

METODOLOGIA MCT APLICADA AOS SOLOS ARENOSOS FINOS LATERÍTICOS DO RIO GRANDE DO SUL VISANDO PAVIMENTAÇÃO

MARIA CRISTINA FERREIRA PASSOS

Dissertação apresentada ao corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Porto Alegre
Janeiro de 2000

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos orientadores e pelo Curso de Pós-Graduação.

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti
Orientador

Prof. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal
Coordenador do PPGEC

BANCA EXAMINADORA

Prof^ª. Regina Davison Dias
D. Sc. Universidade Federal do Rio de Janeiro , Brasil.

Prof. Rinaldo Barbosa Pinheiro
D. Sc. Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Washington Peres Núñez
D. Sc. Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Para

Renato, Juliana

e André

e aos meus Pais

Varlei e Júlia

AGRADECIMENTOS

Ao Renato e aos meus filhos Juliana e André que com sua compreensão e apoio viabilizaram esta última etapa do trabalho .

Aos meus pais, em especial, pelo incentivo e pelo apoio incondicional que sempre me dedicaram.

Ao meu orientador Prof. Jorge Augusto P. Ceratti pela compreensão e dedicação.

À Prof^a Regina Davison Dias, minha orientadora na etapa inicial, pelo estímulo e motivação pelo estudo dos solos tropicais.

Ao Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem por viabilizar a realização da parte experimental desta pesquisa.

Aos meus colegas e parceiros da Unidade de Normas e Pesquisas do Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem, especialmente aos Engenheiros Luiz Somacal Neto e José Augusto de Oliveira, pelo apoio e amizade.

Aos laboratoristas da Unidade de Normas e Pesquisas do DAER, em especial aos Senhores João Batista B. Sanhudo e Olênio de Jesus C. da Silva, pela motivação e dedicação na realização dos serviços de campo e laboratório.

Aos meus colegas de curso Glaci Trevisan Santos, Marcelo Canossa Macedo, Mauro Jungblut, Rinaldo Barbosa Pinheiro e Washington Peres Núñez pelo carinho e amizade.

Aos funcionários e bolsistas do Laboratório de Mecânica dos Solos no período entre 1990 e 1991, pela colaboração.

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul e CNPq pela oportunidade e pelo financiamento para realização deste trabalho e especialmente ao PPGEC por ter viabilizado a sua conclusão extemporânea.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE QUADROS E TABELAS

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

RESUMO

ABSTRACT

1.INTRODUÇÃO.....	1
1.1.Considerações sobre a relevância do estudo.....	1
1.2. Planejamento e desenvolvimento do trabalho.....	2
1.3. Objetivos.....	4
1.4. Organização do trabalho	4
2.REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1.Considerações sobre a formação e classificação pedológica dos solos do Rio Grande do Sul	6
2.2. Classificação de solos para fins de engenharia.....	9
2.2.1. As classificações tradicionais.....	9
2.2.1.1 Limitações dos métodos classificatórios.....	10
2.2.2. Classificações Alternativas.....	12
2.2.2.1 - Classificação geotécnica.....	13
2.2.2.2. A classificação MCT.....	13
2.2.2.2.1. Parâmetros da classificação MCT.....	15
2.2.2.3. Classificação pelo método da resiliência.....	17
2.3. A metodologia MCT.....	20
2.4. Características geotécnicas dos solos arenosos finos lateríticos.....	27
2.4.1. Granulometria.....	27
2.4.2. Índices de Plasticidade.....	27
2.4.3. Compactação e CBR.....	28
2.4.4. Ensaio da metodologia MCT.....	28
2.4.4.1. Ensaio de minicompactação	

2.4.4.2. Ensaio de mini-CBR e expansão.....	28
2.4.4.3. Coeficientes de infiltrabilidade (sucção capilar) e permeabilidade.....	29
2.4.4.4. Ensaio de Contração.....	29
2.5. Especificações de materiais para bases de solos arenosos finos lateríticos baseadas na metodologia MCT.....	29
2.6. Comportamento resiliente dos solos arenosos finos lateríticos.....	30
3. ESTRADAS VICINAIS OU DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO.....	35
3.1 - Pavimento de Baixo Volume de Tráfego no Rio Grande do Sul.....	38
4. A REGIÃO EM ESTUDO.....	41
4.1. Situação Sócio-Econômica.....	41
4.2. Relevo.....	42
4.3. Geologia.....	43
4.5. Os solos.....	44
4.5.1. Latossolos Vermelho-Escuro.....	44
4.5.2. Podzólicos Vermelho-Escuros.....	45
5. ESTUDOS REALIZADOS.....	46
5.1. Estudos preliminares.....	46
5.1.1. Metodologia da análise estatística.....	47
5.2. Estudos complementares.....	47
5.3. Descrição dos ensaios realizados.....	52
5.3.1 Preparação das amostras.....	52
5.3.2 Ensaio da metodologia MCT.....	52
5.3.2.1. Ensaio de compactação.....	54
5.3.2.2 Mini-Proctor.....	54
5.3.2.3 Mini-MCV.....	55
5.3.2.4. Ensaio de perda de imersão.....	57
5.3.2.5. Ensaio de mini-CBR e expansão.....	58
5.3.2.6. Ensaio de de contração.....	60
5.3.2.7. Ensaio de infiltrabilidade (permeabilidade capilar)	61
5.3.3. Ensaio convencionais.....	62
5.3.4. Determinação do módulo de resiliência dos solos.....	63

6.APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	66
6.1 - Análise estatística preliminar.....	66
6.1.1. Testes de normalidade.....	66
6.1.2. Forma das curvas de Gauss.....	66
6.1.3 .Análise dos coeficientes de variação.....	67
6.2.Granulometria dos solos estudados.....	67
6.3. Índices de plasticidade	73
6.4. Ensaio de compactação e CBR convencionais.....	76
6.5.Ensaio da metodologia MCT.....	83
6.5.1. Mini-Proctor.....	83
6.5.2.Ensaio de Mini-CBR.....	89
6.5.3. Ensaio de expansão.....	99
6.5.4.Ensaio de contração	100
6.5.5. Ensaio de infiltração (sucção capilar)	103
6.6.Comportamento resiliente dos solos estudados.....	104
6.7.Classificação dos solos estudados	110
6.7.1. Comentários sobre as classificações tradicionais.....	111
6.7.2.A Classificação geotécnica.....	112
6.7.3.A classificação MCT.....	113
6.7.3.1.Análise dos Parâmetros da Classificação MCT.....	113
6.7.4.A classificação resiliente.....	117
7.CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	119
7.1. Conclusões.....	119
7.2. Sugestões para outros trabalhos.....	120
8.REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	121
ANEXO 1 -ROTEIRO DE CÁLCULO DA CLASSIFICAÇÃO MCT	
ANEXO 2 - TABELAS RESUMO DOS DADOS	

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

DAER - Departamento de Autônomo de Estradas de Rodagem do Estado do rio Grande do Sul

DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DER/SP - Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo

FIPAE - Fundação Incentivo a Pesquisa e Apoio Industrial da Universidade de São Carlos

USP -Universidade de São de Paulo

MCT- Mini-Compactação-Tropical

IBGE - Instituto Brasileiro de Geologia

UFRGS - Universidade Federal do Rio Grande do Sul

PPGEC - Programa Pós-Graduação de Engenharia Civil

LEha - Latossolo Vermelho-Escuro úmico álico

PEa - Podzólico Vermelho-Escuro álico

VDM - Volume diário médio de tráfego

N - número de operações do eixo padrão

RST - Designação de Rodovia estadual transitória

RS - Designação de Rodovia estadual

VRS - Designação de Rodovia vicinal

FAPERGS - Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado do Rio Grande do Sul

CBR - California Bearing Ratio (Ensaio de solos)

MCV - Moisture Condicion Value (Ensaio de solos)

Mini-CBR - Ensaio CBR em corpos de prova de dimensões reduzidas

Mini-MVC - Adaptação do ensaio MVC em corpos de prova de dimensões reduzidas

HRB - Classificação de solos da A.A.S.H.T.O.

UCSC - Classificação de Solos Unificada(Corpo de Engenheiros-USA) ou de Casagrande

AASHTO - American Association of State Highway and Transpot Officials

IBV- Iowa Bearing Value (Ensaio de solos)

S-MCV- Adaptação do ensaio MVC em corpos de prova de dimensões reduzidas

PEAS - Peso específico aparente
PEAS_{máximo} - Peso específico aparente seco máximo da curva de compactação
w - Teor de umidade em porcentagem
w_{ótima} - Teor de umidade ótimo da curva de compactação
c' - Parâmetro classificatório do metodologia MCT
e' - Parâmetro classificatório do metodologia MCT
d' - Declividade da curva de compactação referente a 12 golpes do ensaio mini-MCV
Pi - Perda de massa por imersão em porcentagem
RIS - Relação entre o mini-CBR na condição imerso sem sobrecarga e sem imersão
ISS - Mini-CBR rompido na condição imerso sem sobrecarga
ICS - Mini-CBR rompido na condição imerso com sobrecarga
HM - Mini-CBR rompido sem imersão
MR - Módulo de resiliência
 σ_3 - Tensão de confinamento
 σ_d - Tensão desvio
LL- Limite de Liquidez
IP- Índice de Plasticidade
LP - Limite de Plasticidade
 ϵ_r - deformação específica recuperável
Ia - Índice de atividade coloidal das argilas
- Indicativo de peneira (Ensaio de solos)
R² - Coeficiente de correlação de ajustes de modelos matemáticos
K1, K2 ,K3 ,K4 ,K5 - Coeficientes dos modelos de comportamento resiliente de solos
CL - Designação de argilas de baixa plasticidade da classificação USCS
A-4, A-6, A-7-6 - Designação dos materiais finos da classificação HRB
GC - Grau de ompactação
 ΔW - Variação do teor de umidade
 $\Delta PEAS$ - Variação do peso específico aparente seco
Kc - coeficiente de infiltrabilidade
PI - Ensaio de compactação na energia intermediária
PN - Ensaio de compactação na energia normal
PM - Ensaio de compactação na energia modificada
PI - Mini - Ensaio de minicompactação na energia intermediária

CV - Coeficiente de variação

SD - Desvio padrão

CP- Corpo de prova

EXP - Expansão

COR - Indica o método de cálculo do Mini-CBR por correlação

RED - Indica o método de cálculo do Mini-CBR por redução de escala

LA' - Designação dos solos areno-argilosos lateríticos da classificação MCT

LG' - Designação das argilas lateríticas da classificação MCT

Ct - Contração de pastilhas de solo

θ - Tensão volumétrica

σ_1 e σ_2 - Tensões principais

C1 e C2 - Coeficientes de modelo de comportamento resiliente de solos

LISTA DE QUADROS E TABELAS

Quadro 2.1	Ensaio da metodologia MCT -adaptado de VILLIBOR,1981).....	25
Tabela 2.1	Granulometria dos latossolos do Rio Grande do Sul (DAVISON DIAS, 1991, p.248).....	27
Quadro 2.2	Especificações necessárias e desejáveis para bases de solo arenoso fino laterítico (NOGAMI e VILLIBOR, 1997, p.533).....	30
Quadro 5.1	Ocorrências estudadas na etapa preliminar.....	47
Quadro 5.2	Ocorrências estudadas na fase complementar.....	48
Quadro 5.3	Comparativo de energias de compactação.....	56
Quadro 5.4	Comparativo ensaios CBR e mini-CBR.....	59
Quadro 5.5	Ensaio convencionais.....	62
Quadro 5.6	Ensaio de resiliência - DNER-ME-131/94.....	63
Tabela 6.1	Granulometrias por sedimentação.....	69
Tabela 6.2-	Resumo dos Estudos de Jazida	
	a) Latossolos.....	77
	b).Podzólicos.....	78
Tabela 6.3	Resultados dos ensaios de resiliência.....	105

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Classificação Resiliente Solos Finos Coesivos (PREUSLLER e PINTO, 1982).....	19
Figura 2.2	Classificação Resiliente Solos Granulares (PREUSLLER e PINTO, 1982)	19
Figura 2.3	Modelos de comportamento dos solos quanto à resiliência (MEDINA e MOTTA, 1989).....	33
Figura 5.1	LEha.....	50
Figura 5.2	PEa.....	51
Figura 5.3	Equipamentos da metodologia MCT (Nogami e Villibor, 1995 p 62-63)	53
Figura 5.4	Fatores de correção do Pi sugeridos por VERTAMATTI (1988, p.126).	57
Figura 6.1	Passante na #200.....	68
Figura 6.2	Variação da granulometria com e sem adição de defloculante.....	70
Figura 6.3	Curvas granulométricas das jazidas de latossolos.....	72
Figura 6.4	Curvas granulométricas das jazidas de podzólicos.....	73
Figura 6.5	Índice de plasticidade.....	74
Figura 6.6	Limite de liquidez.....	74
Figura 6.7	Gráfico de Casagrande.....	75
Figura 6.8	Relação entre a #200, IP e LL.....	76
Figura 6.9	Compactação Convencional - Jazidas LEha.....	79
Figura 6.10	Compactação Convencional - Jazidas PEa.....	80
Figura 6.11	Curvas de compactação – Latossolos.....	81
Figura 6.12	Curvas de compactação – Podzólicos.....	81
Figura 6.13	Relação $PEAS_{máximo} \times W_{ótima}$ para ensaios convencionais e minicompactação	82
Figura 6.14	Relação $PEAS_{máximo} \times W_{ótima}$ para ensaios convencionais e minicompactação.....	83
Figura 6.15	$PEAS_{máximo}$ e $W_{ótima}$ para ensaios de minicompactação na energia intermediária.....	84
Figura 6.16	$PEAS_{máximo} \times W_{ótima}$ para ensaios de minicompactação na energia intermediária – PEa.....	84
Figura 6.17	Correlações com a peneira 200.....	85
Figura 6.18	Correlações com a fração argila.....	86

Figura 6.19	PEAS _{máximo} x Energia de compactação.....	87
Figura 6.20	W _{ótima} x Energia de compactação.....	88
Figura 6.21	Mini-CBR – Latossolos.....	90
Figura 6.22	Mini-CBR –Podzólicos.....	91
Figura 6.23	RIS.....	92
Figura 6.24	Relações de Mini-CBR(correlação) e RIS com % argila.....	92
Figura 6.25	Relações de Mini-CBR(correlação) e RIS com #200.....	93
Figura 6.26	Comparação mini-CBR calculado por correlação e redução de escala...	94
Figura 6.27	Relações entre CBR convencional e mini-CBR com energia de compactação.....	95
Figura 6.28	Correlações W _{ótima} e CBR.....	96
Figura 6.29	Estudos comparativos de CBR e compactação – Jazida J2.....	97
Figura 6.30	Estudos comparativos de CBR e compactação – Jazida J3.....	98
Figura 6.31	Expansão.....	99
Figura 6.32	Contração – LEha.....	101
Figura 6.33	Contração – PEa.....	101
Figura 6.34	Relação entre %argila e contração axial.....	102
Figura 6.35	llog Kcl - LEha.....	103
Figura 6.36	llog Kcl - PEa.....	104
Figura 6.37	Comportamento resiliente.....	106
Figura 6.38	Deflexões no subleito da RS/324, trecho Passo Fundo-Ronda Alta subtrecho BR/285 - Lagoa Bonita.....	110
Figura 6.39	Gráfico da classificação HRB.....	112
Figura 6.40	Variação de c' com a fração argila.....	115
Figura 6.41	Variação de c' com a porcentagem passante na #200.....	116
Figura 6.42	Gráfico da classificação MCT.....	116
Figura 6.43	Classificação resiliente.....	118

RESUMO

As rodovias de baixo volume de tráfego representam a maior extensão das rodovias não pavimentadas no estado do Rio Grande do Sul. Tendo em vista os escassos recursos financeiros e a necessidade premente de descentralizar o desenvolvimento econômico, é fundamental o estudo dos materiais locais para a redução do custo de implantação destas rodovias.

O estudo dos solos tropicais visando a pavimentação de baixo custo para rodovias com tráfego reduzido é uma realidade que vem obtendo resultados muito positivos em outros estados e deve ser ampliado aqui no Rio Grande do Sul.

Existe uma metodologia de estudo e seleção de solos tipicamente tropicais visando a utilização dos solos arenosos finos lateríticos na pavimentação, a metodologia MCT (MiniCompactação-Tropical), desenvolvida no Estado de São Paulo com base nos pavimentos construídos há várias décadas.

O presente trabalho procura caracterizar os solos arenosos finos lateríticos do Rio Grande do Sul, utilizando para tal a metodologia MCT. Esta metodologia estuda o comportamento dos solos a partir de corpos de prova compactados de dimensões reduzidas. Foram realizados ainda ensaios convencionais de caracterização, compactação, CBR e módulo de resiliência, a fim de avaliar a correlação com os resultados obtidos a partir dos estudos da metodologia MCT.

Duas classes de solos pedogeneticamente distintas foram estudadas, porém revelaram propriedades geotécnicas semelhantes. Os solos estudados correspondem predominantemente ao tipo LG'-argilas lateríticas da classificação MCT. Assim sendo, diferem um pouco dos solos arenosos finos mais utilizados para pavimentação no Estado de São Paulo que são classificados como LA'-solos areno-argilosos lateríticos.

No Rio Grande do Sul existe uma grande área de ocorrência de solos arenosos finos lateríticos com um excelente potencial de utilização nas camadas de base e sub-base de

pavimentos de rodovias de baixo volume de tráfego, desde que se tomem medidas executivas para minimizar o problema da contração destes solos .

ABSTRACT

The low traffic roads represents the major extension of unpaved roads in Rio Grande do Sul State. To aim at the scarce financial resource, the utilization of local material is basic to low traffic roads implementation.

The tropical soils study to low cost pavement has obtaining very positive results in another states and should be largely used in Rio Grande do Sul.

The MCT (Miniature Compaction Tropical) is a study methodology to typically tropical soils aiming the fine grained lateritic soils utilization in pavements. This methodology has been developed in São Paulo State based on pavements building about thirty years ago.

This study characterize the fine grained lateritic soils, by using the MCT methodology. This methodology studies the soils behavior using reduced dimensions compacted samples. Were realized conventional proves in characterization, compaction, CBR and resiliency modulus to compare with MCT proves.

This work aims to give a global view of fine grained lateritic soils in Rio Grande do Sul State, by using the MCT methodology. Two kinds of soils were studied. In spite of being pedogenetically, they showed similar geotechnical properties. The soils characterized in this study are classified as LG' (lateritic clay), while the São Paulo's soils is denominated LA' (lateritic sand-clay).

There is a big area of lateritic fine grained soils occurrence that could be used in pavement structural layers in low traffic roads in Rio Grande do Sul. However, executive steps are necessary to reduce the soils contraction in compacted basis.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações sobre a relevância do estudo

A necessidade premente de redução dos desequilíbrios da malha rodoviária nacional, que beneficia áreas proeminentemente industriais em detrimento de áreas de produção primária, tem mobilizado os esforços dos órgãos rodoviários nacionais e estaduais nas últimas décadas. Estes órgãos vêm procurando promover a interligação da malha rodoviária existente através de rodovias secundárias, ligando os centros produtores aos centros de beneficiamento e consumo. Uma vez se tenham estabelecidos estes canais de escoamento e integração, os benefícios serão evidentes, já que se estará propiciando o desenvolvimento das regiões dentro da sua área de aptidão e, por outro lado, possibilitando a integração de várias comunidades isoladas que passarão a ter acesso a transporte mais barato e seguro.

Para a viabilização econômica destas rodovias secundárias ou vicinais se tem buscado a adequação destas às condições regionais; seja com a melhoria de caminhos já traçados, do ponto de vista geométrico, de maneira a reduzir os volumes de cortes e aterros; seja com a utilização de materiais locais, tanto para execução da terraplanagem como na construção da estrutura do pavimento.

A utilização de materiais locais em pavimentação não é um assunto recente. Já na década de cinquenta havia uma preocupação com a utilização de lateritas na pavimentação. Devido às necessidades de se concluir e enquadrar os solos tipicamente tropicais ou subtropicais às classificações e especificações da mecânica dos solos clássica. Nas últimas décadas, com o trabalho dedicado do Prof. Nogami e outros, que vêm procurando adequar uma metodologia de ensaios à prática da geomecânica rodoviária dos solos arenosos finos lateríticos, têm crescido o interesse da comunidade científica pelo assunto. Deste empenho nasceu uma nova proposta de classificação de solos, a metodologia MCT (Mini-Compactação-Tropical), que busca identificar a aptidão dos solos para o emprego rodoviário em camadas de pavimentos.

Ao norte e sudoeste do Rio Grande do Sul, sobretudo nas macrorregiões da Campanha e do Planalto, nas sub-regiões Missões, Planalto Médio e Campos de Cima da Serra

(LEMOS et al,1973) encontram-se extensas áreas de solos arenosos finos lateríticos (SAFL), com perfis profundos e bem desenvolvidos constituindo um universo de materiais de possível aproveitamento na geotecnia rodoviária.

Visando este aproveitamento, o DAER (Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do RS) iniciou, em 1988, uma pesquisa nestes solos arenosos finos do Rio Grande do Sul, em convênio com a FIPAI (Fundação Incentivo a Pesquisa e Apoio Industrial) da Universidade de São Carlos-USP, onde material proveniente de doze jazidas foi ensaiado com a metodologia MCT. Infelizmente o projeto ficou inconcluso e o conjunto dos dados não foi analisado na íntegra.

O emprego desta metodologia MCT para caracterização e estudos das propriedades dos solos arenosos finos lateríticos do Rio Grande do Sul é o objetivo central deste trabalho. Para tanto foram estudadas novas jazidas e analisados os dados já existentes no DAER.

1.2 Planejamento e desenvolvimento do trabalho

Quando se estruturou o presente trabalho de pesquisa de solos arenosos finos lateríticos, foi definida como área de estudos a "mancha" de solos classificados pedologicamente, segundo o Levantamento de Recursos Minerais v.33 (IBGE, 1986), como LEha (Latosolos Vermelho-Escuro húmico álico) abrangendo os municípios de Santa Bárbara do Sul, Carazinho, Palmeira das Missões e Passo Fundo, entre outros. Numa primeira etapa se procurou manter contato com outros laboratórios de solos que houvessem estudado os solos arenosos finos lateríticos, utilizando para tal a Metodologia MCT (Mini-Compactação-Tropical).

