-se uma melhor orientação em C do que em B. Ao aumentar a energia de compactação, ocorre uma tendência das partículas se orientarem para uma forma mais paralela com diminuição das distâncias entre elas, resultando solos mais densos, como representado no ponto E. No ramo úmido, Ponto D, o aumento da energia de compactação produz o efeito de simplesmente, alinhar as partículas sem diminuir as distâncias entre elas como ramo seco, conforme apresentado na Figura 2.9.

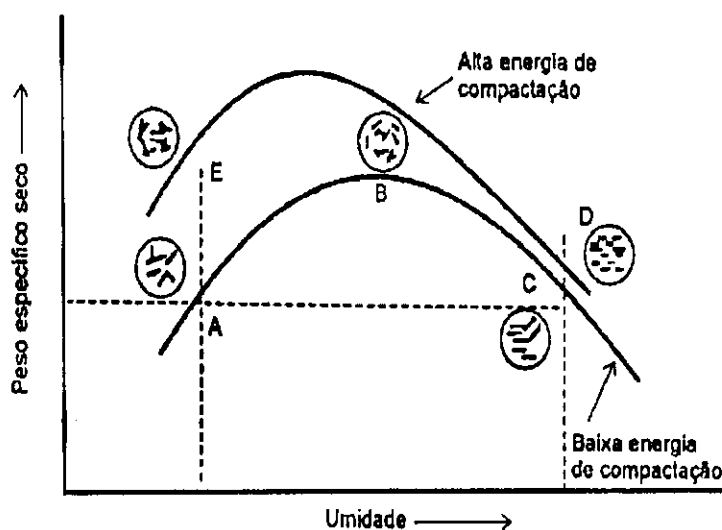


Figura 2.9 – Efeito da energia de compactação na estrutura de um solo argiloso compactado com diferentes teores de umidade (LAMBE, 1958)

Cernica (1995), estudando o efeito da energia de compactação para um mesmo tipo de solo verificou como era esperado, que os 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, como ilustra o gráfico da Figura 2.10. Foi observado também que a energia despendida pelo ensaio Proctor modificado é muito maior do que o ensaio Proctor normal (cerca de quatro 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 massa específica 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).

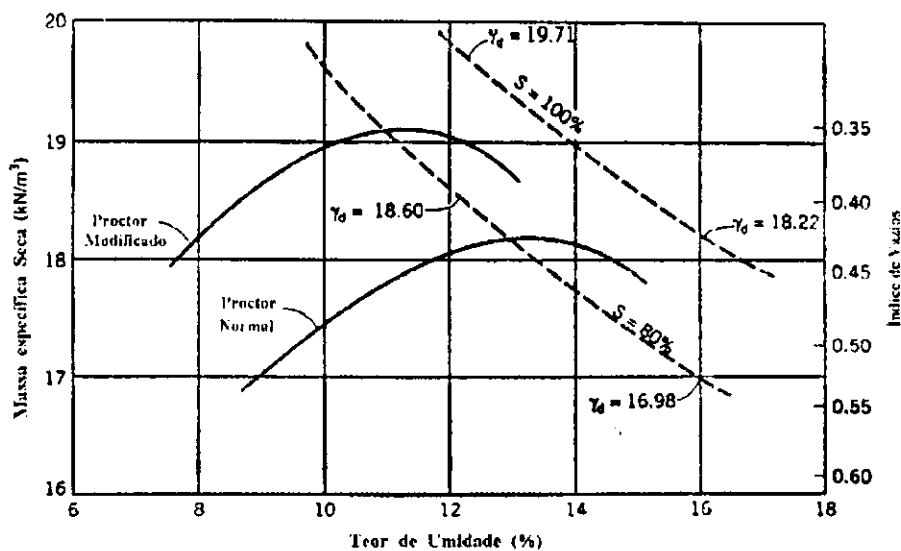


Figura 2.10 – Ensaio de compactação nas energias normal e modificada para uma mistura de pedregulho e areia siltosa (CERNICA, 1995)

Solos de naturezas diferentes, quando compactados com a mesma energia, apresentam curvas de compactação características a cada tipo de material (Figura 2.11). As areias possuem maior massa específica 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 intermediária (MELLO e TEIXEIRA, 1971).

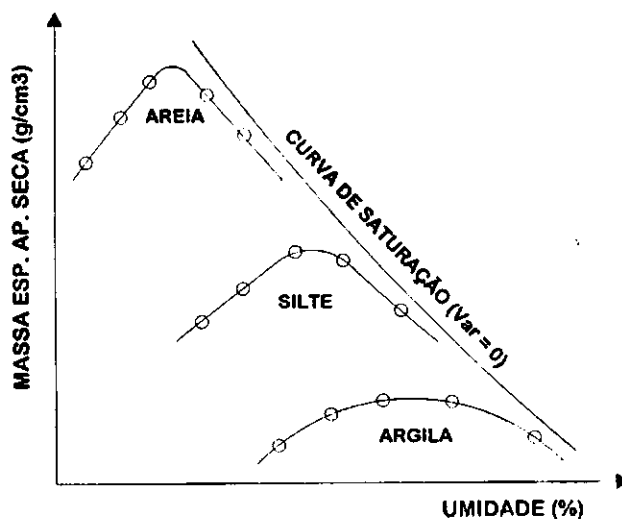


Figura 2.11 – Curvas de compactação para diferentes tipos de solos (MELLO E TEIXEIRA, 1971)



## 2.4.2 - MÉTODOS DE COMPACTAÇÃO

A compactação dos solos pode ser realizada por vários métodos, e em cada caso serão obtidos, provavelmente, estruturas diferentes para um mesmo tipo de material. Por outro lado, um mesmo método de compactação, quando aplicado em solos com características geotécnicas distintas, também pode apresentar estruturas distintas. 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.

Para adotar o método de compactação adequado, o importante é conhecer o tipo de solo utilizado. Para compactação de solos granulares, o método de vibração repercute um rearranjo dos grãos proporcionando uma estrutura com menos vazios.

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 a ser realizado em 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).

### 2.4.2.1 - Ensaio de Compactação Dinâmica ou por Impacto

O ensaio de compactação dinâmica original é o ensaio de Proctor Standard (Proctor Simples), padronizado pela norma NBR 7.182 (ABNT, 1984). Consiste em compactar a amostra de solo com porcentagens crescentes de umidade, em um molde cilíndrico padrão, com aproximadamente 1000 cm<sup>3</sup>, em três camadas, cada uma delas por meio de 25 golpes de um peso de 2,5 kg, caindo de uma altura de 30,5 cm.

O ensaio de compactação dinâmica ou por impacto têm muita importância devido à sua aplicação nos órgãos rodoviários brasileiros. As normas relacionadas aos procedimentos do ensaio de compactação, para obras de pavimentação rodoviária, usualmente utilizadas no Brasil, são do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), atual DNIT (Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes). O Método de Ensaio ME-129 (DNIT, 1994) estabelece as energias de compactação Proctor Normal, Intermediário e

Modificado para se determinar a correlação entre o teor de umidade e a massa específica aparente do solo seco, conservando-se, contudo, os procedimentos básicos do ensaio.

A energia de compactação é definida pela Fórmula 2.8:

$$E_c = \frac{n.P.H}{V} \times N \quad [2.8]$$

Onde,

n = número de golpes;

P = peso do soquete (kgf);

H = altura de queda (cm);

V = volume de solo compactado (cm<sup>3</sup>);

N = número de camadas.

Na Tabela 2.2 estão assinaladas as características inerentes a cada energia:

**Tabela 2.2 - Características das energias de compactação (compilado da NBR 7.182/84)**

Cilindro	Características inerentes a cada energia de compactação	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	pequeno	grande	grande
	Número de camadas	3	3	5
	Número de golpes por camada	26	21	27
Grande	Soquete	grande	grande	grande
	Número de camadas	5	5	5
	Número de golpes por camada	12	26	55
	Altura do disco espaçador (mm)	63,5	63,5	63,5

#### 2.4.2.2 - Ensaio de Compactação Estática ou por Pressão

O ensaio de compactação estática baseia-se na aplicação de uma pressão uniformemente distribuída sobre o solo, onde se procura reproduzir em laboratório as características dos solos compactados em campo

(BALMACEDA, 1991).

Esse método consiste em compactar cada camada de uma amostra de solo com uma prensa, aplicando-se uma determinada pressão sobre o material durante certo intervalo de tempo. A energia de compactação é função do tamanho do molde, da pressão aplicada e do tempo de aplicação da mesma (WERK, 2000).

#### 2.4.2.3 - *Ensaio de Compactação por Pisoteamento ou por Amassamento*

O ensaio de compactação por pisoteamento 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 quebrar os agregados das partículas do solo.

#### 2.4.2.4 - *Ensaio de Compactação por Vibração*

Neste método, o ensaio de compactação baseia-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 são os principais (RODRIGUEZ E MEJIA, 1976).

### 2.4.3 - INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS LATERÍTICOS

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 massas específicas e, conseqüentemente, melhorar as características geotécnicas do solo, pode ser desperdiçada e quebrar sua estrutura (SOUSA JR, 2005).

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).

Newill e Dowling (1969), estudando os solos de Uganda, mostraram que o aumento da energia de compactação provocou uma redução do teor de umidade ótima e aumentos na massa específica aparente seca máxima e no Índice de Suporte Califórnia. No entanto, estudos feitos com solos lateríticos de Sokoto na Nigéria,

não apresentaram idêntico comportamento.

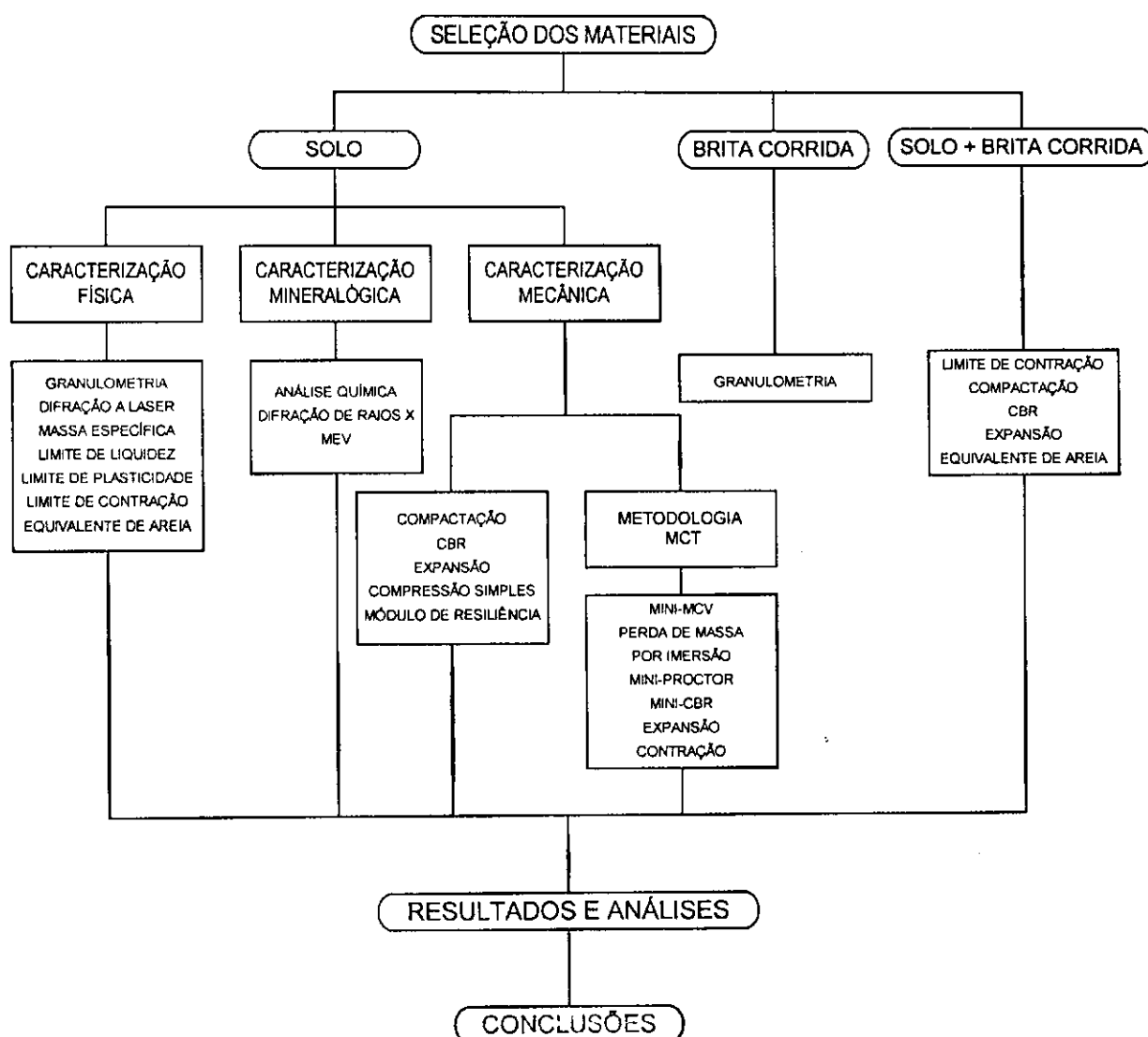
De Graft-Johnson et al. (1968) verificaram que um aumento considerável na energia de compactação pode causar um incremento ou uma diminuição no valor do CBR. Tal efeito foi atribuído à presença da **caulinita**, que tem uma estrutura sensível e tende a dispersar com o aumento do esforço de compactação no lado úmido da curva de compactação.

Outro problema associado aos solos lateríticos, com relação a capacidade de suporte, é a sua sensibilidade às variações no teor de umidade de compactação. O suporte desses solos aumenta acentuadamente para uma pequena diminuição destes. Dados disponíveis na literatura têm mostrado que pequenas variações na execução do ensaio podem acarretar variações consideráveis no CBR. Falcão e Castro (1975) observaram que uma pequena variação no ramo úmido da curva de compactação provoca uma queda acentuada no valor do CBR. No caso, em específico, o valor do CBR passou de 80% (umidade ótima) para 35% quando a amostra sofreu uma variação de 1% no teor de umidade (ramo úmido). Segundo os autores, este é um fenômeno que ocorre com frequência quando da realização do ensaio de CBR para alguns solos lateríticos quando adotado o Método de Ensaio ME-049 (DNIT, 1994).

## CAPÍTULO 3

## 3 - MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo é descrito o programa experimental desenvolvido durante a pesquisa, onde são apresentados os aspectos referentes aos materiais selecionados e aos métodos e especificações empregados para a realização dos ensaios. No Fluxograma 3.1 está inserida a seqüência de atividades realizadas durante a fase experimental da pesquisa.



Fluxograma 3.1 – Seqüência de atividades e dos ensaios realizados durante a fase experimental da pesquisa

O procedimento escolhido para realização da fase experimental da pesquisa foi empírico com adoção de um suporte teórico, baseado na revisão da literatura e na escolha dos métodos de ensaios que foram posteriormente utilizados para alcançar os resultados delineados no objetivo do trabalho.

Em síntese, a seqüência lógica do trabalho para alcançar os objetivos desta pesquisa foi: estudo sobre a literatura existente; escolha dos procedimentos de ensaios segundo normas nacionais e internacionais; escolha dos materiais, fase experimental que consistiu em: caracterização das propriedades físicas dos materiais, caracterização das propriedades mineralógicas do solo, caracterização das propriedades mecânicas do solo e da mistura solo com brita corrida e processamento das informações.

### 3.1 - INFORMAÇÕES GERAIS SOBRE A ÁREA DE ESTUDO

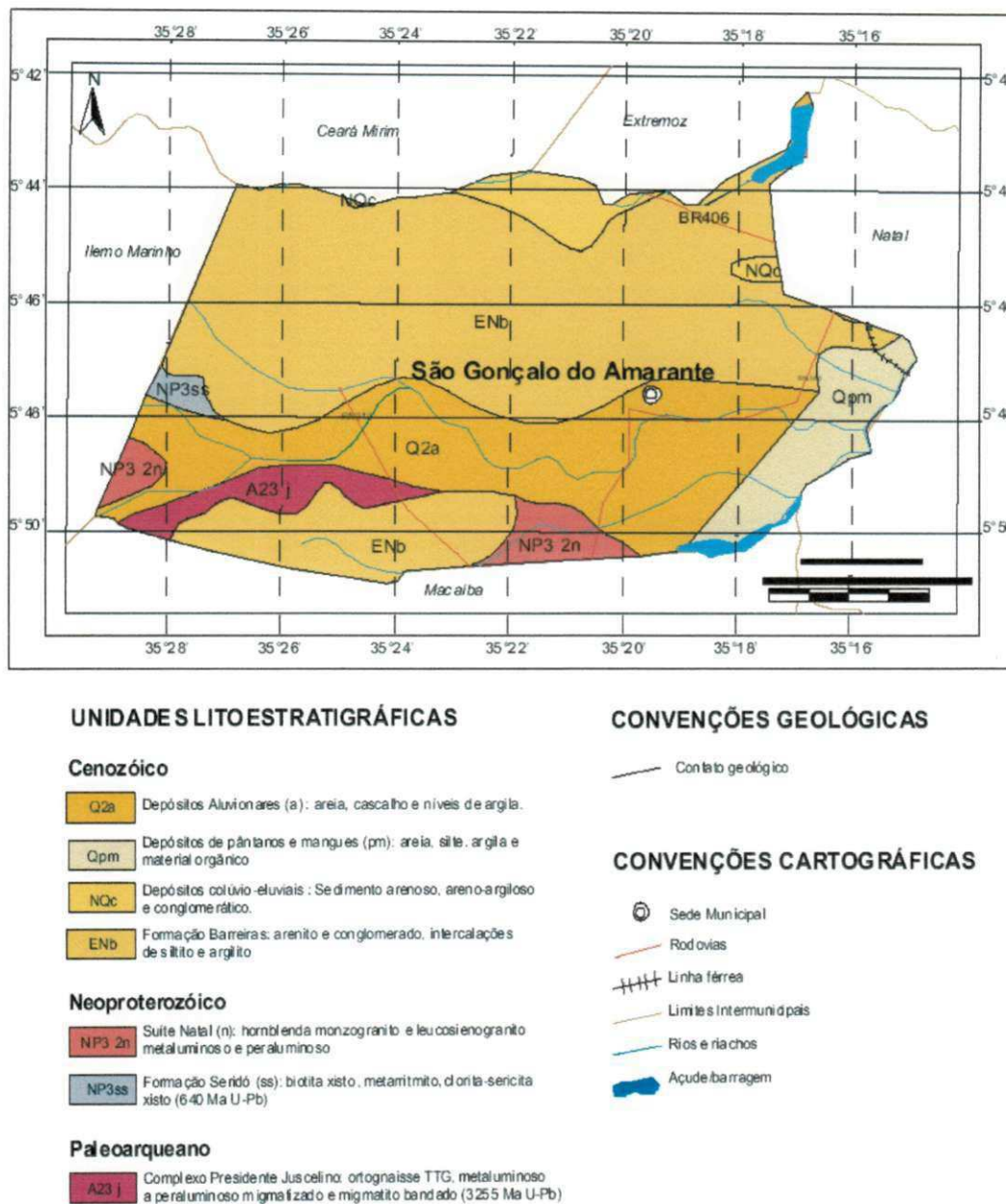
O município de São Gonçalo do Amarante situa-se na mesorregião Leste Potiguar e na microrregião Macaíba, limitando-se com os municípios de Ceará-Mirim, Extremoz, Natal, Macaíba e Ielmo Marinho, abrangendo uma área de 261 km<sup>2</sup> (Figura 3.1).

A sede do município tem uma altitude média de 15 m e apresenta coordenadas 05°47'34,8" de latitude sul e 35°19'44,4" de longitude oeste, distando da capital cerca de 16 km, sendo seu acesso, a partir de Natal-RN, efetuado através da rodovia pavimentada RN-160.

O município possui um clima do tipo tropical chuvoso com verão seco e estação chuvosa adiantando-se para o outono, precipitação pluviométrica média anual de 1.177,4 mm, período chuvoso de fevereiro a setembro, temperatura média anual em torno de 27,0°C e umidade relativa média anual de 76%. (IDEMA, 1999)

Quanto à pedologia os solos predominantes são: Latossolo Vermelho-amarelo Distrófico, Solos Aluviais Eutróficos e Solos Indiscriminados de Mangues.

O município de São Gonçalo do Amarante encontra-se inserido, geologicamente, na Província da Borborema, sendo constituído pelos litotipos do Complexo Presidente Juscelino (A23 j), da Formação Seridó (NP3 ss) da Suíte Natal (NP3 2n), dos sedimentos do Grupo Barreiras (ENb) e pelos depósitos Colúvio-eluviais (NQc), de Pântanos (Qpm) e Aluvionares (Q2a), como pode ser observado na Figura (Mapa geológico).



**Figura 3.1 - Mapa geológico do Estado do Rio Grande do Nordeste- Nordeste do Brasil**  
[Fonte: IDEMA, 1999]

### 3.2 - ESCOLHA DOS PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS

Todos os procedimentos adotados foram baseados em normas nacionais e internacionais, tais como: ABNT, DIRENG, DNIT, AASTHO.

### 3.3 - ESCOLHA DOS MATERIAIS

Os critérios de escolha dos materiais foram baseados no objetivo da pesquisa, bem como na solução proposta durante o seu desenvolvimento.

### 3.3.1 - SOLO

As amostras de solos coletadas são típicas das jazidas de sub-base utilizadas na construção das camadas de sub-base da pista de pouso e decolagem, como também dos acessos aos pátios e pistas de taxi way. A localização da área onde foram coletadas as amostras de solo para realização da pesquisa é ilustrada na Figura 3.2.



**Figura 3.2 – Localização da área onde foram coletadas as amostras de solo para realização da pesquisa [Complexo Aeroportuário da Grande Natal – São Gonçalo do Amarante, Rio Grande do Norte, Brasil]**

Foi utilizado na pesquisa um solo, conforme ilustrado na Figura 3.3, classificado pedologicamente como latossolo vermelho-amarelo distrófico, proveniente da obra do Complexo Aeroportuário da Grande Natal, localizado no Município de São Gonçalo do Amarante do estado do Rio Grande do Norte-NE (Brasil).





**Figura 3.3 – Amostra de solo utilizado nos experimentos**

### **3.3.2 - BRITA CORRIDA**

A brita corrida utilizada (Figura 3.4), de composição granítico-gnáissica, foi o mesmo utilizado no tratamento das trincas apresentadas na camada de sub-base da pista de pouso e decolagem do aeroporto.



**Figura 3.4 – Amostra de brita corrida utilizada nos experimentos**

### 3.4 - FASE EXPERIMENTAL

A seguir serão relatados os aspectos, considerados importantes, sobre a fase experimental da pesquisa no tocante a: caracterização das propriedades físicas dos materiais; caracterização das propriedades químicas e mineralógicas do solo; caracterização das propriedades mecânicas do solo e da mistura solo e brita corrida; e processamento de informações.

#### 3.4.1 - CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES FÍSICAS DOS MATERIAIS

Com a escolha dos materiais, antes da realização dos ensaios de caracterização física, foi realizada a preparação das amostras segundo as recomendações da norma NBR 6457 (ABNT, 1986). Na Tabela 3.1 estão inseridas as normas adotadas para a realização dos ensaios de caracterização física do solo.

**Tabela 3.1 - Normas utilizadas para caracterização física do solo**

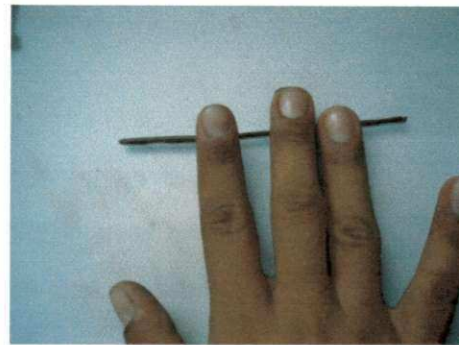
Ensaio	Método
Análise granulométrica por peneiramento e sedimentação	ANBT-NBR 7181/84
Determinação da massa específica dos sólidos do solo	ANBT-NBR 6508/84
Determinação do limite de liquidez	ANBT-NBR 6459/84
Determinação do limite de plasticidade	ANBT-NBR 7180/84
Determinação do limite de contração	ABNT-NBR 7183/82
Equivalente de areia	ABNT-NBR 12052/92

Na Figura 3.5 estão ilustradas imagens dos ensaios dos limites de consistência do solo estudado na pesquisa.

Para uma melhor análise da fração fina do solo, foi obtida a distribuição granulométrica das partículas de solo menores que 0,075 mm com o aparelho analisador de partículas por difração a laser, "granulômetro", marca Cilas 1064 LD, com faixa analítica de 0,04 a 500 microns e emissores de laser secundários para uma melhor precisão na faixa do sub-micron. Na Figura 3.6 está ilustrado o equipamento utilizado para realização do ensaio.



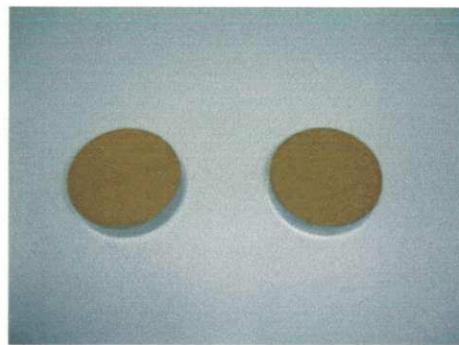
a)



b)



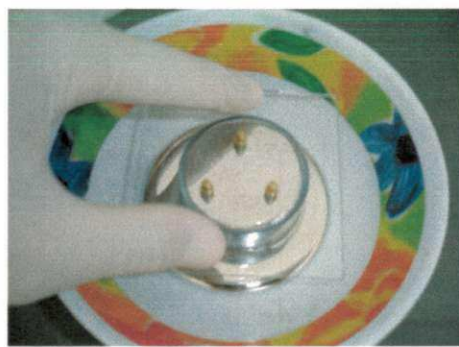
c)



d)



e)



f)

**Figura 3.5 – Determinação dos índices de consistência: a) Limite de Liquidez; b) Limite de Plasticidade e c, d, e, f) Limite de Contração**



**Figura 3.6 - Equipamentos utilizados para realização do ensaio de difração a laser [Laboratório de Caracterização de Materiais – UFCG (2007)]**

A caracterização física da brita corrida foi realizada com auxílio do ensaio de peneiramento segundo a NBR 7181 (ABNT, 1984).

Como tentativa de minimizar os efeitos da retração do solo, quando executado como camada de sub-base, empiricamente, foi adotada a solução de uma mistura do solo com 20% de brita corrida. Com isto, foi realizado o ensaio de limite de contração para determinação do máximo teor de umidade a partir do qual uma redução dessa umidade não ocasiona diminuição do volume de solo.

#### **3.4.2 - CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES QUÍMICAS E MINERALÓGICAS DO SOLO**

Para obtenção dos constituintes químicos do solo, foi realizado o ensaio de Análise Química Elementar do solo em seu estado natural.

Para a identificação dos constituintes mineralógicos presentes na fração fina dos solos (porcentagem que passa na peneira n° 200), foram realizados os ensaios de difração de raios X e microscopia eletrônica de varredura (MEV).

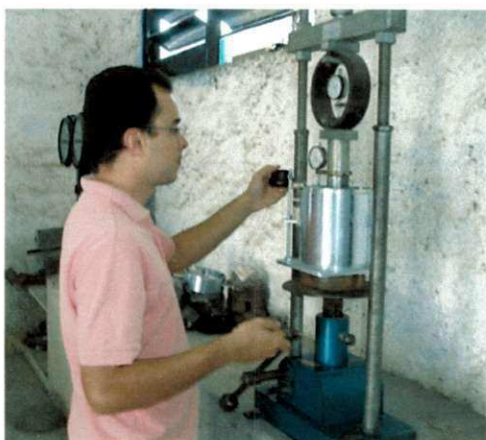
No ensaio de difração de raios X, a amostra foi submetida à análise mediante a utilização do equipamento Shimadzu XDR-6000 (Figura 3.7) utilizando radiação de Cuka com contador cintilador, tensão de 40kV, corrente de 30mA, varredura de  $2^\circ < 2\theta < 30^\circ$ ,  $\lambda = 1,54\text{\AA}$  e velocidade de varredura de  $2^\circ/\text{min}$ .

### 2a) Primeira Etapa

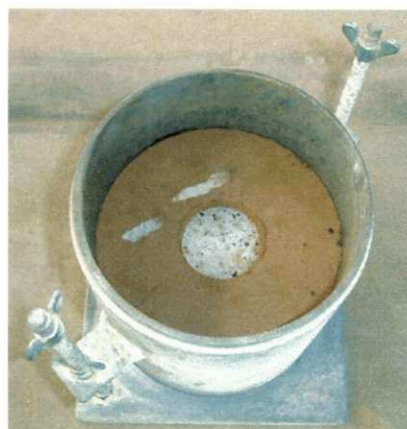
Nesta etapa utilizou-se apenas o solo, onde foram determinados os valores de CBR e expansão, com réplica, segundo o ME-049 (DNER, 1994) e o ME-01 (DIRENG, 1987), nas energias normal, intermediária, intermodificada I, intermodificada II e modificada.

### 2b) Segunda Etapa

Foram realizados os ensaios de CBR e expansão (com uma réplica), nas energias normal, intermediária e modificada segundo o ME-01 (DIRENG, 1987) utilizando a composição solo com 20% de brita corrida.



a)



b)

**Figura 3.12 – Equipamentos utilizados para a realização dos ensaios de CBR  
[Laboratório da ATECEL – Campina Grande/PB (2007)]**

O método ME-01 (DIRENG, 1987), Anexo A, é adotado pela Empresa Brasileira de Infra-estrutura Aeroportuária (INFRAERO) para determinação do CBR de projeto do subleito e dos materiais utilizados nas camadas dos pavimentos de aeroportos. O procedimento pode ser descrito, resumidamente, com a seqüência: a) determinação dos valores de CBRs correspondentes as energias de compactação normal, intermediária e modificada, cuja moldagem dos corpos-de-prova foram realizadas com o teor de umidade ótimo obtido no ensaio de compactação AASHTO modificado; b) lançamento em gráfico dos valores de massa específica aparente seca máxima (abscissas) versus os valores de CBR (ordenadas), dos respectivos ensaios de CBR realizados; c) por interpolação, é feita a determinação do CBR de projeto, na curva obtida CBR versus  $\gamma_{s \text{ máx}}$ , com o valor da massa específica aparente máxima seca de 95%, obtida no ensaio de compactação AASHTO modificado (Figura 3.13).