Do contato com o DAER, resultou a possibilidade de um intercâmbio que propiciaria um panorama geral do comportamento dos S.A.F.L. já estudados e um aprofundamento dos estudos realizados. A partir daí houve um amadurecimento da estruturação da pesquisa e optou-se por ampliar os estudos de maneira que se obtivessem dados de outra ocorrência de pedogênese distinta. Assim, foi selecionada uma outra região de estudo próxima às cidades de Cacequi e Rosário do Sul, onde se encontram solos classificados, segundo o mesmo levantamento, como podzólico vermelho-escuro (PEa).

Na época que este trabalho foi iniciado, começo da década de 90, deu-se início a uma parceria entre o PPGEC-UFRGS e o DAER, que até hoje mantém convênios de cooperação objetivando o desenvolvimento de pesquisas na área de pavimentação, estabilidade de taludes

e outras. Esta parceria gerou inclusive a construção da máquina de testes acelerados de pavimentos que se encontra na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos que os dois órgãos mantêm através de um Protocolo de Colaboração e de onde tem saído importantes contribuições ao estudo da mecânica dos pavimentos.

É importante referir que o presente trabalho teve sua parte experimental realizada entre os anos de 1990 e 1991, sendo realizada, à exceção dos ensaios triaxiais de carga repetida, integralmente no Laboratório Central do DAER, onde a autora faz parte do corpo técnico desde 1991. Os ensaios triaxiais de carga repetida foram realizados no então Laboratório de Mecânica dos Solos do Curso de Engenharia Civil da UFRGS, hoje, Laboratório de Pavimentação.

O trabalho é dividido basicamente em duas etapas. Na primeira etapa reuniram-se os dados dos estudos que o DAER havia realizado e deu-se um tratamento estatístico básico aos mesmos, procurando verificando a confiabilidade dos diversos ensaios e o tipo de distribuição dos resultados.

Numa segunda etapa partiu-se para o estudo aprofundado de materiais das duas ocorrências de solos pedogeneticamente distintas, quais sejam, os latossolos vermelho-escuros (LEha) e os podzólicos vermelho-escuros (PEa). A amostragem dos latossolos consistiu na sondagem e estudo de mais cinco jazidas disseminadas pela "mancha" em estudo. Já para amostragem dos podzólicos foram sondadas e ensaiadas duas ocorrências, com dois horizontes cada, ao longo da RS/640.

O estudo englobou vários aspectos do comportamento destes solos após compactados, haja visto sua utilização rodoviária. O objetivo principal era a aplicação da metodologia MCT para classificação e conhecimento das propriedades dos solos em estudo, contudo, para fins de comparação, foram realizados de ensaios convencionais de caracterização, granulometria por sedimentação com e sem defloculante, limites de liquidez e plasticidade, ensaios de compactação e CBR, com e sem reuso de material e ensaio triaxial de carga repetida. Os três últimos ensaios foram realizados em pelo menos duas energias de compactação distintas.

1.3 Objetivos

Em linhas gerais, o objetivo deste trabalho de pesquisa é determinar as características dos solos arenosos finos lateríticos do Rio Grande do Sul através da aplicação da metodologia MCT, visando seu possível aproveitamento na execução de pavimentos de baixo custo a serem utilizados na implantação de uma malha pavimentada de rodovias de baixo volume de tráfego, comparando os ensaios dessa metodologia com ensaios convencionais usualmente empregados no estudo de materiais para aplicação rodoviária e comparando os solos em estudo com as especificações propostas a partir desta metodologia.

1.4 Organização do trabalho

O presente estudo foi dividido em sete capítulos.

Na introdução é exposto em linhas gerais o contexto em que se desenvolveram os trabalhos, motivações, estruturação e objetivos.

No capítulo 2 - Revisão Bibliográfica - são abordados os diversos aspectos envolvidos na questão da utilização de solos em bases de pavimentos de baixo custo, buscando em publicações técnicas subsídios para avaliação das propriedades dos solos do RS. São abordados os seguintes assuntos: formação e classificação pedológica dos solos no Estado, as classificações de solos para fins de engenharia, adequação das classificações tradicionais para os solos tropicais maduros, classificações alternativas nacionais, a metodologia MCT de ensaios e seleção de solos, comportamento e valores típicos de propriedades geotécnicas e resilientes dos solos arenosos finos lateríticos no Brasil.

No capítulo 3 são tecidas considerações a respeito dos pavimentos de rodovias de baixo volume de tráfego, o problema do dimensionamento do pavimento destas rodovias e um breve histórico dos pavimentos de baixo custo no RS.

No capítulo 4 é descrita a região dos solos em estudo, aspectos socioeconômicos, relevo, geologia, pedologia e a forma de ocorrência destes materiais.

No capítulo 5 são descritos detalhadamente os estudos realizados e métodos de ensaio utilizados.

No capítulo 6 são apresentados e analisados os resultados obtidos, verificando o potencial de aproveitamento dos solos estudados.

No capítulo 7 - Considerações Finais - são expostas as conclusões do trabalho e apresentadas sugestões para outras pesquisas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações sobre a formação e classificação pedológica dos solos do Rio Grande do Sul

No processo de formação dos solos o intemperismo é o fator fundamental, sendo, todavia, condicionado a diversos fatores que determinam a sua intensidade e forma de ação. Os fatores mais evidentes são o clima (temperatura, precipitação, ventos, etc.), organismos vivos (vegetação, ação antrópica e de animais), natureza do material de origem (formação, textura, estrutura, composição química e mineralógica), relevo e o período de tempo de formação do solo.

A influência climática é determinante na intensidade do processo evolutivo e não na determinação do tipo de solo que irá se desenvolver. Desempenha, entretanto, papel fundamental no controle da vegetação que, por sua vez, é um dos fatores responsáveis pela composição química dos solos e pela evolução do processo de maturidade destes. A procedência do material de origem poderá influenciar profundamente as características até de solos totalmente evoluídos, sendo também condicionante da vegetação e responsável, juntamente com as características topográficas e do fator temporal, pela definição das espessuras dos solos (BUCKMAN e BRADY, 1968).

Em 1938, BALDWING, KELLOG e THORP, citados por DAVISON DIAS (1985), classificaram os solos de acordo com a predominância de determinado fator no seu processo de gênese, em 1949 a classificação foi modificada por TRORP e SMITH, citados pelo mesmo autor. Nesta classificação os solos são agrupados em três ordens: zonal, intrazonal e azonal.

Os solos azonais são solos rasos, com perfis poucos ou nada desenvolvidos, seja por que não sofreram um processo de intemperismo intenso, seja por que as condições particulares do relevo ou do material de origem. Os solos intrazonais já exibem perfis bem

desenvolvidos, refletindo, contudo, mais as características de seu material de origem ou das suas condições de formação do que os efeitos do clima e da vegetação.

Os solos chamados solos zonais têm influência do clima em que se desenvolvem preponderando sobre a origem geológica. São chamados zonais devido às suas ocorrências regionais distintas, determinadas por condições locais como drenagem e topografia que intensificam a influência do clima e da vegetação. Se enquadram nesta ordem os solos chamados maduros pelos autores, ou seja, solos pedogeneticamente desenvolvidos, com processo de argilização intenso (BUCKMAN e BRADY, 1968; DAVISON DIAS, 1985).

O Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Estado do Rio Grande do Sul (LEMOS, 1973) classificou os solos do Rio Grande do Sul em quatro grandes grupos: solos com horizonte B latossólico, solos com horizonte B textural, solos com horizonte B incipiente e solos pouco desenvolvidos. A classificação em subgrupos observou propriedades químicas, coloração, espessura dos horizontes e características texturais, além da natureza dos substratos e fases de relevo.

O Levantamento de Recursos Naturais, v.33 (IBGE, 1986), tomando como base o Levantamento retro citado e outros autores em seu trabalho de pesquisa, identificou 43 classes de solos na área que engloba o estado do Rio Grande do Sul e a porção sul do estado de Santa Catarina.

A fim de propiciar uma compreensão global do assunto, é conveniente partir da definição das características dos grandes grupos propostos pelo primeiro Levantamento.

Os solos com horizonte B latossólico (ou latossolos) são solos bastante desenvolvidos, que se caracterizam por possuírem pouca ou nenhuma variação textural entre os horizontes A e B. Como solos bem desenvolvidos não apresentam minerais primários intemperizáveis e são caracteristicamente espessos, apresentando homogeneidade ao longo do perfil (LEMOS, 1973; DAVISON DIAS, 1985).

A fração argila é de baixa atividade, pobre em sílica, e constituída por minerais do tipo caulinita, óxidos de ferro e alumínio, e apresentando-se em forma de pequenos grumos, grãos ou blocos subangulares de elevado grau de estabilidade. Desta maneira, a porcentagem de argila natural, obtida no ensaio de granulometria sem defloculante, é muito baixa. Estas argilas constituídas por óxidos hidratados diferem sobremaneira em suas propriedades físicas e de resistência das argilas silicatadas das regiões temperadas (LEMOS, 1973; DAVISON DIAS, 1985; BUCKMAN e BRADY, 1968; GEHLING, ROISENBERG e DAVISON DIAS, 1981).

Devido à estruturação descrita acima, os latossolos são solos porosos, muito permeáveis e com boa drenagem interna, encontrando-se parcialmente saturados (DAVISON DIAS, 1985).

O processo de formação dos latossolos se dá sob abundante precipitação e temperaturas elevadas características de regiões tropicais e subtropicais, onde se tem um intemperismo rápido e atuando em maior profundidade. Como resultado destes processos a hidrólise e a oxidação são intensas, destruindo rapidamente os minerais silicatados. Da hidratação do alumínio e a hidratação e oxidação do ferro resultam óxidos hidratados de coloração vermelha ou amarela que conferem esta coloração característica aos solos (BUCKMAN e BRADY, 1968).

Os solos em horizonte B textural caracterizam-se principalmente pelo gradiente textural existente entre os horizontes A e B. Estes solos sofrem um processo intenso de eluviação de argila e óxidos dos horizontes mais superficiais para os horizontes mais profundos, esta emigração resulta em um processo de argilização do horizonte B, enquanto o horizonte A se torna mais arenoso. Dependendo das condições climáticas e das características do solo, podemos ter a formação de um horizonte albico E, puramente arenoso, entre os horizontes A e B.

São ainda características dos horizontes B texturais as porcentagens de argila superiores a 15%, as relações texturais B/A maior que 1,2 (em se tratando de porcentagem de argila) e valores de argila natural maiores que 5%. A estrutura tem tendência de ser em blocos angulares e subangulares, moderada a fortemente desenvolvida, sendo que a cerosidade é sempre observada. De maneira geral apresentam nítido contraste entre os horizontes A, B e C (LEMOS, 1973).

Dentro deste grande grupo estão incluídos tanto solos hidromórficos, como por exemplo, os planossolos, como os solos maduros como os podzólicos e as terras roxas. Como é de interesse deste trabalho, maior aprofundamento será dado aos solos maduros, sobretudo os podzólicos.

Segundo BUCKMAN e BRADY (1968), o termo podzolização vem do russo onde pod significa "sob" e zola significa "cinza", numa referência ao horizonte drasticamente lixiviado, assumindo um aspecto acinzentado e descolorado. Atualmente tem sido utilizado para designar coletivamente os processos que possibilitam a formação de um gradiente textural entre os horizontes.

Para que o processo de podzolização seja intenso é necessário que haja umidade suficiente para promover a lixiviação. Se este processo ocorre sob condições de temperatura elevada, os efeitos da podzolização são modificados e as cores amarelas e vermelhas, resultantes da deposição das formas hidratadas e oxidadas de ferro, começam a dominar os horizontes B (BUCKMAN e BRADY, 1968).

No Rio Grande do Sul predominam os podzólicos vermelho-amarelos e podzólicos vermelho-escuros, diferindo entre si pela porcentagem de óxido de ferro, que é maior nestes últimos. À semelhança dos latossolos, os podzólicos, principalmente os vermelho-escuro, apresentam perfis bem desenvolvidos e com boa drenagem, embora com espessuras um pouco mais modestas.

O grupo dos solos com horizonte B incipiente congrega os solos que apresentam no horizonte B textura mais pesada que franco argilosa, minerais primários parcialmente intemperizados, argilas de atividade baixa e coloração cinzenta; caracterizando solos de áreas de alta pluviosidade e baixas temperaturas (LEMOS, 1973). Segundo DAVISON DIAS (1985), no Rio Grande do Sul são solos moderadamente drenados sob os quais se encontram, em espessuras superiores a dois metros, solos saprolíticos de basaltos e outras rochas afins.

Os solos pouco desenvolvidos são os que apresentam horizonte B inexistente ou de espessura muito pequena, formando perfis de seqüência AR ou AC, ou seja, horizonte A diretamente sobre a rocha ou sobre o horizonte C. Estão incluídos neste grupo os solos litólicos, as areias quartzosas e os solos hidromórficos (DAVISON DIAS, 1985).

2.2 Classificação de solos para fins de engenharia

2.2.1 As classificações tradicionais

De uso universalmente difundido, as classificações tradicionais H.RB (da A.A.S.H.T.O.) e a classificação unificada U.S.C.S., apresentam sérias limitações quando aplicadas indiscriminadamente para quaisquer tipos de solos.

A classificação U.S.C.S., baseada na classificação de Casagrande foi adotada em 1942 pelo U.S. Corps of Engineers para uso na construção de aeroportos. Posteriormente Casagrande sugeriu uma extensão particularmente conveniente aos solos britânicos. O sistema baseado na granulometria e nos limites de liquidez e plasticidade, separa os solos em seis

grandes grupos (G, S, M, C, O, Pt, respectivamente, pedregulho, areia, silte, argila, solos orgânicos e turfa), acrescentando a estes sufixos que dão idéia de graduação, para os solos de granulação grosseira, e da compressibilidade (unicamente em função do LL) para os solos de granulação fina (BLUCHER, 1951).

A classificação HRB foi adotada pelo U.S. Highway Research Board em 1945 (BLUCHER, 1951). O sistema apresenta sete grandes grupos separados de acordo com sua distribuição granulométrica, limite de liquidez e plasticidade. Com respeito à qualidade do subleito, os solos que possuem menos de 35% em peso passando na #200 ($d_{200} < 0,075\text{mm}$) e limites de liquidez e plasticidade não superiores a 10, são considerados excelentes a bons. Já aqueles que possuem mais de 35% passando na #200 são classificados como subleitos médios a maus.

2.2.1.1 Limitações dos métodos classificatórios

A primeira limitação destes dois sistemas classificatórios é que, por serem desenvolvidos em regiões de climas temperados, não trazem considerações a respeito de particularidades fundamentais para a classificação e utilização dos solos ditos tropicais.

A segunda limitação diz respeito a própria concepção dos ensaios classificatórios.

Os solos tropicais, conforme já amplamente discutido na literatura, sofreram processos genéticos que lhe conferem uma estruturação muito peculiar e uma composição química diferenciada, promovendo alterações no seu comportamento sob esforço ou ação da água. Pode-se dizer que nestes solos a natureza da partícula influencia mais o comportamento da massa de solo que o seu diâmetro.

A análise granulométrica, apesar de apresentar uma repetibilidade bastante boa, com coeficientes de variação entre 0 e 7,1% (MEDINA, 1989), é muito sensível ao preparo da amostra a ser analisada. Nos solos tropicais esta questão é fundamental, já que a ação de defloculantes fortes e a energia de agitação, ou destorroamento, severos podem resultar na quebra de microestruturas e/ou cimentações entre os grãos, alterando a natureza da amostra.

A determinação dos índices de consistência, além das mesmas limitações relativas ao preparo das amostras, apresenta ainda uma variabilidade em relação a sua reprodutibilidade (MEDINA, 1989).

Segundo IGNATIUS (1990), é necessária a normalização da energia de manipulação aplicada às amostras no ensaio de determinação do limite de liquidez, uma vez que este é muito influenciado pelo manuseio da amostra.

NOGAMI e VILLIBOR (1980), na apresentação de uma nova sistemática de classificação (classificação MCT), têm excelentes considerações sobre as limitações dos métodos utilizados nas classificações tradicionais. Abaixo estão resumidas algumas observações:

- há uma grande dispersão na determinação dos limites de consistência;
- a fração areia realmente confere propriedades desejáveis para subleitos e sub-bases, desde que seja constituída predominantemente por quartzo. Areias micáceas ou arcoseanas(feldspáticas) em altas porcentagens, conferem características inferiores do ponto de vista de suporte, resiliência e expansão;
- não apenas a quantidade de material passante na #200 é importante; a natureza desta fração tem alto significado;
- a ação do defloculante e o uso de uma dispersão severa na granulometria por sedimentação podem levar a curvas granulométricas que não correspondem ao comportamento do material;
- na classificação H.R.B. é freqüente a inversão hierárquica da capacidade de suporte e expansão na seqüência A-4, A-S, A-6, A-7 e dentro do grupo A-7, entre os subgrupos A-7-S e A-7-6 (NOGAMI e VILLIBOR, 1982);
- no ensaio de granulometria por peneiramento cabe ressaltar a heterogeneidade de desempenho dos dispersores disponíveis no mercado e a grande influência do tipo e concentração do defloculante utilizado. A grande deficiência na granulometria é a falta de detalhamento da fração compreendida entre as peneiras de aberturas 0,42 e 0,075mm. Segundo os autores, pode haver diferenças significativas de comportamento, sob o ponto de vista das operações construtivas, de acordo com a maior ou menor porcentagem passante na peneira de 0,150 (#100);
- nos solos arenosos finos a faixa de variação dos índices físicos é bastante estreita, 20 a 30 % do limite de liquidez e 5 a 10 % no índice de plasticidade. Além disto, os valores se aproximam do limite de exequibilidade dos ensaios.

Nestas condições, variações consideráveis podem ser constatadas, podendo haver uma tendência a exagerar a frequência de solos com índice de plasticidade inferior a 5 ou NP ou, por outro lado, a elevação do índice de plasticidade devido a destruição da estrutura do solo durante a execução do ensaio;

- as grandes discordâncias entre resultados obtidos por laboratoristas diferentes para a mesma amostra, podem resultar em problemas práticos, tais como a rejeição, na fase de construção, de jazidas selecionadas na fase do projeto.

2.2.2 Classificações alternativas

Em face das limitações das classificações tradicionais expostas acima, há várias décadas geotécnicos do Brasil e do mundo inteiro tem buscado novas alternativas de classificação que possam expressar de forma simples e direta as peculiaridades dos solos que se desenvolvem entre os trópicos. Há um consenso no que diz respeito à importância do substrato e da gênese no processo de formação dos solos e, com base nisso, se tem utilizado os levantamentos pedológicos e geológicos como ferramenta fundamental quando se trata da extrapolação de propriedades geotécnicas, sobretudo para utilização em anteprojetos.

Abaixo estão resumidos os princípios básicos das metodologias utilizadas em três sistemas classificatórios propostos por autores nacionais. Enquanto o segundo trata de determinação de propriedades geotécnicas de interesse sobretudo à engenharia rodoviária, o primeiro apresenta técnicas de extrapolação de parâmetros obtidos, já a classificação resiliente caracteriza os materiais de acordo com seu comportamento sob a ação do tráfego quando confinados dentro da estrutura do pavimento. Utilizadas em conjunto, as três classificações podem se tornar uma ferramenta indispensável na estimativa de dados com fins de anteprojetos ou na estimativa de hipóteses quanto ao uso e ocupação do solo urbano ou rural.

2.2.2.1 Classificação geotécnica

A classificação, proposta por DAVISON DIAS e MILITITSKY (1990), se utiliza das unidades de mapeamento geológico e pedológico como indicadoras da estimativa de unidades geotécnicas. Na metodologia desenvolvida, os autores, com base na observação de levantamento e trabalhos de campo, sugerem que os estudos pedológicos e geológicos sejam utilizados como ferramentas na previsão de propriedades geotécnicas dos solos.

Segundo esta classificação, as unidades geotécnicas são descritas usando a seguinte simbologia: "XYZxyz", onde as letras maiúsculas "XYZ" correspondem à classificação dos horizontes superficiais (A e B) e as minúsculas "xyz" indicam a geologia da região, estando relacionada aos horizontes C, RA e R.

Na tabela temos estimativas de classificação geotécnica dos Latossolos e Podzólicos. Os Latossolos são designados pelas letras LE (Latossolo Vermelho-Escuro) e as letras a, b, e r significando, respectivamente, substrato arenito, basalto ou riolito. Os podzólicos são designados por PE (podzólico Vermelho-Escuro) seguidos das minúsculas a e s, que indicam o substrato arenito e siltito. A indicação geológica acompanhada por "ou" significa zonas de transição ou acamamento onde não houve verificação em campo.

ABITANTE (1997) aplicou os métodos de classificação para fins de estudo de subleito do DNER (grupo da classificação HRB) e do DAER (grupo HRB + coloração) e a classificação geotécnica, comparando os parâmetros estatísticos obtidos por cada uma das classificações. A classificação geotécnica, segundo o autor, foi a que forneceu grupos de solos mais homogêneos em relação às suas propriedades geotécnicas.

2.2.2.2 A classificação MCT

A classificação MCT surgiu a partir da metodologia MCT (Mini-Compactação-Tropical) para a seleção de solos arenosos finos visando seu emprego em pavimentos rodoviários. Esta classificação tem por objetivo classificar os solos de maneira "comportamentalista", ou seja, segundo seu comportamento à compactação e suas propriedades após compactado.

Esta classificação foi originalmente desenvolvida com base no ensaio mini-MCV, que é uma miniaturização do ensaio MCV (Moisture Condition Value) PARSONS (1976), utilizando corpos-de-prova de 50mm de diâmetro. Neste ensaios são traçadas curvas de altura do corpo de prova contra o número de golpes, definindo tendências que permitem estimar

parâmetros da classificação. Os parâmetros classificatórios empregados nesta metodologia se baseiam nos resultados dos ensaios de Mini-MCV igual a 10. Posteriormente passou-se a utilizar ensaios em pequenas pastilhas de solos (20mm de diâmetro e 5mm de altura) para obter os parâmetros classificatórios (NOGAMI e VILLIBOR, 1997).

A partir destes ensaios são definidos os parâmetros classificatórios c' e e' , que estão relacionados a textura do solo e a seu comportamento geotécnico, respectivamente.

A classificação MCT divide os solos em duas grandes classes de comportamento distinto, os solos de comportamento laterítico e os de comportamento não laterítico. Neste contexto, como já foi esclarecido pelos autores (NOGAMI e VILLIBOR, 1990), o termo laterítico perde seu significado pedológico e a vinculação inerente com características genéticas, morfológicas, mineralógicas, químicas, estruturais, etc. Utilizado como termo tecnológico, comportamento laterítico, significa comportamento geotécnico conveniente para aplicações rodoviárias, enquanto comportamento não laterítico corresponderia a solos com aplicações mais restritas.

Estas duas grandes classes são divididas em grupos que expressam o comportamento textural do material, quer dizer são definidos pelo seu comportamento arenoso, argiloso, micáceo, silteoso, etc.

Segundo NOGAMI e VILLIBOR (1990), os solos de comportamento laterítico podem apresentar os seguintes grupos de designação textural:

- LA - areias lateríticas;
- LA' - solos areno-argilosos lateríticos;
- LG' - argilas lateríticas.

Já os solos de comportamento não-laterítico são classificados como:

- NA - areias não lateríticas;
- NA' - solos arenosos não lateríticos;
- NS' - solos silteosos não lateríticos;
- NG' - solos argilosos não lateríticos.

De acordo com os mesmos autores, os solos classificados como LA' apresentam boa capacidade suporte e bom comportamento resiliente, sendo adequada sua utilização como base de pavimentos. Já as argilas lateríticas LG', que são argilas ou argilas arenosas segundo as

classificações tradicionais, também podem ser aproveitadas em bases de pavimentos (NOGAMI e VILLIBOR, 1982, 1990).

Os solos de comportamento não-laterítico são os solos arenosos tradicionais ou misturas estabilizadas granulometricamente (NA'), os solos que possuem elevada porcentagem de siltes e, mesmo apresentando boa capacidade de suporte, possuem baixos módulos de resiliência (NS') e as argilas e solos argilosos de comportamento tradicional, podendo ou não apresentarem expansão elevada (NG') (NOGAMI e VILLIBOR, 1990).

2.2.2.2.1 Parâmetros da classificação MCT

a) O coeficiente c'

O coeficiente c' está relacionado com a textura dos solos. Valores de c' acima de 1,5 caracterizam argilas e solos argilosos e valores abaixo de 1,0 as areias e os siltes não plásticos ou pouco coesivos. Entre estes valores situam-se as areias siltosas, areias argilosas, argilas arenosas, argilas siltosas, etc. A correlação de c' com a granulometria não se dá de forma direta, pois influem no valor deste índice também a forma dos grãos e a mineralogia das trações (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

O coeficiente c' é definido como a declividade da parte reta da curva $An \times$ Mini-MCV (An é a variação de altura do corpo de prova resultante do aumento da energia de compactação) do ensaio mini-MCV, correspondente a mini-MCV igual a 10. Como no ensaio não se obtém sempre uma curva correspondente a mini-MCV exatamente igual a dez, c' pode ser obtido por interpolação gráfica de uma curva com declividade intermediária entre as obtidas para os valores de mini-MCV imediatamente superior e inferior a dez.

VERTAMATTI (1988) sugere o cálculo das declividades (c') das curvas $An \times$ mini-MCV, obtendo-se pares de valores $c' \times$ mini-MCV. com estes valores, através de regressão linear obtém-se o valor de c' para mini-MCV=10.

Segundo NOGAMI e VILLIBOR (1994), utilizando-se o método expedito das pastilhas de solo moldadas em anéis de 20mm de diâmetro e 5mm de altura obtém-se c' através da medida da contração diametral das pastilhas sujeitas a secagem. O cálculo de c' sugerido pelos autores é o seguinte:

- Contração (C_t) de 0,1 a 0,5mm: $c' = (\log 10C_t + 1) / 0,904$
- Contração (C_t) > 0,6mm : $c' = (\log 10 C_t + 0,7) / 0,5$

NOGAMI e VILLIBOR (1995) apresentam um estudo com misturas artificiais no qual foram avaliadas três variáveis: porcentagem passante na #200, o tipo de finos (laterítico ou não laterítico) e o tipo de areia (bem e mal graduada) e chegaram às seguintes conclusões:

- c' varia muito quando a quantidade de finos é inferior a 40%, acima deste percentual há uma constância do valor de c' explicada pelo preenchimento dos vazios intergranulares da areia pelos finos;
- para areias mal graduadas o valor de c' varia muito com o tipo de finos;
- para percentuais de finos abaixo de 40% areias bem graduadas fornecem valores de c' superiores às areias mal graduadas. Isto justifica-se pelo fato de que nas areias bem graduadas há um' preenchimento menor dos vazios, aumentando a influência da qualidade dos finos.

b) O coeficiente e'

O coeficiente e' dá o caráter laterítico ou não do solo. Sua formulação matemática, segundo NOGAMI e VILLIBOR (1985), é inteiramente empírica e objetivou distribuir os grupos de solos mais importantes segundo áreas aproximadamente equivalentes no gráfico de classificação.

É dado pela seguinte expressão matemática:

$$e' = (20/d' + \text{Pi}/100)^{1/3}$$

onde:

- d' é a declividade do ramo seco da curva de minicompactação, correspondente a energia obtida através de doze golpes do soquete.
- Pi é a perda da massa por imersão correspondente a mini-MCV igual a 10 ou 15, dependendo da altura do corpo de prova.

VERTAMATTI (1990) sugeriu a adoção de um sistema classificatório que combinasse a classificação U.S.C. com a MCT. Segundo o autor, o coeficiente c' da metodologia MCT poderia ser substituído com vantagens por granulometria e índices físicos e o índice Pi pelo índice D (dispersibilidade). Sendo a dispersibilidade medida pela relação percentual entre a porcentagem do material com diâmetro inferior a 0,005 obtida sem dispersão e sem defloculante com a mesma porcentagem obtida com dispersão e com defloculante. A classificação seria feita exclusivamente pelo parâmetro " e' (modificado)".

" e' (modificado)" = $((D-4.94)/26.6 + 20/d')^{1/3}$, da seguinte maneira:

- e' ou e' (modificado) $\leq 1,4$: seleciona os solos lateríticos não-plásticos (primeira letra S ou G da classificação HRB e talvez os ML da USCS);
- e' ou e' (modificado) $\leq 1,15$: seleciona os demais solos lateríticos.

O coeficiente e' também, à semelhança de c' , pode ser obtido através do ensaio expedito da pastilha do solo através da medida de penetração de um penetrômetro padrão na pastilha de solo seca e após submetida a umedecimento por ascensão capilar. Os valores de penetração característicos para solos lateríticos seriam aqueles inferiores a 2mm. Valores superiores a 2mm indicam solos não-lateríticos (GODOY e outros, 1997).

2.2.2.3 Classificação pelo método da resiliência

PREUSLLER e PINTO (1982) propuseram um método de dimensionamento para pavimentos flexíveis que considerava a resiliência e para tal propunha uma classificação para os solos do subleito considerando as propriedades resilientes dos materiais.

Segundo esta classificação, os solos são separados primeiramente em dois grandes grupos: os solos granulares e os solos finos coesivos.

De acordo com esta classificação, os solos granulares são classificados diretamente em função de seu comportamento obtido no ensaio triaxial de carga repetida, sendo que os solos finos coesivos podem ainda ser classificados indiretamente através de parâmetros granulométricos.

Segundo os autores, os solos finos coesivos apresentam módulo de resiliência afetado diretamente pela tensão desvio (σ_d), dependendo também de outros fatores como umidade e método de compactação, sobretudo em umidades acima da umidade ótima.

- TIPO I - Baixo grau de resiliência. Bom comportamento como subleito e reforço, possibilidade de uso em sub-bases. A relação $MR \times \sigma_d$ apresenta modelo bi-linear com $k_1=0,81$, $k_2=5000$, $k_3=22,07$ e $k_4=-2,525$. Pela classificação indireta a porcentagem de silte na porção passante peneira 200 deve ser igual ou inferior a 35%.
- TIPO 11 - Grau intermediário de resiliência. Regular a ruim como subleito. Uso como reforço requer estudos especiais. A relação $MR \times \sigma_d$ apresenta modelo bi-linear com $k_1=0,78$, $k_2=1150$, $k_3=2,86$ e $k_4=-16,2$. Pela

classificação indireta a porcentagem de silte na porção passante peneira 200 deve ser superior a 35% e inferior a 65%.

- TIPO III - Elevado grau de resiliência. Não é aconselhável seu uso como camada do pavimento. Como subleito requer estudos especiais. O módulo de resiliência não varia com a tensão desvio ($MR = 530 \text{ kgf/cm}^2$) e pela classificação indireta a porcentagem de silte na fração que passa na peneira 200 é superior a 65%.

Os solos granulares são então classificados em três grupos diretamente pelo comportamento da amostra quando submetida a carregamento cíclico:

- GRUPO A - Elevado grau de resiliência. Não devem ser empregados em pavimentos. Constituem subleitos de péssima qualidade.
- GRUPO B - Grau intermediário de resiliência. Podem ser empregados como reforço do subleito, sub-base e base, dependendo das seguintes condições:
 - $k_2 < 0,5$ - bom comportamento;
 - $k_2 > 0,5$ - comportamento dependente da espessura da camada e da qualidade do subleito.
- GRUPO C - Baixo grau de resiliência. Podem ser empregados em todas as camadas do pavimento.

Segundo VERTAMATTI (1988), a conotação desta classificação é de caráter basicamente quantitativo ao estabelecer valores para o módulo de resiliência, no entanto permite inferir a aspecto qualitativo das características genética dos materiais, uma vez que os solos arenoso finos lateríticos têm apresentado elevados valores de módulo, já solos saprolíticos siltosos e micáceos tem módulos bastante baixos.

Diversos outros autores, como FRANZOI (1990), relatam correlações diretas entre propriedades resilientes desejáveis e os solos classificados como lateríticos pela classificação MCT.

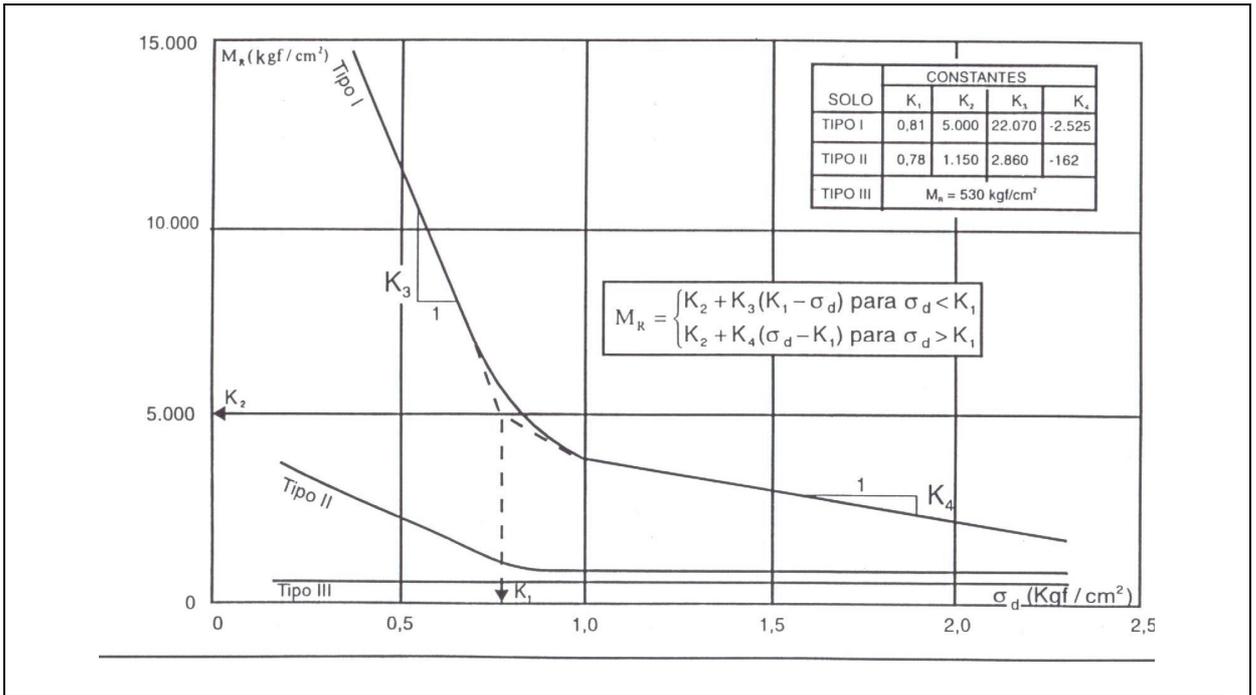


Figura 2.1 – Classificação Resiliente Solos Finos Coesivos (PREUSLLER e PINTO, 1982)

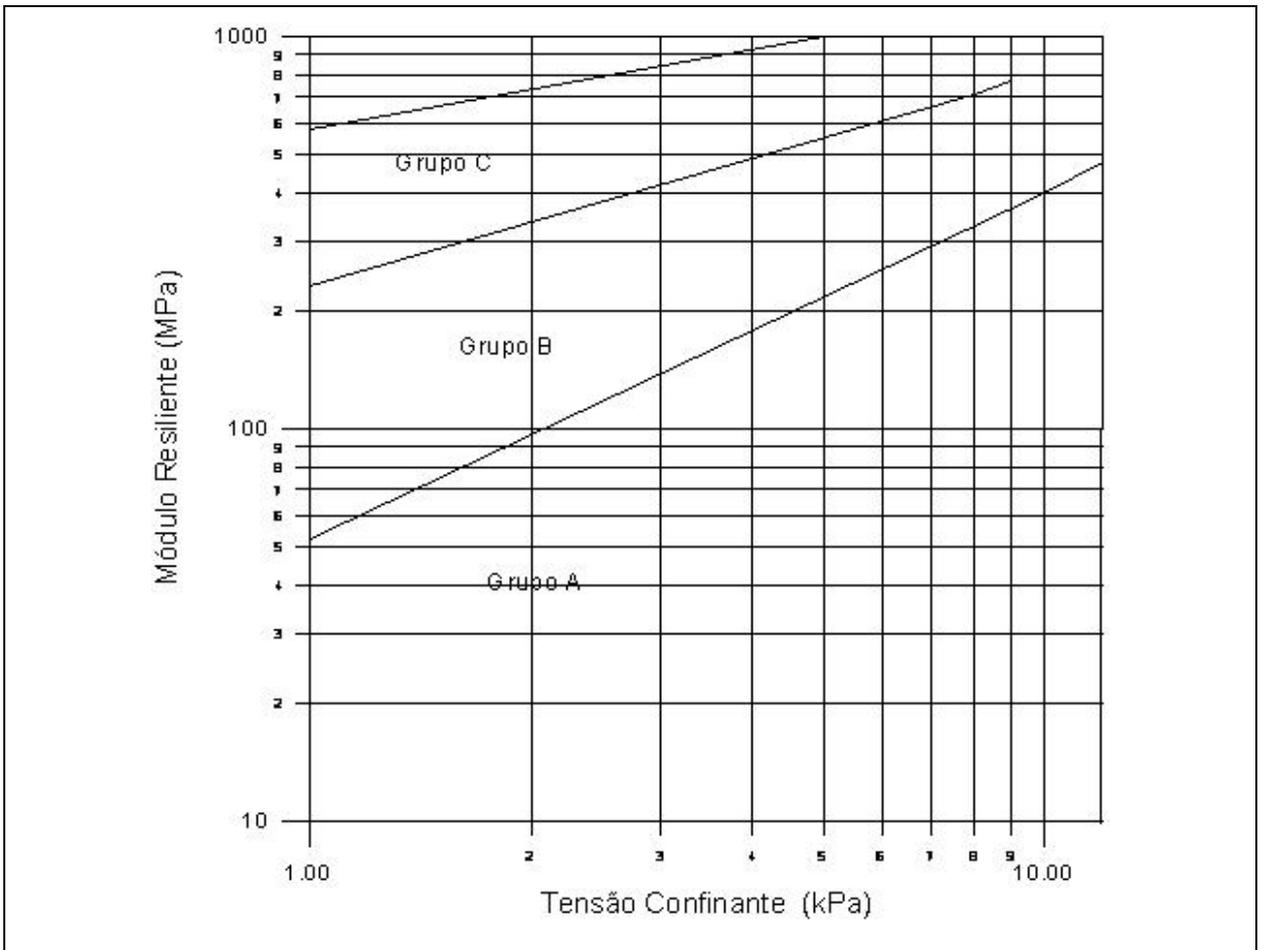


Figura 2.2 – Classificação Resiliente Solos Granulares (PREUSLLER e PINTO, 1982)

2.3 A metodologia MCT

A metodologia MCT (M de miniatura, C de compactação e T de tropical) surgiu da necessidade do estudo particularizado dos solos ditos tropicais. Estes solos, de gênese distinta dos solos estudados pela mecânica dos solos clássica, apresentavam em campo propriedades e comportamento muito além dos estimados pelas classificações tradicionais de uso rodoviário a HRB (Highway Research Board) e a classificação unificada USCS. Assim sendo, se pode inferir que os parâmetros utilizados por estas classificações não eram adequados para estimar propriedades dos solos tropicais em campo.

Partindo deste pressuposto, esta metodologia tem por objetivo fornecer parâmetros classificatórios fidedignos ao comportamento in loco dos solos tropicais (NOGAMI e VILLIBOR, 1980, 1981, 1982, 1983, 1985, 1988, 1989, 1990, 1995; VILLIBOR, 1981). NOGAMI e VILLIBOR (1979) ressaltam como relevantes as diferenças de propriedades e de comportamento de solos que possuam a mesma granulométrica por peneiramento e os limites de Atterberg semelhantes.

A metodologia baseia-se na determinação de parâmetros comportamentais e classificatórios dos solos compactados utilizando para tal corpos de prova reduzidos, com altura e diâmetro iguais a 50mm (ou 26mm no caso do ensaio submini), sendo aplicável a solos que tenham 95% em peso, ou mais, passantes na peneira de abertura 2mm.

Além de fornecer parâmetros de contração e expansão, permeabilidade, compactação e capacidade suporte (Mini-CBR), a metodologia inclui ainda uma classificação baseada no ensaio de Mini-MCV e no coeficiente de perda por imersão. Utilizando estes parâmetros, VILLIBOR (1981), em sua tese de doutoramento, propôs critérios de utilização dos solos arenosos finos no emprego de pavimentos de baixo custo.

A compactação dos corpos de prova segue procedimento semelhante ao proposto por PINTO (1965), utilizando equipamento similar e corpos de prova de dimensões idênticas. O ensaio de Mini-CBR, introduzido por NOGAMI (1972), é a adaptação do IBV (Iowa Bearing Value) desenvolvido por LAFLEUR e outros (1960) que, por sua vez, é uma tentativa de miniaturização do CBR (Califórnia Bearing Ratio).

PINTO (1965) e NOGAMI (1972) afirmam que a energia aplicada nos ensaios de Mini-Proctor com o soquete de seção plena produz o mesmo efeito compactador (mesma densidade nas mesmas condições de umidade) que o ensaio convencional.

Segundo ARANOVICH (1985), a compactação por impacto, como utilizada na minicompactação, produz curva PEAS versus umidade deslocadas para o lado direito do gráfico de compactação, conseqüentemente produzindo umidades ótimas maiores.

O ensaio de infiltrabilidade (permeabilidade capilar), segundo NOGAMI e VILLIBOR(1989), é semelhante ao método desenvolvido por PELTIER (1954) para estudo de ascensão capilar em solos e tem por objetivo verificar o comportamento de solos a serem utilizados em partes de rodovias sujeitas à secagem, sazonal ou não, durante a sua vida útil ou período construtivo.

Essa propriedade dos solos se traduz na velocidade e quantidade de água que infiltra através da superfície de um corpo de prova, quando em contato com água livre, e é medida através do coeficiente de sorção. Em corpos de prova compactados nas condições próximas à umidade ótima e peso específico aparente seco máximo da energia normal esta quantidade de água infiltrada diminui significativamente com o tempo (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

O fenômeno da sucção capilar manifesta-se nitidamente na fase construtiva, quando a base acabada ou em fase de acabamento é sujeita à ação das chuvas, ou na penetração da frente de umidade pelos acostamentos ou eventuais aberturas no revestimento. Pequenas velocidades de absorção, extremamente benéficas nas bases e acostamentos em serviço, apresentam dificuldades de correção do teor de umidade na fase de compactação, daí a necessidade de limitação inferior e superior deste parâmetro (VILLIBOR e NOGAMI, 1982).

Este ensaio foi inicialmente designado como permeabilidade capilar. NOGAMI e VILLIBOR (1995) utilizaram o termo infiltrabilidade tendo em vista a inadequação da utilização do termo permeabilidade para solos não-saturados. Segundo os mesmos autores, este ensaio é muito elementar e pouco preciso e tem por objetivo caracterizar o comportamento dos solos a serem utilizados em pavimentos e acostamentos.

O ensaio de permeabilidade consiste na medida da quantidade de água que percola no corpo prova através do deslocamento do menisco de água no tubo vertical graduado, em função do tempo (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

O ensaio de contração é uma medida direta do comportamento da variação axial da altura do corpo de prova, sujeito à secagem ao ar em temperatura constante, visando verificar a susceptibilidade à refração do material. Já o ensaio de expansão é realizado concomitante com a imersão dos corpos de prova do ensaio Mini-CBR, e o valor da expansão determinado tal qual nos ensaios convencionais.

A contração nas bases de solos arenosos finos é um fenômeno constatado correntemente e se manifesta pelo aparecimento de trincas mais ou menos nítidas após cerca de dez horas após a compactação, quando a imprimadura betuminosa não é realizada logo após a compactação (VILLIBOR e NOGAMI, 1982).

Segundo NOGAMI e VILLIBOR (1995) os solos lateríticos não apresentam uma tendência inequívoca de comportamento em relação à contração, contudo quanto mais argilosos mais contráteis, apesar de apresentarem expansão baixa (quando compactados na umidade ótima e em seguida imersos em água) e pouco dependente da sobrecarga. Contudo, ressaltam os autores, estes solos quando compactados no ramo úmido da curva de compactação podem apresentar expansões superiores a 1 %.

O ensaio de penetração da imprimadura consiste na compactação do corpo de prova com uma depressão circular ao centro da base. Neste ensaio o corpo de prova é coberto de parafina, deixando livre apenas a depressão circular, que é preenchida por material betuminoso. Após a cura é verificada a penetração da imprimadura partindo-se o corpo de prova (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

O ensaio de Mini-MCV é uma adaptação do MCV (Moisture Condition Value) desenvolvido por PARSONS (1976) e também utilizado para fins classificatórios (PARSONS e BODEN, 1979). O ensaio MCV baseia-se no princípio de que a densidade aparente produzida em um dado solo é função somente do teor de umidade e da energia de compactação usada. Para obterem-se energias de compactação crescentes utiliza-se um equipamento que permite as leituras de variação de altura da amostra (medindo a penetração do soquete) em vários estágios da compactação. O ensaio MCV foi desenvolvido com o intuito de resolver um problema muito comum na Inglaterra, e outros países de climas temperados e frios, que é o fato da umidade de campo ser, via de regra, superior à umidade ótima de compactação.