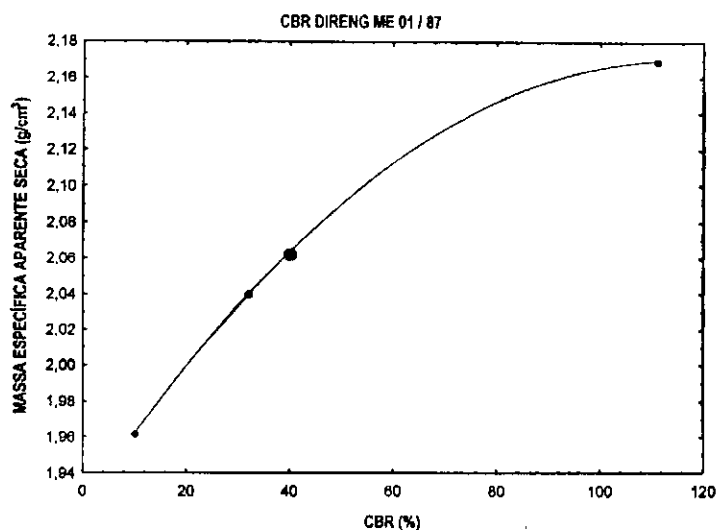
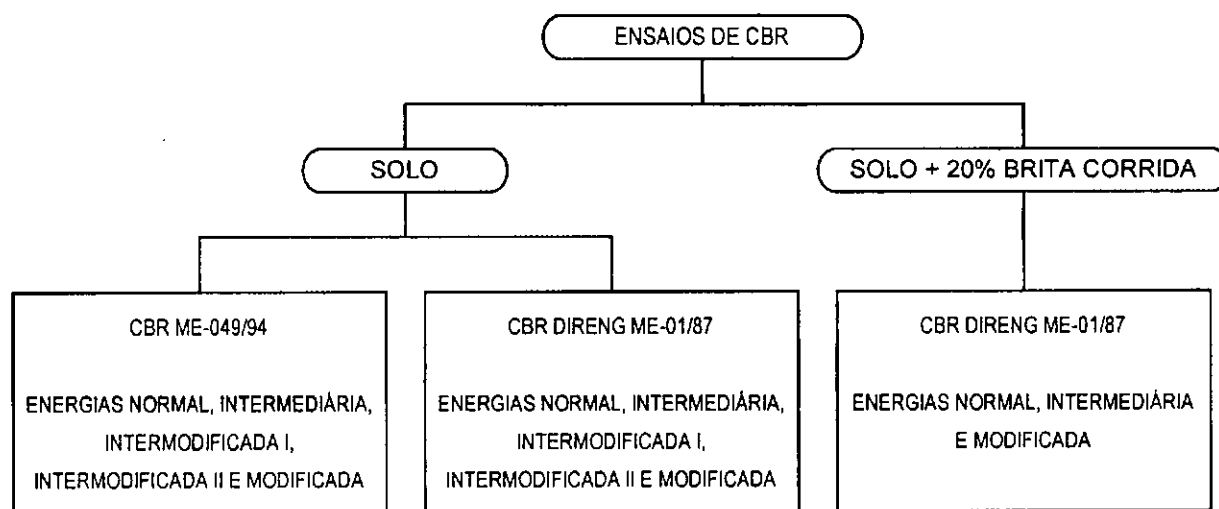


Figura 3.13 - Determinação do CBR de projeto do subleito pelo método ME-01 (DIRENG, 1987)

No Fluxograma 3.3 está inserida a seqüência de atividades adotadas para realização dos ensaios de CBR.



Fluxograma 3.3 - Seqüência adotada para realização dos ensaios de CBR

#### 3.4.3.3 - Ensaio de Compressão Simples

Os ensaios de Resistência a Compressão Simples foram realizados apenas para amostras de solo, segundo a Instrução de Ensaio IE-004 (DNER, 1994), na Universidade Federal de Sergipe (UFS) no Laboratório de Pavimentação e Geotecnia.

Durante os ensaios, procurou-se reproduzir corpos-de-prova com as mesmas condições de massa

aparente específica seca máxima e teor ótimo de umidade obtido nos ensaios de compactação nas energias normal, intermediária, intermodificada I, intermodificada II e modificada.

A quantidade de água adicionada foi estimada em função dos teores ótimos de umidade. Cada corpo-de-prova foi moldado em cilindros de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, em três camadas compactadas numa prensa de CBR, até atingir o valor mais próximo possível da massa específica aparente seca máxima, para obtenção do grau de compactação de aproximadamente 100% (Figura 3.14).

O grau de compactação foi obtido segundo a Fórmula 3.1.

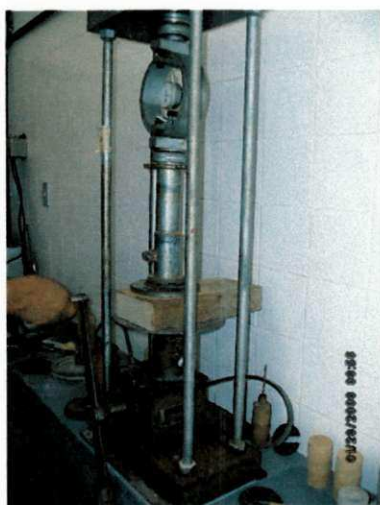
$$GC = \left( \frac{\gamma_c}{\gamma_s} \right) 100 \quad [3.1]$$

Onde:

GC = grau de compactação, expresso em %;

$\gamma_c$  = massa específica aparente seca do corpo-de-prova, g/cm<sup>3</sup>;

$\gamma_s$  = massa específica aparente seca máxima obtida no ensaio de compactação, g/cm<sup>3</sup>.



a)



b)

**Figura 3.14 – Equipamento utilizado para realização dos ensaios de Resistência a Compressão Simples [Universidade Federal de Sergipe – UFS]**

#### 3.4.3.4 - Ensaio de Módulo de Resiliência

O módulo de resiliência ( $M_R$ ) de solos é a relação entre a tensão desvio ( $\sigma_d$ ), aplicada repetidamente em uma amostra de solo e a correspondente deformação específica vertical recuperável ou resiliente ( $\epsilon_R$ ) [Fórmula 3.2].

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_R} \quad [3.2]$$

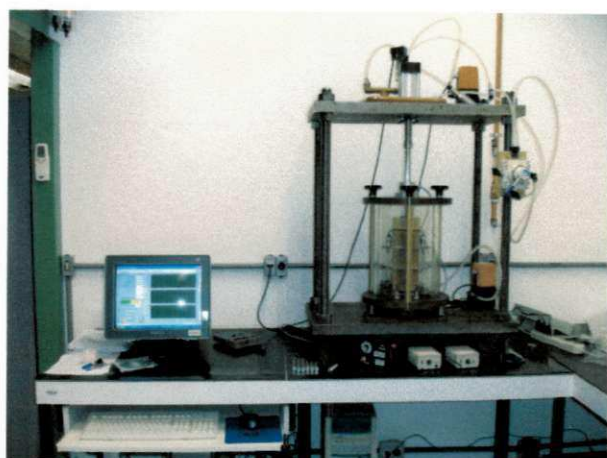
Os ensaios de Módulo de Resiliência ( $M_R$ ) foram realizados segundo a norma ME-131 (DNER, 1994) segundo a técnica de ensaio para solos arenosos ou pedregulhosos, nas energias normal e intermediária (Figura 3.14).

O módulo de resiliência do solo é representado por diversos modelos descritos nos trabalhos de Hicks e Monismith (1971), Uzan (1985) e Witczak e Uzan (1988 apud TUTUMLUER; MEIER, 1996), e que geralmente são baseados nas tensões atuantes no solo. Contudo pra realização de análises estruturais de pavimentos mais precisas, existe a necessidade de saber quais são os modelos mais apropriados para representar o comportamento do módulo de resiliência.

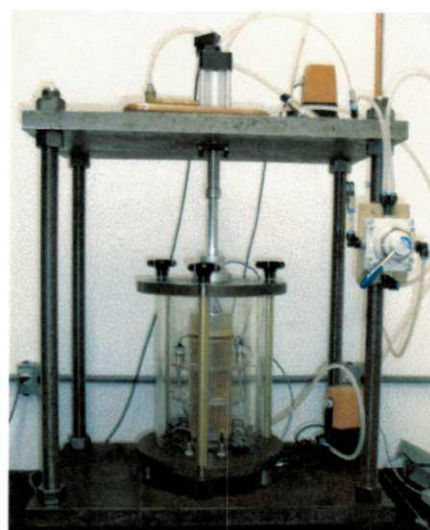
Visando definir o melhor modelo para representar o comportamento do módulo de resiliência com o estado de tensão atuante no solo estudado, foi feito um estudo utilizando os modelos mais comuns no meio acadêmico, realizados com dois corpos-de-prova, sendo, um compactado na energia normal e o outro na energia intermediária. Com a finalidade de se garantir a confiabilidade dos resultados obtidos, os ensaios foram repetidos várias vezes para cada corpo-de-prova ensaiado.

Na Figura 3.15 estão apresentados os equipamentos utilizados, do Laboratório de Estradas da EESC/USP, para realização dos ensaios de módulo de resiliência.





a)



b)

**Figura 3.15 – Equipamentos utilizados para realização dos ensaios módulo de resiliência [Laboratório de Estradas da EESC/USP, 2007]**

Para definição dos melhores modelos, foram considerados os valores do coeficiente de determinação ( $R^2$ ) fornecidos por quatro modelos designados pelas letras A, B, C e D que estão apresentados na Tabela 3.3 pelas Equações 3.3, 3.4, 3.5 e 3.6.

**Tabela 3.3 - Modelos utilizados para representação do Módulo de Resiliência**

Modelo	Equação do modelo	Equação
A	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	3.3
B	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	3.4
C	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$	3.5
D	$M_R = Pa \cdot k_1 \cdot \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa}\right)^{k_3}$	3.6

Nas equações dos modelos apresentados tem-se que:

$P_a$  = pressão atmosférica (para o Estado de São Paulo, adotou-se  $P_a = 101,3$  kPa);

$M_R$  = módulo de resiliência;

$K_1$ ,  $K_2$  e  $K_3$  = constantes de regressão do modelo;

$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$  = tensão volumétrica ou primeiro invariante de tensão;

$\sigma_3$  = tensão de confinamento;

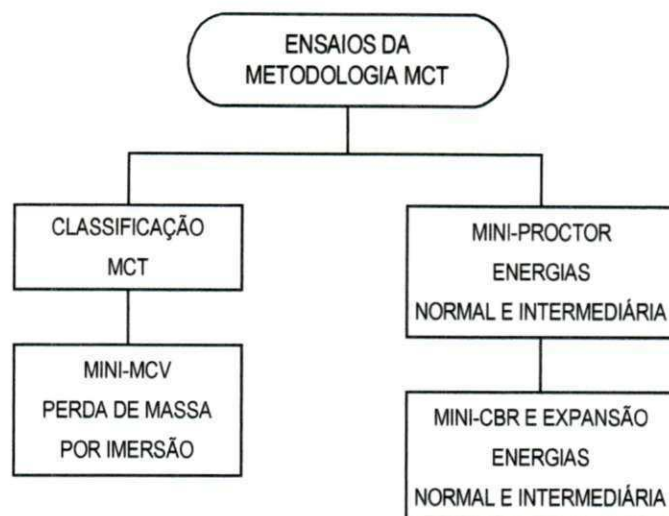
$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$  = tensão desvio;

$\tau_{oct}$  = tensão cisalhante octaédrica, em que:

$$\tau_{oct} = \frac{\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}}{3} = \sigma_d \cdot \frac{\sqrt{2}}{3} \quad [3.7]$$

#### 3.4.3.5 - Ensaio da Metodologia MCT

Os ensaios preconizados pela metodologia MCT foram realizados na Universidade de São Paulo no Laboratório de Estradas da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP) em duas etapas, conforme ilustra o Fluxograma 3.4.



**Fluxograma 3.4 – Etapas para a realização dos ensaios da metodologia MCT**

As amostras para os ensaios da metodologia MCT foram preparadas, simultaneamente, de acordo com as especificações dos Métodos de Ensaio ME-228/94 “Compactação em equipamento miniatura” e ME-258/94 “Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV”, normatizados pelo atual Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes (DNIT). Foram obtidos 6 amostras de SAFL, cada uma com 2 kg, com teores de umidade sucessivamente crescentes, de cerca de 1,5% a 2%. Em seguida, as amostras foram acondicionadas em sacos de polietileno hermeticamente vedados, e deixados em repouso por um período de 24 horas. Na Figura 3.16 estão ilustrados detalhes da preparação das amostras.



**Figura 3.16 – Preparação das amostras para os ensaios da metodologia MCT**

### 5a) Primeira Etapa

Nesta etapa foram realizados os ensaios de Mini-MCV, ME-258 (DNER, 1994), e de Perda de Massa por Imersão, ME-256 (DNER, 1994), Figura 3.17, para classificação do solo segundo a metodologia MCT, conforme os procedimentos descritos pela norma CLA-259 (DNER, 1996), designada "Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura".



Figura 3.17 – Detalhe do ensaio de perda de massa por imersão

### 5b) Segunda Etapa

Nesta etapa foram realizados os ensaios de Mini-Proctor (ME-228/94), Mini-CBR e expansão (ME-254/97) e contração (ME-193/94), normatizados pelo DNIT, para determinação das propriedades mecânicas do solo, bem como as características de expansão e contração, segundo o método MCT.

Os ensaios de compactação em equipamento miniatura (Mini-Proctor) e Mini-CBR foram realizados, nas energias normal e intermediária, conforme as condições seguintes:

- Mini-CBR sem imersão: corpo-de-prova submetido à penetração imediata, com sobrecarga padrão de 490g;
- Mini-CBR com sobrecarga: corpo-de-prova submetido à imersão total por 24 horas, em água, com sobrecarga padrão e a penetração também com sobrecarga.

Na Figura 3.18 estão ilustradas imagens dos ensaios de Mini-CBR.



a)



b)

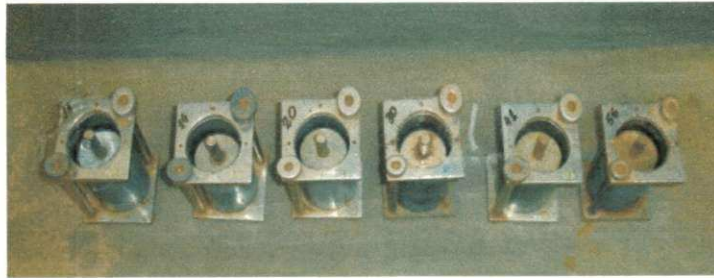


c)

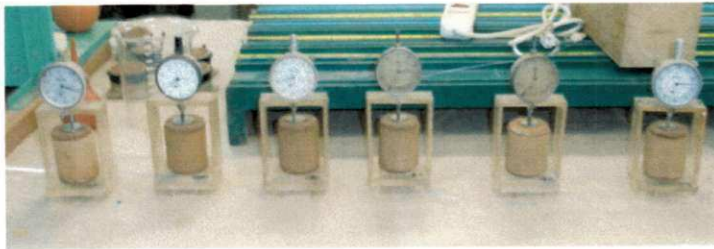
**Figura 3.18 – Imagens da realização do ensaio de Mini-CBR**

Os ensaios de expansão e contração foram realizados juntamente com os ensaios de Mini-CBR. No ensaio de expansão, utilizou-se o procedimento similar ao do CBR, segundo o ME-049 (DNER, 1994), com exceção do tempo de imersão que foi de 24 horas, onde foram utilizados os corpos-de-prova do Mini-CBR com sobrecarga e imersão, conforme a Figura 3.19a.

O ensaio de contração foi realizado após o rompimento dos corpos-de-prova dos Mini-CBR sem imersão, com rompimento imediato, Figura 3.19b. O ensaio é realizado após o corpo-de-prova ser sacado para fora do cilindro e é uma medida da variação axial da altura do corpo-de-prova, sujeito a secagem ao ar em temperatura constante, visando quantificar a contração do material.



a)



b)

**Figura 3.19 – Imagens da realização dos ensaios de expansão e contração, respectivamente**

## CAPÍTULO 4

## 4 - RESULTADOS

## 4.1 - FASE EXPERIMENTAL

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados da fase experimental, descritos no Capítulo 3, obtidos com a realização dos ensaios de caracterização das propriedades físicas dos materiais, caracterização das propriedades mineralógicas do solo e caracterização das propriedades mecânicas do solo e da mistura solo e pó-de-pedra.

## 4.1.1 - CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES FÍSICAS DOS MATERIAIS

A seguir serão apresentados e analisados os resultados obtidos, na fase experimental, no que se refere à caracterização das propriedades físicas dos materiais utilizados na pesquisa.

## 4.1.1.1 - Ensaio de Granulometria

Os resultados da distribuição dos tamanhos das partículas do solo, granulometria, obtidos por peneiramento e por sedimentação estão apresentados na Tabela 4.1 e no Anexo B.

**Tabela 4.1 - Distribuição dos tamanhos das partículas do solo [por peneiramento e por sedimentação]**

Diâmetro Médio das Partículas (mm)	4,8	2,0	1,2	0,60	0,42	0,25	0,15
% que passa	100,00	99,09	96,45	86,07	79,25	56,00	37,93
Diâmetro Médio das Partículas (mm)	0,074	0,067	0,048	0,034	0,024	0,017	0,012
% que passa	26,44	20,44	17,27	15,68	14,10	12,52	10,93
Diâmetro Médio das Partículas (mm)	0,009	0,006	0,004	0,003	0,002	0,001	
% que passa	9,35	9,35	9,35	7,76	7,92	7,60	

Segundo as dimensões das partículas, contendo na sua composição granulométrica apresentada, 99,09% das suas partículas com diâmetros inferiores a 2 mm; 26,44% de partículas inferiores a 0,075 mm e 9,35% de partículas inferiores a 0,006mm, podemos considerar como sendo um solo com características arenosas e com uma proporção considerável de finos.

Os resultados da distribuição dos tamanhos das partículas de brita cometa obtidos por peneiramento

estão apresentados na Tabela 4.2.

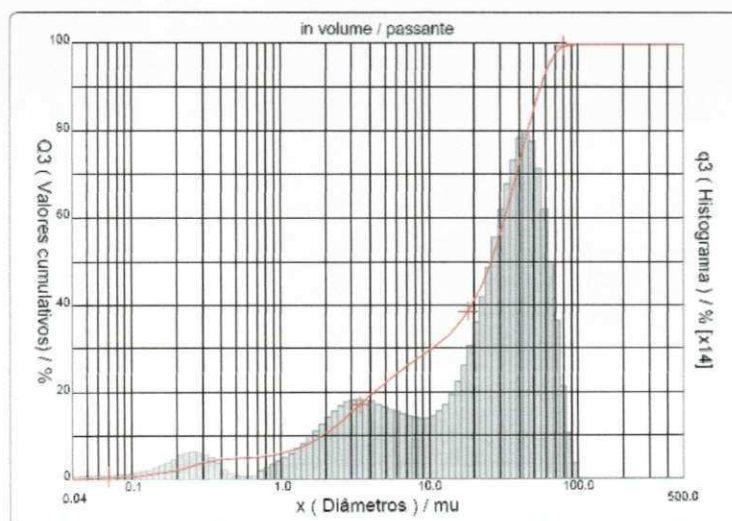
**Tabela 4.2 - Distribuição dos tamanhos das partículas de brita corrida [por peneiramento]**

Diâmetro Médio das Partículas (mm)	12,7	9,52	4,8	1,2	0,60	0,42	0,075
% que passa	100,00	99,90	73,00	39,94	26,39	19,44	3,65

As partículas que compõem a amostra representativa do brita corrida apresentam diâmetros máximos inferiores a 9,52 mm, podendo ser considerado como de composição arenosa com uma proporção razoável de partículas consideradas como pedregulho e com pouca quantidade de finos.

#### 4.1.1.2 - Difração a Laser

A distribuição dos tamanhos das partículas do solo foi obtida concomitantemente ao que foi feito com os ensaios convencionais, com o aparelho analisador de partículas por difração a laser. O resultado deste ensaio é apresentado na Figura 4.1 e no Anexo C.



**Figura 4.1 - Distribuição dos tamanhos das partículas do solo obtida por difração a laser**

O ensaio de difração a laser foi realizado com as partículas de solo menores que 0,075 mm, ou seja, com apenas 26,44% da amostra total, que apresentou um diâmetro médio de 0,027mm da fração fina do solo.

Fazendo-se uma comparação entre a distribuição dos tamanhos das partículas, em termos totais de amostra, segundo os procedimentos de sedimentação e difração a laser, conforme apresentado Tabela 4.3. Observa-se que as divergências entre os dois ensaios aumentam à medida que diminui a fração do solo, como é o caso da fração 0,001 mm que apresentou uma diferença de 6% entre os procedimentos adotados. Isto pode ser atribuído pelo fato de serem dois ensaios com procedimentos distintos, tanto no método quanto no tempo de execução. O ensaio de difração a laser é baseado no fenômeno da dispersão de um raio laser sobre as partículas e é realizado em dois ou três minutos, enquanto que o ensaio de sedimentação, dura 24 horas e o



diâmetro das partículas são determinados em função do seu tempo de sedimentação.

**Tabela 4.3 – Comparação entre a distribuição dos tamanhos das partículas segundo os procedimentos sedimentação e difração a laser**

Diâmetro Médio das Partículas (mm)	0,074	0,067	0,034	0,017	0,012	0,009
Sedimentação (% que passa)	26,44	20,44	15,68	12,52	10,93	9,35
Difração a Laser (% que passa)	26,14	25,51	16,76	9,89	8,40	
Diâmetro Médio das Partículas (mm)	0,006	0,004	0,003	0,002	0,001	
Sedimentação (% que passa)	9,35	9,35	7,76	7,92	7,60	
Difração a Laser (% que passa)	6,42	5,14	4,12	7,92	1,60	

#### 4.1.1.3 - Equivalente de Areia

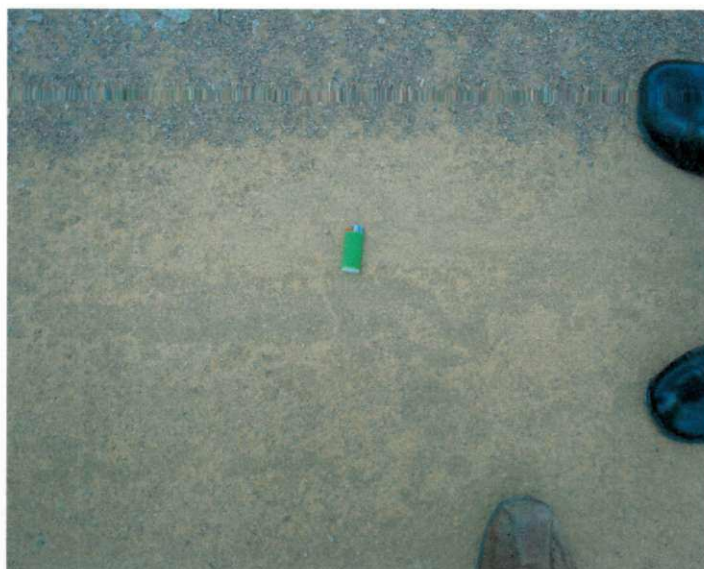
Os resultados dos ensaios de equivalente de areia do solo e da mistura solo com brita corrida, estão apresentados na Tabela 4.4.

**Tabela 4.4 – Equivalente de areia do solo e da mistura solo com brita corrida**

Material	Equivalente de Areia (%)
Solo	12,7
Solo + 20% de brita corrida	18,1

Os resultados indicam que, mesmo com a adição da brita corrida, a mistura não se enquadra nas especificações mínimas de 30% de equivalente areia, estabelecida pela norma ES-098 (DNIT, 2007) para material de base. Entretanto, o comportamento desta, "in situ", foi considerado adequado, pelo Primeiro Batalhão de Engenharia do Exército Brasileiro, quando da sua execução na camada sub-base da pista de pouso e de decolagem do Complexo Aeroportuário da Grande Natal (Figura 4.2). As trincas que ocorreram na camada foram, em sua magnitude, minimizadas de forma significativa quando da utilização da mistura solo com brita corrida.

Um fator que se deve levar em consideração, para o grande número de trincas apresentadas na camada de sub-base na pista de pouso e decolagem do aeroporto, pode ter sido a exposição, por um tempo prolongado, da camada de sub-base após a sua execução, ou seja, a mesma deveria ter sido forrada com o material de base após ter sido acabada. Fazendo com que, dessa maneira, o material de sub-base não perdesse umidade evitando o aparecimento das trincas de retração apresentadas.



**Figura 4.2 - Condição da camada de sub-base executada com a mistura solo com brita corrida**

#### 4.1.1.4 - Teor de Umidade Higroscópica dos Materiais

O teor de umidade higroscópica do solo e do pó-de-pedra, definido como a razão do peso da água ( $P_a$ ) presente na amostra pelo peso do material sólido ( $P_s$ ), estão apresentados na Tabela 4.5. Estes valores foram utilizados na realização dos ensaios de caracterização mecânica.

**Tabela 4.5 – Teor de umidade do solo e da brita corrida**

Tipo de Material	Cápsula	Pbh	Pbs	Tara	Pss	$P_a$	h (%)	h(%) média
Solo	A	139,96	138,63	13,91	124,72	1,33	1,07	1,07
	B	145,71	144,30	14,14	130,16	1,41	1,08	
Brita corrida	C	103,26	102,55	14,15	88,40	0,71	0,80	0,83
	D	109,68	108,87	13,83	95,04	0,81	0,85	

#### 4.1.1.5 - Massa Específica Real do Solo

O valor obtido para a massa específica real dos grãos do solo foi de  $2,750 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ . Este valor foi utilizado para determinação do Limite de Contração e para determinação da distribuição dos tamanhos das partículas do solo com o auxílio do Ensaio de Sedimentação.

#### 4.1.1.6 - Índices de Consistência do Solo

Na Tabela 4.6 estão inseridos os resultados obtidos para os índices de consistência do solo nos ensaios de Limite de Liquidez (LL), Limite de Plasticidade (LP) e Limite de Contração (LC).

Tabela 4.6 – Limites de consistência

Material	Limite de Liquidez (%)	Limite de Plasticidade (%)	Limite de Contração (%)
Solo	18,5	12,0	20,66
Brita corrida	-	-	19,44

Os resultados indicam que o solo tem um Índice de Plasticidade de 6,5% característicos de materiais plásticos com pouca ou nenhuma coesão. A partir dos resultados da distribuição dos tamanhos das partículas e dos índices de consistência, o solo foi classificado como A-2-4, areia fina, de acordo com o sistema da AASHTO (American Association of State Highw and Transportation Officials) e como SC, areia argilosa, pelo SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos).

O Limite de Contração da mistura solo com 20% de brita corrida foi de 19,44%. Ao comparar com o valor de LC de 20,66%, obtido para o solo sem mistura, verificou-se que este teor pouco foi alterado pela a adição da brita corrida. Isto pode ser explicado, pela exigência do procedimento de ensaio que preconiza para que a amostra do material, em sua preparação, passe na peneira de nº. 40 (0,42mm). A brita corrida utilizada apresentou apenas 19% de material que passa nesta peneira, o que sugere que o efeito da sua adição no solo não é detectado pelo ensaio de Limite de Contração.

#### 4.1.2 - CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES QUÍMICAS E MINERALÓGICAS DO SOLO

Neste item são apresentados os resultados obtidos dos ensaios de análise química elementar, difração de raios- X (DRX) e microscopia eletrônica de varredura (MEV).

##### 4.1.2.1 - Análise Química

Os resultados obtidos na Análise Química Elementar para identificação dos constituintes químicos do solo estão apresentados na Tabela 4.7 e no Anexo D.

Tabela 4.7 - Composição química do solo

Amostra	Pr (%)	SiO <sub>2</sub> (%)	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	CaO (%)	MgO (%)	Na <sub>2</sub> O (%)	RI (%)	K <sub>2</sub> O (%)
A - 1	10,78	54,70	5,19	26,03	Nihil	Traços	0,03	2,62	0,02
A - 2	10,87	54,46	5,19	28,13	Nihil	Traços	0,02	0,56	0,02

[Fonte: Laboratório de Análises Mineraias / LAM-UFCC, (2007)]

Os principais constituintes mineraias dos solos finos são os argilo-mineraias, óxidos e hidróxidos de ferro e/ou alumínio. De acordo com Borba (1981), os elementos Si, Fe, e Al são considerados os elementos químicos mais importantes dos solos lateríticos. Observam-se, nos resultados contidos na Tabela 4.7, que os maiores

percentuais na composição química do solo, estão seguintes formas,  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  e  $\text{Al}_2\text{O}_3$ . Isto corrobora como sendo possível inferir: "os resultados da análise química elementar sugerem que o material analisado tem características de um solo laterítico".

#### 4.1.2.2 - Difração de Raios - X (DRX)

Os resultados da análise por difração de raios-x do solo estão apresentados na Figura 4.3. Os picos presentes no difratograma do solo indicam a presença do quartzo ( $\text{SiO}_2$ ) e do argilo-mineral caulinita ( $2\text{SiO}_2\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ).

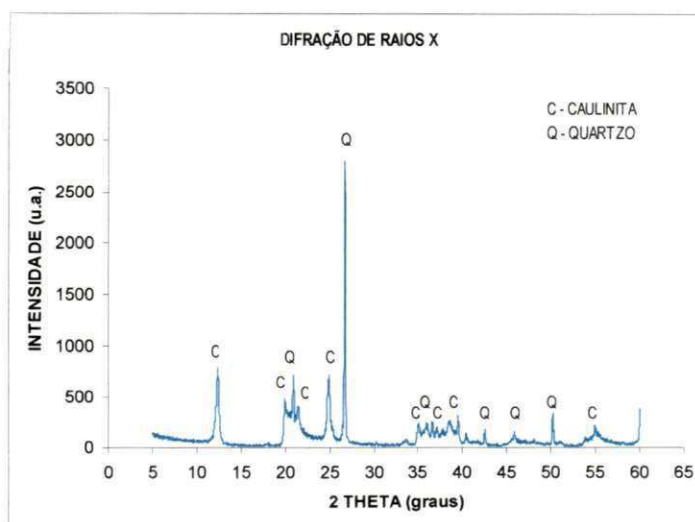


Figura 4.3 - Difração de raios-x do solo

Segundo Nogami e Villibor (1995), devido ao processo de laterização, a fração argila dos solos lateríticos é constituída essencialmente de argilo-minerais do grupo das caulinitas e de óxidos e hidróxidos hidratados de ferro e/ou alumínio. Portanto, os resultados obtidos com o auxílio do ensaio de difração de raios-X indicam que o material analisado tem características de um solo laterítico.