Segundo PARSONS (1976), acréscimos na energia de compactação provocam o deslocamento das curvas de densidade versus umidade para a esquerda, ou seja, para baixas energias de compactação a tendência destas curvas é convergir para um valor acima da umidade ótima. Com base neste princípio, a utilização do MCV seria uma maneira prática, rápida e segura da determinação das condições de umidade e de compactação no campo.

No ensaio MCV a penetração do soquete para um dado número de golpes é comparada com a penetração obtida para quatro vezes mais golpes e a diferença é calculada.

O MCV é definido como dez vezes o logaritmo decimal do número de golpes correspondentes à penetração de 5 mm. Este valor (5 mm) foi arbitrariamente adotado supondo-se que para valores de penetração inferiores a este não há variação significativa da densidade (PARSONS e BODEN, 1979).

Utilizando-se diversos teores de umidade obtém-se curvas de calibração do solo relacionando estes teores com os valores de MCV obtidos. Assim sendo, é possível determinar de maneira expedita se a umidade que determinada amostra se encontra em campo é superior ou inferior à umidade especificada em projeto (PARSONS, 1976; PARSONS e BODEN, 1979; RAMIREZ VACAS e SORIANO, 1989).

FABRI e SORIA (1980) apresentaram o ensaio Mini-MCV, que foi adaptado sob orientação do Prof Job S. Nogami. O ensaio reduzido segue os mesmos preceitos do ensaio original, porém utilizando equipamento reduzido, moldes com diâmetro de 50mm e apenas 200g de solo por teor de umidade (VERMATTI, 1988) e o Mini-MCV é calculado como 10 vezes o logaritmo do número de golpes para a variação de altura, conforme definida para no ensaio, de 2mm.

O ensaio Mini-MCV fornece dados qualitativos muito importantes na análise do comportamento dos solos compactados, pois fornece uma "família" de curvas de compactação, abrangendo energias inferiores à do Proctor Normal e superiores à do Proctor Intermediário. Além disto, permite determinar, de uma maneira muito clara, a gama de umidades correspondente à faixa de trabalhabilidade do material.

Uma outra utilização do Mini-MCV, a exemplo do MCV, é a determinação da umidade de campo e condição da compactação de maneira muito rápida e efetiva, com a vantagem da facilidade de deslocamento do equipamento por suas dimensões reduzidas. Este procedimento é chamado Método Mini-MCV-Hilf (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

A perda por imersão, que é a porcentagem de solo que é erodida de um corpo de prova após um período de 20 horas de imersão, é um parâmetro qualitativo importante na seleção de solos para proteção de taludes e outras partes das rodovias sujeitas à erosão hidráulica (NOGAMI e VILLIBOR, 1989). Na metodologia MCT, segundo NOGAMI e VILLIBOR (1995), este ensaio permite prever uma série de comportamentos desde que associado com outros dados fornecidos pela metodologia; contudo, PASSOS e outros (1992) relatam a utilização deste ensaio em amostras indeformadas e compactadas na umidade ótima para seleção de materiais para utilização na pavimentação da RST/I01.

O quadro 2.1, a seguir, apresenta a associação com os ensaios da metodologia MCT e sua associação com as propriedades físicas da base e os respectivos efeitos no pavimento.

NOGAMI e VILLIBOR (1981), propuseram uma metodologia simplificada onde seriam realizados apenas os ensaios de Mini-MCV, e a perda por imersão e os demais parâmetros como capacidade suporte, magnitude do coeficiente de permeabilidade, expansibilidade e coesão seriam obtidos por correlações com os ensaios supracitados.

VERMATTI (1988) sugere alguns procedimentos complementares práticos relativos à execução e cálculo do ensaio Mini-MCV. Entre estes estão a fixação da massa em 200g para moldagem dos corpos de prova; adoção do diâmetro do soquete igual a 49,8mm propiciando uma folga de 0,1mm nas laterais do cilindro para evitar perda de material ou dissipação da energia de compactação devido a formação de vácuo no interior deste; recomendações sobre preparo da amostra e colocação desta no molde; estimativa do intervalo de trabalhabilidade do solo através das curvas $A_n \times$ Mini-MCV (A_n é a variação de altura do corpo de prova resultante do aumento da energia de compactação) e alterações no processo de cálculo do coeficiente c' , que serão abordadas posteriormente.

NOGAMI e VILLIBOR (2000) apresentam uma nova forma para processar os dados do ensaio de mini-MCV e conceituar c' a partir da utilização de curvas obtidas da relação direta da diferença da altura do inicial do corpo de prova com a altura obtida após n golpes com o número de golpes. Apesar das várias vantagens de utilização do novo procedimento citadas pelos autores os mesmos ressaltam que a execução do ensaio baseado na série de PARSONS (1979) continua aplicável, sendo inclusive mais indicada nos casos em que os solos estiverem muito próximo do limite da classe L (laterítico) para classe N (não-laterítico), ou deseja-se conhecer a família de curvas de compactação.

MERIGHI (1991) apresenta a execução em campo do sub-mini-MCV(S-MCV) desenvolvido por NOGAMI e VILLIBOR (1985). O método S-MCV utiliza corpos de prova de 26mm de diâmetro para fins classificatórios e de determinação da capacidade suporte através de ensaio dinâmico. Como vantagem do método os autores salientam a maneira expedita de classificação e determinação da capacidade suporte, bem como a necessidade de pequena quantidade de amostra.

Quadro 2.1 - Ensaio da metodologia MCT - adaptado de VILLIBOR (1981, p.23)

ENSAIOS	PROPRIEDADES FÍSICAS DA BASE	EFEITOS NO PAVIMENTO
Compactação	Grau e umidade de compactação	Deformação excessiva. Formação de lamelas. Trincamento excessivo. Ruptura do pavimento.
Mini-CBR	Capacidade de suporte	Trilhas de roda, ruptura.
RIS (mini-CBR HM/ISS)	Redução do suporte com a umidade	Deformação da base durante a execução devido às chuvas. Deformação excessiva da borda devido à penetração lateral de água. Ruptura do pavimento sob capas permeáveis.
Expansão	Aumento do volume com o teor de umidade	Deformação da base. Trincas na capa.
Coefficiente de infiltrabilidade	Velocidade de absorção e quantidade de água absorvida	Amolecimento da parte superior da base durante a execução devido às chuvas. Amolecimento da borda. Drenabilidade lenta e problemas construtivos associados. Crescimento de panelas.
Permeabilidade	Velocidade de percolação da água	Acúmulo de umidade em bases não drenantes.
Perda por imersão	Susceptibilidade à erosão	Desagregação da base em presença da água. Desagregação dos bordos dos pavimentos se não estiverem corretamente protegidos.
Contração	Refração da camada compactada	Desagregação pelo trânsito de serviço. Trincas de reflexão na capa. Entrada excessiva de água na base e no subleito.
Penetração da imprimação	Espessura, quantidade e tipo de material betuminoso	Escorregamento do revestimento. Exsudação.

Um método expedito de classificação utilizando anéis de PVC rígido com 50mm de diâmetro foi proposto por NOGAMI e COZZOLINO (1985). Neste método considera-se o comportamento do solo em relação à presença d'água no momento da moldagem e após secagem. Como desvantagens do método os autores citam a diferença das condições de umidade e densidade entre o ensaio e as condições de campo e o fato da análise ser qualitativa, dependendo da sensibilidade do analista. Um aprimoramento deste método apresentado por

FORTES e NOGAMI (1991), neste trabalho os autores ressaltam o aspecto de baixo custo de ensaio e preconizam sua utilização na fase de investigações geotécnicas preliminares, permitindo a escolha de solos para estudos mais completos e a redução do número de grupos de classificação propostos para os sete grupos da classificação MCT.

GODOY e outros (1997) apresentam uma metodologia para estudos geotécnicos preliminares que prevê a utilização de mapas pedológicos, a identificação descritiva dos solos no campo e a realização de ensaios expeditos das pastilhas de solos de 20mm de diâmetro e 5mm de altura para classificação MCT proposta por NOGAMI e VILLIBOR(1994). Segundo os autores, o ensaio expedito das pastilhas permite observar dez características dos solos passantes na peneira de abertura 0,425 mm: granulometria, umidade, consistência, contração diametral, tempo' de ascensão trincas, expansão, penetração, resistência ao esmagamento e coesão em água.

Segundo os mesmos autores, de acordo com NOGAMI e VILLIBOR(1996), para fins da classificação MCT utilizam-se apenas a contração diametral por secagem (relacionada com o parâmetro c') e a penetração na pastilha com o anel (relacionada com e'). As duas características acima definem os aspectos significativos do comportamento dos solos para pavimentação, enquanto a contração está relacionada com a compressibilidade e o trincamento dos solos compactados, a penetração está vinculada a coesão e a resistência destes solos em presença da água.

As pastilhas são obtidas a partir da secagem ao ar de uma pasta e água e da fração que passa na peneira 0,42mm da amostra de solo, que é forçada pela parte interna de anéis metálicos de 20mm de diâmetro e 5mm de altura. A pasta de solo com água deve ter a consistência determinada pelo minipenetrômetro com ponta de 1,3mm de diâmetro e 10g de massa (NOGAMI e VILLIBOR, 1997).

2.4 Características geotécnicas dos solos arenosos finos lateríticos

2.4.1 Granulometria

A granulometria dos latossolos do Rio Grande do Sul estudados por DAVISON DIAS (1991) está apresentada a seguir, na tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Granulometria dos latossolos do Rio Grande do Sul (DAVISON DIAS, 1991, p.248)

Ocorrências	Granulometria c/ Defloculante (%)				Granulometria s/ Defloculante (%)			
	Areia média	Areia fina	Silte	Argila	Areia média	Areia fina	Silte	Argila
Latossolo Vermelho Escuro álico (LEa)	3	49	14	34	3	50	42	3
Latossolo Vermelho Escuro úmico (LEb)	3	28	21	48	4	38	56	2
Latossolo Roxo úmico (LRb)	2	14	27	61	2	19	67	8
Latossolo Bruno Roxo (LBRb)	1	19	16	64	1	45	54	1
Latossolo Bruno (LBCb)	1	5	30	64	1	11	88	1

UTIYAMA e outros (1977), através da análise de vários solos arenosos finos utilizados no Estado de São Paulo, obtiveram curvas granulométricas que indicaram a quase totalidade da fração argila do material passante na #200. Nos solos por ele estudados a fração silte foi inferior a 10%. O mesmo é relatado por ARANOVICH (1985) para os solos do Paraná.

Segundo VILLIBOR (1981), os solos representativos de jazidas utilizadas para bases de solos arenosos finos possuem mais de 50% de fração areia, predominantemente média e fina.

Comparando com a tabela 2.1 nos solos do Rio Grande do Sul, porém, existe uma contribuição maior de partículas no tamanho da fração silte e os solos LEa (latossolos vermelhos escuros com substrato arenito) são os únicos a terem a fração areia predominante.

ARANOVICH (1985), estudando os solos arenosos finos do Paraná encontrou valores de atividades coloidais de argilas medidas pela relação IP/%argila (SKEMPTON, 1953) entre 0,35 e 0,55.

2.4.2 Índices de plasticidade

Em termos de índices plásticos os solos do Paraná apresentam valores IP entre 6 e 15% (ARANOVICH, 1985). Devido aos limites de plasticidade serem muito baixos, no limite da exequibilidade, solos classificados como não-plásticos foram utilizados com sucesso em bases de pavimentos.

NOGAMI e VILLIBOR (1982) apresentam valores de LL entre 20 e 30% e valores de IP entre 5 e 10% para os solos arenosos finos lateríticos de São Paulo.

Os latossolos de transição ou sobre substrato arenítico estudados por ARANOVICH (1985) localizam-se à esquerda da "linha A" do gráfico de plasticidade de Casagrande e as argilas vermelhas de basalto à direita da "linha A" com IPs maiores que 10.

2.4.3 Compactação e CBR

UTIYAMA e outros (1977) citam como valores característicos dos solos arenosos finos de São Paulo PEAS superiores a 21 KN/m³ e umidades ótimas entre 7 e 14%, com curvas muito fechadas, acusando grande susceptibilidade dos solos ao teor de umidade. Esta susceptibilidade também é relatada em relação às curvas de CBR, que atingem no entorno da umidade ótima valores de 80 e até 100% na energia do proctor modificado.

2.4.4 Ensaios da metodologia MCT

A seguir serão descritos os valores típicos dos ensaios MCT para solos arenosos finos do Estado de São Paulo obtidos por VILLIBOR (1981) para amostras representativas de jazidas utilizadas na execução de bases de pavimentos.

2.4.4.1 Ensaios de minicompactação

- Foram obtidos pesos específicos aparentes secos máximos entre 19 e 21,5 KN/m³ e teores ótimos de umidade entre 9 e 14%.
- As curvas de compactação tem declividade acentuada do ramo seco, de tal forma de variações de 2% na umidade representam redução de 12% no peso específico aparente seco máximo.

2.4.4.2 Ensaios de mini-CBR e expansão

- O mini-CBR correspondente a umidade ótima rompido sem imersão apresenta valores entre 40 e 90%, que caem para 30 a 60% quando imersos por um período de 24 horas.

- Os valores de expansão, com ou sem sobrecarga, são em geral bastante baixos, correspondendo a 0,3% na umidade ótima.
- Para os solos lateríticos do Estado de São Paulo, segundo VILLIBOR e NOGAMI(1995), o efeito da sobrecarga na imersão é pequeno para estes solos.

2.4.4.3 Coeficientes de infiltrabilidade (sucção capilar) e permeabilidade

- O coeficiente de infiltrabilidade variou entre 10^{-2} e 10^{-4} cm/s (-LogKc entre 2 e 4) e o coeficiente de permeabilidade entre 10^{-6} e 10^{-8} cm/s.
- Um desvio de 2% da umidade ótima para baixo aumentou os valores dos coeficientes em dez vezes.

2.4.4.4 Ensaio de contração

- Os valores de contração axial de corpos de prova compactados na umidade ótima variaram de 0,03 a 0,6%.
- Um desvio de 2% da umidade ótima para baixo aumentou o valor da contração de 4 a 5 vezes.
- O solo que apresentava maior quantidade de material passante na peneira 200 apresentou maior contração.

2.5 Especificações de materiais para bases de solos arenosos finos lateríticos baseados na metodologia MCT

Baseados no extenso programa de trechos experimentais e rodovias pavimentadas com solos arenosos finos lateríticos, NOGAMI e VILLIBOR (1982) apresentaram as especificações para seleção de solos visando a execução de pavimentos com bases de solos arenosos finos lateríticos. Posteriormente, baseadas nas condições desejáveis sugeridas por SERRA (1987) para misturas artificiais de argilas lateríticas e areia, foi apresentado o quadro a seguir.

Quadro 2.2 - Especificações necessárias e desejáveis para bases de solo arenoso fino laterítico (NOGAMI e VILLIBOR, 1997, p.533)

ENSAIO	CONDIÇÕES NECESSÁRIAS	CONDIÇÕES DESEJÁVEIS
Mini-CBR sem imersão (%)	≥ 40	≥ 50
Perda de Suporte por imersão sem sobrecarga (%)	≤ 50	≤ 75
Expansão sem sobrecarga (%)	$< 0,3$	$< 0,2$
Contração axial (%)	0,1 a 0,5	0,2 a 0,4
Coefficiente de infiltrabilidade (cm/min ^{-1/2})	10^2 a 10^{-4}	10^2 a 10^{-4}

2.6 Comportamento resiliente dos solos arenosos finos lateríticos

O estudo da resiliência surgiu da necessidade de se considerar, para efeito de dimensionamento de pavimentos, os efeitos das cargas transientes resultantes da passagem dos veículos sobre estas estruturas.

Segundo MEDINA e PREUSSLER (1980), foi Francis Hveem quem, em 1955, adotou pela primeira vez o termo resiliência para caracterizar os deslocamentos ocasionados nos pavimentos por cargas móveis que, de acordo com ele, seriam muito maiores do nestes que em outros sólidos elásticos como vidro, concreto, aço, etc.

O termo resiliência, de acordo com o Dicionário Aurélio Básico da Língua Portuguesa, significa: "Propriedade pela qual a energia armazenada em um corpo deformado é devolvida quando cessa a tensão causadora duma deformação elástica".

Nos pavimentos ocorrem tanto deformações permanentes, resultantes de tensões de compressão devido ao peso dos veículos e deformações cisalhantes repetidas (sem variação volumétrica), como deformações resilientes decorrentes do efeito dinâmico das cargas (SVENSON, 1980).

Os métodos de dimensionamento tradicionais como o método do CBR, adotado com pequenas alterações na década de 60 pelo DNER no Brasil, utiliza apenas o critério da capacidade suporte, que está intrinsecamente relacionado com as deformações plásticas, não havendo como relacionar as deformações resilientes. A utilização deste procedimento foi, sem dúvida, um avanço na engenharia rodoviária da época, contudo no decorrer dos anos verificou-

se que este procedimento dimensionava os pavimentos com bastante segurança quanto a deformações permanentes, porém alguns pavimentos apresentavam vida útil aquém daquela para qual haviam sido projetados em função do trincamento excessivo. Este trincamento decorre da perda da capacidade do revestimento ou da própria estrutura de suportar estas deformações transientes, caracterizando a ruptura dos materiais por fadiga.

A ruptura de uma pavimento por fadiga provoca um trincamento excessivo do revestimento, prejudicando a capacidade das camadas superiores do pavimento na sua função de distribuir as tensões às camadas inferiores e ao subleito, propiciando ainda a percolação da água para o interior da estrutura e sua conseqüente deterioração e falência.

Em 1982, PREUSSLER e PINTO propuseram a metodologia resiliente para reforços de pavimentos que se fundamenta no conhecimento da relação entre a tensão/ desvio, aplicada axial e repetidamente em um corpo de prova, e a correspondente deformação específica vertical recuperável. Esta relação é definida como o módulo resiliente do material. Na classificação resiliente os solos são agrupados segundo o modelo matemático que melhor representa o comportamento do modulo resiliente: modelo de solos arenosos ou pedregulhosos e modelo de solos argilosos e siltosos (VERTAMATTI, 1988).

Segundo PREUSSLER (1978), o comportamento resiliente dos solos granulares pode ser afetado pela pressão confinante, pela razão entre as tensões principais; pelo número de repetições, duração e frequência da aplicação da tensão/desvio; pela história de tensões, composição mineralógica, graduação das partículas, condições de compactação, grau de saturação e temperatura.

O comportamento dos solos argilosos compactados é influenciado pela tensão/desvio; pelo número de aplicações e frequência do carregamento; pelo tempo de cura (tixotropia); pela umidade de compactação e, para umidades acima da ótima, pelo processo de compactação (SVENSON, 1980).

ARANOVICH (1985), citado por MOTTA e MEDINA (1988), depois de analisar resultados de triaxiais de carga repetida em solos lateríticos finos compactados sugeriu um modelo matemático combinado, misturando comportamento granular e coesivo. O comportamento semelhante foi obtido por MOTTA, ARANOVICH e CERATTI (1985), onde além do comportamento tradicional e misto, foi obtido um outro comportamento em que o módulo resiliente independe do estado de tensões. Segundo VERTAMATTI (1988), a conotação da metodologia resiliente é basicamente quantitativa ao estabelecer valores do módulo resiliente, entretanto permite distinguir certas peculiaridades qualitativas já que, por

exemplo, os solos finos lateríticos têm apresentado elevados módulos ao contrário dos solos saprolíticos siltosos micáceos.

MOTTA e outros (1990) afirmam que os altos módulos resilientes são uma decorrência da cimentação natural dos solos lateríticos finos.

Na figura 2.1 são apresentados os modelos de comportamento resiliente dos solos.

Segundo NOGAMI e VILLIBOR (1995), os solos lateríticos argilosos e as argilas lateríticas encaixam-se no modelo em que o módulo resiliente é função da tensão/ desvio (modelo bilinear), atingindo valores muito altos quando estas tensões são baixas. Os valores de K_2 e K_3 do modelo bilinear são mais elevados do que os das argilas não lateríticas.

Segundo os mesmos autores, as areias argilosas podem apresentar três modelos distintos de comportamento, com o módulo de resiliência:

- dependente da tensão de confinamento (modelo granular);
- dependente da tensão desvio e de confinamento (modelo combinado) ou
- constante, independente do estado de tensões.

O método de ensaio DNER-131/94 define os níveis de tensões e modelos de comportamento para solos granulares e argilosos e recomenda ainda que seja utilizado o modelo $MR = C_1 \sigma_d^{C_2}$, onde C_1 e C_2 são parâmetros de resiliência dos solos. No caso de solos siltosos, quando a percentagem de silte passante na #200 for igualou maior que 65%, o método sugere aplicar os níveis de tensões utilizados para solos granulares de maneira a determinar a influência da tensão confinante (σ_3).

Nos estudos efetuados por FRANZOI (1990) os solos lateríticos apresentam módulos de resiliência superiores 1000 Kgf/cm² (100 MPa), independente das peculiaridades granulométricas, ou seja, argilas lateríticas apresentaram valores de módulo tão elevados quanto os solos arenosos lateríticos.

CARMO e outros (1997) estudou um material classificado pela classificação MCT como areia laterítica argilosa (LA') cujo módulo de resiliência dependia principalmente da tensão confinante (σ_3) e/ou da tensão volumétrica ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$), apresentando, porém, uma influência secundária da tensão/desvio.

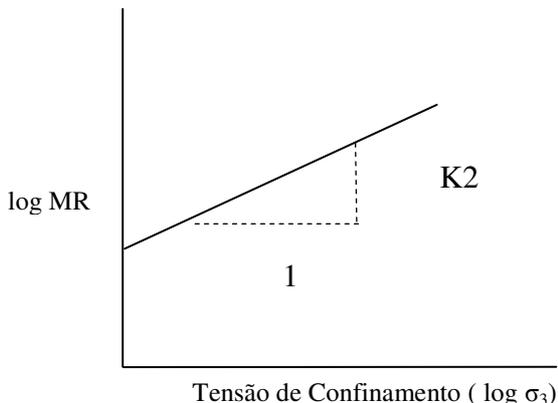
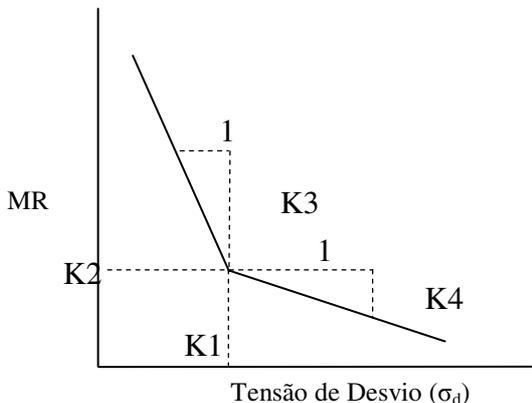
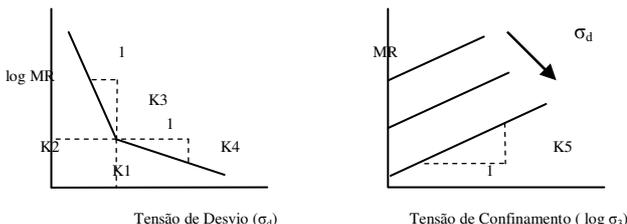
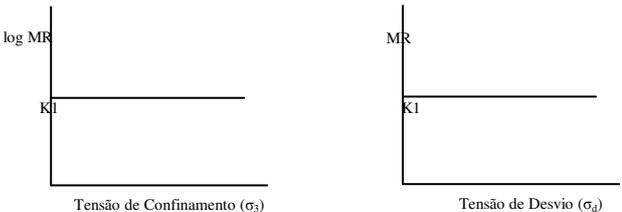
COMPORTAMENTO	MODELO MATEMÁTICO
<p style="text-align: center;">GRANULAR</p>  <p style="text-align: center;">Tensão de Confinamento ($\log \sigma_3$)</p>	$MR = K1 \cdot \sigma^{k2}$
<p style="text-align: center;">ARGILOSO</p>  <p style="text-align: center;">Tensão de Desvio (σ_d)</p>	$MR = K2 + K3(K1 - \sigma_d) \text{ para } \sigma_d < K1$ $MR = K2 + K4(\sigma_d - K1) \text{ para } \sigma_d > K1$
<p style="text-align: center;">COMBINADO</p>  <p style="text-align: center;">Tensão de Desvio (σ_d) Tensão de Confinamento ($\log \sigma_3$)</p>	$MI = K2 + K3(K1 - \sigma_d) \text{ para } \sigma_d < K1$ $MI = K2 + K4(\sigma_d - K1) \text{ para } \sigma_d > K1$ $MR = M1 \cdot \sigma^{k5}$
<p style="text-align: center;">CONSTANTE</p>  <p style="text-align: center;">Tensão de Confinamento (σ_3) Tensão de Desvio (σ_d)</p>	$MR = K1 = \text{Constante}$

Figura 2.3 – Modelos de comportamento dos solos quanto à resiliência

VERTAMATTI (1988), no estudo dos solos da Amazônia, observou em todas as amostras de solos finos lateríticos estudados o comportamento bilinear, com o módulo de resiliência influenciado basicamente pela tensão desvio.

3 ESTRADAS VICINAIS OU DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO

As rodovias vicinais ou de baixo volume de tráfego constituem hoje, após mais 50 anos de pavimentação no país, o grande desafio dos órgãos rodoviários, pois constituem a "clientela" potencial dos programas de pavimentação.

São muitos os conceitos de rodovias vicinais, como por exemplo:

O DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem), em seu Segundo Manual de Estradas Vicinais (1979), definiu como estradas vicinais as rodovias que canalizam "a produção para os sistemas viários principais e centros de armazenagem, consumo, industrialização, comercialização, ou exportação" e/ou assegurem "acesso rodoviário a núcleos populacionais carentes".

THOMAS (1984) define como estradas vicinais os "... *caminhos de pequeno percurso, destinados a promover a ligação entre propriedades rurais, vias principais, povoados vizinhos ou até mesmo às sedes de municípios*". Afirma ainda que a fluência do transporte rural a custos operacionais compatíveis com o valor da mercadoria transportada deve ser a função primeira da estrada vicinal.

O Banco Mundial define, para fins de financiamento, as rodovias vicinais como estradas de baixo volume de tráfego em áreas onde predomina a atividade agropecuária. Podem ser estradas alimentadoras, estradas secundárias ou terciárias, conquanto que não tenham caráter interurbano (GOMES e outros, 1982).

Segundo GOMES e outros (1982), um conceito mais apropriado, englobando também o aspecto social seria o seguinte: "...*estradas com finalidade básica de permitir o escoamento de produtos do setor primário, para um sistema viário de maior porte e/ou para centros de armazenagem e consumo. O volume de tráfego será função do grau de desenvolvimento da área de influência da estrada*".

Independentemente das definições, qualquer programa de melhoria e pavimentação deve levar em conta a relação custo-benefício e qual o retorno que a sociedade terá daquele investimento. Sob este aspecto devem ser contabilizados: a redução dos custos de conservação

e também, em termos de macroeconomia, o efeito benéfico do pavimento em relação ao custo de manutenção de veículos e ao consumo de combustível que poderão refletir-se positivamente no desenvolvimento econômico da região.

BESTER (1984), em pesquisas realizadas na África do Sul, concluiu que à velocidade de 80 Km/h um caminhão truck gasta 18% a mais de combustível se rodar em estrada não pavimentada com irregularidade longitudinal elevada ($QI = 74,7$ ou $IRI = 5,8$ m/km), comparando o mesmo percurso em uma rodovia pavimentada com boa qualidade. Em se tratando de carro de passeio, este valor chega a 29%.

Estes valores são importantes num país de recursos escassos como o Brasil onde a maioria do transporte de cargas e passageiros é feita por via rodoviária, dada a cultura (política de transportes) que se consolidou desde a década de 70, resultando no sucateamento do já insuficiente transporte ferroviário e falta de um programa sério de investimentos no transporte fluvial.

Sob este ponto de vista é imperiosa a redução dos custos já que os benefícios, apesar do exposto acima, muitas vezes são restritos para o conjunto da sociedade, pois outras áreas de investimento público como saúde, educação e o combate à fome e à miséria precisam ser priorizados. Apesar disso, os benefícios decorrentes da pavimentação são fundamentais para as comunidades diretamente envolvidas, propiciando escoamento da produção das pequenas propriedades, acesso mais rápido a centros urbanos mais desenvolvidos e incremento do comércio.

Os órgãos rodoviários, no intuito de reduzir os custos de implantação/melhoramento de rodovias de baixo volume de tráfego, têm fixado parâmetros geométricos mais flexíveis, criando classes especiais de rodovias onde as exigências de raio mínimo, rampas máximas, tangentes, larguras de pista e acostamento são diferenciados em função do baixo VDM. Quanto à pavimentação, entretanto, não se observa o mesmo empenho em fixar parâmetros ou métodos que possibilitem a utilização de materiais não convencionais e/ou espessuras reduzidas.

Neste aspecto, a Prefeitura do Município de São Paulo foi pioneira, adotando um método de dimensionamento que permite menores espessuras e utilização de materiais locais.

De longa data se tem utilizado em todo país pavimentos alternativos com custos reduzidos devido à utilização de materiais locais nas camadas mais nobres do pavimento. Um dos primeiros materiais tipicamente tropicais utilizados em bases de pavimentos foram as

crostas lateríticas empregadas em faixas granulométricas semelhantes às da brita graduada e na estabilização granulométrica de solos.

As primeiras experiências de utilização de solos arenosos finos lateríticos em bases de pavimentos de baixo custo surgiram no Estado de São Paulo, nas rodovias de tráfego reduzido, já no final da década de 60.

A literatura rodoviária está repleta de relatos de experiências bem sucedidas de utilização de solos tropicais desenvolvida nos Estados de São Paulo (VILLIBOR, 1981), Paraná (ARANOVICH, 1985), Rio Grande do Sul (PASSOS e outros, 1992) e em muitos outros estados.

A pavimentação rodoviária, principalmente no caso específico dos países terceiro-mundistas como o Brasil, é um grande desafio e exige muita responsabilidade na alocação dos recursos.

A questão de métodos de projetos para pavimentos sujeitos a baixos volumes de tráfego tem sido amplamente discutida (SANTANA, 1993; BERNUCCI, 1995 e 1997; MOTTA e MEDINA, 1997), uma vez que o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis do DNER (SOUZA, 1966), tradicionalmente adotado, é muito mais sensível aos valores de CBR do que ao número de repetições da carga padrão de 8,2t (número N).

Assim sendo, é imperioso que os órgãos rodoviários adotem procedimentos que forneçam respaldo ao projetista para que o mesmo possa usar sua experiência e criatividade na escolha e dimensionamento dos pavimentos destinados a rodovias de baixo volume de tráfego.

Para definição dos métodos de projeto a serem adotados em rodovias de baixo volume de tráfego, os órgãos rodoviários devem basear-se na sua experiência com os materiais locais, condições climáticas e pluviométricas regionais, uso da via e características particulares do tráfego, para definir parâmetros e especificar procedimentos que forneçam certa garantia ao projetista que, com experiência, muita responsabilidade e uma certa dose de ousadia, tem condições de criar boas soluções do ponto de vista técnico e econômico.

Devemos ter presente que na implantação de programas desta natureza, onde são usados materiais menos nobres ou em menor espessuras, que sempre existirá, para os departamentos, um risco controlado que possa haver algum insucesso. A avaliação deve ser sempre global, pois a redução de custos costuma ser muito significativa no conjunto do programa, mesmo que em um ou outro trecho não se torne especialmente atrativa.

Outro aspecto importante a ressaltar é que pavimentos de baixo custo exigem seleção cuidadosa de materiais nas jazidas, execução primorosa e controle tecnológico rigoroso, sob pena de comprometimento da solução e o conseqüente fracasso financeiro do investimento.

3.1 Pavimento de baixo volume de tráfego no Rio Grande do Sul

No Estado do Rio Grande do Sul temos uma malha rodoviária (incluindo rodovias federais, estaduais e municipais) com extensão de 153.337,85 km, sendo: 11.287,84 pavimentados, 140.062,63 não pavimentados, 1.858,45 em pavimentação e 128,93 em implantação (OLIVEIRA, 2000) .

Com a conclusão dos corredores de exportação que estão sendo financiados pelo BID, a malha rodoviária que restará não pavimentada será constituída quase que totalmente por rodovias de baixo volume de tráfego, acessos a municípios recém emancipados e zonas rurais de baixa densidade populacional. Assim sendo, o campo de aplicação dos pavimentos direcionados a rodovias de baixo volume de tráfego é vasto.

O Rio Grande do Sul, desde o final dos anos 80, tem investido em pesquisas que viabilizam a utilização de pavimentos alternativos e de baixo custo. Abaixo estão relacionadas algumas experiências.

A primeira utilização de pedregulho de laterita em base de pavimentos no Estado foi em 1985, na RS/536, trecho Caibaté-BR/285, com extensão de 13 km o DAER, em 1988, por ocasião do programa de construção de rodovias vicinais (BBD III), pavimentou 41 trechos, perfazendo um total de cerca de seiscentos quilômetros com revestimento asfáltico. Em razão do custo de pavimentação estar limitado a valores reduzidos, procurou-se a utilização de materiais naturais locais, mesmo nas camadas mais nobres do pavimento.

Deste total, cinco trechos foram pavimentados com a utilização seixo rolado, natural ou britado. Os trechos nos quais utilizou-se seixo rolado de rio são os seguintes:

1. VRS/016 - Trecho Venâncio Aires - Palanque(sub-base);
2. VRS/017 - Trecho Linha Temerário - BR/116 (base e sub-base); 3. VRS/026 - Trecho Feliz - Alta Feliz(base e sub-base);
3. VRS/034 - Trecho BR/247 - São Marcos (base e sub-base);

4. VRS/035 - Trecho Paverama - BR/386 (base e sub-base).

Em outros doze trechos foi empregado o basalto alterado ou saprólito de basalto nas camadas de reforço do subleito e/ou sub-base e/ou base de pavimento. Os trechos com utilização do basalto alterado foram os seguintes:

5. VRS/003 - Trecho Palomas - BR-158;
6. VRS/004 - Trecho Silveira Martins - RS/509;
7. VRS/005 - Trecho São Pedro do Sul- Toropi;
8. VRS/006 - Trecho Alegrete - Caverá;
9. VRS/008 - Trecho Formigueiro - Vila Block;
10. VRS/OI0 - Trecho Ibirapuitã - BR/386;
11. VRS/012 - Trecho Serafina Corrêa - Rio Carreiro;
12. VRS/017 - Trecho Espumoso - Campos Borges;
13. VRS/021 - Trecho Frederico Westphalen - Castelinho;
14. VRS/024 - Trecho Ibirubá - Fortaleza dos Valos;
15. VRS/025 - Trecho Nova Esperança - BR/287;
16. VRS/029 - Trecho Passo das Dunas - Formigueiro.

O restante dos trechos foram pavimentados, na sua maioria, com pedra britada (brita graduada ou macadame), alguns com saibro e o segmento urbano de São José do Norte chamado Ponta dos Pescadores, com paviesse com sub-base de areia.

A utilização de solos como reforço do subleito é solução corriqueira na prática rodoviária do Estado, pois um reforço argiloso tende a reduzir as deflexões do subleito, propiciando a homogeneização do subleito deste, além de reduzir as espessuras de materiais britados dadas suas propriedades de suporte e impermeabilização.

A primeira experiência de utilização de solos nas camadas superiores do pavimento iniciou em 1982 na RST-101, entre Bacopari e Mostardas (83 km) onde se utilizou um horizonte plíntico (PTa) (RADAM Brasil, 1986), conhecido regionalmente como barrinho, adicionado de impermeabilizante para base e na condição natural para sub-base (PASSOS e outros, 1993). Com previsão de vida útil do pavimento de 5 anos um trecho experimental de 500m, após oito anos de tráfego, recebeu em 1993 uma camada de 6cm de CBUQ.

Em 1988, o DAER iniciou uma pesquisa nos solos arenosos finos do Rio Grande do Sul, em convênio com a FIPAI (Fundação Incentivo à Pesquisa e Apoio Industrial) da Universidade de São Carlos - USP, onde material proveniente de doze jazidas foi ensaiado com a metodologia MCT. O projeto foi interrompido na metade do cronograma, antes da conclusão final do projeto que previa a construção de vários segmentos experimentais com materiais alternativos. Os dados dos solos arenosos finos lateríticos obtidos através deste convênio foram integralmente utilizados no presente trabalho.

O interesse do DAER, em especial da Unidade de Normas e Pesquisas, e do Laboratório de Pavimentação da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul no estudo dos pavimentos alternativos, além do empenho pessoal dos técnicos e direção de ambas instituições e do Prof. Marco Aurélio Azambuja do Departamento de Engenharia de Minas, resultaram na construção do simulador de tráfego DAER-UFRGS, financiado pela FAPERGS dentro da pesquisa dos basaltos alterados e da área de testes de pavimentos localizada no Campus do Vale da UFRGS. NUNEZ (1997) desenvolveu, a partir dos resultados experimentais das pistas, um método para dimensionamento para pavimentos delgados com utilização de bases e sub-bases de basaltos alterados.

Nos últimos anos a utilização das lateritas foi incrementada, tendo sido estudadas ocorrências para pavimentação de diversos trechos, por exemplo RS/561 (BR/I68-São Nicolau), RS/377 (Santiago-Santa Tecla-Jóia), acesso à Sete de Setembro e acesso a Vitória das Missões.

Atualmente, no DAER, existe uma comissão de técnicos da Unidade de Normas e Pesquisas e da Coordenadoria de Projetos que trabalham em conjunto na elaboração de um Programa de Pavimentação com Materiais Alternativos, reunindo a experiência que o órgão já obteve no emprego de alguns materiais alternativos ou viabilização da utilização de materiais convencionais. O "público-alvo" deste trabalho são as rodovias com VDM igual ou inferior a 500 e até 40% de tráfego comercial e $N \leq 5,5 \times 10^5$.

4 A REGIÃO EM ESTUDO

4.1 Situação socioeconômica

No Rio Grande do Sul a área coberta pelos solos arenosos finos corresponde a uma região de economia essencialmente primária, voltada para a pecuária extensiva e lavouras mecanizadas (IBGE, 1986).

Baseado no Levantamento de Recursos Naturais, v.33 (IBGE, 1986) procurou-se, a seguir, dar um rápido perfil da situação socioeconômica desta área.

Na região da campanha temos uma economia voltada para a pecuária com potencial agrícola pouco desenvolvido (8,4% dos 71,4% da área microrregional aproveitável). A estrutura de uso atual da terra se caracteriza pela alta mecanização e predomínio de grandes propriedades, sendo que na década de 70 a estrutura fundiária apresentou menor concentração de terras e as áreas de lavoura temporária um pequeno, mas significativo, aumento.

Já as subregiões do Planalto caracterizam-se pelo predomínio das culturas mecanizadas do trigo e da soja e, secundariamente, pelas culturas de cevada e milho (Microrregião Colonial de Erechim), lavouras temporárias e atividades pecuaristas extensivas (Missões e Passo Fundo).

O predomínio da mecanização ocasiona, em algumas regiões, problemas de conservação dos solos que, junto com os desmembramentos por sucessões hereditárias, geram áreas de emigração (Microrregião Colonial de Santa Rosa). No panorama geral da região a mecanização tem resultado em excedente de mão de obra, ou seja, subemprego ou desemprego, mesmo em microrregiões de baixas densidades rurais como a Microrregião de Passo Fundo, onde centros regionais como Passo Fundo e Carazinho atraem parte da população rural.

O excedente de mão-de-obra apresentado indica que nos municípios não congestionados deve-se incentivar cultivos com maior exigência de mão-de-obra e a preços mais condizentes.

Em comum, além da economia do setor primário, ambas regiões têm a necessidade de uma infra-estrutura que permita seu desenvolvimento econômico e social na sua área de aptidão. Assim, a implantação de caminhos vicinais de escoamento da produção, em boas condições, beneficiará a circulação dos produtos, reduzindo custos e tempo de transporte e permitindo o desenvolvimento diversificado das propriedades de pequeno e médio porte.

4.2 Relevo

O Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Estado do Rio Grande do Sul (MINISTÉRIO DA AGRICULTURA, 1973) descreve o relevo das regiões em estudo como segue.

A região da campanha é formada por sedimentos permo-triássicos (arenitos, siltitos e folhelhos) e basaltos.

Com altitude média em torno de 100m, o relevo da região é variado, sendo que na parte oeste onde predominam os basaltos este é suave ondulado; fazendo o contorno do derrame encontramos a Formação Botucatu com relevo de *cuesta* e *front* voltado para o leste e cujo reverso decai suavemente em direção ao Rio Uruguai. No front da *cuesta*, onde as altitudes alcançam de 200 a 300m, temos ondulações com declives de dezenas de metros. Na parte mais inferior, onde ocorre a Formação Rosário do Sul, o relevo é suave ondulado.

A região do planalto é a terminação meridional do extenso planalto do sul do Brasil, atingindo altitudes de até 1000m e com área aproximada de 120.000m².

O relevo da região é bastante variado: na subregião Missões predominam ondulações suaves (coxilhas); na do Planalto Médio o relevo é de ondulado a forte ondulado com declives de até muitas dezenas de metros, sem formações de depressões. Na subregião dos Campos de Cima da Serra aparecem as coxilhas alongadas em altitudes superiores a 800m. Já nas subregiões do Alto Uruguai e Encosta Superior e Inferior do Nordeste, temos um relevo forte ondulado a montanhoso, formando grandes vales.

4.3 Geologia

A área em estudo ocupa uma região sob a qual encontram-se as Formações Serra Geral, Tupanciretã e Rosário do Sul. Abaixo estão descritas as principais características destas, sendo que as duas primeiras foram descritas de acordo com o Levantamento de Recursos Naturais - v.33 (IBGE, 1986).

Segundo o IBGE (1986), a Formação Serra Geral é considerada como um agrupamento de vulcanitos predominantemente basálticos entremeados com termos ácidos, sobretudo no topo do pacote, e intercalados com arenitos de origem eólica, semelhantes aos da Formação Botucatu.

A seqüência básica é constituída principalmente por rochas efusivas como basaltos, andesitos, basaltos com vidros e também por brechas basálticas e sedimentares além de intercalações de arenitos interderrames.

Estes arenitos constituem camadas descontínuas de origem eólica e mais raramente fluvial que representam a persistência de condições desérticas semelhantes às de deposição da Formação Botucatu (período Jurássico). Tal como os arenitos desta última formação possuem estratificação cruzada de médio e grande porte. Sua granulação é média a fina, com grãos subarredondados, foscos e quartzosos cimentados por óxidos de ferro e sílica.

A seqüência ácida, situada em posição estratigraficamente superior em relação às rochas da seqüência básica, sendo agrupadas nos seguintes tipos petrográficos: basaltos pórticos, os dacitos e riodacitos felsíticos, os riolitos felsíticos e os fenoblastos vítreos.

A Formação Tupanciretã, de litologia dominante constituída por arenitos é também composta por arenitos conglomeráticos, conglomerados basais e finas camadas de argila. Os arenitos são, via de regra, *"de cor avermelhada, às vezes amarelo-esverdeados, com granulação variável de fina a média, mal classificados, eventualmente conglomeráticos e constituídos essencialmente de quartzo e subordinadamente feldspato alterado a caulinita"*. São em geral maciços, sendo o cimento mais comum o óxido de ferro, e com estratificação plano-paralela e cruzada do tipo fluvial, apesar de já terem sido identificadas evidências de contribuição de material eólico.

Os conglomerados ocorrem na base da seqüência, apresentando matrizes arenosas e areno-argilosas, de coloração semelhante a dos arenitos, a granulação média a fina, contendo blocos e seixos de rochas da Formação Serra Geral, muito alterados, além de calcedônia e

quartzo leitoso. As camadas argilosas, de pequena espessura, aparecem junto ao topo intercaladas com as seqüências arenosas.

A Formação Rosário do Sul é constituída por intercalações de arenitos médios e finos a muito finos, arenitos conglomeráticos, conglomerados e pelitos de planície de inundação. Observa-se nesta Formação colorações avermelhadas, róseas, amareladas e arroxeadas. Os arenitos apresentam estratificação do tipo cruzada acanalada característica de deposição fluvial, sendo quartzosos com proporções variadas de feldspatos e minerais pesados em menor quantidade. Já os siltitos podem parecer maciços como os argilitos ou com estratificação semelhante a dos arenitos (PINHEIRO, 1990).