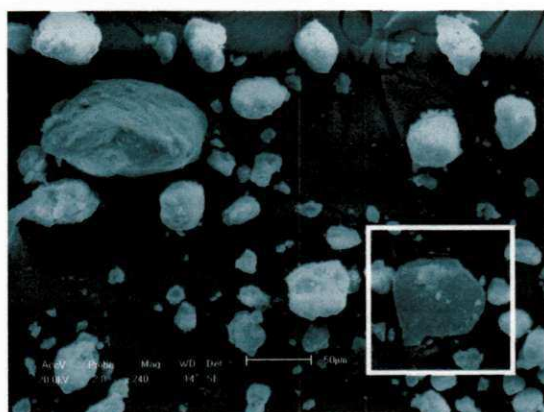
#### 4.1.2.3 - Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

As microfotografias das amostras do solo obtidas no ensaio de microscopia eletrônica de varredura (MEV) estão apresentadas na Figura 4.4, correspondente a amostra AM 01, e na Figura 4.5, correspondente a amostra AM 02.

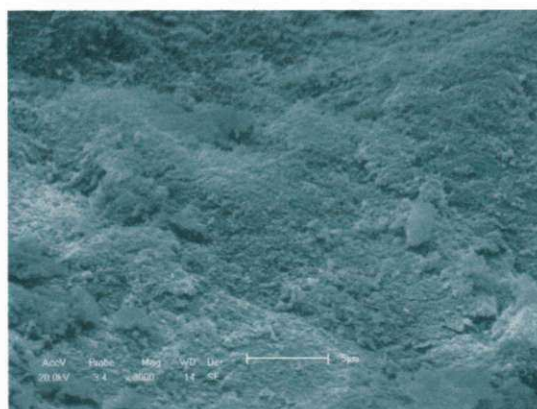
Na Figura 4.4, as imagens da amostra foram aumentadas em 240, 3.000, 5.000 e 10.000x, mais especificamente onde está indicado na Figura 4.4a. Podendo-se observar padrões típicos de um material que sofreu o processo de laterização (característica marcante nos solos lateríticos) devido ao seu aspecto cimentado.

Em seus estudos, Takeda (2005), procurando identificar padrões de imagem que pudessem distinguir os solos segundo sua gênese laterítica ou não laterítica, verificou que todos os solos que indicaram a presença de laterização entre as partículas foram classificados como lateríticos segundo a classificação MCT.

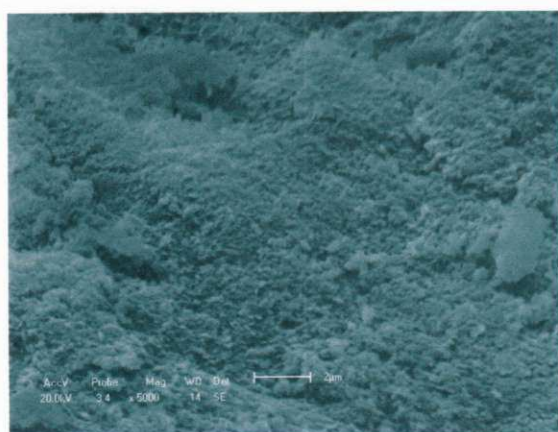
A partir das imagens da amostra AM 02 (Figura 4.5), aumentada em 1.500, 5.000 e 10.000 x, conforme indicação na Figura 4.5a. Identificou-se a presença nítida do quartzo e a novamente ocorrência da camada amorfa de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio envolvendo a caulinita no processo de laterização.



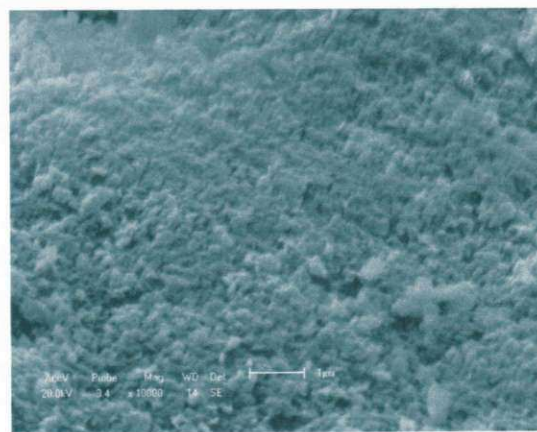
a) Aumento de 240 x



b) Aumento de 3.000 x

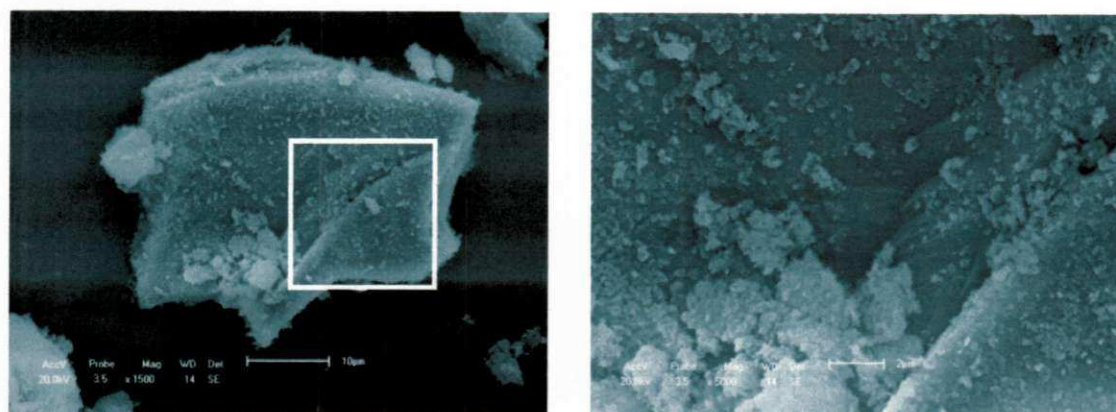


c) Aumento de 5.000 x



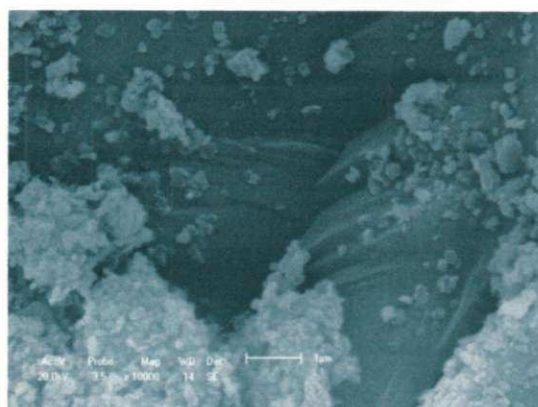
d) Aumento de 10.000 x

Figura 4.4 – Microfotografias da amostra AM 01 do SAFL



a) Aumento de 1.500 x

b) Aumento de 5.000 x



c) Aumento de 10.000 x

**Figura 4.5 – Microfotografias da amostra AM 02 do SAFL**

#### **4.1.3 - CARACTERIZAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO SOLO E DA MISTURA SOLO E BRITA CORRIDA**

Neste item são apresentados os resultados obtidos dos ensaios de compactação, CBR, Compressão Simples e os ensaios de Metodologia MCT.

##### **4.1.3.1 - Compactação**

Os resultados dos ensaios de compactação do solo e da mistura solo e brita corrida estão apresentados nas duas etapas seguintes.

### 1a) Primeira Etapa

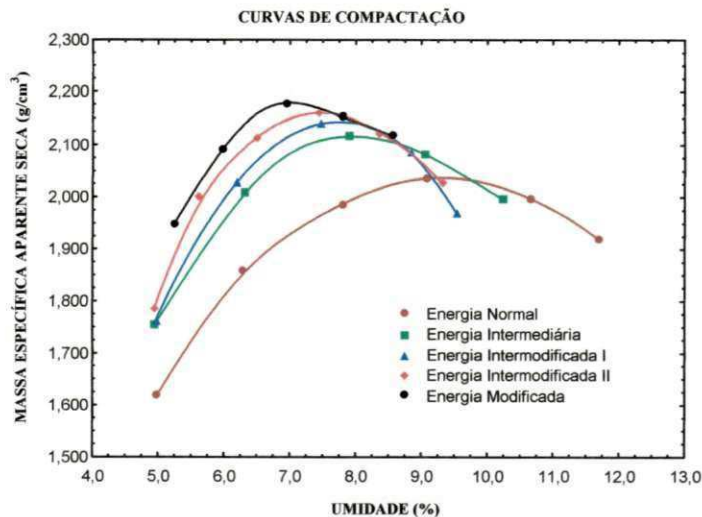
Nesta etapa, estão apresentados na Tabela 4.8 os resultados dos ensaios de compactação do solo, nas energias normal, intermediária, intermodificada I, intermodificada II e modificada, com uma réplica para cada energia.

Verifica-se, como era esperado, que com o aumento da energia de compactação as massas específicas aparentes secas máximas aumentaram e os teores ótimos de umidade diminuíram. No entanto, o aumento da massa específica não foi tão grande em relação à proporção gasta em energia de compactação. Essa observação foi relatada por Cernica (1995), que verificou que os acréscimos de massa específica raramente excedem 10% quando se compara os resultados da energia modificada com a energia normal. O que foi constatado também para o solo estudado, onde esses acréscimos não excederam 7,3%.

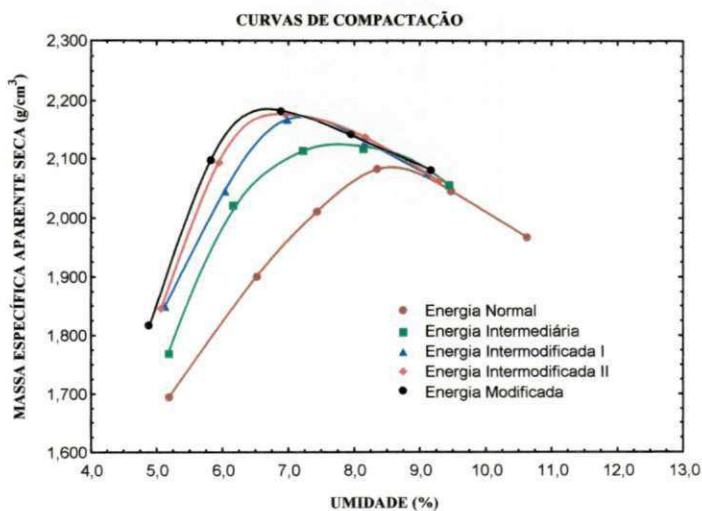
**Tabela 4.8 – Resultados dos ensaios de compactação do solo**

Energia de compactação	Umidade ótima (%)	Massa específica aparente seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )
AASHTO normal (12 golpes/camada)	9,2 8,6	2,040 2,088
AASHTO intermediário (26 golpes/camada)	7,9 7,8	2,118 2,138
Intermodificado I (35 golpes/camada)	7,7 7,3	2,145 2,172
Intermodificado II (45 golpes/camada)	7,5 6,9	2,162 2,180
AASHTO modificado (55 golpes/camada)	7,0 6,7	2,178 2,185

Na Figura 4.6 estão apresentadas as curvas de compactação do solo nas cinco energias. E na Figura 4.7 estão curvas de compactação obtidas nas respectivas réplicas dos ensaios.



**Figura 4.6 – Curvas de compactação do solo nas energias normal, intermediária, intermodificada I, intermodificada II e modificada**



**Figura 4.7 – Curvas de compactação do solo nas energias normal, intermediária, intermodificada I, intermodificada II e modificada, das réplicas dos ensaios**

Na Tabela 4.9 encontram-se os resultados de teor de umidade ótima e de massa específica aparente seca máxima do solo obtidos no ensaio de compactação na energia modificada, que foram utilizados na determinação dos CBRs segundo o ME-01 (DIRENG, 1987). Na Figura 4.8, encontra-se a curva de compactação do ensaio.



Tabela 4.9 – Resultados do ensaio de compactação do solo na energia AASHTO modificado

Energia de compactação	Umidade ótima (%)	Massa específica aparente seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )
AASHTO modificado (55 golpes/camada)	7,1	2,180

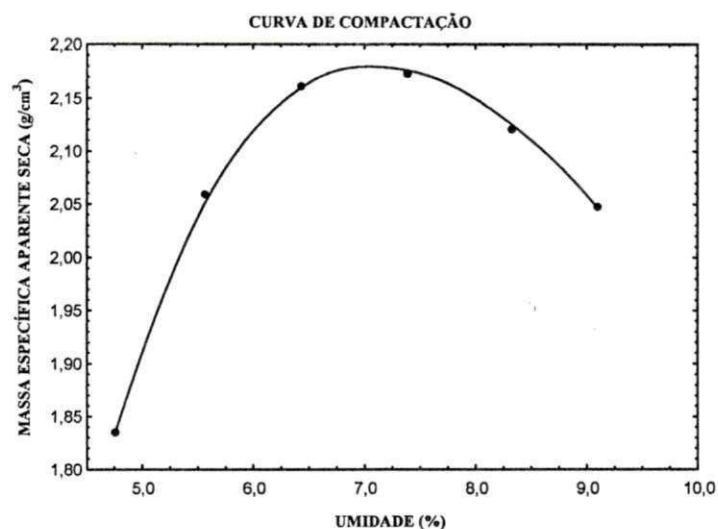


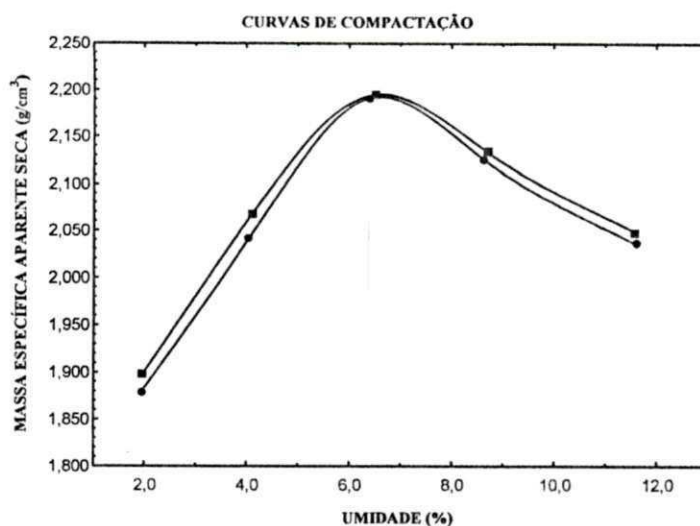
Figura 4.8 – Curva de compactação do solo na energia AASHTO modificado

### 1b) Segunda Etapa

Nesta etapa, os resultados do ensaio de compactação na energia modificada, e sua réplica, com amostras solo mais 20% de brita corrida para determinação dos CBRs segundo o ME-01 (DIRENG, 1987) estão apresentados na Tabela 4.10. As curvas de compactação do ensaio e réplica estão traçadas na Figura 4.9.

Tabela 4.10 - Resultados do ensaio de compactação do solo mais 20% de brita corrida na energia AASHTO modificado

Energia de compactação	Umidade ótima (%)	Massa específica aparente seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )
AASHTO modificado	6,4	2,191
(55 golpes/camada)	6,5	2,195



**Figura 4.9 – Curvas de compactação (ensaio e réplica) da mistura solo mais 20% de brita corrida na energia AASHTO modificado**

#### 4.1.3.2 - CBR e Expansão

Os resultados dos ensaios de CBR do solo e da mistura solo e brita corrida estão apresentados nas duas etapas seguintes.

##### 2a) Primeira Etapa

Nesta etapa, estão apresentados na Figura 4.10 e na Tabela 4.11 os resultados de CBR e expansão do solo, correspondentes às energias de compactação normal, intermediária, intermodificada I, intermodificada II e modificada, segundo o ME-049 (DNIT, 1994).

Observou-se, a partir dos resultados obtidos, que o comportamento mecânico do material estudado (sem mistura) apresenta tendência crescente do valor do CBR com o aumento da energia de compactação, para seus respectivos teores de umidade ótima. O solo apresentou pequena expansão independente da energia aplicada. Com isto, podemos inferir que o solo alvo da pesquisa corresponde, em termos de comportamento mecânico, aos materiais ditos convencionais com valores de CBR relativamente altos, podendo ser utilizado, de acordo com essas propriedades, como material de base e de sub-base de rodovias.

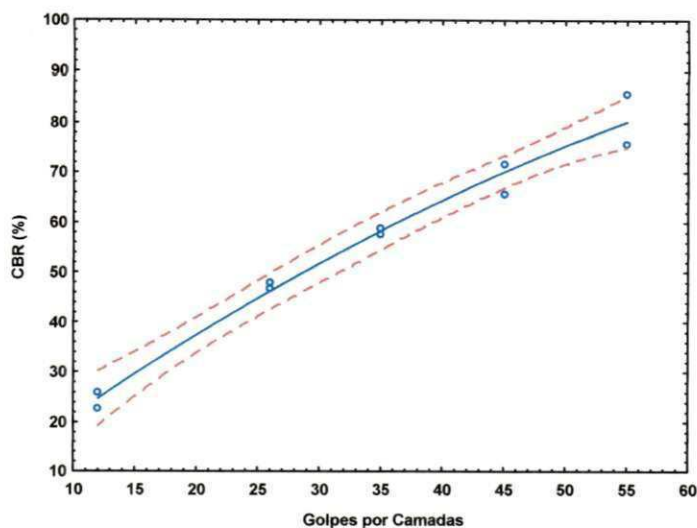


Figura 4.10 – Variação do valor de CBR com o número de golpes por camada [ME-049, (DNER, 1994)]

Tabela 4.11 – Resultados de CBR e expansão do solo segundo o ME-049/94

Energia	CBR (%)	Expansão (%)
AASHTO normal	23	0,02
(12 golpes/camada)	26	0,03
AASHTO intermediário	47	0,03
(26 golpes/camada)	48	0,03
Intermodificado I	59	0,02
(35 golpes/camada)	58	0,02
Intermodificado II	66	0,04
(45 golpes/camada)	72	0,02
AASHTO modificado	76	0,02
(55 golpes/camada)	86	0,01

Com o intuito de verificar o comportamento do CBR com uma amostra de solo reutilizada, repetiu-se o ensaio de CBR, com a adoção dos mesmos valores de teor ótimo de umidade e massa específica seca máxima do ensaio de compactação na energia modificada. Verificou-se, de acordo com a Tabela 4.12, que houve uma diferença de aproximadamente 25% no valor de CBR. O valor de expansão foi igual ao obtido anteriormente. Os resultados apontam para uma influência do processo de compactação sobre a resistência mecânica do solo, quando amostras reutilizadas são submetidas a ensaios.

Tabela 4.12 – Resultados de CBR e expansão do solo, segundo o ME-049 (DNER, 1994), para uma mesma amostra

Energia	CBR (%)	Expansão (%)
AASHTO modificado	86	0,01
(55 golpes/camada)	69*	0,01*

\* com material reutilizado

Na Tabela 4.13 estão apresentados os valores de CBR, massa específica aparente seca e expansão do solo, que foram utilizados na determinação do CBR segundo o ME-01 (DIRENG, 1987).

Tabela 4.13 - Resultados de CBR e expansão do solo segundo o ME-01 (DIRENG, 1987)

Energia	CBR (%)	$\gamma_{s\max}$ (g/cm <sup>3</sup> )	Expansão (%)
AASHTO normal	<b>13</b>	2,026	0,03
(12 golpes/camada)	10	1,962	0,02
AASHTO intermediário	<b>48</b>	2,079	0,04
(26 golpes/camada)	32	2,040	0,03
Intermodificado I	<b>50</b>	2,148	0,04
(35 golpes/camada)	47	2,053	0,04
Intermodificado II	<b>87</b>	2,190	0,04
(45 golpes/camada)	90	2,111	0,05
AASHTO modificado	<b>114</b>	2,230	0,04
(55 golpes/camada)	111	2,170	0,04

A partir dos valores de massa específica aparente seca máxima e de CBR apresentados na Tabela 4.13, foi determinado o CBR final, que corresponde ao CBR de projeto do material utilizado na camada de sub-base do pavimento da pista de pouso e de decolagem do Complexo Aeroportuário da Grande Natal, material alvo da pesquisa, segundo o método ME-01 (DIRENG, 1987). Na Figura 4.10 foi lançado em gráfico CBR versus  $\gamma_s$  máx, e determinado o CBR final de 51%, correspondente a 95% da massa específica seca máxima do ensaio de compactação AASHTO modificado igual a 2,118 g/cm<sup>3</sup>.

A Figura 4.11 contém os valores obtidos com a réplica dos ensaios do mesmo material. O CBR final obtido foi de 51%, correspondente a 95% da massa específica seca máxima do ensaio de compactação AASHTO modificado igual a 2,062 g/cm<sup>3</sup>.

Os resultados indicam que o comportamento do solo, com as diferentes energias de compactação, pode ser considerado satisfatório e semelhante ao que ocorre com solos convencionais. Em síntese, não há modificação da estrutura do solo com diferentes aplicações de energias de compactação que possam a levar a

resultados anômalos como os obtidos, em alguns casos, pelo Primeiro Batalhão de Engenharia de Construção.

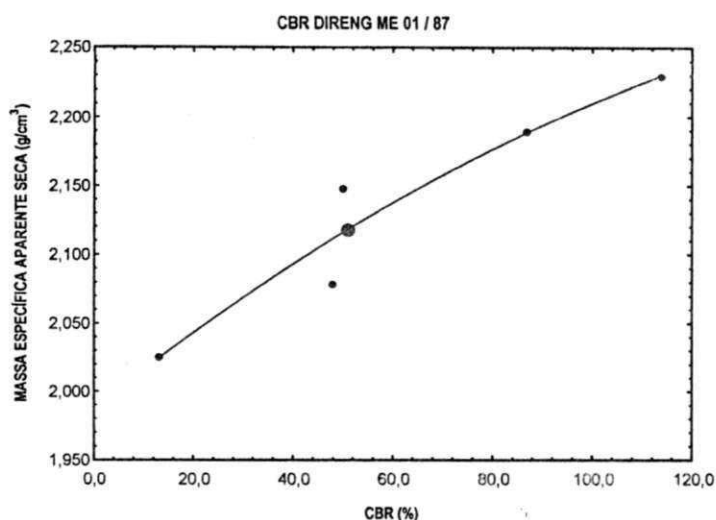


Figura 4.11 – Determinação do CBR final do solo segundo o ME-01 (DIRENG, 1987)

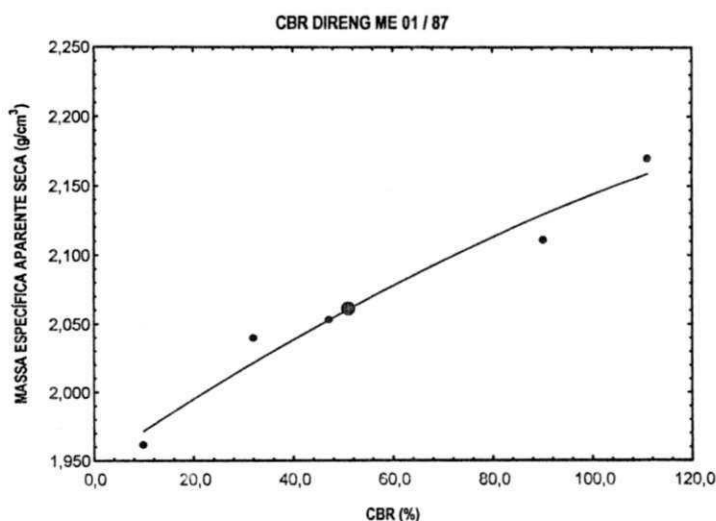


Figura 4.12 - Determinação do CBR final do solo (réplica) segundo o ME-01 (DIRENG, 1987)

## 2b) Segunda Etapa

Nesta etapa, estão apresentados na Tabela 4.14 os valores de CBR, massa específica aparente seca e expansão, para a mistura de solo com 20% de brita corrida, segundo o ME-01 (DIRENG, 1987). Não houve diminuição do valor do CBR obtido pelo método DIRENG, o que a qualifica como adequada para ser utilizada com material da camada de sub-base para pista de pouso e de decolagem de aeroportos e para camadas de base de pavimentos rodoviários.

**Tabela 4.14 - Resultados de CBR e expansão da mistura solo com brita corrida segundo o ME-01 (DIRENG, 1987)**

Energia	CBR (%)	$\gamma_{sm\acute{a}x}$ (g/cm <sup>3</sup> )	Expansão (%)
AASHTO normal (12 golpes/camada)	22 23	2,027 1,987	0,00 0,00
AASHTO intermediário (26 golpes/camada)	71 65	2,125 2,116	0,00 0,00
AASHTO modificado (55 golpes/camada)	105 98	2,194 2,197	0,00 0,00

Com adoção do percentual de 20% de brita corrida ao solo, alvo da pesquisa, “in loco” houve uma diminuição significativa da retração característica deste solo (Figura 4.13).



**Figura 4.13 – Trecho de sub-base executada com a mistura de solo mais pó-de-pedra [Complexo Aeroportuário da Grande Natal – RN]**

De forma análoga ao solo, foi determinado o CBR final, da mistura solo com brita corrida, a partir dos valores de massa específica aparente seca máxima e de CBR apresentados na Tabela 4.14, segundo o método ME-01 (DIRENG, 1987). Na Figura 4.14 está apresentado o gráfico CBR versus  $\gamma_{S\ m\acute{a}x}$ , e determinado o CBR final de 51%, correspondente a 95% da massa específica seca máxima do ensaio de compactação AASHTO modificado igual a 2,084 g/cm<sup>3</sup>.

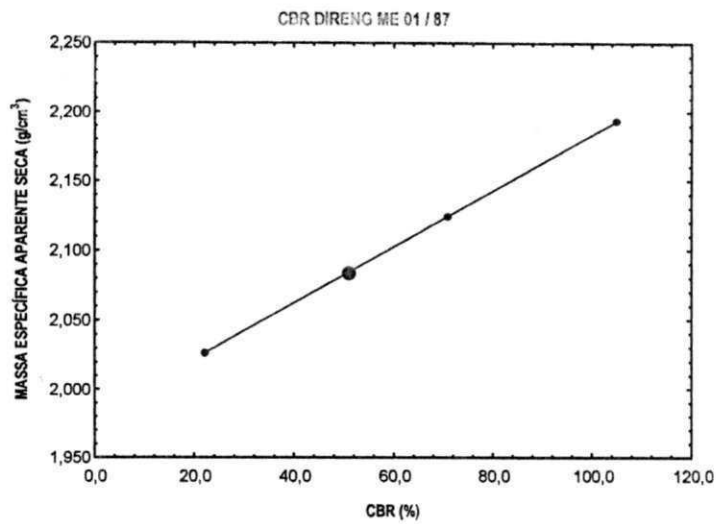


Figura 4.14 - Determinação do CBR final do solo com pó-de-pedra segundo o ME-01 (DIRENG, 1987)

A Figura 4.15 contém os valores obtidos com a réplica dos ensaios da mistura. O CBR final obtido foi de 54%, correspondente a 95% da massa específica seca máxima do ensaio de compactação AASHTO modificado igual a 2,087 g/cm<sup>3</sup>.

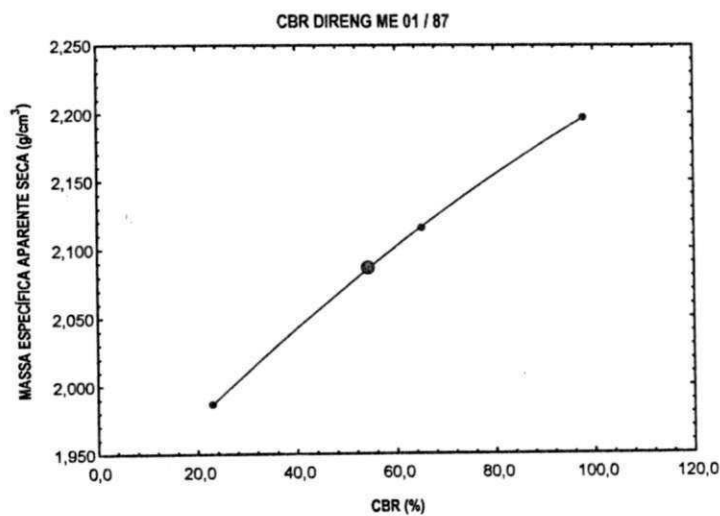


Figura 4.15 - Determinação do CBR final do solo com brita corrida (réplica) [ME-01 (DIRENG, 1987)]

#### 4.1.3.3 - Compressão Simples

Na Figura 4.16 e na Tabela 4.15 estão inseridos os resultados obtidos por do ensaio de Resistência à Compressão Simples. É possível observar que houve um acréscimo da massa específica máxima aparente seca e da resistência com o aumento da energia de compactação.

Segundo Batista (1976), os solos estabilizados com cal. utilizados em bases e sub-bases, devem apresentar os valores recomendados pelo Departamento de Estradas do Texas são de e 700 kPa e 350 kPa, respectivamente. O solo, alvo da pesquisa, apresentou para as energias intermodificadas II e modificadas valores próximos a 350 kPa, mesmo sem a adição de CAL.

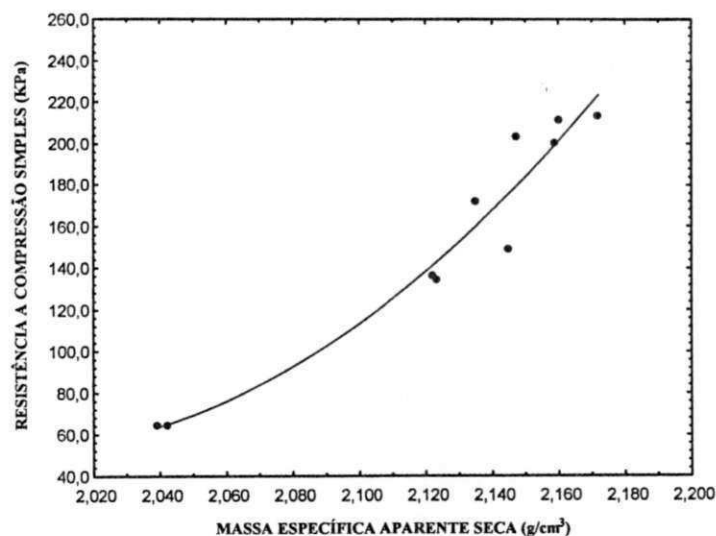


Figura 4.16 – Gráfico de massa específica aparente seca versus a resistência à compressão simples

Tabela 4.15 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples

Tipo de compactação correspondente	Umidade (%)	Massa específica aparente seca do corpo - de - prova (g/cm³)	GC (%)	Resistência à Compressão Simples (KPa)
AASHTO normal	9,12	2,039	99,87	64,4
	9,12	2,042	100	65,2
AASHTO intermediário	7,93	2,123	99,68	135,0
	7,93	2,122	99,61	137,0
Intermodificado I	7,40	2,145	99,99	150,0
	7,61	2,135	99,56	172,2
Intermodificado II	7,53	2,159	99,47	201,0
	7,53	2,160	99,53	212,0
AASHTO modificado	7,09	2,172	99,64	213,4
	7,09	2,147	98,50	204,0



#### 4.1.3.4 - Módulo de Resiliência

Visando definir os melhores modelos para representar o comportamento do módulo de resiliência com o estado de tensão atuante no solo estudado, foram considerados os resultados do coeficiente de determinação obtidos dos quatro modelos utilizados, designados pelas letras A, B, C e D que estão apresentados na Tabela 4.16.

**Tabela 4.16 – Modelos utilizados para a representação do Módulo de Resiliência**

Modelo	Equação do modelo	Equação
A	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	3.3
B	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	3.4
C	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$	3.5
D	$M_R = Pa \cdot k_1 \cdot \left( \frac{\theta}{Pa} \right)^{k_2} \cdot \left( \frac{\tau_{oct}}{Pa} \right)^{k_3}$	3.6

Na Tabela 4.17, estão apresentados os resultados dos coeficientes de determinação ( $R^2$ ), obtidos com o ajuste dos modelos A, B, C e D, para os oito ensaios realizados com cada corpo-de-prova, sendo, um na energia normal e outro na energia intermediária, representados pelas letras N e I, respectivamente. Os resultados correspondentes à calibração de cada um dos quatro modelos utilizados encontram-se no Anexo E. Os números 1 e 2 indicam, respectivamente o primeiro e o segundo modelo em termos de desempenho avaliado pelo respectivo valor de  $R^2$ .

Verificou-se que o modelo que melhor representou o comportamento, em termos de resiliência do solo estudado, foi o modelo composto C, representado pela Equação 3.5. O segundo melhor desempenho obtido foi do modelo A (Equação 3.3), que apresentou os coeficientes de determinação próximos aos obtidos para o modelo C.

**Tabela 4.17 - Coeficientes de determinação dos modelos ajustados para a representação do Módulo de Resiliência**

Ensaio		R <sup>2</sup> dos modelos considerados				Melhor desempenho			
		A	B	C	D	A	B	C	D
AC 1	N	0,9554	0,3196	0,9605	0,9482	2	-	1	-
	I	0,9359	0,4108	0,9429	0,9036	2	-	1	-
AC 2	N	0,9622	0,3952	0,9626	0,9578	2	-	1	-
	I	0,9448	0,3067	0,9470	0,9409	2	-	1	-
AC 3	N	0,9821	0,3559	0,9823	0,9776	2	-	1	-
	I	0,9586	0,2626	0,9645	0,9594	-	-	1	2
AC 4	N	0,9561	0,4158	0,9650	0,9399	2	-	1	-
	I	0,9507	0,3126	0,9537	0,9446	2	-	1	-
AC 5	N	0,9457	0,3915	0,9606	0,9026	2	-	1	-
	I	0,9557	0,3155	0,9571	0,9559	-	-	1	2
AC 6	N	0,9708	0,4759	0,9731	0,9416	2	-	1	-
	I	0,9241	0,2655	0,9284	0,9236	2	-	1	-
AC 7	N	0,7200	0,1319	0,8074	0,7439	-	-	1	2
	I	0,9746	0,3004	0,9775	0,9748	-	-	1	2
AC 8	N	0,9501	0,4630	0,9508	0,9150	2	-	1	-
	I	0,9647	0,2896	0,9665	0,9650	-	-	1	2

Os resultados obtidos estão de acordo com Ferreira (2002) onde, segundo o autor, o modelo representado pela equação 3.5 constitui o modelo que se obtém o melhor ajuste e que, estatisticamente, melhor descreve o comportamento mecânico (Mr) de solos arenosos. Pois, devido aos bons resultados, este modelo é considerado, no Brasil, como o melhor modelo para aferição dos valores de módulo de resiliência para solos granulares.

#### 4.1.3.5 - Metodologia MCT

Os resultados dos ensaios da metodologia MCT (Anexo F) para o solo estudado estão apresentados nas duas etapas seguintes.

##### 5a) Primeira etapa

Nesta etapa, são apresentados os resultados de Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão do solo, e a sua classificação no método MCT.

Após a realização do ensaio de Mini-MCV foram determinados os índices c' e d'. O valor obtido do

índice  $c'$ , que corresponde à inclinação da reta tangente as curvas de afundamento e passa no ponto de afundamento igual a 2mm e Mini-MCV igual a 10, conforme apresentado na Figura 4.17, foi igual a 1,00. E o índice  $d'$ , correspondente ao coeficiente angular da reta da parte mais inclinada do ramo seco da curva de compactação correspondente a 12 golpes, obtido na Figura 4.17, foi igual a 143.

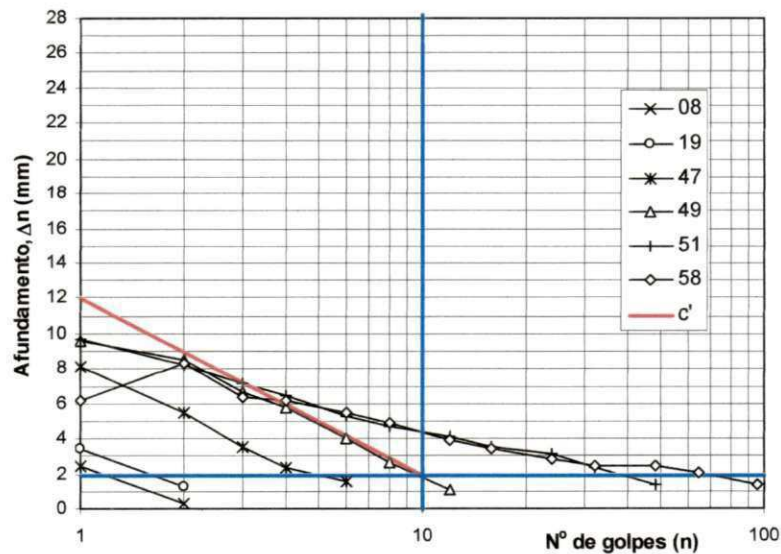


Figura 4.17 – Curvas de afundamento versus número de golpes (Mini-MCV) do solo

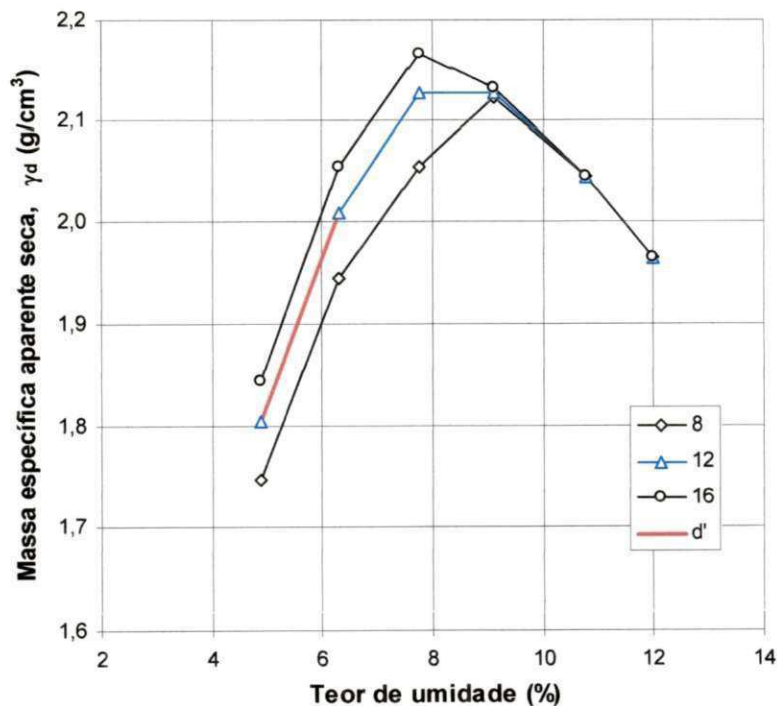


Figura 4.18 – Família de curvas de compactação do solo

A partir da curva de Mini-MCV versus Perda de Massa por Imersão, apresentada na Figura 4.19, determinou-se o parâmetro  $P_i$  igual a 80% para o índice Mini-MCV igual a 15, pois o solo apresentou um valor de massa específica aparente seca alta, na condição de umidade correspondente ao índice Mini-MCV igual a 10 (altura menor que 48 mm).

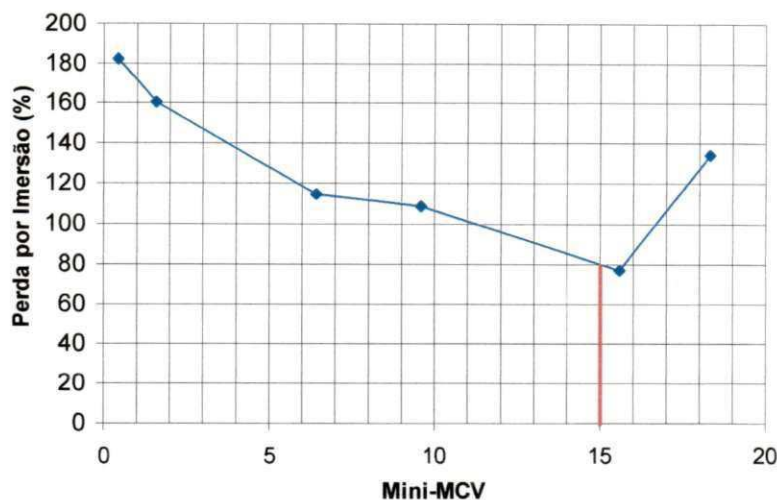


Figura 4.19 – Curva de Mini-MCV versus Perda de Massa por Imersão para o solo

Considerando os resultados de  $d'$  e  $P_i$  obtidos anteriormente determinou-se o índice  $e'$ , segundo a Fórmula 2.5, conforme apresentado a seguir.

$$e' = \sqrt[3]{\frac{20}{d'} + \frac{P_i}{100}} \rightarrow e' = \sqrt[3]{\frac{20}{143} + \frac{80}{100}} \rightarrow e' = 0,98$$

De posse dos resultados dos ensaios de Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão o solo alvo da pesquisa foi classificado pelo método MCT. Com os valores dos índices  $e'$  igual 0,98 e  $c'$  igual a 1,00 obtidos, foi localizada, no ábaco de classificação MCT apresentado na Figura 4.20, à posição que os representam. Portanto, o solo em estudo, foi classificado como de comportamento laterítico (L), pertencente à classe dos arenosos lateríticos (LA').

Por se tratar de um solo de comportamento laterítico e contendo, na sua composição granulométrica apresentada, 26,44% de material que passa na peneira 0,075 mm (n°. 200) e 99,09% na peneira 2 mm (n°. 10), sendo essa fração constituída predominantemente por grãos de quartzo, Finalmente o solo alvo da pesquisa, foi

identificado como um solo arenoso fino laterítico (SAFL).

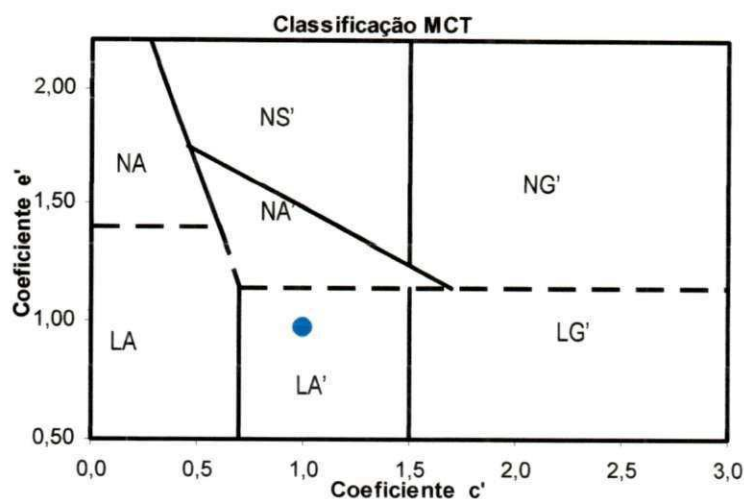


Figura 4.20 - Localização do solo no ábaco de classificação MCT

#### 5b) Segunda etapa

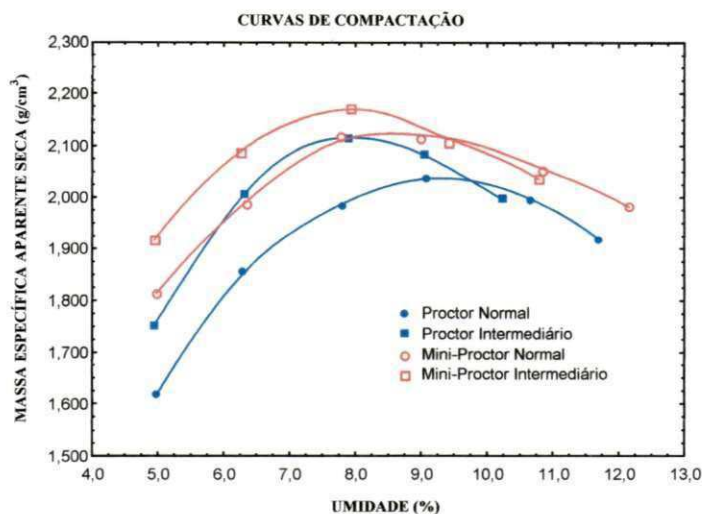
Nesta etapa encontram-se os resultados dos ensaios de compactação em equipamento miniatura (Mini-Proctor), Mini-CBR (com imersão e sem imersão), expansão e contração.

Os resultados de teor de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima do solo, obtidos no cilindro miniatura, para as energias de compactação normal e intermediária são apresentados na Tabela 4.18.

**Tabela 4.18 - Resultados dos teores ótimos de umidade e massas específicas aparentes secas máximas do solo obtidos nos ensaios de Mini-Proctor**

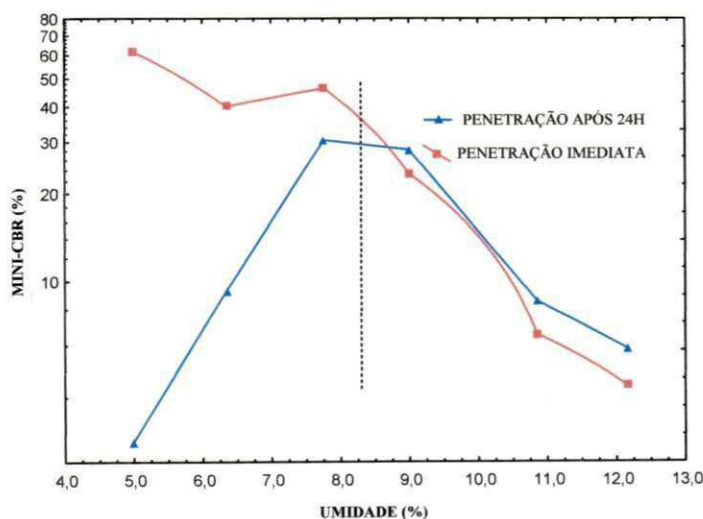
Energia de compactação	Umidade ótima (%)	Massa específica aparente seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )
Normal	8,3%	2,128
Intermediária	7,7%	2,175

Na Figura 4.21 estão lançadas em gráfico às curvas de compactação do solo obtidas por meio dos ensaios de Proctor (ME-129/94) e Mini-Proctor (ME-228/94) nas energias normal e intermediária, respectivamente. Constatou-se que as massas específicas aparentes secas máximas obtidas dos ensaios de Proctor foram inferiores às obtidas nos ensaios de Mini-Proctor, para as duas energias. Enquanto que os teores de umidade ótima correspondentes foram ligeiramente maiores nos ensaios de Proctor.

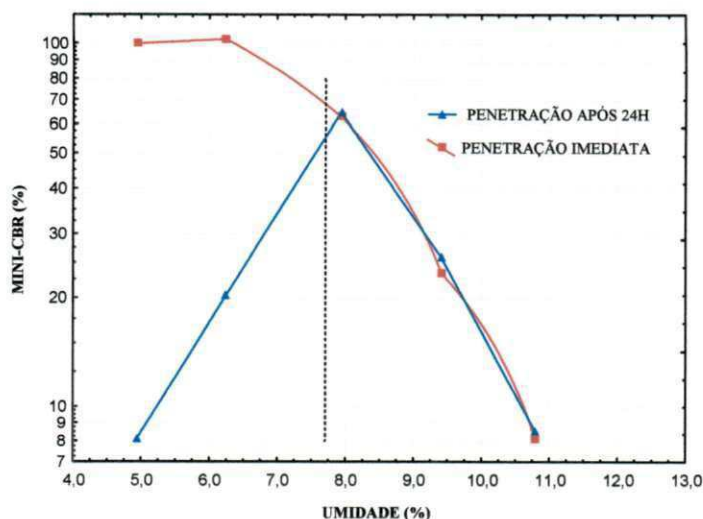


**Figura 4.21 – Curvas de compactação obtidas dos ensaios Proctor e Mini-Proctor do solo, nas energias normal e intermediária**

Os resultados de Mini-CBR foram determinados de forma simultânea, a partir dos teores ótimos de umidade obtidos nos ensaios de Mini-Proctor, que correspondem a 8,3% para energia normal e 7,7% para energia intermediária, conforme apresentado nas Figuras 4.22 e 4.23, respectivamente.



**Figura 4.22 – Valores de Mini-CBR para energia normal**



**Figura 4.23 – Valores de Mini-CBR para energia intermediária**

Na Tabela 4.19 são apresentados os resultados dos ensaios de Mini-CBR. Como eram esperados, os valores de Mini-CBR após 24 horas de imersão foram menores que os valores de Mini-CBR com rompimento imediato. O que indica que o solo apresentou uma perda de suporte após a imersão em água de 16,7%, para energia normal, e 18,8%, para energia intermediária. Os resultados obtidos do coeficiente RIS foram considerados elevados, já que o mínimo especificado na escolha de materiais a serem utilizados como base é 50% , segundo o Manual de Normas de Pavimentação do DER/SP, 1991.

**Tabela 4.19 – Resultados dos ensaios de Mini-CBR**

Energia	Mini-CBR Imeroso 24h (%)	Mini-CBR Imediato (%)	RIS (%)	Perda de Suporte (%)
Normal	30	36	83,3	16,7
Intermediária	56	69	81,2	18,8

Na Tabela 4.20 estão apresentados os resultados de CBR do solo, nas energias normal e intermediária, determinados segundo os três métodos de ensaios estudados nesta pesquisa: ME-254 (DNIT/1997), ME-049 (DNIT, 1994) e ME-01 (DIRENG, 1987). Os resultados indicam que os valores de CBR obtidos pelo Método Direng 01/87 sugerem, para o estudo específico, um grau de conservadorismo quando comparado com os demais.

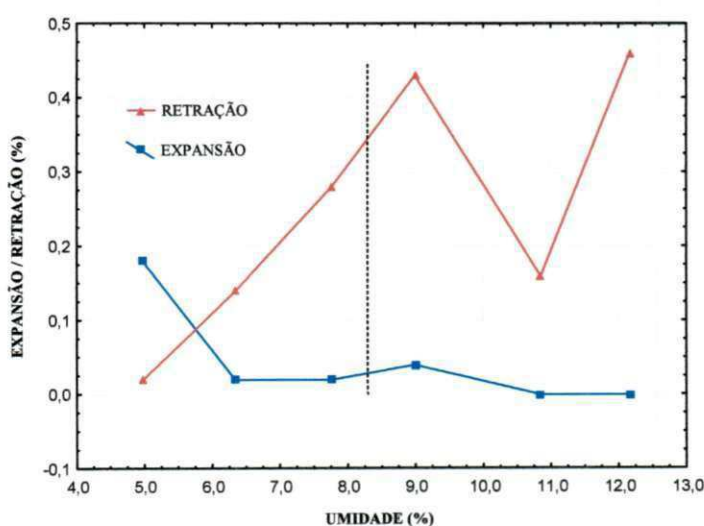
**Tabela 4.20 – Comparação entre os resultados de CBR do solo nas energias normal e intermediária**

Energia	Mini-CBR Imeroso 24h ME-254 (DNIT, 1997) (%)	CBR ME-049 (DNIT, 1994) (%)	CBR ME-01 (DIRENG, 1987) (%)
Normal	30	23	13
Intermediária	56	47	48

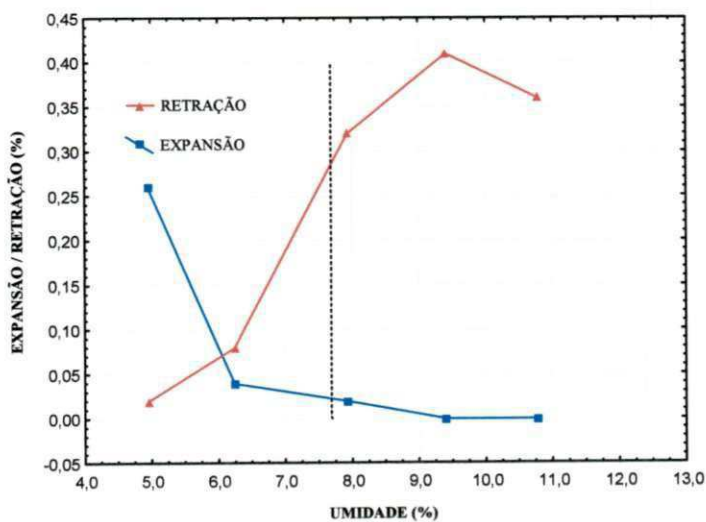
Os resultados de expansão e contração estão apresentados na Tabela 4.21. Estes, por sua vez, foram obtidos conforme apresentado nas Figuras 4.24 e 4.25, e correspondem aos teores ótimos de umidade de 8,3% e 7,7%, obtidos nos ensaios de Mini-Proctor, nas energias normal e intermediária, respectivamente. Os resultados indicam que o solo estudado apresentou valores mínimos de expansão e contração para as duas energias.

**Tabela 4.21 – Resultados de expansão e contração para as duas energias**

Energia	Expansão (%)	Contração (%)
Normal	0,03	0,35
Intermediária	0,03	0,28



**Figura 4.24 – Resultados de expansão e contração para a energia normal**



**Figura 4.25 – Resultados de expansão e contração para a energia intermediária**



## CAPÍTULO 5

## 5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES

## 5.1 - CONCLUSÕES

Neste capítulo são apresentadas as conclusões da pesquisa que teve como objetivo o estudo das propriedades físicas, mecânicas e mineralógicas presentes nos solos tropicais para uso em pavimentos de aeroportos.

Com relação à influência da energia de compactação os valores de CBR, segundo ME-049 (DNIT, 1994), apresentaram uma tendência crescente atingindo valores relativamente altos, podendo este solo ser utilizado, de acordo com essas propriedades, como material de base e de sub-base de rodovias.

Os resultados de CBR, segundo o ME-01 (DIRENG, 1987), foram considerados satisfatórios, pois não houve modificações na estrutura do solo, com as amostras analisadas, que pudessem levar a resultados anômalos como os obtidos, em alguns casos, pelo Primeiro Batalhão de Engenharia de Construção.

Com relação à classificação do solo quanto a sua natureza laterítica, pode-se inferir que o material alvo da pesquisa é um solo laterítico. Tendo em vista que o solo apresenta uma composição química formada basicamente pelos elementos Si, Fe e Al, considerados os constituintes químicos mais importantes dos solos lateríticos e que o solo apresenta padrões típicos de um material que sofreu o processo de laterização, característica marcante desses solos.

No que diz respeito à mistura de solo com brita corrida, o seu comportamento, em laboratório e "in situ", foi considerado adequado. As trincas que ocorreram na camada foram, em sua magnitude, minimizadas de forma significativa.

Quanto aos resultados de classificação segundo o método MCT, o solo foi classificado como de comportamento laterítico (L), pertencente à classe dos arenosos lateríticos (LA'), e identificado, de acordo com a sua composição granulométrica e os seus constituintes, como solo arenoso fino laterítico (SA'FL).

Quanto às propriedades mecânicas segundo o método MCT, os resultados de Mini-CBR foram considerados elevados, pois satisfazem as exigências mecânicas, para base de SAFL, estabelecidas pelo Manual de Normas de Pavimentação do DER/SP, 1991.

Com relação as suas propriedades hidráulicas, o solo apresentou uma peculiaridade bastante nítida dos solos lateríticos, que é o de serem pouco expansivos. O solo estudado também apresentou valores mínimos de contração.

Por fim, podemos classificar o material alvo da pesquisa como sendo: solo laterítico, especificamente, solo arenoso laterítico fino (SAFL) com propriedades mineralógicas, físicas e mecânicas adequadas para a utilização em camadas de base e de sub-base de pavimentos aeroportuários e rodoviários, desde que seja corretamente manipulado.

## 5.2 - SUGESTÕES

A pesquisa realizada deve ser vista como um estudo inicial para outras pesquisas que envolvam um estudo completo dos solos tropicais, principalmente em regiões onde os estudos específicos para materiais alternativos para pavimentação ainda não é uma prática comum nos meios aeroportuário e rodoviário, como é o caso do Nordeste do Brasil.

Com isso, sugere-se:

- estudo para caracterização e mapeamento dos solos arenosos finos lateríticos da região Nordeste;
- utilização da metodologia MCT na escolha e dosagem dos solos arenosos finos lateríticos com outros materiais para melhorar suas propriedades geotécnicas e minimizar os efeitos de retração.
- estudo do comportamento do módulo de resiliência dos solos arenosos finos lateríticos da região Nordeste;
- estudo sobre o comportamento físico e mecânico quando da estabilização mecânica e química dos solos arenosos finos lateríticos da região Nordeste.
- acompanhamento de trechos de pavimentos onde foram utilizados solos arenosos finos lateríticos.

## 6 - REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR-6457. Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

\_\_\_\_ NBR-6459. Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_ NBR-6508. Determinação da massa específica dos sólidos do solo. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_ NBR-7180. Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_ NBR-7181. Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_ NBR 7182. Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_ NBR-7183. Solo – Determinação do limite de contração. Rio de Janeiro, 1982.

\_\_\_\_ NBR 12052. Solo ou agregado miúdo – determinação do equivalente de areia, 1992.

BALMACEDA, Alfredo R. Suelos Compactados – Um Estudio Teórico y Experimental. Universitat Politècnica de Catalunya. Tesis Doctoral. Barcelona, 1991.

BAPTISTA, C. N. Pavimentação: Compactação dos Solos no Campo, Camadas de Base e Estabilização dos solos – Tomo II, 4ª edição, ed. Globo, Rio de Janeiro, 1986.

BARDEN, L. & SIDES, G. R. Engineering Behavior and Structure of Compacted Clay, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, 96 (SM 4): 1171 – 1200, New York, 1970.

BARROSO, S. H. A. Estudo dos Solos da Região Metropolitana de Fortaleza para a Aplicação na Engenharia Rodoviária. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos da USP, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. 2002.

BERBUCCI, L. L. B. Considerações sobre o Dimensionamento de Pavimentos Utilizando Solos Lateríticos para Rodovias de Baixo Volume de Tráfico. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos da USP, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. 1995.

BORBA, S. M. C. Estudo das Propriedades Químicas e Mineralógicas dos Solos Vermelhos Tropicais do Norte e Nordeste do Brasil. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS. 1981.

CAPUTO, H. P. Mecânica dos Solos e Suas Aplicações. Livros Técnicos e Científicos, 5ª edição, Rio de Janeiro, RJ. 1978.

CARVALHO, J. B. Q. Amorphous Constituents in Red Tropical Soils: State of the Art and Significance to

- Geotechnical Properties. Current Practices in Geotechnical Engineering. v.1. International Book Traders – Delhi – Índia, 1985.
- CARVALHO, J. B. Q. et al. Estudo de Solos Lateríticos: Definição e Classificação. 21ª Reunião Anual de Pavimentação. Salvador, Bahia. 1986.
- CARVALHO, J. B. Q. Soil Properties Affecting the Lime Stabilization of Red Tropical Soils from North-east Brazil. Thesis for degree of Doctor of Philosophy. Department Civil Engineering. University of Leeds, England. 1979.
- CARVALHO, J. B. Q.; SIMONS, J. V. Mineralogy and Microstruture. Prepared by Technical Committee 25 on the Properties of Tropical and Residual Soil of the International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering. Balkema / Rotterdam / Brookfield, 1997.
- CASANOVA, F. J. O Ensaio de Azul de Metileno na Caracterização de Solos Lateríticos. In: Reunião Anual de Pavimentação, 21. Anais. V. 2, p. 276-286. Salvador, Bahia. 1986.
- CERNICA, J. N. Geotechnical Engineering: Soil Mechanics. Jonh Willey & Sons, Inc. New York, 454 pp. 1995.
- CHAGAS FILHO, M. B. Estudo de Agregados Lateríticos para Utilização em Concretos Estruturais. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Campina Grande, PB. 2005.
- CHARMAN, J. H. Laterite in Road Pavements. Construction Industry Research and Information Association. London. 1988.
- COMMITTEE ON TROPICAL SOILS OF THE ISSMFE. Peculiarities of Geotechnical Behavior of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. ABMS. Progress Report (1982-1985). São Paulo, SP. 1985.
- COZZOLINO, V. M. N.; NOGAMI, J. S. Classificação Geotécnica MCT para Solos Tropicais. Solos e Rochas. v.2, n°16, p. 77-91, ago. São Paulo, SP. 1993.
- DE GRAFT-JOHNSON, J. N. S.; BHATIA, H. S.; GIDIGASU, D. M. The Engineering Characteristics of a Lateritic Residual Clays of Gana for Earth Dam Construction Symposium on Earth and Rockfill Dams, Nat. Soc. SMFE, Índia. 1968.
- DER/SP – DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGEM DE SÃO PAULO, Manual de Normas de Pavimentação, 1991.
- DIRENG. Índice de Suporte Califórnia de Solos Utilizando Amostras Não Trabalhadas. ME 01-87, 1987.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES, ES – 098/07. Pavimentação – base estabilizada granulometricamente com utilização de solo laterítico, 2007.

DNER - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, CLA-259/96. Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura, 1996.

\_\_\_\_ IE-004/94. Solos coesivos – determinação da compressão simples de amostras indeformadas, 1994.

\_\_\_\_ ME- 049/94. Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia, 1994.

\_\_\_\_ ME – 129/94. Solos – Compactação Utilizando Amostras Não Trabalhadas, 1994.

\_\_\_\_ ME-131/94. Solos – determinação do módulo de resiliência, 1994.

\_\_\_\_ ME – 193/89. Determinação da Contração de Solos Compactados em Equipamento Miniatura, 1989.