4.5 Os solos

4.5.1 Latossolos vermelho-escuros

Os latossolos vermelho-escuros apresentam horizonte B latossólico e horizonte A de proeminente a moderado. São solos muito profundos e profundos, bem drenados, porosos a muito porosos, apresentam friabilidade (dependendo da condição de umidade), coloração vermelha e textura variando de argilosa a média, apresentando-se muito argilosos no contato com os latossolos roxos (IBGE, 1986).

Estes solos têm uma área expressiva de ocorrência no estado na qual estão localizados importantes polos de produção agrícola.

Segundo o IBGE (1986), estes solos referem-se a litologias distintas; quando derivados da formação Serra Geral recebem contribuição da Formação Tupanciretã e quando derivados dos arenitos desta última desenvolvem-se muito semelhantes aos que ocorrem sobre a Formação Botucatu.

Os latossolos vermelho-escuros húmicos estudados no presente trabalho estão associados à Formação Serra Geral com contribuições da Formação Tupanciretã, ocupando a região correspondente aos municípios de Passo Fundo, Carazinho e Santa Bárbara do Sul.

Em algumas ocorrências observam-se voçorocas, sendo que à medida que a textura se torna mais argilosa diminui a susceptibilidade a este problema.

Os latossolos estudados no presente trabalho possuem perfis profundos, superiores a 4m e textura bastante friável quando secos. Os perfis se caracterizam por um horizonte A pouco espesso (cerca de 30 a 50cm) de cor marrom e o horizonte B profundo de aspecto homogêneo e coloração vermelho-escura.

4.5.2 Podzólicos vermelho-escuros

De acordo com o IBGE (1986), os podzólicos vermelho escuros são solos com horizonte B textural com transição gradual ou abrupta entre os horizontes, apresentando seqüência A, B e C com horizonte A proeminente ou moderado, profundos e de cores avermelhadas.

Sob a denominação de podzólicos vermelho-escuro encontram-se os solos anteriormente classificados como Terra Roxa Estruturada Similar (desenvolvida sob substrato diferente de basaltos, dacitos ou similares) e os Podzólicos Vermelho-Amarelo correspondentes a teores superiores de óxidos de ferro e, portanto, coloração vermelha mais escura.

Ocorrem em regiões geomorfológicas distintas e de litologia bastante variada; originados das rochas efusivas ácidas da Formação Serra Geral, arenitos, siltitos e lamitos de diferentes formações geológicas na Depressão Central, sobre arenitos das Formações Rosário do Sul e Botucatu na região da campanha, entre outras (IBGE, 1986).

No presente trabalho estão sendo estudados, especificamente, os podzólicos vermelho-escuro que ocorrem na região da Campanha, sobre a Formação Rosário do Sul, nas proximidades das cidades de Cacequi e Rosário do Sul.

Nesta região os solos são geralmente abruptos, com horizonte A moderado de textura argilosa a média e B argiloso, sendo altamente susceptíveis a erosão.

Os perfis se caracterizam por apresentarem no horizonte B colorações distintas, sendo designados neste trabalho por B1 e B2. B1 seria o horizonte mais superficial de coloração marrom-avermelhada e profundidade em torno de 1,5m. O horizonte B2 mais profundo possui coloração vermelho-escura e espessuras um pouco maiores. A análise tátil visual não sugere a existência de gradiente textural entre os horizontes B1 e B2.

5 ESTUDOS REALIZADOS

5.1 Estudos preliminares

Os estudos foram realizados em duas etapas. Numa primeira fase foram levantados os dados de ensaios da metodologia MCT resultantes de um convênio do DAER/RS com a FIPAI - Fundação para o Incremento da Pesquisa e Aperfeiçoamento Industrial da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

Através deste convênio, no final da década de 80, foram pesquisadas doze jazidas com a proposta de estudar e disseminar o uso dos solos finos lateríticos e materiais alternativos como o basalto alterado e solo-brita descontínuo como base e sub-base de pavimentos de rodovias de baixo volume de tráfego.

Basicamente neste convênio foram estudados solos de ocorrências pedológicas distintas: os latossolos vermelho-escuros e os podzólicos vermelho-escuros.

As jazidas estudadas foram separadas em grupos de acordo com sua natureza pedológica e classificadas segundo a proposta de classificação geotécnica de DA VISON DIAS e MILITITSKI (1990).

Com os dados de ensaios de minicompactação (umidade ótima e PEAS máximo), mini-CBR na umidade de moldagem e imerso com sobrecarga, expansão, contração, ensaio de infiltrabilidade (permeabilidade capilar) e porcentagem passante na #200 foi realizada uma análise estatística preliminar para verificar o tipo de distribuição estatística dos dados obtidos, avaliar a variação dos resultados e para definir o número de ensaios a serem realizados em cada jazida. As jazidas estudadas nesta etapa preliminar constam do Quadro 5.1.

Quadro 5.1 - Ocorrências estudadas na etapa preliminar

IDENTIFICAÇÃO	LOCAL	CLASSIF GEOTÉCNICA
BR/285	BR/285 trevo para Erechim	LE a/b
PF-CAR	BR/285 entre Passo Fundo e Carazinho	LE a
PF 14	Passo Fundo - Ronda Alta Km 14+400	LE a
BV	Esquina Bela Vista	LE a
P-AJURI	Palmeiras - Ajuricaba	LE a
PF-TAPE	Passo Fundo - Tapejara	LE a
CO- VA	Colorado - Vista Alegre	LEa/b
SJ	Divisa - Salto do Jacuí	LE a
CAJ2	RS/640 - Cacequi - Rosário do Sul- Km 22+000	PEa
SP 12	São Pedro - Toropi - Km 12+600	LE a/s
SP 13	São Pedro - Toropi - Km 13+200	LE a/s
Palomas	Acesso a Palomas	LE a/s

5.1.1 Metodologia da análise estatística

A partir dos dados fornecidos pelos ensaios da metodologia MCT, procedeu-se a um tratamento estatístico básico, procurando verificar a confiabilidade e repetibilidade de cada ensaio. Dos resultados de ensaios das doze jazidas procedeu-se à análise para os oito tipos de dados obtidos.

A análise estatística foi baseada no cálculo das médias, desvios padrões, coeficientes de variação, verificação da normalidade da distribuição e seus elementos como os coeficientes de achatamento e curtose (que estão relacionados ao formato da curva de Gauss), utilizando o programa computacional STATBAS (NANNI, 1981).

Posteriormente foi utilizado o programa COMPVAR (NANNI, 1981) para comparação dos oito grupos de médias dos Latossolos Vermelho-Escuro, procurando verificar a homogeneidade das propriedades geotécnicas em uma mesma unidade de mapeamento pedológico (LEha-Latossolos Vermelho-Escuro húmico álico, segundo o IBGE, 1986).

5.2 Estudos complementares

Na etapa complementar foram aprofundados os estudos em três ocorrências da etapa preliminar (PF 14, SJ e CAJ2) e estudadas outras quatro novas ocorrências, conforme o Quadro 5.2, abaixo:

Quadro 5.2 - Ocorrências estudadas na fase complementar

IDENTIFICAÇÃO	LOCAL	Nº DE AMOSTRAS	CLASSIF PEDOLOGICA
PINMAR	Pinheiro Marcado	10	LEha
SJ	Divisa Salto do Jacuí	20	LEha
PF 33	Passo Fundo – Ronda Alta km 3+300	7	LEha
PF 14	Passo Fundo – Ronda Alta km 14+400	7	LEha
SBS	RS/506 km 2+200	10	LEha
CAJ2	Cacequi-Rosário do Sul km 22+000	20 (10 por horizonte)	PEa
CAJ3	Cacequi-Rosário do Sul km 19+500	20 (10 por horizonte)	PEa

As ocorrências agora estudadas limitaram-se aos latossolos vermelho-escuros e podzólicos vermelho-escuros com substrato arenito, da Formação Tupanciretã e Formação Rosário do Sul, respectivamente.

As amostras foram caracterizadas por ensaios convencionais de granulometria e índices físicos. Para complementar o estudo da granulometria foram realizados estudos de granulometria por sedimentação com e sem defloculante em amostras selecionadas de todas as jazidas. A granulometria sem defloculante fornece a porcentagem de argila natural, ou seja, a porcentagens de partículas do tamanho argila solo apresenta em seu estado natural

De cada amostra foram realizados os ensaios completos da metodologia MCT, minicompactação, mini-CBR na umidade de moldagem, imerso com sobrecarga e imerso sem sobrecarga, expansão, mini-MCV para determinação dos parâmetros classificatórios, perda por imersão, infiltrabilidade (permeabilidade capilar) e contração.

Após a caracterização foi separada uma porção de solo por amostra e misturados (homogeneizados) os materiais que pertencessem a mesma jazida e ao mesmo horizonte. Com a mistura obtida procedeu-se a compactação sem reuso e determinação do CBR nas três energias de compactação, com seis pontos de umidade por energia (DAER/2000). O objetivo deste estudo foi determinar o comportamento do solo à compactação do ponto de vista do crescimento do PEAS e do CBR com a umidade e a energia de compactação; conhecer a umidade ótima e PEAS máximo do solo sem reuso e, por fim, ter um parâmetro de comparação para os valores de mini-CBR e minicompactação obtidos com a Metodologia MCT.

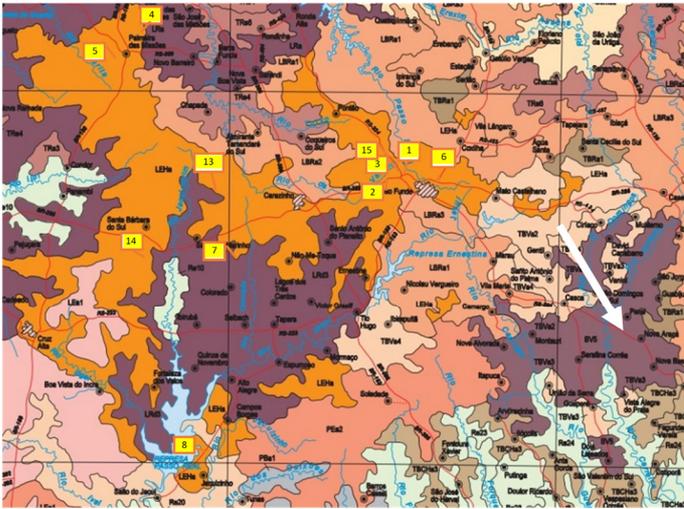
Das jazidas PINMAR, SJ, PF33 e PF14, da mesma mistura ensaiada nas três energias de compactação foram moldados corpos de prova de cerca de 10cm de altura e 5cm de diâmetro para determinação do módulo de resiliência nas unidades correspondentes às energias de compactação normal e intermediária.

Com amostras da jazida CAJ3 procurou-se avaliar a representatividade dos ensaios de minicompactação e mini-CBR em relação aos ensaios convencionais. Para tanto foram realizados os seguintes ensaios :

- ensaios convencionais de compactação com reuso e CBR nas energias normal e intermediária em todas amostras;
- seis ensaios de compactação sem reuso na energia normal e três na energia intermediária;
- ensaio de mini-CBR com as unidades obtidas nos ensaios convencionais de compactação.

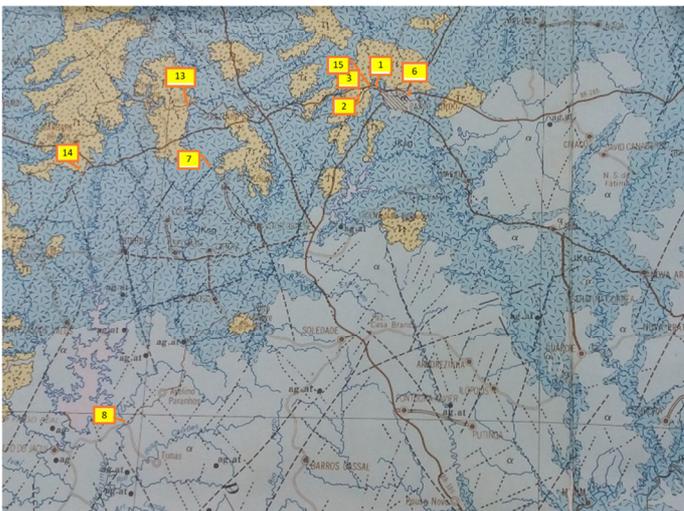
Na jazida CAJ2 foram realizados ensaios de compactação com reuso nas energias normal e intermediária.

Nas figuras 5.1 e 5.2 estão localizadas as jazidas estudadas nas duas etapas do trabalho. Estas figuras apresentam as ocorrências de solos, latossolos e podzólicos estudadas (a), mostrando também a condição geológica (b) e o mapa rodoviário (c).



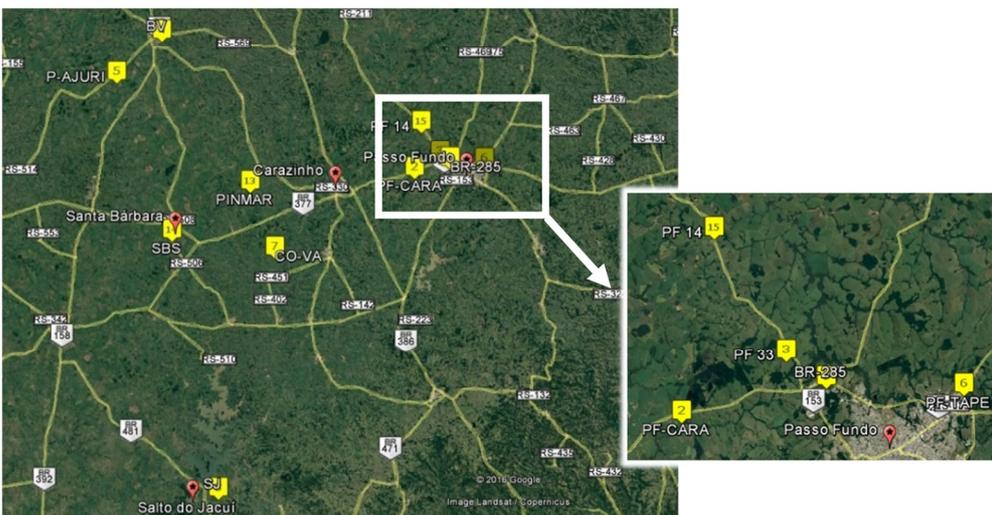
ID	JAZIDA
1	BRS-285
2	PF-CARA
3	PF33
4	BV
5	P-AJURI
6	PF-TAPE
7	CO-VA
8	SJ
13	PINMAR
14	SBS

a) Pedologia (IBGE, 1986)



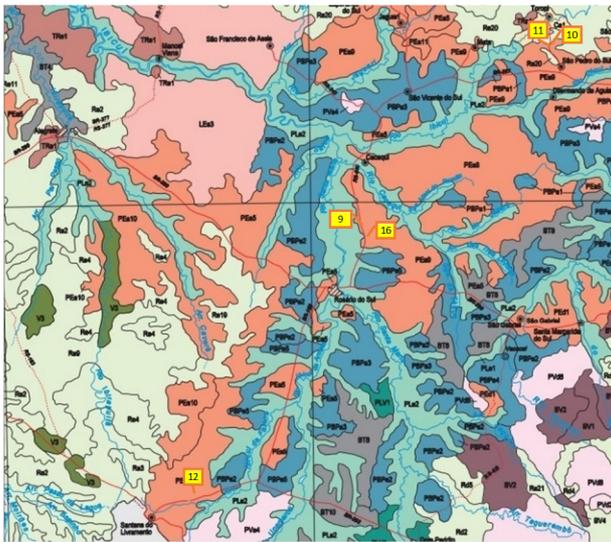
Legenda	
	Latossolo vermelho escuro, úmico, álico.
	Formação Tupanciretã
	Formação Serra Geral (IBGE, 1986)

b) Geologia (IBGE, 1986)



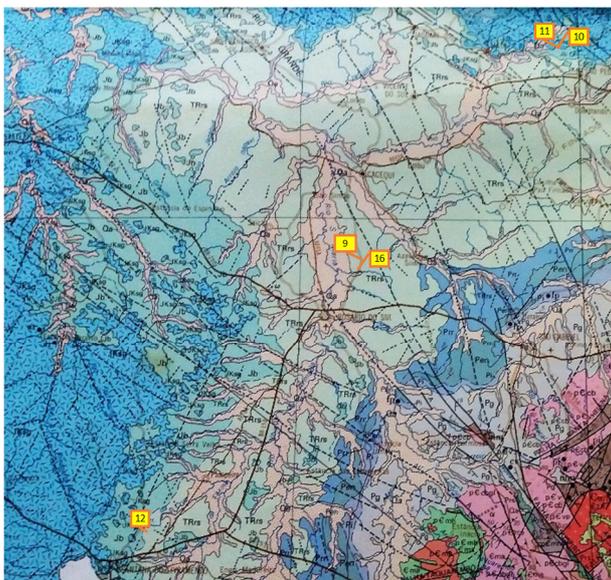
a) Mapa de Localização

Figura 5.1 - LEah



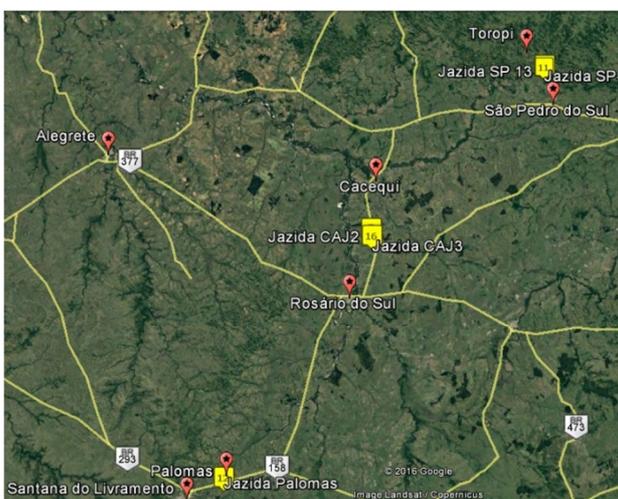
a) Pedologia (IBGE, 1986)

ID	JAZIDA
9	CAJ2
10	SP13
11	SP12
12	PALOMAS
15	CAJ3



b) Geologia (IBGE, 1986)

Legenda	
	Podzólicos vermelho escuro álico.
	Arenitos médios a finos siltitos argilosos e lamitos, friáveis, cores vermelha, castanho-avermelhada, cinza-amarelo e branca
	Arenitos de coloração vermelha, rósea e amarelo clara, finos a médios, feldspáticos, bimodais com grãos arredondados e foscas.
(IBGE, 1986)	



c) Mapa de Localização

Figura 5.2 - PEa

5.3 Descrição dos ensaios realizados

5.3.1 Preparação das amostras

As amostras assim que chegavam ao laboratório eram imediatamente registradas, acondicionadas em bandejas metálicas e colocadas em estufas a temperatura constante de 60°C até a secagem. A substituição da secagem ao ar, mais recomendada, pela secagem em estufa é justificada pelo grande volume de material (cerca de 500 kg por jazida) e pelo clima úmido que ocorre no Rio Grande do Sul em mais da metade do ano.

As amostras, após a secagem, foram destorroadas com rolo manual.

A porção da amostra destinada aos ensaios da metodologia MCT foram destorroadas e passadas na peneira nº 10 (2mm). As demais porções tiveram preparação usual, conforme prevista no DAER/RS EL 001/99 (DAER, 2000).

Os materiais destinados aos ensaios de compactação, mini ou convencional sem reuso, foram submetidos a umedecimento nas umidades julgadas convenientes e armazenados em sacos plásticos fechados por um período não inferior a 12 horas.

5.3.2 Ensaio da metodologia MCT

Nesta seção estão descritos os ensaios da metodologia MCT realizados neste trabalho, quais sejam, minicompactação, mini-CBR (com e sem imersão com e sem sobrecarga), expansão, contração, mini-MCV e perda por imersão.

Os ensaios de permeabilidade e penetração da imprimadura não foram realizados, porque não são parâmetros fundamentais na seleção dos solos. O ensaio de penetração da imprimadura se reveste de fundamental importância quando da execução da imprimação de bases de solos arenosos finos lateríticos, pois através deste procedimento podemos escolher o tipo (ou viscosidade) do material betuminoso a ser utilizado.

Na figura 5.3 são apresentados os equipamentos utilizados para execução dos ensaios descritos.

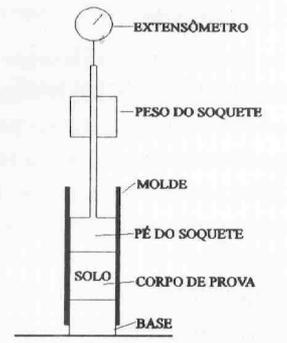
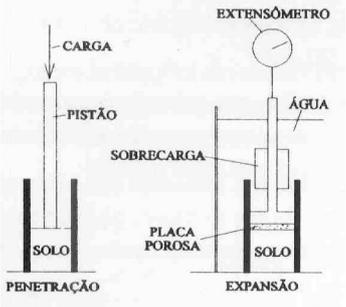
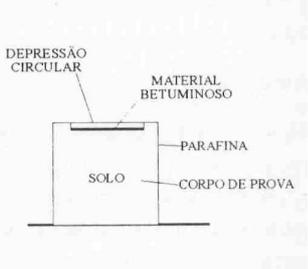
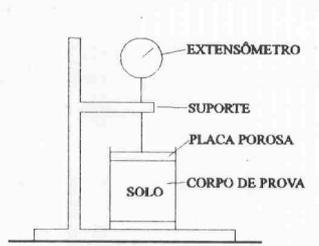
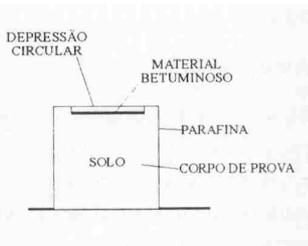
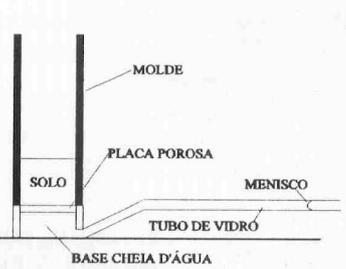
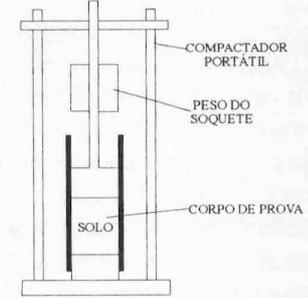
ENSAIOS	APARELHAGEM	ENSAIOS	APARELHAGEM
(A) COMPACTAÇÃO		(E) PERMEABILIDADE	
(B) CAPACIDADE DE SUPORTE		(F) PERDA DE MASSA POR IMERSÃO EM ÁGUA	
(C) CONTRAÇÃO		(G) PENETRAÇÃO DA IMPRIMAÇÃO	
(D) INFILTRABILIDADE		(H) CONTROLE DA COMPACTAÇÃO	

Figura 5.3 – Equipamentos da metodologia MCT (Nogami e Villibor, 1995 p 62-63)

5.3.2.1 Ensaio de compactação

O ensaio de compactação é utilizado na metodologia MCT com dois objetivos distintos; o primeiro é a determinação dos parâmetros classificatórios (mini-MCV) e o segundo é a confecção dos corpos de prova para ensaios de laboratório (mini-Proctor e mini-CBR).