\_\_\_\_ ME-228/94. Solos – compactação em equipamento miniatura, 1994.

\_\_\_\_ ME-254/97. Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-CBR e expansão, 1997.

\_\_\_\_ ME-258/94. Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV, 1994.

\_\_\_\_ ME-256/94. Perda de massa por imersão, 1994.

ESSIGMANN JR, M. F.; ALTSCHAEFFL, A. G.; LOVELL, C. W. Method for Specifying Soil Compaction. Transportation Research Record, n. 690, p. 29 – 34, 1978.

FAA – Federal Aviation Administration –Advisory Circular 150/5320-6D – Airport Pavement Design and Evaluation –U.S. Department of Transportation, July of 1995.

FABBRI, G. T. P. Caracterização da Fração Fina de Solos Tropicais Através da Absorção de Azul de Metileno. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. 1994.

FABBRI, G. T. P.; SÓRIA, M. H. A. Aplicação do Ensaio de Azul de Metileno à Classificação de Solos – Uma Primeira Aproximação. In: Reunião Anual de Pavimentação, 25. Anais. v. 1, p. 381-399. São Paulo, SP. 1991.

FERREIRA, J. G. H. M. Elaboração e Análise da Base de Dados de Ensaio Triaxiais Dinâmicos da COPPE/UFRJ. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ. 2002.

GODOY, H.; BERNUCCI, L. B.; NOGAMI, J. S. Diretrizes para a Identificação Expedida de Solos Lateríticos para o Uso em Obras Viárias. 30ª Reunião Anual de Pavimentação. Salvador, BA. 1996.

GRIM, R. E. Clay Mineralogy in Relation to the Engineering Properties of Clay Materials, Applied Clay

Mineralogy. Mc Graw-Hill, 1962.

HICKS, R. G.; MONISMITH, C. L. Factors influencing the resilient response of granular materials. Highway Research Record, [S.l.], n. 345, p. 15-31, 1971.

HILF, J. W. An Investigation of Pore Water Pressure in Compacted Cohesive Soils. Technical Memorandum, 624. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado. 1956.

HOGENTGLER, C. A. Engineering Properties of Soil. McGraw-Hill Book Company, INC. 1937.

HONORJEFF, ROBERT - Aeroportos Planejamento s Projeto. Trad. Por Heitor Lisboa de Araújo. Ao Livro Técnico S.A., Rio de Janeiro 1966.

IDEMA — Instituto de Desenvolvimento Econômico e Meio Ambiente do Rio Grande do Norte. Secretaria de Planejamento e Finanças, Natal-RN. Informativo Municipal – Jucurutu – v. 5, p.1-14, 1999.

IPT - Inspeção por Microscopia Eletrônica de Varredura (Scanning). Certificados nºs 454848, 510810, 522340, 56614. São Paulo, SP. 1975, 1977, 1979.

LAMBE, T. W. The Structure of Compacted Clay. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, 84 (SM 2): 1654 (1 – 34), New York, 1958.

LAFLEUR, J. D. DAVIDSON, D. T. KATTI, R. T. GURLAND, J. Relationship Between the California Bearing Ratio and Iowa Bearing Value, in Methods for Testing Engineering Soils. Iowa State University. Ames, Iowa, 1960.

MEDINA, Jaques de – Mecânica dos Pavimentos. Editora UFRJ. Rio de Janeiro, 1997.

MELLO, V. F. B.; TEIXEIRA, A. H. Mecânica dos Solos, Fundações e Obras de Terra. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. 1971.

NEWILL, D.; DOWLING, J. W. F., Laterites in Western Malaysia and Northern Nigeria, Proc. of Specialty Session on Engineering Properties of Lateritic Soils, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México. 1969.

NOGAMI, J. S. Determinação do Índice de Suporte Califórnia com Equipamento de Dimensões Reduzidas (Ensaio Mini-CBR). In: Reunião das Administrações Rodoviárias, 2. Brasília, DF. 1972.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Additional Considerations about a New Geotechnical Classification for Tropical Soils. In: International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, 1. Proceedings. p. 165 – 174. Brasília, DF. 1985.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Uma Nova Classificação de Solos para Finalidades Rodoviárias. In:

- Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. Separata. Rio de Janeiro, RJ. 1981.
- NOGAMI, J. S., VILLIBOR, D. F. Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos. Editora Villibor, São Paulo, SP. 1995.
- NOGUEIRA, J. BAPTISTA. Mecânica dos Solos. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 1988.
- OLSON, R. E. Effective Stress Theory of Soil Compaction, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineers, 89 (SM 2): 27 – 45, New York, 1963.
- OSEI, A.; DALLAS, N. L.; TUTUMLEUR, E. Effect of Compaction on Orthotropic Properties of Unbound Aggregate Bases. European Workshop on Compaction of Soils and Granular Materials, pp. 17 -26, Paris, France. 2000.
- PAIVA, C. E. L. e PEIXOTO, C. F. Iteração Aeronave-Pavimento In: 2003 Internacional Conference – Airports: Planing, Infrastructure & Enviroment. Rio de Janeiro, june 8-11, 2003.
- PARSONS, A. W. The Rapid Measurement of the Moisture Condition of Earthwork Material. Transport and Road Research Laboratory. Report n° 750. 1976.
- PEJON, O. J. Mapeamento Geotécnico Regional da Folha de Piracicaba – SP (escala 1:100.000): Estudo de Aspectos Metodológicos, de Caracterização e de Apresentação de Atributos. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. 1992.
- PROCTOR, R. R. Fundamental Principles of Soil Compaction. Engineering News Record, agosto/setembro, New York, 1933.
- RODRIGUES, J. K. G. Pressiômetros, Tensões e Deformações em Sub-bases de Pavimentos Flexíveis. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. 1998.
- RODRIGUEZ, A. R.; MEJIA, H. D. C. La Ingenieria de Suelos em Las Vias Terrestres: Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas. Limusa, México, 1976.
- SANTOS, E. F. Estudo Comparativo de Diferentes Sistemas de Classificações Geotécnicas Aplicadas aos Solos Tropicais. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. 2006.
- SÓRIA, M. H. A.; FABBRI, G. T. P. O Ensaio Mini-MCV – Um ensaio de MCV, Moisture Condition Value, com corpos-de-prova de dimensões reduzidas. In: Reunião Anual de Pavimentação, 15. Anais. Belo Horizonte, MG. 1980.
- SOUZA JUNIOR, J. D. 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 de Transportes. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE. 2005.

TAKEDA, M. C. A Influência da Variação da Umidade Pós-compactação no Comportamento Mecânico de Solos do Subleito de Rodovias do Interior Paulista. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 2005.

TUTUMLUER, E.; MEIER, W. R. Attempt at resilient modulus modeling using artificial neural networks. *Transportations Research Record*, [S.l.], n. 1540, p. 1-6, 1996.

UZAN, J. Characterization of granular material. *Transportations Research Record*, [S.l.], n. 1022, p. 52-59, 1985.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S.; SERRA, P. R. M.; ZUPPOLINI NETO, A. Procedimentos Não-tradicionais na pavimentação com solos e ambientes tropicais. In: 30ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Salvador. Anais. ABPv, Rio de Janeiro, v.3, p. 1603-1633. 1996.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S.; BELIGNI, M.; CINCERRE, J. R. Pavimentos com Solos Lateríticos e Gestão de Manutenção de Vias Urbanas. 138p. ABPv. Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia, MG. 2000.

VILLIBOR, D. F. Pavimentos Econômicos. Novas Considerações. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. 1981.

WERK, S. M. S. Estudo da Influência dos Métodos de Compactação no Comportamento Resiliente de Solos. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS. 2000.



## 7 - ANEXOS

### Anexo A – Método de Ensaio DIRENG 01/87

Consta o método de ensaio para determinação do California Bearing Ratio (CBR) segundo o ME-01 (DIRENG, 1987).

### Anexo B – Ensaio de granulometria

Consta planilha de cálculos e gráficos resultantes dos ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação.

### Anexo C – Difração a laser

Constam planilhas de cálculos e gráficos resultantes dos ensaios com o analisador de partículas por difração a laser.

### Anexo D – Análise química

Constam os resultados dos ensaios de análise química do solo.

### Anexo E – Módulo de resiliência

Constam os resultados dos coeficientes de calibração  $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  dos modelos A, B, C e D para representação do comportamento do módulo de resiliência para as energias normal e intermediária.

### Anexo F – Ensaio da metodologia MCT

Constam planilhas de cálculos e gráficos resultantes dos ensaios de Mini-MCV, Perda de Massa por Imersão, Mini-Proctor, Mini-CBR, expansão e contração.

## **ANEXO A – Método de Ensaio DIRENG 01/87**

Consta o método de ensaio para determinação do California Bearing Ratio (CBR) segundo o ME-01(DIRENG, 1987)

## ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA DE SOLOS

### UTILIZANDO AMOSTRAS NÃO TRABALHADAS

#### MÉTODO DE ENSAIO DIRENG 01-87

#### 1 - OBJETIVO

Este método tem por objetivo determinar o valor relativo do suporte de solos, utilizando-se amostras deformadas não trabalhadas de material que passa na peneira de 19 mm, correspondentes à umidade ótima, obtida no ensaio de compactação com a energia do AASHTO modificado, e a específica aparente seca que o Método estabelece.

#### 2 – APARELHAGEM

A aparelhagem necessária é a seguinte:

a) Conjunto de bronze ou latão, constituído de molde cilíndrico com 15,20 cm de diâmetro interno e 17,80 cm de altura, com entalhe superior externo em meia espessura; cilindro complementar com 5,00 cm de altura, com entalhe inferior interno em meia espessura, e prato de base perfurado com 24,00 cm de diâmetro, com dispositivo para fixação do molde cilíndrico antes referido (Fig. 1).

b) Disco espaçador maciço, de aço, com 15,00 cm de diâmetro e 6,40 cm de altura (Fig. 2).

c) Soquete cilíndrico de bronze ou latão, para compactação, de face inferior plana, de altura de queda de 45,70 cm, com 4,50 Kg de peso e 5,00 cm de diâmetro de face inferior (Fig. 3).

d) Prato perfurado de bronze ou latão, com 14,90 cm de diâmetro e 0,50 cm de espessura, com haste central de bronze ou latão, ajustável, constituída de uma parte fixa rosqueada internamente e recartilhada externamente, com a face superior plana para contato com extensômetro (Fig. 4).

e) Tripé porta-extensômetro de bronze ou latão, com dispositivo para fixação do extensômetro (Fig. 5).

f) Discos anelares de aço para sobrecarga, dividido diametralmente em duas partes com 2,27 kg de peso total, com diâmetro externo de 14,90 cm e diâmetro interno de 5,40 cm (Fig. 6).

g) Extensômetro com curso mínimo de 10 mm, graduado em 0,01 mm.

h) Prensa para determinação do Índice de Suporte Califórnia (Fig. 7), composta de:

- um conjunto dinamométrico com capacidade para 4.000 kg sensível a 2.5 kg, constituído por: anel de aço com dimensões compatíveis com a carga acima apresentada, com dispositivo para se fixar ao entalhe da travessa; extensômetro graduado em 0,001 mm, fixo ao centro do anel para medir encurtamentos diametrais; pistão de penetração de aço (Fig. 8), com 4,96 cm de diâmetro e com uma altura de cerca de 19 cm, variável conforme as condições de ensaio, fixo a parte inferior do anel; e extensômetro graduado em 0,01 mm, com curso maior que 12,70 mm, fixo lateralmente ao pistão, de maneira que seu pino se apóie no bordo superior do molde.

- quadro formado por base e travessa de ferro fundido e 4 tirantes de aço, apresentando a travessa um entalhe inferior para suspensão de um conjunto dinamométrico.

- macaco de engrenagem, de operação manual por movimentos giratórios de uma manivela, com duas velocidades, acompanhado de um prato reforçado ajustável ao macaco, com 24 cm de diâmetro, para suportar o molde.

i) Extrator de amostras do molde cilíndrico, para funcionamento por meio de macaco hidráulico, com movimento alternativo de uma alavanca.

j) Balde de chapa de ferro galvanizado com capacidade de cerca de 20 litros, com fundo de diâmetro mínimo de 25 cm.

k) Papel de filtro circular de cerca de 15 cm de diâmetro.

l) Balança com capacidade de 20 kg, sensível a 5g.

- m) Peneiras de 3/4" (19,05 mm) e n°.04 (4,76 mm).
- n) Almofariz e Mão de Gral.
- o) Estufa, com regulagem de temperatura de 0°C a 110°C.
- p) Quarteador (repartidor de amostras).
- q) Régua biselada.
- r) Cronômetro.

### 3 – AMOSTRAS

a) A amostra recebida será seca ao ar, destorroada no almofariz pela mão de gral, homogeinizada e reduzida com o auxílio do repartidor de amostras ou por quarteamento, até se obter uma amostra representativa de 6.000 g, para solos siltosos ou argilosos, e 7.000 g para solos arenosos ou pedregulhosos.

b) Passa-se esta amostra representativa na peneira de 19 mm ( 3/4"), havendo material retido nessa peneira, procede-se à substituição do mesmo por igual quantidade em peso do material passando na de 19 mm e retido na de 4,8 mm (peneira n°.4), obtido de outra amostra representativa alínea a.

c) Repetem-se operações referidas nas alíneas a e b tantas vezes quantos corpos-de-prova tiverem de ser moldados, geralmente três.

### 4 – ENSAIO

#### 4.1 – MOLDAGEM DOS CORPOS-DE-PROVA

As moldagens dos corpos-de-prova são feitas na umidade ótima obtida do ensaio de compactação AASHTO T-180 (com 55 golpes por camada).

- a) Fixa-se o molde à sua base metálica, ajusta-se o cilindro complementar e anôia-se o conjunto em

base plana e firme. Compacta-se no molde o material referido no item 3, com o disco espaçador especificado no item 2b como fundo falso, em cinco camadas iguais, de forma a se ter uma altura total de solo de cerca de 12,5 cm após a compactação. Cada camada receberá 12 golpes do soquete de 4,5 Kg caindo de uma altura de 45,7 cm, distribuídos uniformemente sobre a superfície da camada.

b) Remove-se o cilindro complementar, tendo-se antes, o cuidado de destacar com o auxílio de uma faca, o material a ele aderente. Com uma régua rígida biselada rasa-se o material na altura exata do molde e determina-se, com aproximação de 5g, o peso do material úmido compactado, Ph.

c) Retira-se do material excedente da moldagem uma amostra representativa de cerca de 100 g para a determinação da umidade. Pesa-se esta amostra e seca-se em estufa a 105°C – 110°C, até a constância de peso, e fazem-se pesagens com aproximação de 0,1 g. A umidade obtida para o corpo-de-prova moldado deverá variar até  $\pm 0,5\%$  da obtida no ensaio de compactação AASHTO modificado.

d) Procede-se ao cálculo da massa específica aparente do solo conforme descrito no item 5.

e) Repetem-se as operações a, b, c e d aplicando-se 26 e 55 golpes por camada, ao invés de 12, obtendo-se assim 3 corpos-de-prova que serão utilizados nos ensaios de expansão e de penetração.

#### 4.2 – EXPANSÃO

Terminadas as moldagens, o disco espaçador de cada corpo-de-prova será retirado, e os moldes invertidos e fixados nos respectivos pratos-base perfurados.

Em cada corpo-de-prova, no espaço deixado pelo disco espaçador, será colocada a haste de expansão com os pesos anelares que equivalem ao peso do pavimento. Esta sobrecarga padrão poderá ser menor 4.536 Kg.

Adapta-se ainda na haste de expansão, um manômetro fixo ao tripé porta-ensômetro, colocado no bordo superior do cilindro, destinado a medir as expansões ocorridas, que deverão ser anotadas de 24 em 24 horas, em porcentagens da altura inicial do corpo-de-prova. Os corpos-de-prova deverão permanecer imersos durante 04 (quatro) dias.

Terminado o período de embebição, cada molde com o corpo-de-prova será retirado da imersão e deixada escoar a água durante 15 minutos, pesando-se a seguir o conjunto. Findo esses tempo, o corpo-de-prova estará preparado para a penetração.

Procede-se ao cálculo da expansão e da água absorvida durante a embebição, conforme descrito no item 5.

### 4.3 PENETRAÇÃO

O ensaio de penetração é realizado em uma prensa, conforme especificado no item 2h.

Para esse ensaio deverão ser colocadas no topo de cada corpo-de-prova, dentro do molde cilíndrico, as mesmas sobrecargas (pesos anelares) utilizadas no ensaio de expansão (item 4.2).

Leva-se esse conjunto ao prato da prensa e faz-se o assentamento do pistão de penetração no solo, através da aplicação de uma carga de aproximadamente 4,5 kg controlada pelo deslocamento do ponteiro do extensômetro do anel dinamométrico; zeram-se, a seguir, o extensômetro do anel dinamométrico e o que mede a penetração do pistão no solo. Aciona-se a manivela da prensa, com a velocidade de 1,27 mm/min (0,05 pol/min). Cada leitura, considerada no extensômetro do anel, é função de uma penetração do pistão no solo e de um tempo especificado para o ensaio.

Assim, tem-se:

Tempo (min)	Penetração		Leitura no extensômetro (mm)
	(pol)	(mm)	
0,5	0,025	0,63	-
1,0	0,050	1,27	-
1,5	0,075	1,90	-
2,0	0,100	2,54	-
3,0	0,150	3,81	-
4,0	0,200	5,08	-
6,0	0,300	7,62	-
8,0	0,400	10,16	-
10,0	0,500	12,70	-

As leituras efetuadas nos extensômetros do anel medem encurtamentos diametrais provenientes da

atuação das cargas.

No gráfico de aferição do anel têm-se a correspondência entre as leituras lidas no extensômetro do anel e as cargas atuantes.

O cálculo do Índice de Suporte Califórnia (I.S.C.) corresponde a cada corpo-de-prova, será calculado conforme descrito no item 5.

## 5 – CÁLCULOS

O cálculo da massa específica aparente do solo seco compactado de cada corpo-de-prova moldado como descrito no item 4.1 na unidade  $h$ , é feito como segue:

Determina-se primeiramente a massa específica aparente úmida de cada corpo-de-prova, pela fórmula:

$$\gamma_h = \frac{Ph}{V}, \text{ em g/cm}^3 \quad \text{em que:}$$

$Ph$  = peso do solo úmido compactado, obtido como indicado em 4.1.b, em g;

$V$  = volume do solo úmido compactado,  $\text{cm}^3$ .

A seguir se obtém a massa específica aparente do solo seco compactado ( $s$ ) pela fórmula:

$$\gamma_s = h \times \frac{100}{100 - h}, \text{ em g/cm}^3$$

$h$  = teor de umidade do solo compactado como indicado no item 4, em porcentagem.

$$h = \frac{Ph - P_s}{P_s} \times 100 \quad \text{onde:}$$

$Ph$  = peso do material úmido;



Ps = peso do material seco;

O cálculo de expansão e da água absorvida (item 4.2) durante a embebição para cada corpo-de-prova será feito obedecendo ao quadro a seguir:

Data	Hora	Tempo Decorrido	Leituras no Extensômetro	Molde N°	
				Diferença de leituras no extensômetro (mm)	Expansão (%)
1	2	3	4	5	6
Peso do molde e solo úmido após a embebição, g					
Peso da água absorvida, g					

As colunas apresentadas no QUADRO indicam:

Coluna 1 – data do início do ensaio;

Coluna 2 – hora das leituras efetuadas no extensômetro;

Coluna 3 – tempo decorrido entre as leituras do extensômetro, que deverão ser de 24 em 24 horas;

Coluna 4 – leituras no extensômetro;

Coluna 5 – diferença das leituras efetuadas de 24 em 24 horas;

Coluna 6 – porcentagem de expansão relativa à altura inicial do corpo-de-prova:

$$\text{Expansão (\%)} = \frac{\Delta l}{H} \times 100$$

Sendo  $\Delta l = l_f - l_i$

$l_f$  = leitura final do extensômetro

li = leitura inicial do extensômetro

H = altura da amostra

O cálculo do Índice de Suporte Califórnia (item 4.3) correspondente a cada corpo-de-prova será feito obedecendo o QUADRO a seguir:

Tempo em minutos	Penetração		Pressão Padrão (Kg/cm <sup>2</sup> )	Leituras no Extensômetro (mm)	Molde N° Pressão		ISC (%)
	(mm)	(pol)			Calculada (Kg/cm <sup>2</sup> )	Corrigida (Kg/cm <sup>2</sup> )	
1	2		3	4	5	6	7
0,5	0,63	0,025	-				
1,0	1,27	0,025	-				
1,5	1,90	0,050	-				
2,0	2,54	0,100	70				
3,0	3,81	0,150	-				
4,0	5,08	0,200	105				
6,0	7,62	0,300	132				
8,0	10,16	0,400	161				
10,0	12,70	0,500	182				

As colunas apresentadas no QUADRO indicam:

Coluna 1 – tempo;

Coluna 2 – penetração ocorrida no tempo especificado;

Coluna 3 – pressão padrão, que é a correspondente a um determinado tipo de pedra britada que apresenta Índice de Suporte Califórnia de 100%;

Coluna 4 – leitura no extensômetro do anel;

Coluna 5 – pressão correspondente às leituras do anel no gráfico de aferição do mesmo;

Coluna 6 – pressão corrigida;

### Coluna 7 – o Índice de Suporte Califórnia (I.S.C.)

A pressão corrigida (coluna 6) pode ser obtida pela correção da curva pressão-penetração. Consiste em ajustar o ponto zero da curva a fim de corrigir os efeitos provenientes da irregularidade da superfície do corpo-de-prova.

Apresentando a curva pressão-penetração um ponto de inflexão, traça-se uma tangente a curva nesse ponto até que a mesma intercepte o eixo das abscissas, a curva corrigida será então esta tangente mais a porção convexa da curva original, considerada a origem mudada para o ponto em que a tangente corta o eixo das abscissas, seja  $c$  a distância deste ponto a origem dos eixos. Soma-se as abscissas dos pontos correspondentes as penetrações de 0,1 polegadas e 0,2 polegadas a distância  $c$ , com o que se determina, na curva obtida, os valores correspondentes das novas ordenadas, as quais representam os valores das pressões corrigidas para as penetrações antes referidas.

A correção pode ser obtida como mostra o gráfico na Figura 9.

O Índice de Suporte Califórnia (I.S.C.), em porcentagem, para cada corpo-de-prova é obtido pela fórmula:

$$ISC = \frac{\text{pressão calculada ou pressão corrigida}}{\text{pressão padrão}} \times 100$$

Adotando-se o maior dos valores obtidos nas penetrações de 0,1 e 0,2 polegadas.

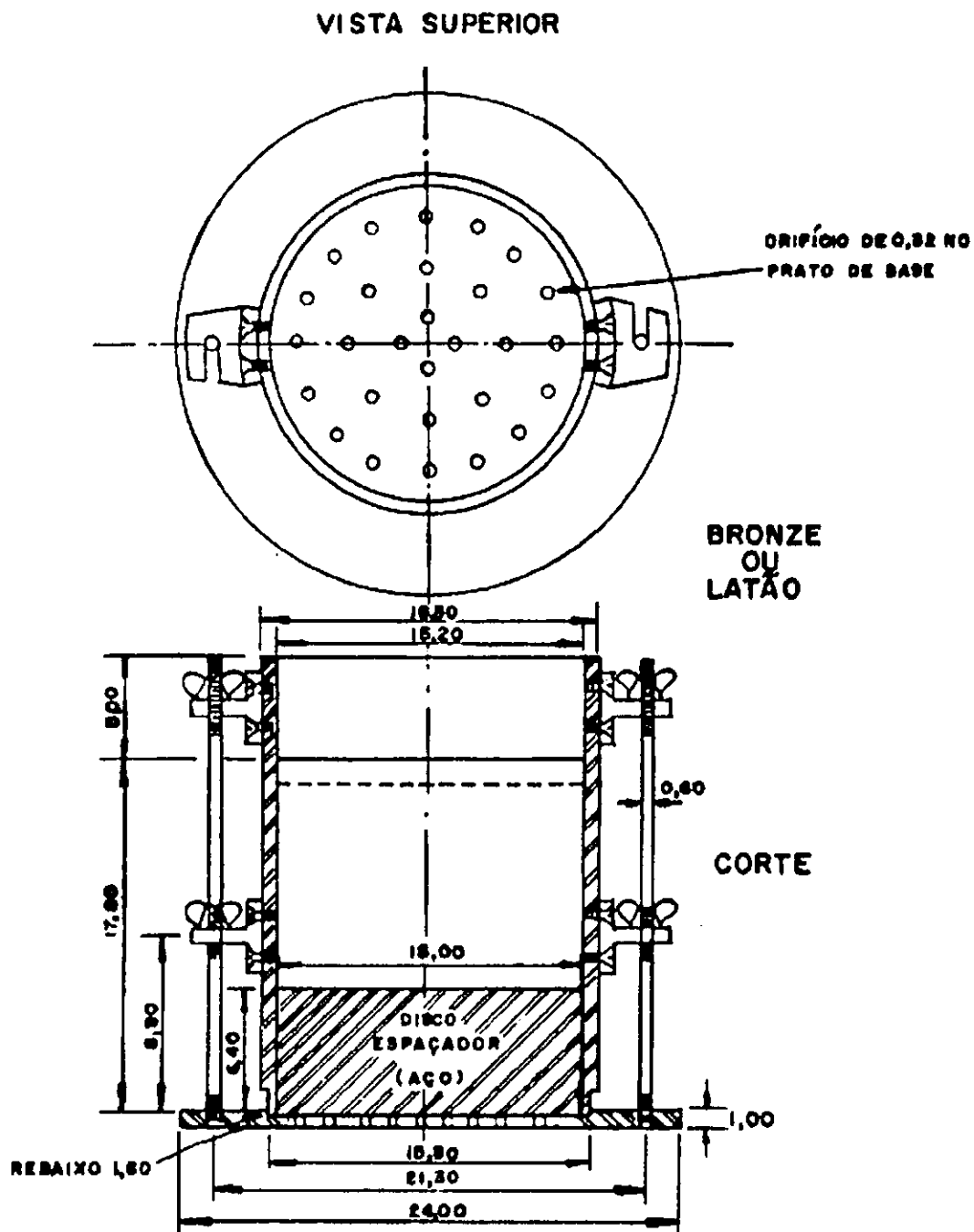
## 6 – RESULTADO

As operações descritas são idênticas para os corpos-de-prova moldados com 55, 26 e 12 golpes por camada. Portanto, serão obtidos 03 (três) Índices de Suporte Califórnia.

Assim, tem-se que calcular o Índice de Suporte Califórnia (I.S.C.) final.