Ambos métodos utilizam moldes de diâmetro igual a 50mm, corpos de prova compactados com soquete em seção plena (área do soquete igual ~ área do molde) e dispositivo de medição de altura do corpo de prova (com precisão de 0,05mm).

A figura 5.3 mostra um esquema de montagem do compactador que é composto por um pórtico rígido em cuja parte superior é fixado um deflectômetro que, colocado sobre a haste do soquete permite as medidas de altura do corpo de prova. A base do compactador tem uma saliência, com o mesmo diâmetro do corpo de prova, que fixa o molde funcionando também como um pistão inferior. É importante ressaltar que uma folga de 0,1 mm entre o molde e o soquete é fundamental para que não se reduza o esforço da compactação através do surgimento de vácuo no interior do molde e não haja perdas significativas de material durante o processo de compactação (VERTAMATTI, 1988).

O soquete é munido de uma haste, que durante a execução do ensaio se mantém fixa, de um pistão que é colocado no topo da amostra (pistão superior) e de um peso móvel que sobe até a altura de 305mm, caindo sobre o pistão. O soquete pode ser do tipo leve (2270g) ou pesado (4500g), dependendo de sua utilização.

5.3.2.2 Mini-Proctor (DNER - ME 228/94)

O ensaio de Mini-Proctor é baseado no procedimento proposto pelo Eng. Carlos de Sousa Pinto em 1965. Utilizando-se de umidades variáveis e energia de compactação constante, se obtém as curvas PEAS x w, permitindo a obtenção do PEAS_{máximo} e da umidade ótima ($w_{ót}$) do material.

Para a obtenção de pesos específicos aparentes secos e umidades compatíveis, segundo PINTO (1965) e NOGAMI e VILLIBOR (1995), com as energias do Proctor Normal aplicam-se cinco golpes do soquete leve (2270g) em cada um dos lados do corpo de prova. Já para os pesos específicos correspondentes à energia intermediária e a do Proctor Modificado devem ser aplicados seis e doze golpes, respectivamente, do soquete pesado (4500g) de cada lado do exemplar (ver Quadro 5.3).

Para determinação da curva de compactação são necessários pelo menos cinco pontos com umidades crescentes, dois no ramo seco, dois no ramo úmido e um em torno da umidade ótima. Assim sendo, é necessário o umedecimento de no mínimo cinco porções de amostra em umidades distintas.

A quantidade de solo úmido, em peso, utilizada na confecção dos corpos de prova deve ser tal que permita, na energia de compactação desejada e na umidade em que a amostra se encontra, a obtenção de corpos de prova com altura de 50 ± 1 mm. Para tanto, o peso da amostra é determinado por tentativas: molda-se um corpo de prova pioneiro utilizando cerca de 200g de solo, a partir da altura do corpo de prova compactado com esta quantidade de material, ajusta-se a quantidade de solo necessária até obter-se a altura dentro dos limites desejados. Apesar de aparentemente trabalhosa, a determinação da quantidade de solo a compactar é facilmente estabelecida após um certo conhecimento dos materiais e experiência do laboratorista.

Procedida a compactação determinam-se as umidades de ensaio e os pesos específicos aparentes secos e traça-se a curvas PEAS x W, como nos ensaios convencionais, determinando-se o peso específico aparente seco máximo e a umidade ótima referente ao ponto máximo da curva.

O Mini-Proctor na metodologia MCT é utilizado não só para a obtenção da curva PEAS x W, como também para a confecção dos corpos de prova necessários a execução dos outros ensaios da metodologia, quais sejam, mini-CBR, contração e permeabilidade capilar.

5.3.2.3 Mini-MCV (DNER - ME 258/94)

Para a execução do ensaio mini-MCV colocam-se no molde 200g de solo e aplicam-se números crescentes de golpes com o soquete leve (2270g), efetuando-se medidas de altura nos números totais de golpes correspondentes à série proposta por PARSONS (1976) que é apresentada abaixo. Aplicam-se golpes até que a diferença de altura entre o golpe 4n e o

Quadro 5.3 – Comparativo de energias de compactação

CARACTERÍSTICAS DO ENSAIO	ENSAIO	COMPACTAÇÃO			PEQUENO*	MINI-COMPACTAÇÃO**			MINI-MCV***	MCV
	ENERGIA	PN	PI	PM	PN	PN	PI	12 GOLPES	VARIÁVEL	VARIÁVEL
	Peso do soquete (kg)	4,5	4,5	4,5	2,5	2,27	4,54	2,27	2,27	7
	Altura de queda (cm)	45,7	45,7	45,7	30,5	30,5	30,5	30,5	30,5	25
	Número de golpes	12	26	56	25	5	6	12	Variável	Variável
	Número de camadas	5	5	5	3	2	2	1	1	1
	Peso úmido (aprox) (kg)	6 a 7	6 a 7	6 a 7	3	0,5	0,5	0,2	0,2	1,5
	Altura do corpo de prova (cm)	12,5	12,5	12,5	11,6	5	5	5	5	20
	Volume do corpo de prova (cm ³)	2280	2280	2280	1000	98	98	98	98	190
	Relação diâmetro soquete/molde	1/3	1/3	1/3	1/3	1	1	1	1	1
	Energia de Compactação (Kgf/cm ²)	5,4	11,7	25,3	5,7	7,1	17,0	8,5	Variável	Variável
AMOSTRA	Secagem	Ao ar ou estufa até 60 C								
	Tamanho máximo da partícula	19mm	19mm	19mm	19mm	2mm	2mm	2mm	2mm	20mm
	Substituição	Sim para solos, substitui com material com diâmetro entre 19 e 4,8mm				Sem substituição e com rejeito da fração maior que o tamanho máximo indicado.				
EC	Energia de Compactação(Kgf /c m ²)	5,41	11 ,72	25,26	5,72	7,06	16,96	8,48	8,45	11 ,05
OBSERVAÇÕES	* DAER (2000) - Manual de Ensaios- Volume II ** DNER - ME 228/94 ***DNER - ME 258/94									
	Energia de compactação é dada por: $E = S \times L \times N \times C / V$ <p style="text-align: center;">onde:</p> <p>S = peso do soquete L = altura de queda N = número de golpes C = número de camadas V = volume do corpo de prova compactado</p>									

golpe n seja inferior a 2mm ou negativa, haja nítida exsudação do corpo de prova ou se atinjam os 256 golpes sem que se verifique nenhuma das situações anteriores.

As leituras de altura permitem que se obtenha, uma vez conhecida a umidade da amostra, o peso específico aparente seco do corpo de prova a cada leitura.

As diferenças de altura entre $4n$ e n golpes são plotadas em ordenadas contra o número total de golpes (em abcissas) em escala logarítmica. O valor do mini-MCV é igual a dez vezes o valor do logaritmo decimal do número de golpes correspondente a uma variação de altura de 2mm.

Obtém-se ainda neste ensaio a família de curvas de compactação com diferentes energias plotando-se, para o mesmo número de golpes em amostras de diferentes umidades, o peso específico aparente seco versus o teor de umidade.

O procedimento detalhado deste ensaio foi descrito por SORIA e FABRI (1980), sendo útil introduzir as alterações sugeridas por VERTAMATTI (1988) que fixou em 200g a quantidade de material a ser ensaiado, tal qual descrito por NOGAMI e VILLIBOR (1995).

5.3.2.4 Ensaio de perda de imersão (DNER - ME 256/94)

O ensaio de P_i é realizado com corpos de prova produzidos no ensaio mini-MCV. Os exemplares são parcialmente extraídos do molde, até que obtenha-se uma saliência de 10mm, e totalmente imersos em água na posição horizontal sobre um dispositivo que permite o recolhimento do material que possa ser desprendido. Após vinte quatro horas de imersão retira-se o recipiente com o material desprendido e leva-se à estufa até a estabilização em peso. O parâmetro P_i é a relação, em porcentagem, entre o peso seco do material desprendido e o peso seco da parte exposta do corpo de prova.

Dependendo da forma como o material se desprende aplicam-se fatores de correção no valor P_i . Neste trabalho foi utilizado o seguinte critério sugerido por VILLIBOR(1981): quando o ocorria o desprendimento em bloco da parte extrudada, sem deformações apreciáveis, utilizava-se fator de correção 0,5 aplicado sobre a massa desprendida.

VERTAMATTI (1988) sugeriu novos coeficientes em virtude das descontinuidades que ocorriam na curva $P_i \times W$, nas proximidades da umidade ótima.

A figura 5.4 mostra os fatores sugeridos por VERTAMATTI (1988).

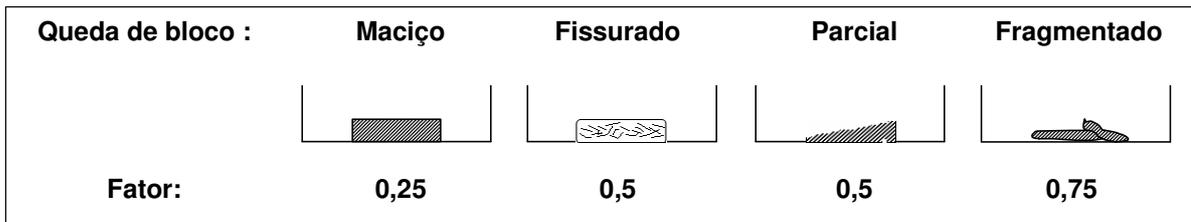


Figura 5.4 - Fatores de correção do Pi sugeridos por VERTAMATTI (1988, p.126)

Após a determinação do Pi para cada teor de umidade, constrói-se o gráfico de Pi em função do mini-MCV obtido da mesma amostra. O valor final de Pi para o material ensaiado é o valor correspondente a mini-MCV igual a 10 (obtido por interpolação linear) para alturas do corpo de prova iguais ou inferiores a 48mm. Caso a altura do corpo de prova seja superior a 48mm o parâmetro Pi corresponderá a um valor mini-MCV=15.

O ensaio de perda por imersão pode ainda ser realizado em amostras moldadas na umidade ótima na energia de compactação desejada (NOGAMI e VILLIBOR, 1995) ou ainda em amostras indeformadas esculpidas nas mesmas dimensões dos corpos de prova compactados (PASSOS e outros, 1993).

5.3.2.5 Ensaio de mini-CBR e expansão (DNER - ME 254/94)

O ensaio de Mini-CBR foi inicialmente desenvolvido na Iowa State University (LAFLEUR e outros, 1960), sendo então denominado IBV (Iowa Bearing Value). NOGAMI (1972) efetuou alterações no método de ensaio de Iowa a fim de correlacionar os valores obtidos com os resultados de CBR (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

O ensaio de mini-CBR é semelhante ao ensaio CBR convencional, porém utilizando corpos de prova do Mini-Proctor. As características do equipamento reduzido bem como uma comparação com o equipamento convencional são apresentadas no quadro 5.4.

Quadro 5.4 - Comparativo ensaios CBR e mini-CBR

ENSAIO	CONVENCIONAL*	MINI**
DIÂMETRO DO PISTÃO (mm)	49,6	16
DIÂMETRO DO CORPO DE PROVA (mm)	152,4	50
VELOCIDADE DE PENETRAÇÃO (mm/min)	1,27	1,27
PESO DA SOBRECARGA PADRÃO (g)	2270	490
TEMPO DE IMERSÃO (h)	96	20
CAPACIDADE DO ANEL DINAMOMÉTRICO	50	5
Obs: * DAER (2000) – Manual de Ensaios,v.1 ** DNER – ME 254/94		

O ensaio consiste na medida das pressões correspondentes a penetrações predeterminadas (0,5; 3,0; 3,5; 4,0; 4,5 e 5mm). Traçam-se as curvas de pressão *versus* deformação, corrigindo-se, se necessário, as imperfeições decorrentes do ajuste do pistão no topo da amostra ou devido ao cisalhamento, que ocorre principalmente em materiais granulares. As correções seguem procedimento idêntico aos ensaios convencionais.

O índice de suporte mini-CBR foi obtido para diversas condições da amostra, quais sejam:

- rompido na umidade de moldagem (imediatamente após a moldagem);
- rompido após imersão de 20 horas com sobrecarga;
- rompido após imersão de 20 horas sem sobrecarga.

O mini-CBR, como o CBR convencional, pode ser rompido na umidade desejada, com sobrecargas diversas e inclusive sob lâmina d'água se esta situação for representativa da situação em estudo.

O procedimento de cálculo usual para o Mini-CBR é o que utiliza correlações entre o ensaio reduzido e o convencional. Estas correlações foram obtidas a partir de uma grande quantidade de amostras de solos do Estado de São Paulo (NOGAMI, 1972).

Neste procedimento tomam-se os valores corrigidos das cargas correspondentes às penetrações de 2,0 e 2,5mm, obtendo-se os índices mini-CBR equivalentes às penetrações de 0,1" e 0,2", respectivamente, do índice CBR.

As correlações propostas são as seguintes:

- $(\log \text{ mini-CBR } 0,1) = -0,254 + 0,896 * C_2;$
- $(\log \text{ mini-CBR } 0,1) = -0,356 + 0,937 * C_{2,5}.$

Onde:

- C_2 corresponde a carga referente a penetração de 2mm e
- $C_{2,5}$ corresponde a carga referente a penetração de 2,5mm.

Toma-se como Mini-CBR o maior dos valores acima.

Neste trabalho utilizou-se uma outra alternativa de cálculo, conforme sugestão verbal do Prof. Nogami, que consiste na leitura das pressões referentes as penetrações de 0,89 e 1,63mm, que correspondem a uma redução proporcional às relações entre os diâmetros dos pistões do ensaio reduzido e do convencional. Neste caso o índice mini-CBR é a relação entre as pressões referidas acima com 70 e 105 kgfJcm², respectivamente, em porcentagem. NOGAMI e VILLIBOR (1995) abordam este procedimento de cálculo.

O ensaio de expansão, à semelhança do realizado no ensaio de CBR convencional, é realizado concomitante a imersão dos corpos de prova do mini-CBR e consiste na leitura das variações de altura dos corpos de prova durante este período de imersão.

Para determinar a expansão dos corpos de prova são feitas leituras da altura do corpo de prova com o equipamento da figura 5.3. A primeira leitura é realizada logo após a imersão e as demais depois de 4,6 e 20 horas de imersão

No caso de solos muito expansivos a velocidade de expansão pode ser medida através de leituras esporádicas da variação de altura. A medida da expansão é a relação, em porcentagem, entre a diferença das medidas realizadas depois de 20 horas de imersão e no instante em que é imerso e a altura inicial do corpo de prova determinada imediatamente após a compactação.

5.3.2.6 Ensaio de contração (DER/SP - M-4-81 P)

O ensaio de contração, em amostras compactadas com equipamento de minicompactação, consiste na medida do encurtamento axial do corpo de prova quando sujeito a secagem ao ar.

O equipamento utilizado é bastante simples, sendo composto por um suporte metálico ou de acrílico onde na parte inferior está o corpo de prova e na parte superior é fixado um extensômetro com a haste medidora apoiada sobre o corpo de prova.

De maneira a minimizar a introdução de erros na leitura do abatimento do corpo de prova em função da secagem, é fundamental que as amostras estejam em local de temperatura e umidade razoavelmente constante. Para evitar a penetração da ponta do extensômetro no solo ainda úmido é colocado sobre o centro do topo do corpo de prova um pequeno disco de material rígido (acrílico, por exemplo).

Para racionalização de esforço e material o corpo de prova para este ensaio foi o mesmo utilizado para o ensaio de mini-CBR rompido na umidade de moldagem (sem imersão).

A contração, à semelhança da expansão, é a relação entre a diferença da primeira leitura (no instante da colocação no aparelho) para a leitura após a secagem e a altura inicial do corpo de prova.

Este ensaio está diretamente relacionado ao comportamento em relação ao trincamento de retração que uma camada de solo compactado apresenta.

5.3.2.7 Ensaio de infiltrabilidade (permeabilidade capilar) (DER/SP - M-3-81 P)

Neste ensaio corpos de prova com diâmetro de 50mm são colocados no equipamento mostrado na figura 5.3.

O equipamento consiste em um conjunto de tubos de vidro graduados colocados sobre um suporte na posição horizontal, perfeitamente nivelados com a base das amostra e cheios de água. Para melhor nivelamento do suporte podem ser utilizados três pés niveladores e um nível de bolha do tipo utilizado na construção civil.

À medida que a água é absorvida são realizadas leituras do avanço da frente molhada (em mm) em tempos predeterminados (0, 1, 4, 9, 16, 25, 36, 49, 64 e 100 minutos). A partir destas leituras, com a calibração do tubo, se obtém os volumes de água absorvidos pelo corpo de prova que são plotados contra a raiz quadrada dos tempos.

A calibração dos tubos consiste em verificar o volume (peso) de água por mm de tubo. O procedimento é bastante simples: pesa-se o tubo vazio, a seguir, tampando-se com o dedo uma das extremidades do tubo, enche-se o mesmo de água, sem molhar o tubo por fora. Verte-se, então, a água do tubo em um recipiente previamente tarado, pesando-a. Pesa-se o tubo

molhado. Obtém-se a quantidade total de água somando-se a diferença do peso do tubo úmido e seco e o peso da água retirada do mesmo. Dividindo-se a quantidade total da água pelo comprimento do tubo obtém-se o coeficiente de calibração do tubo em $g (cm^3)/mm$.

O coeficiente de absorção capilar (ou infiltrabilidade) K_c é a declividade da parte reta da curva raiz quadrada do tempo versus volume de água absorvida, e é medido em cm/\sqrt{min} . Para análise do valor de ensaio trabalha-se com o módulo do logaritmo base 10 de K_c .

5.3.3 Ensaio convencionais

A seguir estão listados, no Quadro 5.4, os ensaios convencionais que, em virtude de sua ampla divulgação e utilização, não serão descritos minuciosamente.

Os métodos de ensaio utilizados, à exceção do ensaio de granulometria por sedimentação, foram os métodos do DAER, que em termos de procedimento diferem muito pouco dos métodos do DNER. A referência indica a revisão dos métodos recentemente publicada, pois não existem diferenças entre os procedimentos.

Quadro 5.5 - Ensaio convencionais

ENSAIO	METODO DE ENSAIO
Granulometria por sedimentação com e sem defloculante	NBR/7181/1984
Granulometria por peneiramento	DAER/RS EL 003/99 (DAER,2000)
Limite de liquidez	DAER/RS EL 004/99 (DAER,2000)
Limite de plasticidade e índice de plasticidade	DAER/RS EL 005/99 (DAER,2000)
Ensaio de compactação e CBR na energia do Proctor Normal sem reuso (6 pontos)	DAER/RS EL 009/99 (DAER,2000)
Ensaio de compactação e CBR na energia do Proctor Intermediário sem reuso (6 pontos)	DAER/RS EL 009/99 (DAER,2000)
Ensaio de compactação e CBR na energia do Proctor Modificado sem reuso (6 pontos)	DAER/RS EL 009/99 (DAER,2000)
Ensaio de compactação na energia do Proctor Normal com reuso	DAER/RS EL 008/99 (DAER,2000)
Ensaio de compactação na energia do Proctor Intermediário com reuso	DAER/RS EL 008/99 (DAER,2000)
Ensaio CBR e expansão	DAER/RS EL 009/99 (DAER,2000)

5.3.4 Determinação do módulo de resiliência dos solos

O módulo de resiliência dos solos é determinado em amostras indeformadas ou compactadas na energia e umidade desejadas através da aplicação de carregamento axial cíclico no corpo de prova confinado lateralmente. Durante o ensaio os estados de tensão são alterados através de várias combinações da tensão desvio axial e da tensão de confinamento

Antes do ensaio o corpo de prova é submetido a uma combinação programada de tensões denominada de condicionamento. Segundo FRANZOI (1990), esta etapa tem por função estabilizar as deformações permanentes, reduzir o efeito da história de tensões no valor do módulo de resiliência, além de minimizar os efeitos das irregularidades iniciais de contato entre a base e a amostra e o cabeçote.

Para cada combinação de tensões aplicada ao corpo de prova são medidas as deformações recuperáveis.

O método de ensaio DNER-ME 131/94 prevê a aplicação dos seguintes níveis de tensões:

Quadro 5.6 - Ensaio de resiliência - DNER-ME-131/94

SOLOS ARENOSOS E PEDREGULHOSOS		SOLOS ARGILOSOS	
Fase de Condicionamento		Fase de Condicionamento	
σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)
70	70-210	21	70
105	315		
Registro das deformações		Registro das deformações	
σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)
21	21-42-63	21	21-35-52-70-105-140-210
35	35-70-105		
52,5	52,5-105-57,5		
70	70-140-210		
105	105-210-315		
140	140-280-420		

Tanto na fase de condicionamento quanto antes do registro das deformações são aplicados 200 ciclos da tensão desvio a uma frequência de 20 ciclos por minuto e duração de 0,1 segundos.

O módulo de resiliência é definido, no caso particular de determinação com uso e corpos-de-prova cilíndricos câmaras triaxiais (NOGAMI E VILLIBOR, 1995; DNER-ME-131/94), como:

- σ_d é a tensão desvio aplicada (diferença entre a pressão vertical aplicada e a pressão de confinamento aplicada à câmara);
- ε_r é a deformação recuperável específica (deformação recuperável medida no ensaio dividida pela altura do corpo de prova).

No presente estudo os ensaios de resiliência, foram realizados na Laboratório de Pavimentos da UFRGS . Os corpos de prova foram compactados em duas ou três camadas (com escarificação entre elas), com compactador de seção plena e moldes que permitissem obter exemplares com 10cm de altura e 5cm de diâmetro. As umidades utilizadas para moldagem foram as obtidas nos ensaios convencionais de compactação.