O procedimento é o seguinte: traça-se um gráfico de coordenadas retangulares cujos eixos representam os Índices de Suporte Califórnia e as massas específicas dos corpos-de-prova moldados com 55,

26 e 12 golpes. Se, por interpolação, determinar-se nessa curva o Índice de Suporte Califórnia (I.S.C) correspondente a 95% da massa específica aparente máxima seca, obtida no ensaio de compactação AASHTO modificado, ter-se-á o chamado Índice de Suporte Califórnia (I.S.C) final. (Fig. 10)



UNIDADE DE MEDIDA: CENTÍMETRO (cm)

**FIGURA 1 - MOLDE CILÍNDRICO, CILINDRO COMPLEMENTAR E BASE METÁLICA**

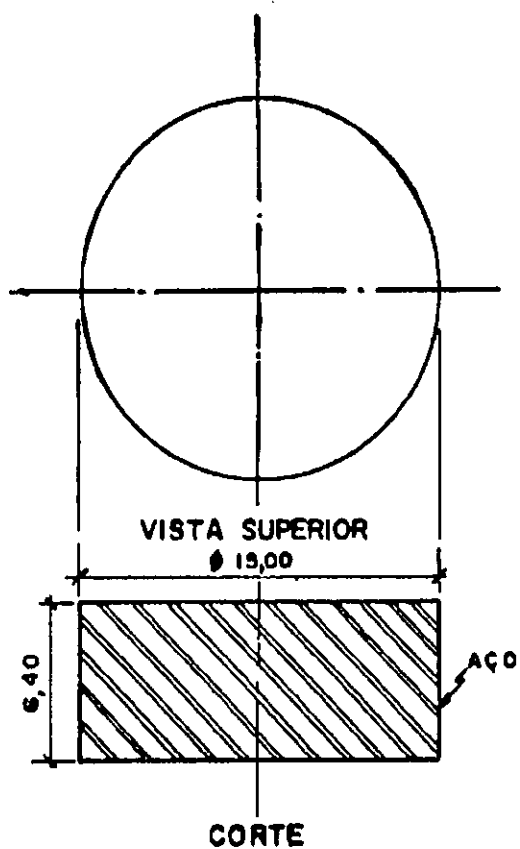


FIGURA 2 - DISCO ESPAÇADOR

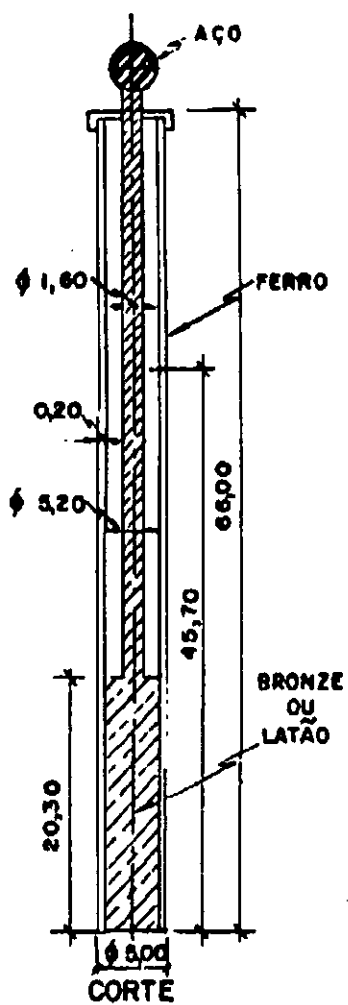
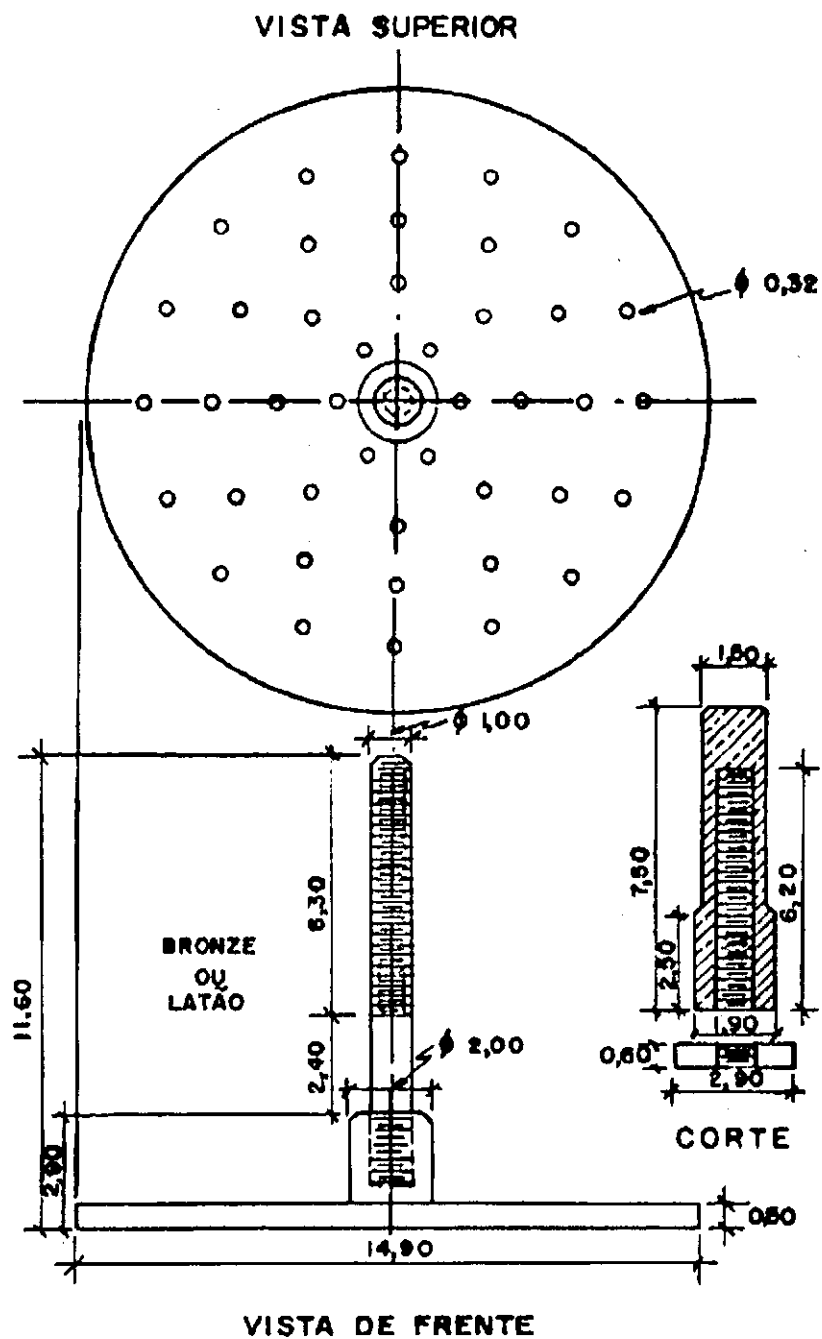


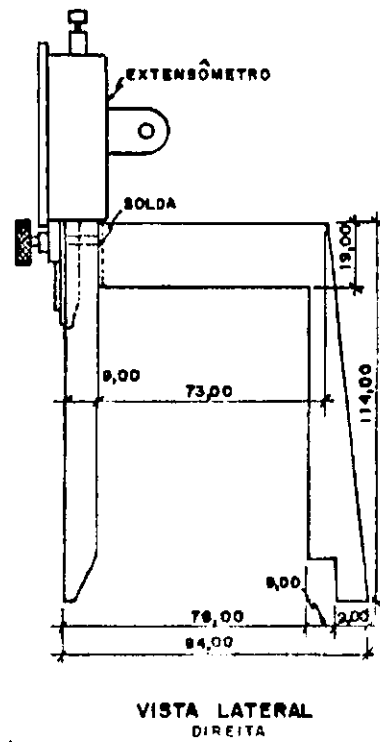
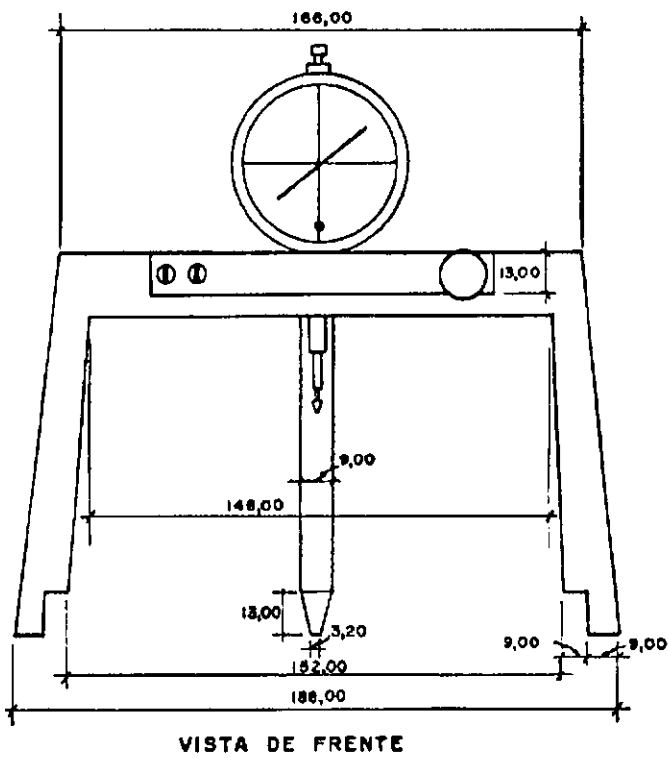
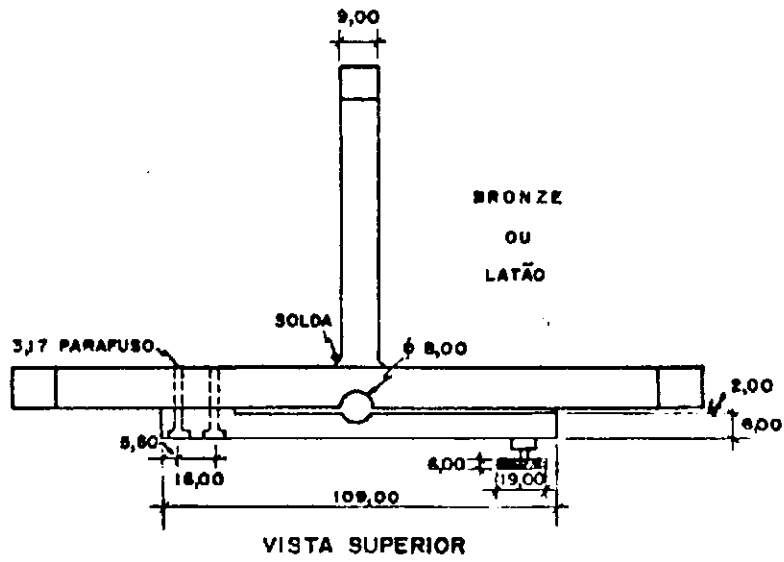
FIGURA 3 - SOQUETE

UNIDADE DE MEDIDA : CENTÍMETRO (cm)



UNIDADE DE MEDIDA: CENTÍMETRO (cm)

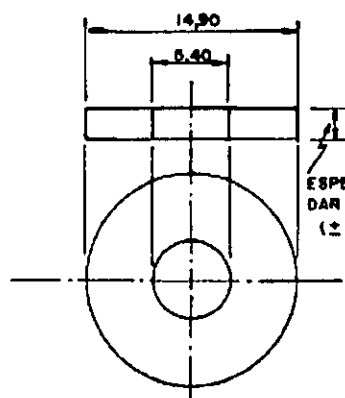
**FIGURA 4 - PRATO PERFORADO COM HASTE AJUSTÁVEL**



UNIDADE DE MEDIDA: MILÍMETRO (mm)

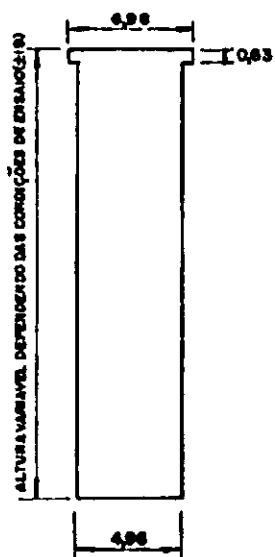
FIGURA 6 - TRIPÉ FORÇA-EXTENSÔMETRO





VISTA SUPERIOR

FIGURA 6 - DISCO ANELAR



CORTE - AÇO

FIGURA 8 - PISTÃO DE PENETRAÇÃO

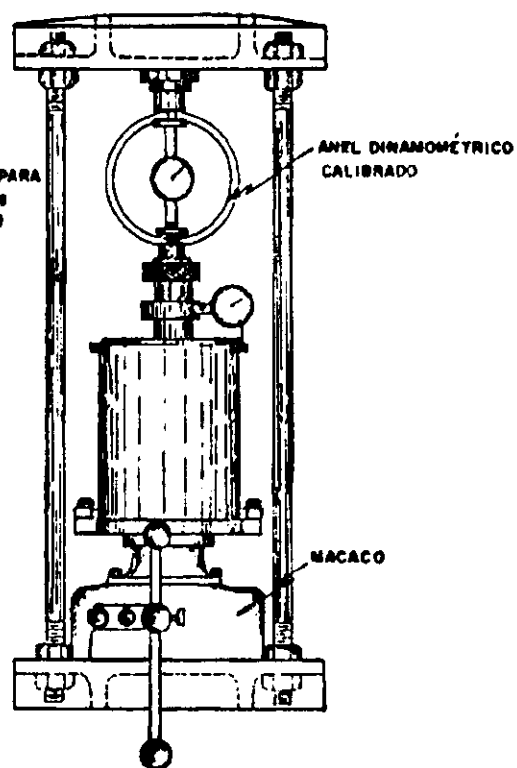


FIGURA 7 - PRENSA PARA DETERMINAÇÃO DO I.S.C.

UNIDADE DE MEDIDA : CENTÍMETRO (cm)

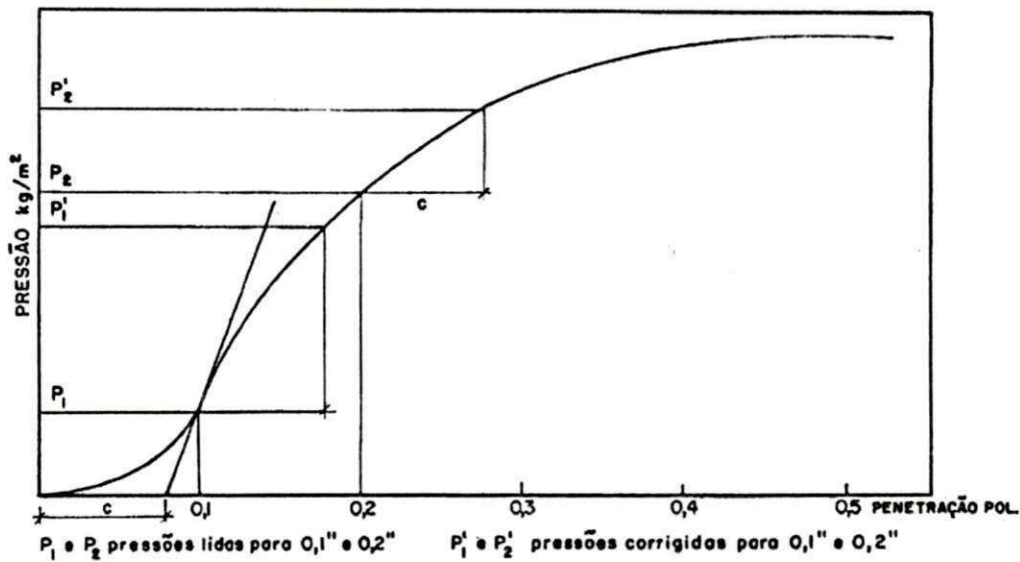


FIGURA 9

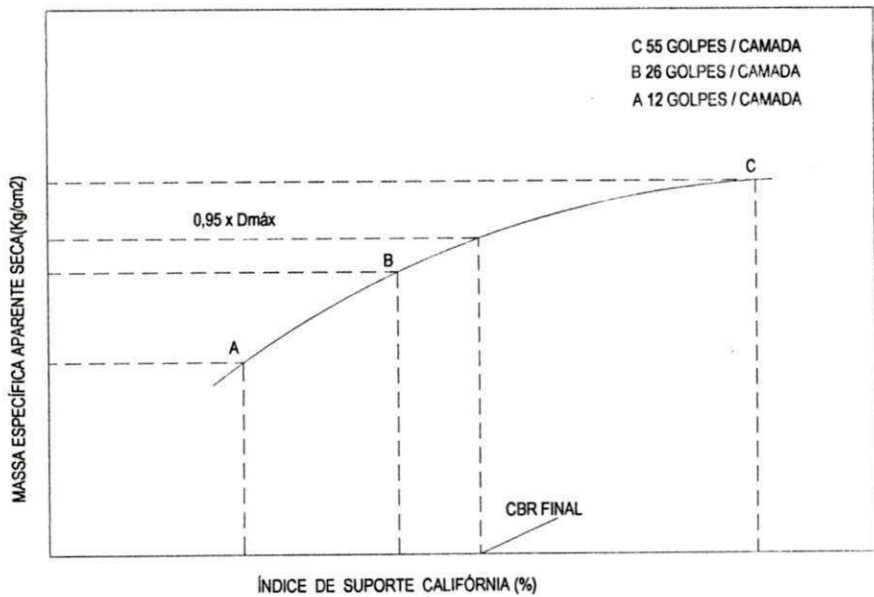


FIGURA 10

## **ANEXO B – Ensaios de granulometria**

Consta planilha de cálculos e gráfico resultante do ensaio de granulometria por peneiramento e sedimentação do solo

GRANULOMETRIA POR PENEIRAMENTO E SEDIMENTAÇÃO							REGISTRO	
UFCG - CTRN - DEC - ATECEL							Nº 01	
SOLO								
DETERMINAÇÃO DA UMIDADE HIGROSCÓPICA						RESUMO DA GRANULOMETRIA		
Cap.	Pbh	Pbs	Tara	Pss	Pa	h %	%-Pedregulho > 2,0	0,91
F	161,01	158,49	13,40	145,09	2,52	1,74	%-Areia grossa: 2,0 a 0,42	19,84
C	171,75	169,05	14,59	154,46	2,70	1,75	%-Areia fina: 0,42 a 0,074	52,81
DADOS				média:		1,74	% - Silte: 0,074 a 0,005	17,09
Mt - Massa da Amostra Seca ao Ar						1000,00	% - Argila < 0,005	9,35
Ms - Massa Total da Amostra Seca						983,03	% - Total	100
Mg - Massa do Material Seco, Retido na # 2,0 mm						8,99	% - Retido entre 2,0 e 0,074	72,65
Mh - Massa Úmida do material para peneiramento fino ou sedimentação						100,00	% - Silte + argila	26,44
							% - Umidade higroscópica	1,74
N: % do mat. que passa na # de 2,00 mm				99,09	Massa Específica dos Grãos do Solo:		2,75	

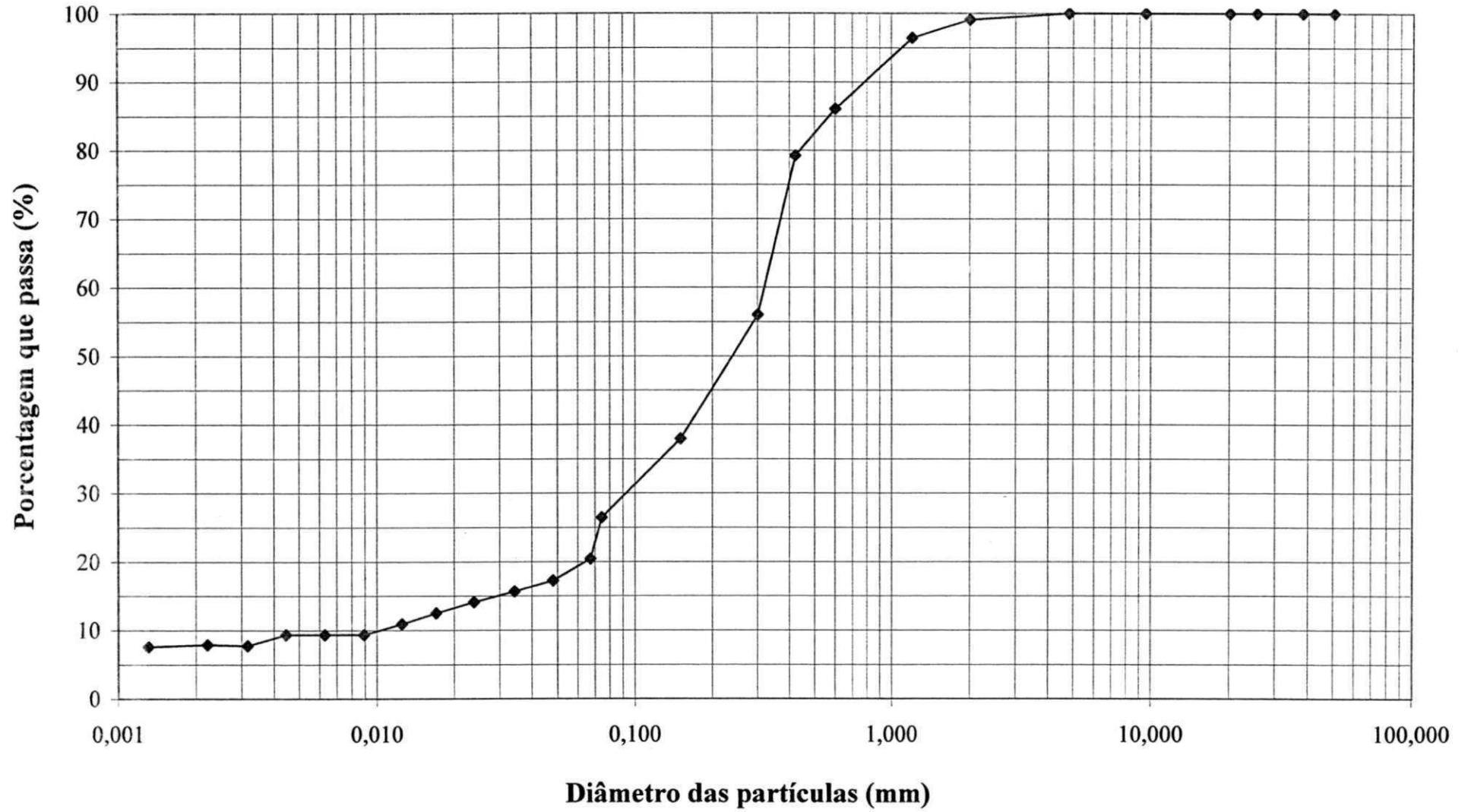
#### GRANULOMETRIA

PENEIRAMENTO DA AMOSTRA TOTAL				PENEIRAMENTO DA AMOSTRA PARCIAL					
# (mm)	Material Retido		% passa da amostra total	# (mm)	Material Retido		% passa da amostra total		
	Massa (g)	Mi (g)			Massa(g)	Mi (g)			
50	0,00	0,00	100,00	1,2	2,61	2,61	96,45		
38	0,00	0,00	100,00	0,6	10,30	12,91	86,07		
25,4	0,00	0,00	100,00	0,42	6,77	19,68	79,25		
19,1	0,00	0,00	100,00	0,25	23,06	42,74	56,00		
9,5	0,00	0,00	100,00	0,15	17,92	60,66	37,93		
4,8	0,00	0,00	100,00	0,074	11,40	72,06	26,44		
2	8,99	8,99	99,09						
Lavar na # 2,0 mm			Sedimentação :		100,00 g	Lavar na # 0,074 mm			
Cáp.Nº:	6	Prov. Nº:	3	Cáp.Nº:	AG-01	Dens. Nº:	09195	Cáp.Nº:	AP-01

#### SEDIMENTAÇÃO

Data	Hora Observada	Tempo Decorrido	L	T (°C)	Ld	a	Diâmetro (mm)	Amostra Total (%)
23/05/2007	06:45:30	0,50	1,015	27,0	1,0021	15,30	0,067	20,44
23/05/2007	06:46:00	1,00	1,013	27,0	1,0021	15,73	0,048	17,27
23/05/2007	06:47:00	2,00	1,012	27,0	1,0021	15,95	0,034	15,68
23/05/2007	06:49:00	4,00	1,011	27,0	1,0021	15,51	0,024	14,10
23/05/2007	06:53:00	8,00	1,010	27,0	1,0021	15,73	0,017	12,52
23/05/2007	07:00:00	15,00	1,009	27,0	1,0021	15,94	0,012	10,93
23/05/2007	07:15:00	30,00	1,008	27,0	1,0021	16,16	0,009	9,35
23/05/2007	07:45:00	60,00	1,008	27,0	1,0021	16,16	0,006	9,35
23/05/2007	08:45:00	120,00	1,008	27,0	1,0021	16,16	0,004	9,35
23/05/2007	10:45:00	240,00	1,007	27,0	1,0021	16,38	0,003	7,76
23/05/2007	14:45:00	480,00	1,007	28,0	1,0020	16,36	0,002	7,92
24/05/2007	06:45:30	1440,00	1,007	26,0	1,0022	16,40	0,001	7,60

## DISTRIBUIÇÃO DOS TAMANHOS DAS PARTÍCULAS





# DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA

## CILAS 1064 Líquido

Faixa : 0.04 mu - 500.00 mu / 100 Classes



Ref da amostra : Prof\_Kenedy  
 Type produit : Argila  
 Client : UFCG  
 Comentários : Calibrado  
 Líquido : Água  
 Agente dispersante : Nenhum  
 Operador : Romualdo  
 Empresa : UFCG  
 Localização : Campina Grande - PB  
 Data : 16/10/2007 Hora : 14:53:53  
 Índice med. : 771

Ultrassom : 60 s  
 Concentração : 184  
 Diâmetro a 10% : 1.88 mu  
 Diâmetro a 50% : 25.64 mu  
 Diâmetro a 90% : 55.12 mu  
 Diâmetro médio : 26.78 mu  
 Fraunhofer  
 Densidade/Fator : -----  
 Superfície específica : -----  
 Diluição automática : Não / Não  
 Medida./Limp. : 60/60/3  
 SOP : Argila

Valores cumulados característicos

in volume / passante

x	0.04	0.07	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
Q3	0.11	0.43	0.71	2.10	3.91	4.83	5.03	5.11	5.22	5.45
q3	0.03	0.04	0.05	0.14	0.31	0.22	0.06	0.03	0.05	0.12
x	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20
Q3	5.74	6.07	6.43	6.81	7.22	7.65	8.59	9.59	10.62	11.67
q3	0.17	0.22	0.26	0.30	0.36	0.40	0.49	0.59	0.68	0.77
x	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00	4.30
Q3	12.70	13.71	14.68	15.60	16.47	17.28	18.04	18.76	19.43	20.35
q3	0.82	0.88	0.91	0.93	0.94	0.93	0.93	0.93	0.91	0.89
x	4.60	5.00	5.30	5.60	6.00	6.50	7.00	7.50	8.00	8.50
Q3	21.18	22.19	22.87	23.51	24.29	25.17	25.97	26.70	27.37	27.99
q3	0.86	0.84	0.81	0.81	0.79	0.76	0.75	0.74	0.72	0.71
x	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00
Q3	28.57	29.67	30.73	31.77	32.82	33.91	35.03	36.20	37.42	38.69
q3	0.71	0.73	0.77	0.83	0.91	1.02	1.13	1.26	1.40	1.55
x	19.00	20.00	21.00	22.00	23.00	25.00	28.00	30.00	32.00	34.00
Q3	40.02	41.40	42.82	44.29	45.79	48.92	53.74	56.98	60.20	63.39
q3	1.71	1.87	2.02	2.20	2.35	2.61	2.96	3.27	3.47	3.66
x	36.00	38.00	40.00	43.00	45.00	50.00	53.00	56.00	60.00	63.00
Q3	66.53	69.63	72.64	76.89	79.52	85.30	88.21	90.72	93.48	95.14
q3	3.82	3.99	4.08	4.09	4.02	3.82	3.47	3.17	2.78	2.37
x	66.00	71.00	75.00	80.00	85.00	90.00	95.00	100.0	112.0	125.0
Q3	96.49	98.10	98.89	99.51	99.84	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	2.02	1.53	1.00	0.67	0.38	0.19	0.00	0.00	0.00	0.00
x	130.0	140.0	150.0	160.0	170.0	180.0	190.0	200.0	212.0	224.0
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
x	240.0	250.0	280.0	300.0	315.0	355.0	400.0	425.0	450.0	500.0
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

x : diâmetro / mu    Q3 : valor cumulativo / %    q3 : Histograma / %

Ref da amostra : Prof\_Kenedy\_02  
 Type produit : Argila  
 Client : UFCG  
 Comentários : Calibrado  
 Líquido : Água  
 Agente dispersante : Nenhum  
 Operador : Romualdo  
 Empresa : UFCG  
 Localização : Campina Grande - PB  
 Data : 16/10/2007 Hora : 15:00:58  
 Índice med. : 772

Ultrasom : 60 s  
 Concentração : 180  
 Diâmetro a 10% : 1.76 mu  
 Diâmetro a 50% : 26.96 mu  
 Diâmetro a 90% : 55.78 mu  
 Diâmetro médio : 27.74 mu  
 Fraunhofer :  
 Densidade/Fator : -----  
 Superfície específica : -----  
 Diluição automática : Não / Não  
 Medida./Limp. : 60/60/3  
 SOP : Argila

Valores cumulativos particulares

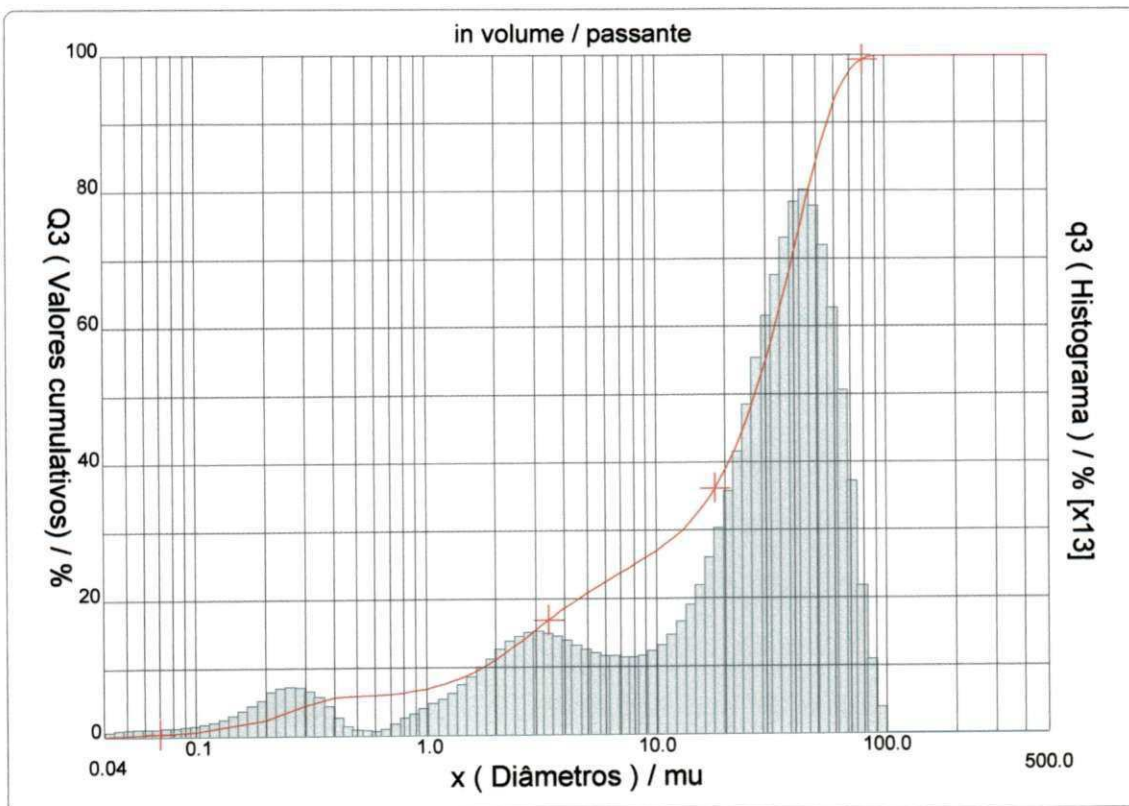
in volume / passante

3	0.04	0.07	0.10	0.25	0.50	0.75	1.00	2.00	3.00	4.00
	0.12	0.51	0.84	3.63	5.95	6.25	6.95	11.10	15.53	18.70
3	5.00	10.00	20.00	30.00	40.00	50.00	65.00	85.00	100.0	150.0
	20.87	27.04	38.94	55.01	71.27	84.49	95.83	99.83	100.00	100.00

x : diâmetro / mu    Q3 : valor cumulativo / %    q3 : Histograma / %

Porcentagem do usuário

3	25.00	40.00	75.00	85.00	100.0
	8.02	20.72	42.51	50.49	90.00



Ref da amostra : Prof\_Kenedy\_02  
 Type produit : Argila  
 Client : UFCG  
 Comentários : Calibrado  
 Líquido : Água  
 Agente dispersante : Nenhum  
 Operador : Romualdo  
 Empresa : UFCG  
 Localização : Campina Grande - PB  
 Data : 16/10/2007 Hora : 15:00:58  
 Índice med. : 772

Ultrasom : 60 s  
 Concentração : 180  
 Diâmetro a 10% : 1.76 mu  
 Diâmetro a 50% : 26.96 mu  
 Diâmetro a 90% : 55.78 mu  
 Diâmetro médio : 27.74 mu  
 Fraunhofer  
 Densidade/Fator : -----  
 Superfície específica : -----  
 Diluição automática : Não / Não  
 Medida./Limp. : 60/60/3  
 SOP : Argila

Valores cumulados característicos in volume / passante

x	0.04	0.07	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
Q3	0.12	0.51	0.84	2.48	4.61	5.71	5.95	6.04	6.15	6.37
q3	0.03	0.05	0.06	0.17	0.37	0.27	0.08	0.03	0.05	0.12
x	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20
Q3	6.64	6.95	7.29	7.64	8.01	8.41	9.26	10.17	11.10	12.06
q3	0.16	0.21	0.25	0.28	0.32	0.38	0.44	0.54	0.62	0.70
x	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00	4.30
Q3	12.99	13.88	14.73	15.53	16.26	16.95	17.58	18.16	18.70	19.43
q3	0.75	0.78	0.80	0.81	0.79	0.79	0.77	0.75	0.74	0.71
x	4.60	5.00	5.30	5.60	6.00	6.50	7.00	7.50	8.00	8.50
Q3	20.09	20.87	21.40	21.89	22.49	23.19	23.83	24.42	24.98	25.51
q3	0.68	0.65	0.64	0.62	0.61	0.61	0.60	0.60	0.61	0.61
x	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00
Q3	26.03	27.04	28.04	29.07	30.13	31.23	32.37	33.58	34.84	36.15
q3	0.64	0.67	0.73	0.83	0.93	1.04	1.15	1.31	1.45	1.60
x	19.00	20.00	21.00	22.00	23.00	25.00	28.00	30.00	32.00	34.00
Q3	37.52	38.94	40.40	41.91	43.47	46.69	51.67	55.01	58.35	61.66
q3	1.77	1.93	2.09	2.27	2.45	2.70	3.07	3.38	3.61	3.81
x	36.00	38.00	40.00	43.00	45.00	50.00	53.00	56.00	60.00	63.00
Q3	64.92	68.15	71.27	75.70	78.44	84.49	87.55	90.19	93.09	94.84
q3	3.98	4.17	4.25	4.28	4.21	4.01	3.67	3.35	2.94	2.51
x	66.00	71.00	75.00	80.00	85.00	90.00	95.00	100.0	112.0	125.0
Q3	96.27	97.98	98.82	99.47	99.83	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	2.15	1.64	1.07	0.70	0.41	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00
x	130.0	140.0	150.0	160.0	170.0	180.0	190.0	200.0	212.0	224.0
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
x	240.0	250.0	280.0	300.0	315.0	355.0	400.0	425.0	450.0	500.0
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

x : diâmetro / mu    Q3 : valor cumulativo / %    q3 : Histograma / %



## **ANEXO D – Análise química**

Constam os resultados da análise química do solo

SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL  
UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE/UFCG  
CAMPINA GRANDE – CAMPUS I  
LABORATÓRIO DE ANÁLISES MINERAIS/LAM

ANÁLISES LAM CG -8741  
PROTOCOLO:7294

Determinação de Pr, SiO<sub>2</sub>, RI, Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, CaO, MgO, Na<sub>2</sub>O e K<sub>2</sub>O em uma mostra de Solo.


OBS: A amostra veio em saco plástico e pesava 800 gramas

REMETENTE: DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL (PROF:KENNDY)  
PROCEDÊNCIA:CAMPINA GRANDE /PB  
REFERENCIA: A-1

RESULTADO:

Pr (Perda ao Rubro).....	10,78 %
SiO <sub>2</sub> (Óxido de Silício).....	54,70 %
RI (Resíduo Insolúvel).....	2,62 %
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (Óxido de Ferro).....	5,19 %
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (Óxido Alumínio).....	26,03 %
CaO (Óxido de Cálcio).....	Nihil
MgO (Óxido de Magnésio).....	Traços
Na <sub>2</sub> O(Óxido Sódio).....	0,03 %
K <sub>2</sub> O (Óxido de Potássio).....	0,02 %

Campina Grande, 21 de agosto de 2007

  
Prof. JOSÉ AVELINO FREIRE  
Coordenador do LAM

Laboratório de Análises Minerai/LAM  
Av. Aprígio Veloso,882-Bodocngó  
Tel: 3310-1771-3310-1309  
CEP: 58.109.970

SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL  
UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE/UFCG  
CAMPINA GRANDE – CAMPUS I  
LABORATÓRIO DE ANÁLISES MINERAIS/LAM

ANÁLISES LAM CG -8742  
PROTOCOLO:7295

Determinação de Pr, SiO<sub>2</sub>, RI, Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, CaO, MgO, Na<sub>2</sub>O e K<sub>2</sub>O em uma mostra de Solo.

OBS: A amostra veio em saco plástico e pesava 800 gramas

REMETENTE:DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL (PROF:KENNDY)  
PROCEDÊNCIA:CAMPINA GRANDE /PB  
REFÊRENCIA: A-2

RESULTADO:

Pr (Perda ao Rubro).....	10,87 %
SiO <sub>2</sub> (Óxido de Silício).....	54,46 %
RI (Resíduo Insolúvel).....	0,56%
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (Óxido de Ferro).....	5,19%
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (Óxido Alumínio).....	28,13%
CaO (Óxido de Cálcio).....	Nihil
MgO (Óxido de Magnésio).....	Traços
Na <sub>2</sub> O(Óxido Sódio).....	0,02 %
K <sub>2</sub> O (Óxido de Potássio).....	0,02 %

Campina Grande, 21 de agosto de 2007

  
Prof. JOSÉ AVELINO FREIRE  
Coordenador do LAM

Laboratório de Análises Minerais/LAM  
Av. Aprígio Veloso,882-Bodocngó  
Tel: 3310-1771-3310-1309  
CEP: 58.109.970

## **ANEXO E – Módulo de resiliência**

Constam os resultados dos coeficientes de calibração  $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  dos modelos A, B, C e D para representação do comportamento do módulo de resiliência para as energias normal e intermediária

Modelos para Mr em kPa - Energia Normal														
AMOSTRA	$k - \sigma_3$			$k - \sigma_d$			$k - \sigma_3 - \sigma_d$				$k - \theta - \tau_{oct}$			
	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	R <sup>2</sup>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	R <sup>2</sup>
AC1	22,8720	0,5935	0,9554	36,5055	0,4486	0,3196	27,4956	0,6294	-0,0738	0,9605	1508,1067	0,8526	-0,8676	0,9482
AC2	21,7370	0,6201	0,9622	29,2764	0,5124	0,3952	22,9602	0,6319	-0,0230	0,9626	1518,5079	0,8612	-0,7459	0,9578
AC3	21,5741	0,6184	0,9821	27,7290	0,5179	0,3559	22,5587	0,6259	-0,0170	0,9823	1537,8290	0,8601	-0,8308	0,9776
AC4	37,1458	0,5692	0,9561	76,8023	0,3696	0,4158	41,2402	0,6269	-0,0784	0,9650	2466,8721	0,8052	-0,9905	0,9399
AC5	40,5817	0,5489	0,9457	84,5714	0,3485	0,3915	46,2988	0,6222	-0,0992	0,9606	2499,4168	0,7513	-0,8643	0,9026
AC6	34,4447	0,5916	0,9708	59,1212	0,4315	0,4759	36,7802	0,6226	-0,0440	0,9731	2352,9052	0,7895	-0,7716	0,9416
AC7	127,0268	0,3271	0,7200	218,124 9	0,1781	0,1319	199,0325	0,4336	-0,1984	0,8074	4154,1407	0,5658	-1,1499	0,7439
AC8	37,1818	0,5335	0,9501	53,7276	0,4157	0,4630	38,7523	0,5485	-0,0233	0,9508	2011,7831	0,6758	-0,4861	0,9150
Modelos para Mr em kPa - Energia Intermediária														
AMOSTRA	$k - \sigma_3$			$k - \sigma_d$			$k - \sigma_3 - \sigma_d$				$k - \theta - \tau_{oct}$			
	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	R <sup>2</sup>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	R <sup>2</sup>
AC1	24,6699	0,5584	0,9359	45,2478	0,3865	0,4108	27,5815	0,6090	-0,0731	0,9429	1530,6778	0,7580	-0,7984	0,9036
AC2	19,0774	0,6119	0,9448	24,7475	0,5084	0,3067	22,1824	0,6347	-0,0545	0,9470	1342,2159	0,8664	-0,8929	0,9409
AC3	26,3292	0,5432	0,9586	39,1615	0,4177	0,2626	32,7466	0,5742	-0,0777	0,9645	1525,7693	0,7900	-0,9278	0,9594
AC4	20,3127	0,6094	0,9507	24,1952	0,5248	0,3126	24,3730	0,6362	-0,0653	0,9537	1424,5083	0,8679	-0,9185	0,9446
AC5	28,8657	0,6022	0,9557	36,5329	0,5085	0,3155	32,4586	0,6197	-0,0425	0,9571	1967,6805	0,8569	-0,8890	0,9559
AC6	23,3286	0,6601	0,9241	36,7869	0,5147	0,2655	29,2394	0,6932	-0,0815	0,9284	1663,6577	0,9492	-1,0733	0,9236
AC7	33,4472	0,6086	0,9746	45,9230	0,4976	0,3004	39,5746	0,6333	-0,0607	0,9775	2372,0977	0,8737	-0,9740	0,9748
AC8	30,1134	0,6267	0,9647	41,1068	0,5152	0,2896	34,6760	0,6459	-0,0495	0,9665	2228,7206	0,8960	-0,9525	0,9650

## **ANEXO F – Ensaio da metodologia MCT**

Constam planilhas de cálculos e gráficos resultantes dos ensaios de Mini-MCV, Perda de Massa por Imersão, Mini-Proctor, Mini-CBR, expansão e contração



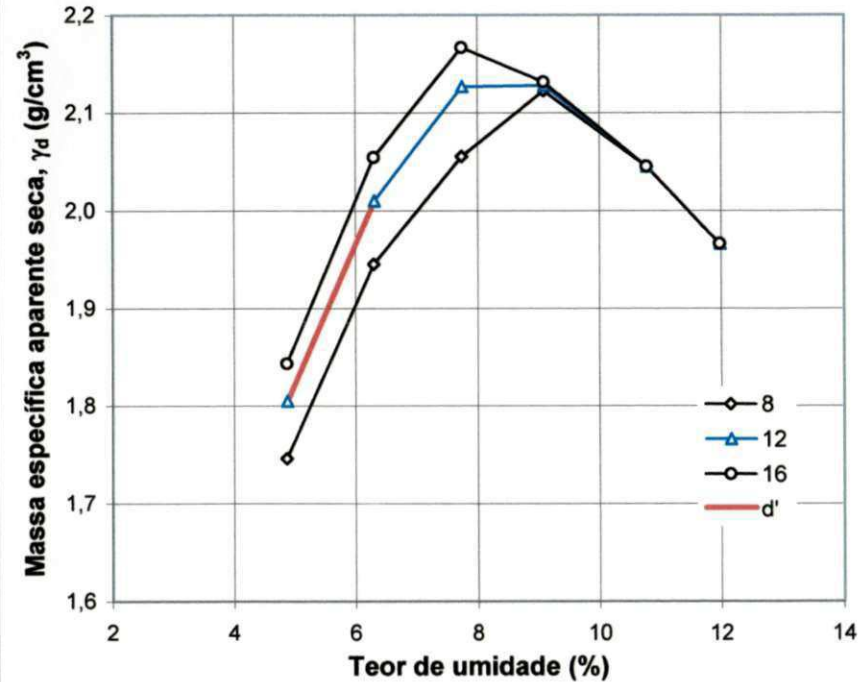
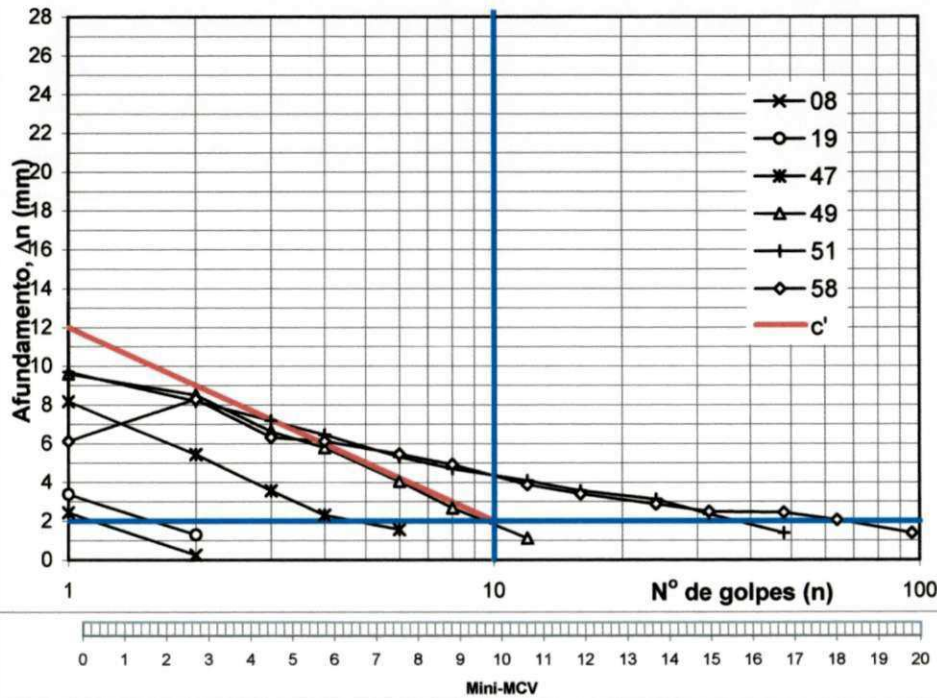
## ENSAIO DE MINI-MCV E PERDA POR IMERSÃO

IDENTIFICAÇÃO: NOVO COMPLEXO AEROPORTUARIO DA GRANDE NATAL

OPERADOR(ES): ANDRE / GIGANTE

DATA: 21-nov-07

Massa de Ensaio (g)																				
Cilindro	Nº	08			19			47			49			51			58			
Tara do Cilindro (g)																				
Tara + Solo Úmido (g)																				
Peso Solo Úmido (g)		200,00			200,00			200,00			200,00			200,00			200,00			
Acilindro (cm2):	19,56	n	An	ΔAn	γd	An	ΔAn	γd	An	ΔAn	γd	An	ΔAn	γd	An	ΔAn	γd	An	ΔAn	γd
Número de Golpes	Observação:	1	48,88	2,44	1,868	48,65	3,39	1,897	54,45	8,17	1,721	59,20	9,60	1,603	62,98	9,70	1,527	65,15	6,13	1,497
		2	46,70	0,26	1,955	46,45	1,31	1,987	49,61	5,45	1,889	54,68	8,51	1,736	57,65	8,20	1,668	64,13	8,30	1,520
		3	46,54		1,962	45,56		2,026	47,60	3,56	1,969	51,25	6,63	1,852	55,04	7,19	1,748	60,34	6,32	1,616
		4	46,44		1,966	45,26		2,039	46,28	2,31	2,025	49,60	5,80	1,913	53,28	6,46	1,805	59,02	6,13	1,652
		6				45,14		2,045	45,54	1,57	2,058	47,52	4,04	1,997	50,90	5,32	1,890	57,16	5,47	1,706
		8							44,16		2,122	46,17	2,67	2,055	49,45	4,71	1,945	55,83	4,93	1,746
		12							44,04		2,128	44,62	1,12	2,127	47,85	4,10	2,010	54,02	3,88	1,805
		16							43,97		2,132	43,80		2,167	46,82	3,56	2,054	52,89	3,40	1,844
		24										43,48		2,183	45,58	3,13	2,110	51,69	2,88	1,886
		32										43,50		2,182	44,74	2,37	2,150	50,90	2,49	1,916
		48													43,75	1,38	2,199	50,14	2,45	1,945
		64													43,26		2,223	49,49	2,07	1,970
		96													42,45		2,266	48,81	1,39	1,998
		128													42,37		2,270	48,41		2,014
		192																	47,69	
	256																	47,42		2,056
	384																			
Umidade	Cápsula	Nº:	G19			G41			G42			G77			G89			G146		
	Solo Úmido + Tara	(g)	106,62			125,44			88,81			97,59			94,52			111,70		
	Solo Seco + Tara	(g)	98,18			115,91			83,72			92,80			90,60			107,67		
	Tara	(g)	27,69			27,46			27,74			30,93			28,42			24,87		
	Solo Seco	(g)	70,49			88,45			55,98			61,87			62,18			82,80		
	Água	(g)	8,44			9,53			5,09			4,79			3,92			4,03		
	Umidade	(%)	11,97			10,77			9,09			7,74			6,30			4,87		
Perda	Massa Extrudada	(g)	38,46			40,00			41,69			42,69			44,40			40,22		
	Massa Desprendida	(g)	70,34			64,47			48,06			46,74			34,21			54,45		
	Fator de Correção		1,0			1,0			1,0			1,0			1,0			1,0		
	Perda - Pi = 100.Md/Me	(%)	182,89			161,19			115,27			109,48			77,04			135,38		

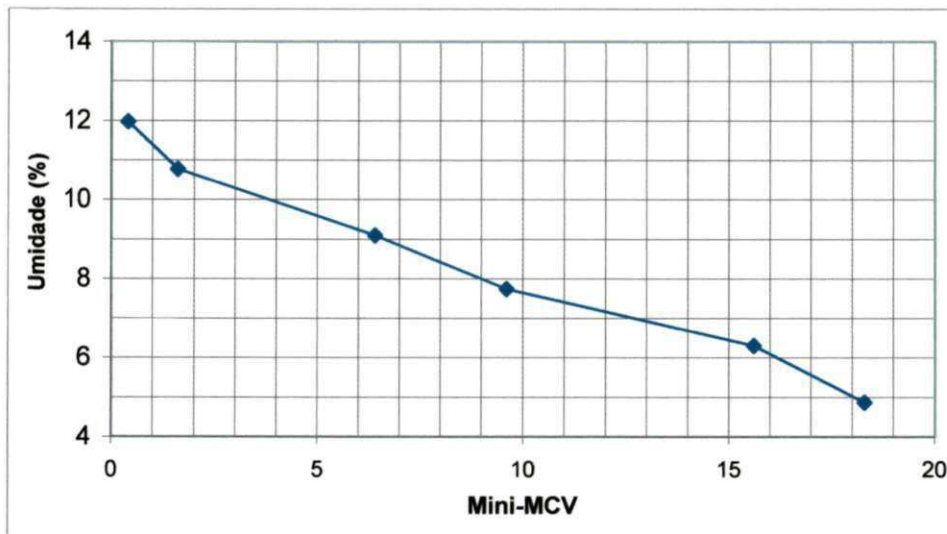
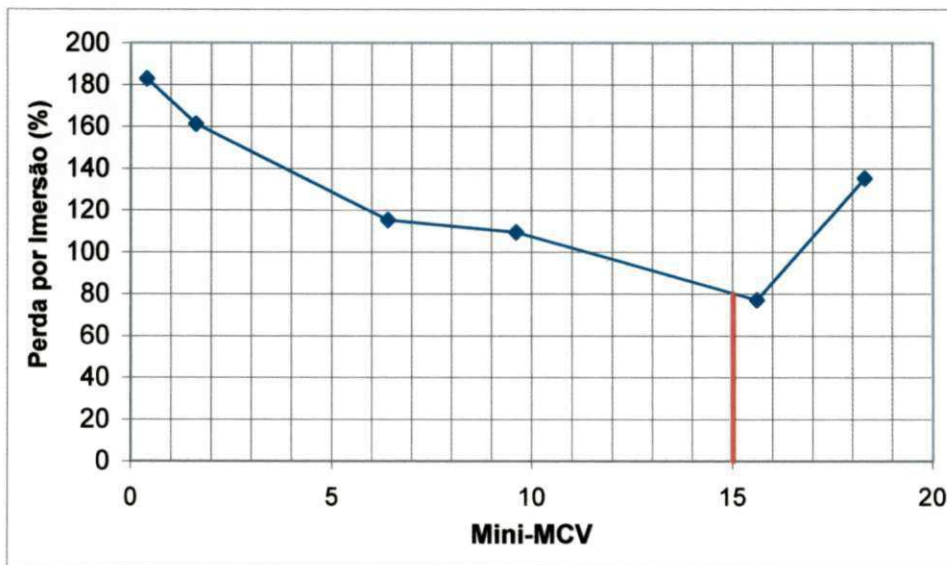


Mini-MCV	0,4	1,6	6,4	9,6	15,6	18,3	
Umidade (%)	12,0	10,8	9,1	7,7	6,3	4,9	
Pi (%)	182,9	161,2	115,3	109,5	77,0	135,4	
Nº. Golpes	6	1,996	2,045	2,058	1,997	1,890	1,706
	8	1,966	2,045	2,122	2,055	1,945	1,746
	12	1,966	2,045	2,128	2,127	2,010	1,805
	16	1,966	2,045	2,132	2,167	2,054	1,844
	24	1,966	2,045	2,132	2,183	2,110	1,886
Massa Específica Aparente Seca (kg/cm3)							
Retas Médias p/ Determinação dos índices			X	Y			
Reta do Gráfico: N°. de Golpes x Afundamento			1	12			
c' = 1,00			10	2			
Reta do Gráfico: Umidade x Massa Esp. Apar. Seca			6,3	2,010			
d' = 142,78			4,9	1,805			

Observações:

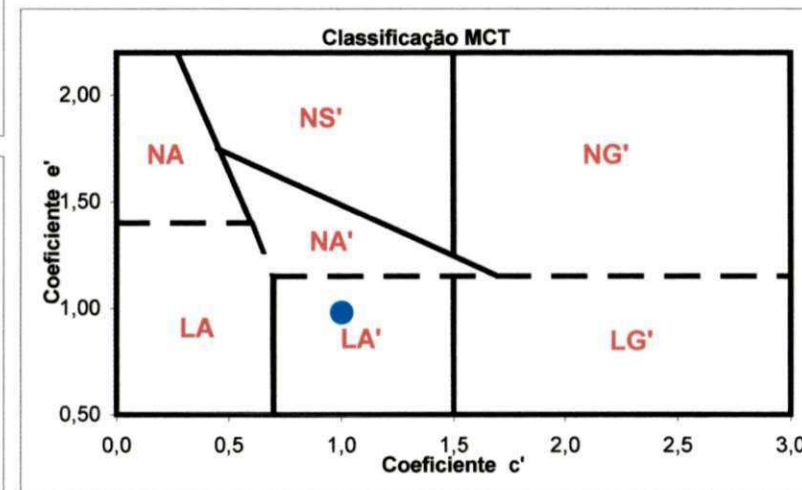
1b





Para Mini-MCV = 15, Tem-se: $P_i = 80 \%$	<b>1C</b>
Cálculo de $e'$ : $e' = 0,98$	

COEFICIENTES: $c' = 1,00$ $e' = 0,98$
---



CLASSIFICAÇÃO DO SOLO NA METODOLOGIA MCT
<b>SOLO TIPO : LA'</b>

USP - Universidade de São Paulo / EESC - Escola de Engenharia de São Carlos / STT - Departamento de Transportes										
ENSAIO DE MINI-CBR-MOLDAGEM, PENETRAÇÃO, EXPANSÃO E RETRAÇÃO										
Identificação: NOVO COMPLEXO AEROPORTUÁRIO DA GRANDE NATAL						Amostra:				
Energia normal [ X ]			Energia intermediária [ ]			Ponto: 1				
Cilindro número		7		11						
Massa de solo a compactar	(g)	190,00		187,00		EXPANSÃO				
Altura do corpo de prova	(mm)	50,95		49,90						
Área do corpo de prova	(cm <sup>2</sup> )	19,56		19,56						
Massa do corpo de prova + cilindro	(g)	1017,90		1030,42		Cilindro número	11			
Massa do cilindro	(g)	828,57		843,77		Altura do corpo de prova (H)	(mm)	49,9		
Massa de solo compactado	(g)	189,33		186,65		Leitura inicial (LI)	(mm)	7,66		
Volume do corpo de prova	(cm <sup>3</sup> )	99,66		97,60		Leitura final (LF)	(mm)	7,75		
Massa específica	(g/cm <sup>3</sup> )	1,900		1,912		L = LF - LI	(mm)	0,09		
Massa específica seca	(g/cm <sup>3</sup> )	1,810		1,822		Expansão (100 x L/H)	(%)	0,18		
Média das massas específicas secas	(g/cm <sup>3</sup> )	1,816				RETRAÇÃO				
Constante do Anel:  23,18	PENETRAÇÃO	Penetração Imediata		Penetração Após 24 horas		Cilindro número	7			
			Leitura	Carga	Leitura	Carga	Altura do corpo de prova (H)	(mm)	50,95	
		0,5	4,40	101,99	0,10	2,32	Leitura inicial (LI)	(mm)	8,33	
		1,0	5,60	129,81	0,12	2,78	Leitura final (LF)	(mm)	8,32	
		1,5	6,70	155,31	0,19	4,40	L = LI - LF	(mm)	0,01	
		2,0	8,40	194,71	0,21	4,87	Retração (100 x L/H)	(%)	0,02	
		2,5	8,40	194,71	0,23	5,33	UMIDADE DA AMOSTRA			
		3,0	9,00	208,62	0,28	6,49	Cápsula número	G 23		
		3,5	9,60	222,53	0,30	6,95	Massa de solo úmido + tara	(g)	131,74	
		4,0	10,20	236,44	0,35	8,11	Massa de solo seco + tara	(g)	126,97	
		4,5	10,70	248,03	0,39	9,04	Massa de água	(g)	4,77	
5,0	11,20	259,62	0,41	9,50	Tara da cápsula	(g)	31,16			
MINI - CBR	Penetração	Carga	Mini-CBR	Carga	Mini-CBR	Massa de solo seco	(g)	95,81		
	2,0 mm	180,00	58,0%	6,00	2,8%	Teor de umidade - w	(%)	4,98		
	2,5 mm	197,00	62,5%	7,00	2,7%	Fator de conversão (100/(100+w))	0,9526			
Data: 22/11/07	Operador(es): ANDRÉ / GIGANTE					Média das umidades	(%)	4,98		



USP - Universidade de São Paulo / EESC - Escola de Engenharia de São Carlos / STT - Departamento de Transportes

ENSAIO DE MINI-CBR-MOLDAGEM, PENETRAÇÃO, EXPANSÃO E RETRAÇÃO

Identificação: NOVO COMPLEXO AEROPORTUÁRIO DA GRANDE NATAL						Amostra:			
Energia normal [ X ]			Energia intermediária [ ]			Ponto: 2			
Cilindro número		9		14	EXPANSÃO				
Massa de solo a compactar (g)		208,00		208,00					
Altura do corpo de prova (mm)		50,23		50,36	Cilindro número				
Área do corpo de prova (cm²)		19,56		19,56					
Massa do corpo de prova + cilindro (g)		1013,96		989,03	Altura do corpo de prova (H) (mm)		14		
Massa do cilindro (g)		805,85		781,12	Leitura inicial (LI) (mm)		50,36		
Massa de solo compactado (g)		208,11		207,91	Leitura final (LF) (mm)		8,41		
Volume do corpo de prova (cm³)		98,25		98,50	L = LF - LI (mm)		8,42		
Massa específica (g/cm³)		2,118		2,111	Expansão (100 x L/H) (%)		0,01		
Massa específica seca (g/cm³)		1,992		1,985	RETRAÇÃO				
Média das massas específicas secas (g/cm³)		1,988							
Constante do Anel:  23,18	PENETRAÇÃO	Penetração Imediata		Penetração Após 24 horas		Cilindro número	9		
			Leitura	Carga	Leitura	Carga	Altura do corpo de prova (H) (mm)	50,23	
		0,5	2,10	48,68	0,50	11,59	Leitura inicial (LI) (mm)	7,68	
		1,0	3,30	76,49	0,60	13,91	Leitura final (LF) (mm)	7,61	
		1,5	4,30	99,67	0,80	18,54	L = LI - LF (mm)	0,07	
		2,0	5,00	115,90	1,00	23,18	Retração (100 x L/H) (%)	0,14	
		2,5	5,60	129,81	1,10	25,50	UNIDADE DA AMOSTRA		
		3,0	6,30	146,03	1,20	27,82	Cápsula número	G 59	
		3,5	6,90	159,94	1,30	30,13	Massa de solo úmido + tara (g)	84,65	
		4,0	7,50	173,85	1,35	31,29	Massa de solo seco + tara (g)	81,27	
		4,5	7,90	183,12	1,40	32,45	Massa de água (g)	3,38	
5,0	8,40	194,71	1,45	33,61	Tara da cápsula (g)	27,92			
MINI - CBR	Penetração	Carga	Mini-CBR	Carga	Mini-CBR	Massa de solo seco (g)	53,35		
	2,0 mm	120,00	40,4%	23,00	9,2%	Teor de umidade - w (%)	6,34		
	2,5 mm	135,00	43,7%	26,00	9,3%	Fator de conversão (100/(100+w))	0,9404		
Data: 22/11/07	Operador(es): ANDRÉ / GIGANTE					Média das umidades (%)	6,34		



USP - Universidade de São Paulo / EESC - Escola de Engenharia de São Carlos / STT - Departamento de Transportes

ENSAIO DE MINI-CBR-MOLDAGEM, PENETRAÇÃO, EXPANSÃO E RETRAÇÃO

Identificação: NOVO COMPLEXO AEROPORTUÁRIO DA GRANDE NATAL					Amostra:				
Energia normal [ X ]			Energia intermediária [ ]			Ponto: 3			
Cilindro número	12		20		EXPANSÃO				
Massa de solo a compactar (g)	222,62		222,51						
Altura do corpo de prova (mm)	50,03		49,48						
Área do corpo de prova (cm <sup>2</sup> )	19,56		19,56		Cilindro número	20			
Massa do corpo de prova + cilindro (g)	1039,39		1034,21		Altura do corpo de prova (H) (mm)	49,48			
Massa do cilindro (g)	816,89		811,92		Leitura inicial (LI) (mm)	6,51			
Massa de solo compactado (g)	222,50		222,29		Leitura final (LF) (mm)	6,52			
Volume do corpo de prova (cm <sup>3</sup> )	97,86		96,78		L = LF - LI (mm)	0,01			
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,274		2,297		Expansão (100 x L/H) (%)	0,02			
Massa específica seca (g/cm <sup>3</sup> )	2,110		2,131		RETRAÇÃO				
Média das massas específicas secas (g/cm <sup>3</sup> )	2,121		2,121						
Constante do Anel:  23,18	PENETRAÇÃO	Penetração Imediata		Penetração Após 24 horas		Cilindro número	12		
			Leitura	Carga	Leitura	Carga	Altura do corpo de prova (H) (mm)	50,03	
		0,5	2,40	55,63	2,00	46,36	Leitura inicial (LI) (mm)	7,71	
		1,0	3,70	85,77	2,80	64,90	Leitura final (LF) (mm)	7,57	
		1,5	4,60	106,63	3,20	74,18	L = LI - LF (mm)	0,14	
		2,0	5,30	122,85	3,60	83,45	Retração (100 x L/H) (%)	0,28	
		2,5	5,90	136,76	4,00	92,72	UNIDADE DA AMOSTRA		
		3,0	6,50	150,67	4,40	101,99	Cápsula número	G 64	
		3,5	7,10	164,58	4,70	108,95	Massa de solo úmido + tara (g)	103,82	
		4,0	7,60	176,17	4,70	108,95	Massa de solo seco + tara (g)	98,52	
		4,5	8,00	185,44	4,90	113,58	Massa de água (g)	5,3	
5,0	8,40	194,71	5,10	118,22	Tara da cápsula (g)	30,26			
MINI - CBR	Penetração	Carga	Mini-CBR	Carga	Mini-CBR	Massa de solo seco (g)	68,26		
	2,0 mm	127,00	42,3%	84,00	29,4%	Teor de umidade - w (%)	7,76		
	2,5 mm	145,00	46,7%	93,00	30,8%	Fator de conversão (100/(100+w))	0,9279		
Data: 22/11/07	Operador(es): ANDRÉ / GIGANTE				Média das umidades (%)	7,76			

BIBLIOTECA



USP - Universidade de São Paulo / EESC - Escola de Engenharia de São Carlos / STT - Departamento de Transportes

ENSAIO DE MINI-CBR-MOLDAGEM, PENETRAÇÃO, EXPANSÃO E RETRAÇÃO

Identificação: NOVO COMPLEXO AEROPORTUÁRIO DA GRANDE NATAL						Amostra:			
Energia normal [ X ]			Energia intermediária [ ]			Ponto: 4			
Cilindro número	17		30		EXPANSÃO				
Massa de solo a compactar (g)	227,00	227,00	227,00	227,00					
Altura do corpo de prova (mm)	50,67	49,86	Cilindro número					30	
Área do corpo de prova (cm²)	19,56	19,56							
Massa do corpo de prova + cilindro (g)	1070,23	1016,26	Altura do corpo de prova (H) (mm)		49,86				
Massa do cilindro (g)	843,56	789,53	Leitura inicial (LI) (mm)		1,61				
Massa de solo compactado (g)	226,67	226,73	Leitura final (LF) (mm)		1,63				
Volume do corpo de prova (cm³)	99,11	97,53	L = LF - LI (mm)		0,02				
Massa específica (g/cm³)	2,287	2,325	Expansão (100 x L/H) (%)		0,04				
Massa específica seca (g/cm³)	2,098	2,133	RETRAÇÃO						
Média das massas específicas secas (g/cm³)	2,116								
Constante do Anel:  23,18	PENETRAÇÃO	Penetração Imediata		Penetração Após 24 horas		Cilindro número		17	
			Leitura	Carga	Leitura	Carga	Altura do corpo de prova (H) (mm)		50,67
		0,5	0,90	20,86	0,70	16,23	Leitura inicial (LI) (mm)		5,28
		1,0	1,60	37,09	1,60	37,09	Leitura final (LF) (mm)		5,06
		1,5	2,00	46,36	2,40	55,63	L = LI - LF (mm)		0,22
		2,0	2,50	57,95	3,00	69,54	Retração (100 x L/H) (%)		0,43
		2,5	2,90	67,22	3,60	83,45	UMIDADE DA AMOSTRA		
		3,0	3,40	78,81	4,20	97,36			
		3,5	3,90	90,40	4,70	108,95	Cápsula número		G69
		4,0	4,30	99,67	5,20	120,54	Massa de solo úmido + tara (g)		95,38
		4,5	4,60	106,63	5,60	129,81	Massa de solo seco + tara (g)		89,95
5,0	4,90	113,58	5,80	134,44	Massa de água (g)		5,43		
MINI - CBR	Penetração	Carga	Mini-CBR	Carga	Mini-CBR	Tara da cápsula (g)		29,58	
	2,0 mm	57,00	20,8%	70,00	25,1%	Massa de solo seco (g)		60,37	
	2,5 mm	70,00	23,5%	85,00	28,5%	Teor de umidade - w (%)		8,99	
Data: 22/11/07	Operador(es): ANDRÉ / GIGANTE					Fator de conversão (100/(100+w))		0,9175	
						Média das umidades (%)		8,99	

ENSAIO DE MINI-CBR-MOLDAGEM, PENETRAÇÃO, EXPANSÃO E RETRAÇÃO

Identificação: NOVO COMPLEXO AEROPORTUÁRIO DA GRANDE NATAL						Amostra:			
Energia normal [ X ]			Energia intermediária [ ]			Ponto: 5			
Cilindro número	42		41		EXPANSÃO				
Massa de solo a compactar (g)	227,00	227,00	227,00	227,00					
Altura do corpo de prova (mm)	50,35	50,40	50,40	50,40	Cilindro número				
Área do corpo de prova (cm²)	19,56	19,56	19,56	19,56	Altura do corpo de prova (H) (mm)		41		
Massa do corpo de prova + cilindro (g)	1011,36	1056,86	1056,86	1056,86	Leitura inicial (LI) (mm)		50,4		
Massa do cilindro (g)	785,77	832,7	832,7	832,7	Leitura final (LF) (mm)		6,20		
Massa de solo compactado (g)	225,59	224,16	224,16	224,16	L = LF - LI (mm)		6,20		
Volume do corpo de prova (cm³)	98,48	98,58	98,58	98,58	Expansão (100 x L/H) (%)		0,00		
Massa específica (g/cm³)	2,291	2,274	2,274	2,274	RETRAÇÃO				
Massa específica seca (g/cm³)	2,066	2,051	2,051	2,051					
Média das massas específicas secas (g/cm³)	2,059		2,059		Cilindro número			42	
Constante do Anel:  23,18	PENETRAÇÃO	Penetração Imediata		Penetração Após 24 horas		Altura do corpo de prova (H) (mm)		50,35	
			Leitura	Carga	Leitura	Carga	Leitura inicial (LI) (mm)		7,99
		0,5	0,10	2,32	0,15	3,48	Leitura final (LF) (mm)		7,91
		1,0	0,20	4,64	0,30	6,95	L = LI - LF (mm)		0,08
		1,5	0,35	8,11	0,55	12,75	Retração (100 x L/H) (%)		0,16
		2,0	0,50	11,59	0,75	17,39	UMIDADE DA AMOSTRA		
		2,5	0,60	13,91	0,90	20,86			
		3,0	0,70	16,23	1,05	24,34	Cápsula número		G99
		3,5	0,80	18,54	1,20	27,82	Massa de solo úmido + tara (g)		113,63
		4,0	0,90	20,86	1,40	32,45	Massa de solo seco + tara (g)		105,45
4,5	1,00	23,18	1,60	37,09	Massa de água (g)		8,18		
5,0	1,10	25,50	1,72	39,87	Tara da cápsula (g)		30,09		
MINI - CBR	Penetração	Carga	Mini-CBR	Carga	Mini-CBR	Massa de solo seco (g)		75,36	
	2,0 mm	15,00	6,3%	20,00	8,2%	Teor de umidade - w (%)		10,85	
	2,5 mm	18,00	6,6%	24,00	8,6%	Fator de conversão (100/(100+w))		0,9021	
Data: 22/11/07	Operador(es): ANDRÉ / GIGANTE				Média das umidades (%)		10,85		



USP - Universidade de São Paulo / EESC - Escola de Engenharia de São Carlos / STT - Departamento de Transportes

ENSAIO DE MINI-CBR-MOLDAGEM, PENETRAÇÃO, EXPANSÃO E RETRAÇÃO

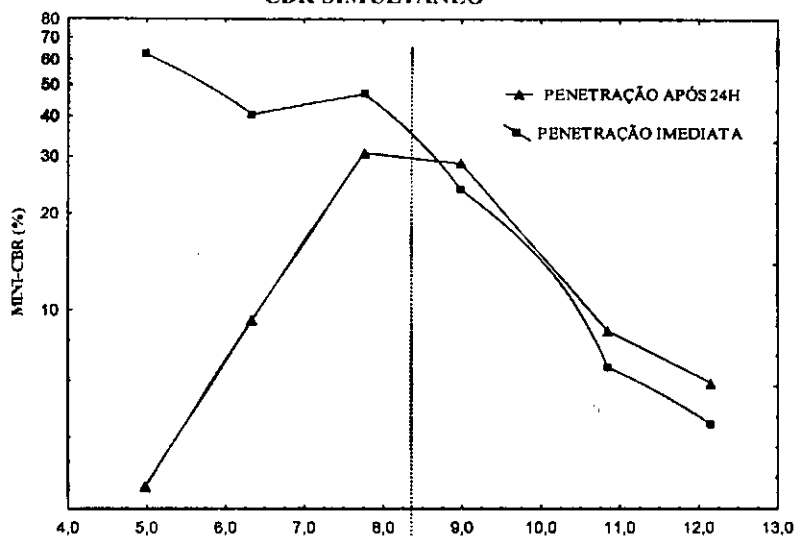
Identificação: NOVO COMPLEXO AEROPORTUÁRIO DA GRANDE NATAL					Amostra:				
Energia normal [ X ]			Energia intermediária [ ]			Ponto: 6			
Cilindro número	54	56	EXPANSÃO						
Massa de solo a compactar (g)	220,00	220,00							
Altura do corpo de prova (mm)	50,50	50,29	Cilindro número	56					
Área do corpo de prova (cm <sup>2</sup> )	19,56	19,56	Altura do corpo de prova (H) (mm)	50,29					
Massa do corpo de prova + cilindro (g)	1050,22	1044,08	Leitura inicial (LI) (mm)	6,31					
Massa do cilindro (g)	830,47	825,09	Leitura final (LF) (mm)	6,31					
Massa de solo compactado (g)	219,75	218,99	L = LF - LI (mm)	0,00					
Volume do corpo de prova (cm <sup>3</sup> )	98,78	98,37	Expansão (100 x L/H) (%)	0,00					
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,225	2,226	RETRAÇÃO						
Massa específica seca (g/cm <sup>3</sup> )	1,983	1,985							
Média das massas específicas secas (g/cm <sup>3</sup> )	1,984		Cilindro número	54					
Constante do Anel:  23,18	PENETRAÇÃO	Penetração Imediata		Penetração Após 24 horas		Altura do corpo de prova (H) (mm)	50,50		
			Leitura	Carga	Leitura	Carga	Leitura inicial (LI) (mm)	6,26	
		0,5	0,10	2,32	0,15	3,48	Leitura final (LF) (mm)	6,03	
		1,0	0,12	2,78	0,25	5,80	L = LI - LF (mm)	0,23	
		1,5	0,20	4,64	0,40	9,27	Retração (100 x L/H) (%)	0,46	
		2,0	0,22	5,10	0,50	11,59	UNIDADE DA AMOSTRA		
		2,5	0,27	6,26	0,60	13,91			
		3,0	0,30	6,95	0,70	16,23	Cápsula número	G 141	
		3,5	0,32	7,42	0,80	18,54	Massa de solo úmido + tara (g)	95,93	
		4,0	0,33	7,65	0,85	19,70	Massa de solo seco + tara (g)	87,67	
		4,5	0,36	8,34	0,95	22,02	Massa de água (g)	8,26	
5,0	0,40	9,27	1,00	23,18	Tara da cápsula (g)	19,76			
MINI - CBR	Penetração	Carga	Mini-CBR	Carga	Mini-CBR	Massa de solo seco (g)	67,91		
	2,0 mm	10,00	4,4%	14,00	5,9%	Teor de umidade - w (%)	12,16		
	2,5 mm	10,00	3,8%	16,00	5,9%	Fator de conversão (100/(100+w))	0,8916		
Data: 22/11/07	Operador(es): ANDRÉ / GIGANTE					Média das umidades (%)	12,16		



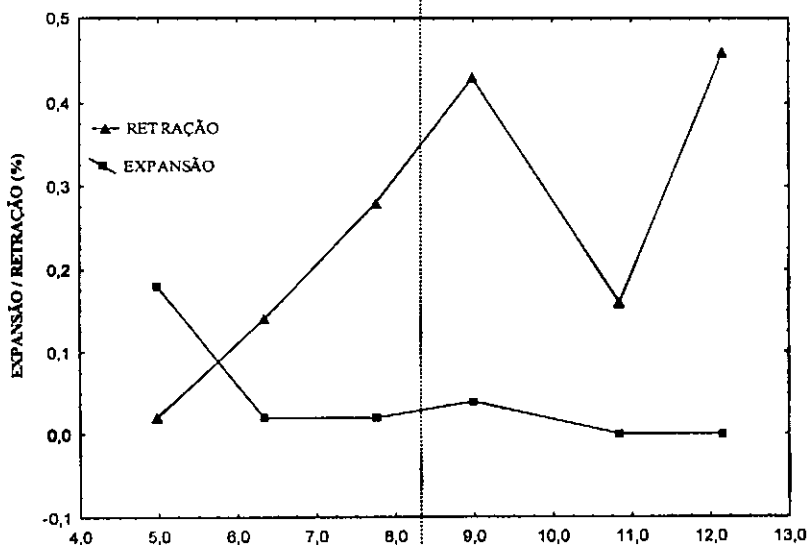
Energia normal [ X ]

Energia intermediária [ ]

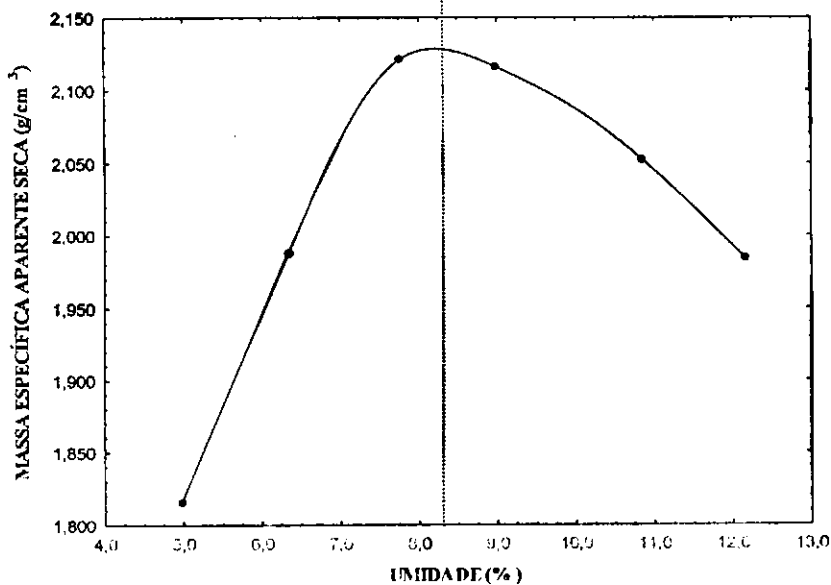
CBR SIMULTÂNEO



MINI-CBR IMERSO	30,0%
MINI-CBR IMEDIATO	35,0%
RIS	85,7%
PERDA DE SUPORTE	14,3%



Exp = 0,03%
Ret = 0,35%



$\gamma_s \text{ máx} = 2,128 \text{ g/cm}^3$
Hót = 8,3%





## ENSAIO DE MINI-CBR-MOLDAGEM, PENETRAÇÃO, EXPANSÃO E RETRAÇÃO

Identificação: NOVO COMPLEXO AEROPORTUÁRIO DA GRANDE NATAL						Amostra:			
Energia normal [ ]			Energia intermediária [ X ]			Ponto: 1			
Cilindro número	7		11		EXPANSÃO				
Massa de solo a compactar (g)	200,00	198,00							
Altura do corpo de prova (mm)	50,77	50,07		Cilindro número				11	
Área do corpo de prova (cm <sup>2</sup> )	19,56	19,56		Altura do corpo de prova (H) (mm)		50,07			
Massa do corpo de prova + cilindro (g)	1028,43	1041,2		Leitura inicial (LI) (mm)		1,57			
Massa do cilindro (g)	828,57	843,77		Leitura final (LF) (mm)		1,7			
Massa de solo compactado (g)	199,86	197,43		L = LF - LI (mm)		0,13			
Volume do corpo de prova (cm <sup>3</sup> )	99,31	97,94		Expansão (100 x L/H) (%)		0,26			
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,013	2,016		RETRAÇÃO					
Massa específica seca (g/cm <sup>3</sup> )	1,918	1,921							
Média das massas específicas secas (g/cm <sup>3</sup> )	1,919			Cilindro número				7	
Constante do Anel:  23,18	PENETRAÇÃO	Penetração Imediata		Penetração Após 24 horas		Altura do corpo de prova (H) (mm)		50,77	
		Leitura	Carga	Leitura	Carga	Leitura inicial (LI) (mm)		8,36	
		0,5	4,00	92,72	0,50	11,59	Leitura final (LF) (mm)		8,35
		1,0	8,10	187,76	0,65	15,07	L = LI - LF (mm)		0,01
		1,5	10,60	245,71	0,75	17,39	Retração (100 x L/H) (%)		0,02
		2,0	12,40	287,43	0,82	19,01	UMIDADE DA AMOSTRA		
		2,5	14,00	324,52	0,91	21,09			
		3,0	15,20	352,34	1,01	23,41	Cápsula número		G 23
		3,5	16,50	382,47	1,10	25,50	Massa de solo úmido + tara (g)		107,51
		4,0	17,70	410,29	1,22	28,28	Massa de solo seco + tara (g)		103,91
4,5	18,80	435,78	1,29	29,90	Massa de água (g)		3,60		
5,0	19,60	454,33	1,31	30,37	Tara da cápsula (g)		31,16		
MINI - CBR	Penetração	Carga	Mini-CBR	Carga	Mini-CBR	Massa de solo seco (g)		72,75	
	2,0 mm	285,00	88,0%	20,00	8,2%	Teor de umidade - w (%)		4,95	
	2,5 mm	325,00	100,0%	22,00	8,0%	Fator de conversão (100/(100+w))		0,9528	
Data: 26/11/07	Operador(es): ANDRÉ / GIGANTE				Média das umidades (%)		4,95		





## ENSAIO DE MINI-CBR-MOLDAGEM, PENETRAÇÃO, EXPANSÃO E RETRAÇÃO

Identificação: NOVO COMPLEXO AEROPORTUÁRIO DA GRANDE NATAL						Amostra:			
Energia normal [ ]			Energia intermediária [ X ]			Ponto: 3			
Cilindro número	12		20		EXPANSÃO				
Massa de solo a compactar (g)	227,00	228,00							
Altura do corpo de prova (mm)	49,64	49,55							
Área do corpo de prova (cm <sup>2</sup> )	19,56	19,56	Cilindro número		20				
Massa do corpo de prova + cilindro (g)	1044,02	1039,92	Altura do corpo de prova (H) (mm)		49,55				
Massa do cilindro (g)	816,89	811,92	Leitura inicial (LI) (mm)		5,16				
Massa de solo compactado (g)	227,13	228,00	Leitura final (LF) (mm)		5,17				
Volume do corpo de prova (cm <sup>3</sup> )	97,10	96,92	L = LF - LI (mm)		0,01				
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,339	2,352	Expansão (100 x L/H) (%)		0,02				
Massa específica seca (g/cm <sup>3</sup> )	2,167	2,180	RETRAÇÃO						
Média das massas específicas secas (g/cm <sup>3</sup> )	2,173								
Constante do Anel:  23,18	PENETRAÇÃO	Penetração Imediata		Penetração Após 24 horas		Cilindro número		12	
			Leitura	Carga	Leitura	Carga	Altura do corpo de prova (H) (mm)		49,64
		0,5	1,70	39,41	2,40	55,63	Leitura inicial (LI) (mm)		6,8
		1,0	3,40	78,81	4,20	97,36	Leitura final (LF) (mm)		6,64
		1,5	5,40	125,17	6,10	141,40	L = LI - LF (mm)		0,16
		2,0	7,40	171,53	7,70	178,49	Retração (100 x L/H) (%)		0,32
		2,5	8,40	194,71	8,40	194,71	UMIDADE DA AMOSTRA		
		3,0	9,50	220,21	9,10	210,94			
		3,5	10,40	241,07	9,80	227,16	Cápsula número		G 64
		4,0	11,50	266,57	10,70	248,03	Massa de solo úmido + tara (g)		92,06
4,5	12,50	289,75	11,80	273,52	Massa de solo seco + tara (g)		87,52		
5,0	13,30	308,29	12,20	282,80	Massa de água (g)		4,54		
MINI - CBR	Penetração	Carga	Mini-CBR	Carga	Mini-CBR	Tara da cápsula (g)		30,28	
	2,0 mm	175,00	57,0%	172,00	56,0%	Massa de solo seco (g)		57,24	
	2,5 mm	200,00	63,1%	206,00	65,0%	Teor de umidade - w (%)		7,93	
Data: 26/11/07	Operador(es): ANDRÉ / GIGANTE					Fator de conversão (100/(100+w))		0,9265	
						Média das umidades (%)		7,93	



## ENSAIO DE MINI-CBR-MOLDAGEM, PENETRAÇÃO, EXPANSÃO E RETRAÇÃO

Identificação: NOVO COMPLEXO AEROPORTUÁRIO DA GRANDE NATAL						Amostra:			
Energia normal [ ]			Energia intermediária [ X ]			Ponto: 4			
Cilindro número	17		30		EXPANSÃO				
Massa de solo a compactar (g)	228,00		225,00						
Altura do corpo de prova (mm)	50,90		49,15		Cilindro número				
Área do corpo de prova (cm <sup>2</sup> )	19,56		19,56						
Massa do corpo de prova + cilindro (g)	1071,02		1013,62		Altura do corpo de prova (H) (mm)	49,13			
Massa do cilindro (g)	843,56		789,53		Leitura inicial (LI) (mm)	1,10			
Massa de solo compactado (g)	227,46		224,09		Leitura final (LF) (mm)	1,10			
Volume do corpo de prova (cm <sup>3</sup> )	99,56		96,14		L = LF - LI (mm)	0,00			
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,285		2,331		Expansão (100 x L/H) (%)	0,00			
Massa específica seca (g/cm <sup>3</sup> )	2,088		2,130		RETRAÇÃO				
Média das massas específicas secas (g/cm <sup>3</sup> )	2,109								
Constante do Anel:  23,18	PENETRAÇÃO	Penetração Imediata		Penetração Após 24 horas		Cilindro número	17		
			Leitura	Carga	Leitura	Carga	Altura do corpo de prova (H) (mm)	50,90	
		0,5	0,40	9,27	0,32	7,42	Leitura inicial (LI) (mm)	3,21	
		1,0	1,00	23,18	0,75	17,39	Leitura final (LF) (mm)	3,00	
		1,5	1,80	41,72	1,45	33,61	L = LI - LF (mm)	0,21	
		2,0	2,20	51,00	2,00	46,36	Retração (100 x L/H) (%)	0,41	
		2,5	2,70	62,59	2,70	62,59	UMIDADE DA AMOSTRA		
		3,0	3,10	71,86	3,40	78,81			
		3,5	3,60	83,45	3,90	90,40	Cápsula número	G69	
		4,0	4,00	92,72	4,30	99,67	Massa de solo úmido + tara (g)	96,64	
4,5	4,40	101,99	4,65	107,79	Massa de solo seco + tara (g)	90,87			
5,0	4,70	108,95	4,80	111,26	Massa de água (g)	5,77			
MINI - CBR	Penetração	Carga	Mini-CBR	Carga	Mini-CBR	Tara da cápsula (g)	29,58		
	2,0 mm	60,00	21,8%	62,00	22,4%	Massa de solo seco (g)	61,29		
	2,5 mm	70,00	23,5%	78,00	25,9%	Teor de umidade - w (%)	9,41		
Data: 23/11/07	Operador(es): ANDRÉ / GIGANTE				Média das umidades (%)	9,41			



USP - Universidade de São Paulo / EESC - Escola de Engenharia de São Carlos / STT - Departamento de Transportes

**ENSAIO DE MINI-CBR-MOLDAGEM, PENETRAÇÃO, EXPANSÃO E RETRAÇÃO**

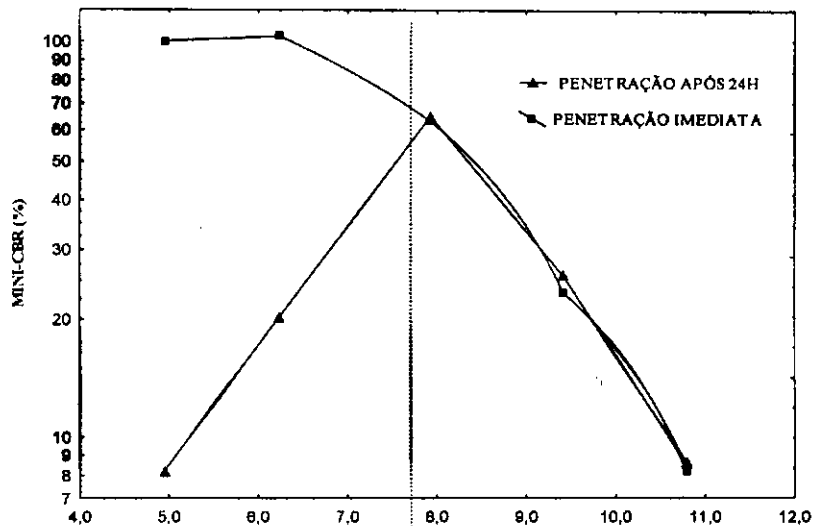
Identificação: NOVO COMPLEXO AEROPORTUÁRIO DA GRANDE NATAL						Amostra:			
Energia normal [ ]			Energia intermediária [ X ]			Ponto: 5			
Cilindro número		42		41	EXPANSÃO				
Massa de solo a compactar (g)		223,00		223,00					
Altura do corpo de prova (mm)		50,08		50,17	Cilindro número				
Área do corpo de prova (cm <sup>2</sup> )		19,56		19,56					
Massa do corpo de prova + cilindro (g)		1006,77		1054,47	Altura do corpo de prova (H) (mm)		41		
Massa do cilindro (g)		785,77		832,7	Leitura inicial (LI) (mm)		50,17		
Massa de solo compactado (g)		221,00		221,77	Leitura final (LF) (mm)		6,72		
Volume do corpo de prova (cm <sup>3</sup> )		97,96		98,13	L = LF - LI (mm)		6,72		
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )		2,256		2,260	Expansão (100 x L/H) (%)		0,00		
Massa específica seca (g/cm <sup>3</sup> )		2,036		2,040	RETRAÇÃO				
Média das massas específicas secas (g/cm <sup>3</sup> )		2,038							
Constante do Anel:  23,18	PENETRAÇÃO	Penetração Imediata		Penetração Após 24 horas		Cilindro número		42	
			Leitura	Carga	Leitura	Carga	Altura do corpo de prova (H) (mm)		50,08
		0,5	0,25	5,80	0,31	7,19	Leitura inicial (LI) (mm)		8,94
		1,0	0,50	11,59	0,50	11,59	Leitura final (LF) (mm)		8,76
		1,5	0,60	13,91	0,63	14,60	L = LI - LF (mm)		0,18
		2,0	0,72	16,69	0,80	18,54	Retração (100 x L/H) (%)		0,36
		2,5	0,80	18,54	0,98	22,72	UMIDADE DA AMOSTRA		
		3,0	0,90	20,86	1,12	25,96			
		3,5	0,92	21,33	1,25	28,98	Cápsula número		G99
		4,0	0,98	22,72	1,41	32,68	Massa de solo úmido + tara (g)		96,25
4,5	1,10	25,50	1,60	37,09	Massa de solo seco + tara (g)		89,81		
5,0	1,20	27,82	1,85	42,88	Massa de água (g)		6,44		
MINI - CBR	Penetração	Carga	Mini-CBR	Carga	Mini-CBR	Tara da cápsula (g)		30,11	
	2,0 mm	20,00	8,2%	20,00	8,2%	Massa de solo seco (g)		59,7	
	2,5 mm	20,00	7,3%	24,00	8,6%	Teor de umidade - w (%)		10,79	
Data: 26/11/07	Operador(es): ANDRÉ / GIGANTE				Fator de conversão (100/(100+w))			0,9026	
						Média das umidades (%)		10,79	



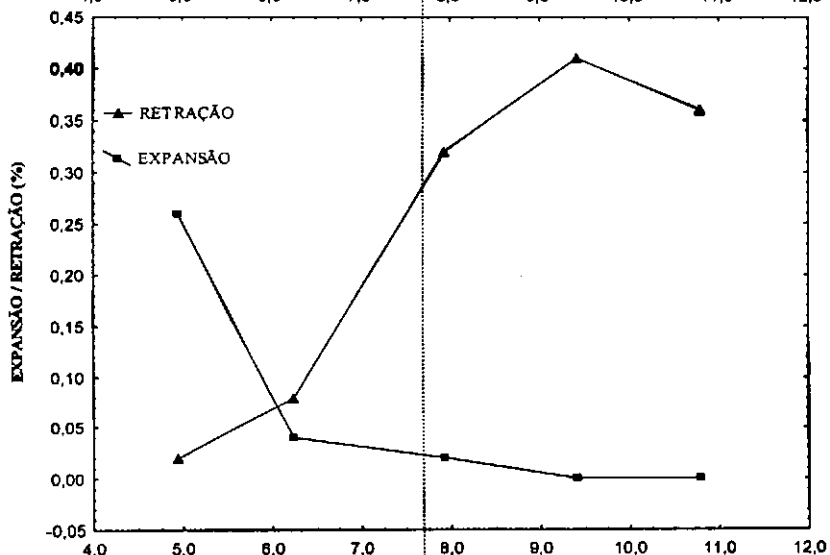
Energia normal [ ]

Energia intermediária [ X ]

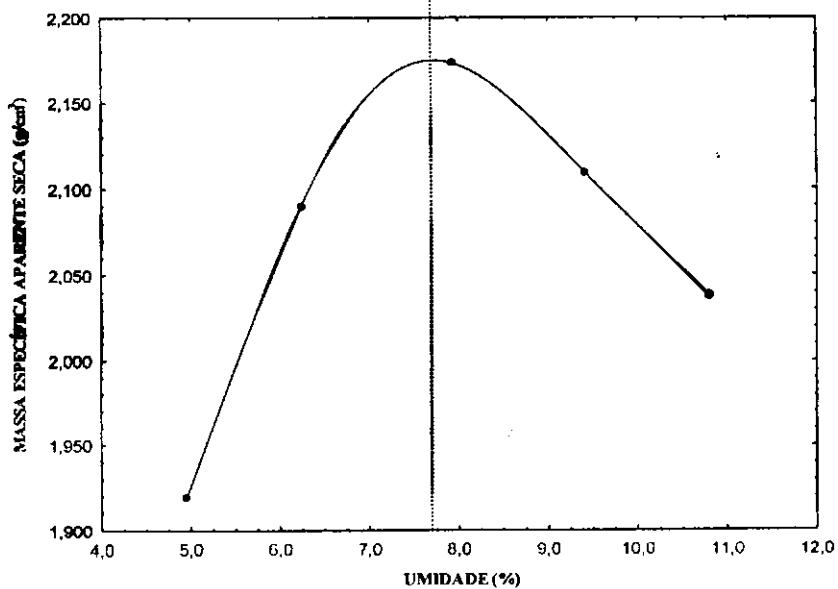
CBR SIMULTÂNEO



MINI-CBR IMERSO
55,0%
MINI-CBR IMEDIATO
68,0%
RIS
80,9%
PERDA DE SUPORTE
19,1%



Exp = 0,03%
Ret = 0,28%



$\gamma_s \text{ máx} = 2,175 \text{ g/cm}^3$
H <sub>ót</sub> = 7,7%