Durante a compactação ocorreram alguns problemas, pois os corpos de prova após extrudados dos moldes apresentavam descontinuidades decorrentes da formação de lamelas. Desta forma, a quantidade de solo colocada no molde era reduzida até obterem-se corpos de prova íntegros, resultando em PEAS diversos dos máximos obtidos. VERTAMATTI (1988) aceitou corpos de prova para ensaio de resiliência com graus de compactação mínimos de 95%, admitindo que acima deste valor os ensaios são representativos das condições de campo.

Na etapa de condicionamento eram aplicadas no mínimo duzentos e vinte ciclos de carregamento com os seguintes níveis de tensão:

- $\sigma_3 = 40 \text{ KPa} \rightarrow \sigma_d = 20; 40; 70; 100 \text{ KPa}$.

No ensaio foi adotado o modelo combinado sugerido por ARANOVICH (1985), sendo adotados os seguintes níveis de tensão:

- $\sigma_3 = 20 \text{ KPa} \rightarrow \sigma_d = 20; 35; 40; 52,5; 70; 100 \text{ Pa}$;
- $\sigma_3 = 40 \text{ KPa} \rightarrow \sigma_d = 20; 40; 70; 100 \text{ Pa}$ e
- $\sigma_3 = 100 \text{ KPa} \rightarrow \sigma_d = 20; 40; 70; 100 \text{ Pa}$.

O carregamento foi aplicado com duração de 0,1 segundos e frequência de aplicação de 60 ciclos por segundo. Os registros de deformações foram realizados após a aplicação de 200 ciclos da tensão/desvio.

A partir das deformações específicas obtidas para cada combinação de tensões foram calculados os módulos resilientes.

6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1 Análise estatística preliminar

6.1.1 Testes de normalidade

De maneira a verificar se a forma de distribuição dos resultados em torno da média se aproximava da curva de Gauss da distribuição normal, foram aplicados três métodos analíticos de verificação: um utilizando a prova do Qui-Quadrado, outro a prova de Kolmogorov-Smirnov e por último a prova de Wilk-Shapiro (NANNI, 1981). Estas duas últimas, ainda segundo NANNI (1981), apresentam como principais vantagens sobre a primeira o fato de não dependerem de uma escolha arbitrária do tamanho dos intervalos, como é o caso do Qui-Quadrado e poderem ser usadas para amostras pequenas ($n \geq 4$ para a prova de Komogorov-Smirnov e $n \geq 6$ para a de Wilk-Shapiro).

Para todas as análises realizadas, pelo menos duas provas de normalidade deram resultados positivos para este tipo de distribuição.

6.1.2 Forma das curvas de Gauss

As curvas de Gauss para todos os ensaios analisados não apresentam nenhuma tendência forte à assimetria direita ou esquerda.. A assimetria da curva foi medida pela relação entre a média aritmética dos cubos dos desvios e o cubo do desvio padrão (NANNI, 1981).

As curvas, apesar de simétricas, apresentam um achatamento no centro, detectado pela medida de curtose a . Esta medida de curtose, aplicável a amostras pequenas ($n < 50$), é definida como a relação entre a média dos desvios absolutos e o desvio padrão (NANNI, 1981).

6.1.3 Análise dos coeficientes de variação

O ensaio de compactação apresentou valores muito baixos de coeficiente de variação, variando de 1,11 a 3,42% na densidade máxima e de 3,19 a 10,79% na umidade ótima.

Os ensaios de Mini-CBR apresentaram coeficientes de variação (CV) mais elevados, como valores oscilando entre 12,24 e 28,67% nos corpos de prova (CP) rompidos na umidade de moldagem (Mini-CBR-HM) e 6,25 a 30,82% em corpos de prova rompidos após imersão (Mini-CBR-ISS).

Para o Mini-CBR-HM apenas um coeficiente foi superior a 25% (Jazida PF-CARA), enquanto no Mini-CBR-ISS quatro dos doze valores analisados apresentavam $CV < 25\%$. Segundo NANNI (1981), se pode duvidar da qualidade de uma amostra que apresente $CV > 25\%$.

A relação RIS (Mini-CBR-HM/Mini-CBR-ISS) apresentou CV entre 5,08 e 19%, exceto para a jazida PF-CARA, onde foi igual a 33,79%.

No ensaio de sucção capilar os coeficientes de variação são aceitáveis (de 4,97 a 22,13%), exceto na jazida BR/285, onde foi de 26,21%.

Os ensaios de contração e expansão apresentaram coeficientes de variação muito altos. No ensaio de expansão variaram de 38,48 na jazida BV a 114% na jazida BR/285. No ensaio de contração apenas as jazidas BV e CAJ2 apresentaram CVs menores que 25%, nas demais, os valores oscilaram entre 29,3 e 52,22%.

Estes coeficientes de variação elevados, sobretudo no ensaio de expansão, podem indicar que a magnitude dos erros introduzidos na execução dos ensaios é da mesma ordem de grandeza das medidas realizadas.

6.2 Granulometria dos solos estudados

Os Latossolos Vermelho-Escuros, bem como os Podzólicos Vermelho-Escuros estudados, têm a sua totalidade das partículas com diâmetro inferior a 2mm, constituídos basicamente de areia fina e argila, não possuindo fração grossa.

As percentagens médias passantes na # 200 estão entre 34 a 56%, exceto para a jazida denominada CO-VA, que tem percentagem média passante na #200 de 88% (figura 6.1.a

e b). Esta jazida, estudada pelo convênio DAER-FIPAI, que faz parte dos estudos preliminares anteriormente descritos, por encontrar-se na transição entre os latossolos vermelho-escuros e os latossolos roxos, apresenta características bastante distintas das demais.

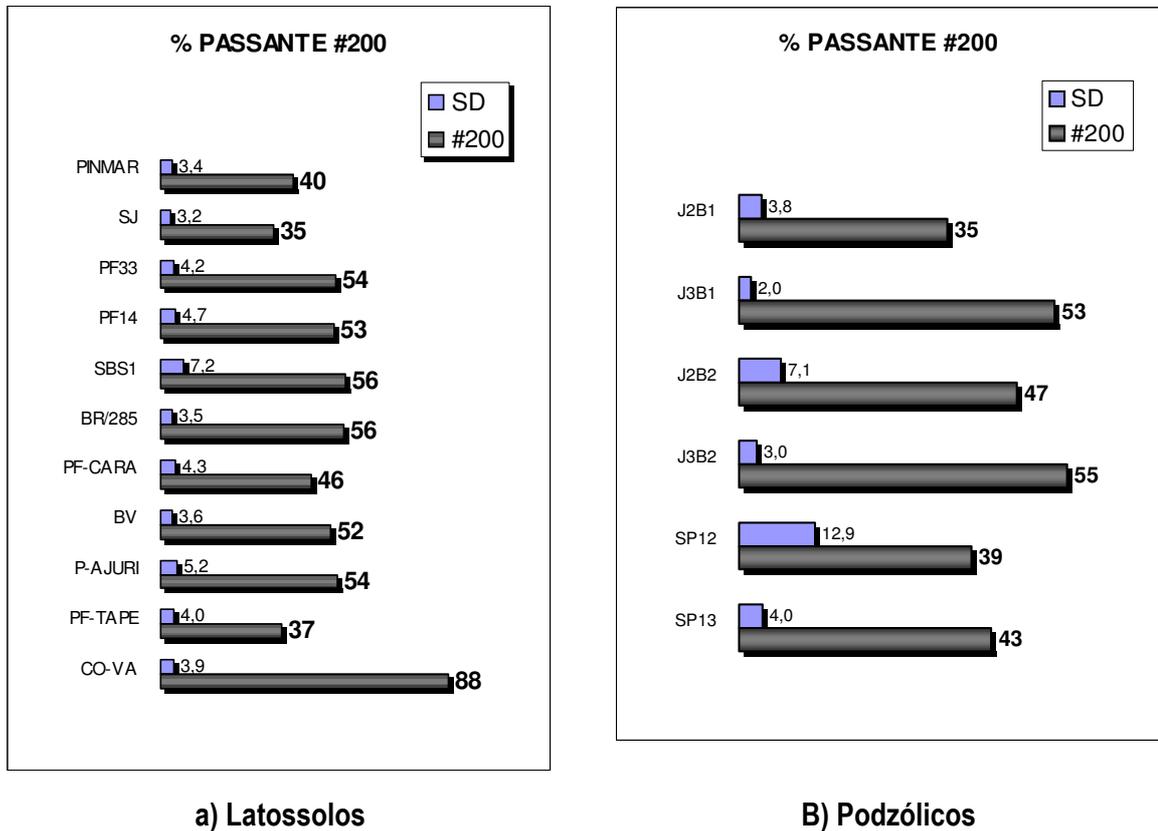


Figura 6.1 - Passante na #200

No ensaio de granulometria com defloculante os Latossolos apresentaram porcentagens da fração areia média entre 0 e 23%, silte entre 5 e 23%, sendo predominante a fração areia fina (37 a 53%) para as jazidas PINMAR, SJ, PF33 e PF14. A fração argila contribui com 27 a 52%, correspondendo o valor extremo a uma amostra da jazida PF33. Nas quatro primeiras jazidas o teor de argila variou entre 30 e 39% e na SBS a porcentagem da fração areia fina foi de 37%. Nas amostras da jazida SBS ensaiadas, a porcentagem de argila foi de cerca de 48%, sendo a fração mais representativa (ver tabela 6.1).

Jazida	Registro	Com defloculante (%)					Sem defloculante (%)					g (kgf/cm ³)
		areia grossa	areia média	areia fina	silte	argila	areia grossa	areia média	areia fina	silte	argila	
CAJ3B1	ca526	0	6	41	16	37	0	5	41	45	9	2,66
CAJ3B1	ca540	1	6	41	21	31	1	5	41	37	16	2,67
CAJ2B1	ca502	2	9	52	19	19	2	9	52	22	16	2,66
CAJ2B1	ca514	1	7	53	19	20	1	7	46	32	14	2,64
CAJ2B1	ca520	0	8	60	16	16	0	7	58	27	8	2,67
CAJ3B2	ca527	1	6	38	29	26	1	5	39	45	10	2,67
CAJ3B2	ca541	0	5	37	19	39	0	5	39	56	0	2,67
CAJ2B2	ca503	1	9	49	22	19	1	7	51	31	10	2,67
CAJ2B2	ca515	2	6	41	22	29	2	6	49	43	0	2,68
CAJ2B2	ca521						2	6	46	46	0	2,59
PINMAR	d 1700	0	9	53	11	27	0	8	54	37	0	2,66
PINMAR	d1704	0	5	49	11	33	0	5	52	43	0	2,68
PINMAR.	d1707	0	5	53	10	32	0	6	55	39	0	2,63
SJ	p500	0	21	43	6	30	0	21	44	35	1	2,66
SJ	p505	0	23	42	8	27	0	25	43	32	0	2,63
SJ	p508	0	23	40	5	32	0	23	40	35	2	2,67
PF33	pf301	0	1	58	5	52	0	1	48	51	0	2,64
PF33	pf308	0	2	51	12	35	0	2	43	49	6	2,64
PF14	pf310	0	0	46	17	37	0	0	53	31	16	2,71
PF14	pf315	0	0	46	12	42	0	0	59	41	0	2,66
PF14	pf316	0	0	53	23	24	0	0	54	46	0	2,66
SBS	sbs15	0	5	41	10	44						2,68
SBS	sbs17	0	8	40	6	45						2,68
SBS	sbs20	0	8	37	7	48						2,55

Tabela 6.1 - Granulometrias por sedimentação

A determinação da distribuição granulométrica sem utilização de defloculantes apresentou alteração significativa principalmente nas frações silte e argila. O teor de argila natural ficou entre 0 e 16% e o teor de silte entre 32 e 51%.

Nas figuras 6.2.a e 6.2.b são apresentadas de forma gráfica as diferenças dos percentuais das médias das frações das jazidas de latossolos e podzólicos estudadas na fase complementar com e sem a utilização de defloculante. O significado destas alterações está relacionado à menor destruição das microestruturas que estes solos apresentam, decorrentes de sua evolução pedogenética.

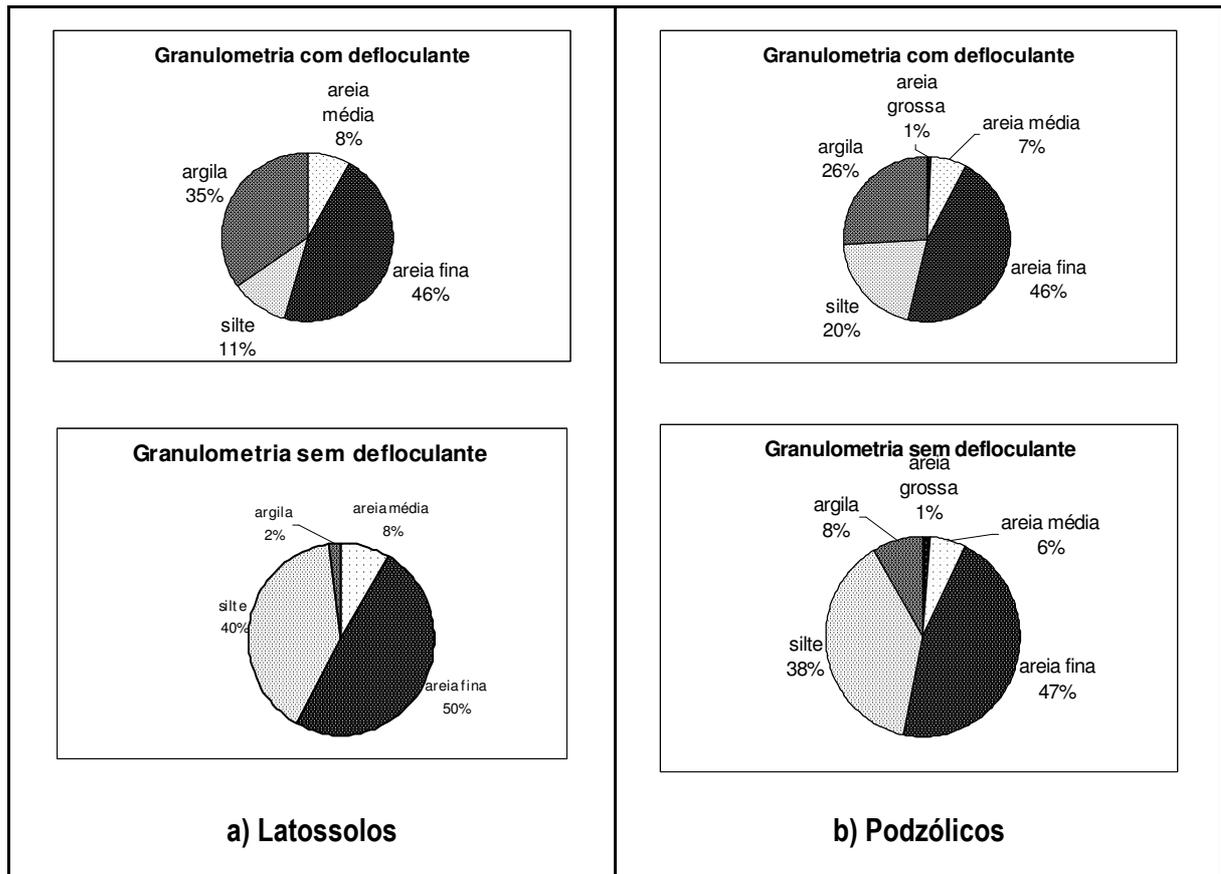


Figura 6.2 - Variação da granulometria com e sem adição de defloculante

O termo menor destruição foi aplicado pelo fato de que no ensaio de granulometria por sedimentação, mesmo sem uso de defloculante, a amostra é submetida a dispersão num agitador mecânico durante 15 minutos. Assim sendo, pode-se esperar um comportamento in natura do solo no campo distinto do estimado, levando-se em conta unicamente a curva granulométrica. Observa-se ainda neste gráfico que a fração argila na condição natural apresenta-se em estruturas do tamanho da fração silte.

A granulometria dos latossolos estudados foi coerente com a granulometria obtida por DAVISON DIAS (1991) para os latossolos vermelho-escuros sobre substrato arenito.

Os podzólicos vermelho-escuros ensaiados com o defloculante hexametáfosfato de sódio apresentaram, em ambos horizontes, porcentagens da fração areia grossa entre 1 e 2%, areia média entre 5 e 9%, areia fina entre 37 e 60%, silte entre 16 e 22% e argila entre 16 e 37% (Tabela 6.1).

A distribuição granulométrica sem defloculação, a exemplo dos latossolos, resultou em alterações substanciais também nas frações silte e argila. A porcentagem de silte variou de 27 a 56% enquanto a de argila natural foi de 8 a 16% para o horizonte B 1 e 0 e 10% no horizonte

B2. Novamente estas diferenças provocadas pelo uso de defloculantes atestam a estruturação das argilas no solo.

As diferenças entre os dois horizontes somente foram observadas na fração silte com utilização de defloculante e na fração argila natural. Na fração silte com utilização de defloculante, a despeito dos horizontes da jazida CAJ3 se mostrarem mais argilosos, os horizontes B1 apresentaram porcentagem de 16 a 21 % e os B2 de 22 e 29%. Na fração argila natural os horizontes B1 resultaram mais argilosos (com 13 e 12% de argila natural) que os horizontes B2 (com 0 e 10% de argila natural).

UTIYAMA e outros (1977), através da análise de vários solos arenosos finos utilizados no Estado de São Paulo, obtiveram curvas granulométricas que indicaram a quase totalidade da fração argila do material passante na #200. Nos solos por eles estudados a fração silte com defloculante foi inferior a 10%, nos solos do Rio Grande do Sul, porém, este valor foi um pouco mais elevado, média de 11 % nos latossolos e 20% nos podzólicos.

Na figura 6.3, são apresentadas as curvas granulométricas obtidas de materiais das jazidas PINMAR, SJ, PF33 e PF14 com e sem a utilização do defloculante hexametáfosfato de sódio e SBS com o mesmo defloculante. Observa-se que com a utilização do defloculante, as curvas apresentam-se praticamente horizontais na fração inferior a 0,075 mm, o mesmo não acontecendo nas curvas representativas das amostras que não sofreram deflocação. Estas diferenças de comportamento se dão pelo fato dos agentes defloculantes destruírem quimicamente, com o auxílio da ação mecânica do dispersor, a microestrutura dos solos.

Foram observadas, nos podzólicos vermelho-escuros, diferenças entre as porcentagens passantes na #200 com o uso do silicato de sódio ou hexametáfosfato de alumínio nas concentrações previstas na DAER/RS EL 003/99 (DAER, 2000) e NBR/ 7181/1984. Das dez amostras dos podzólicos analisadas com o uso dos dois defloculantes, verificaram-se diferenças de até 15% do peso da amostra total.

As massas específicas reais dos grãos apresentadas na tabela 6.1 situam-se em torno de 2,66 para todas as jazidas.

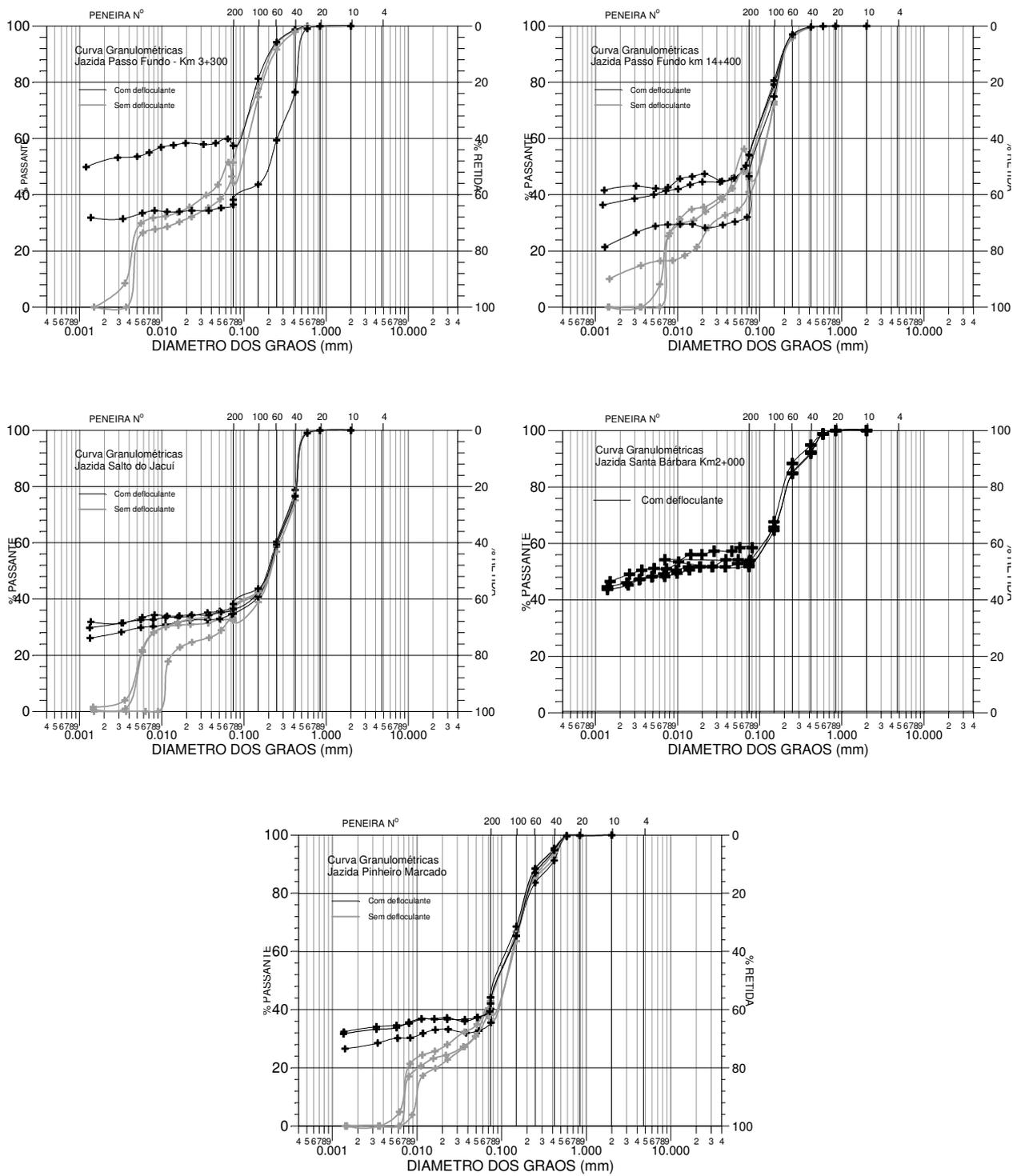


Figura 6.3 - Curvas granulométricas das jazidas de latossolos

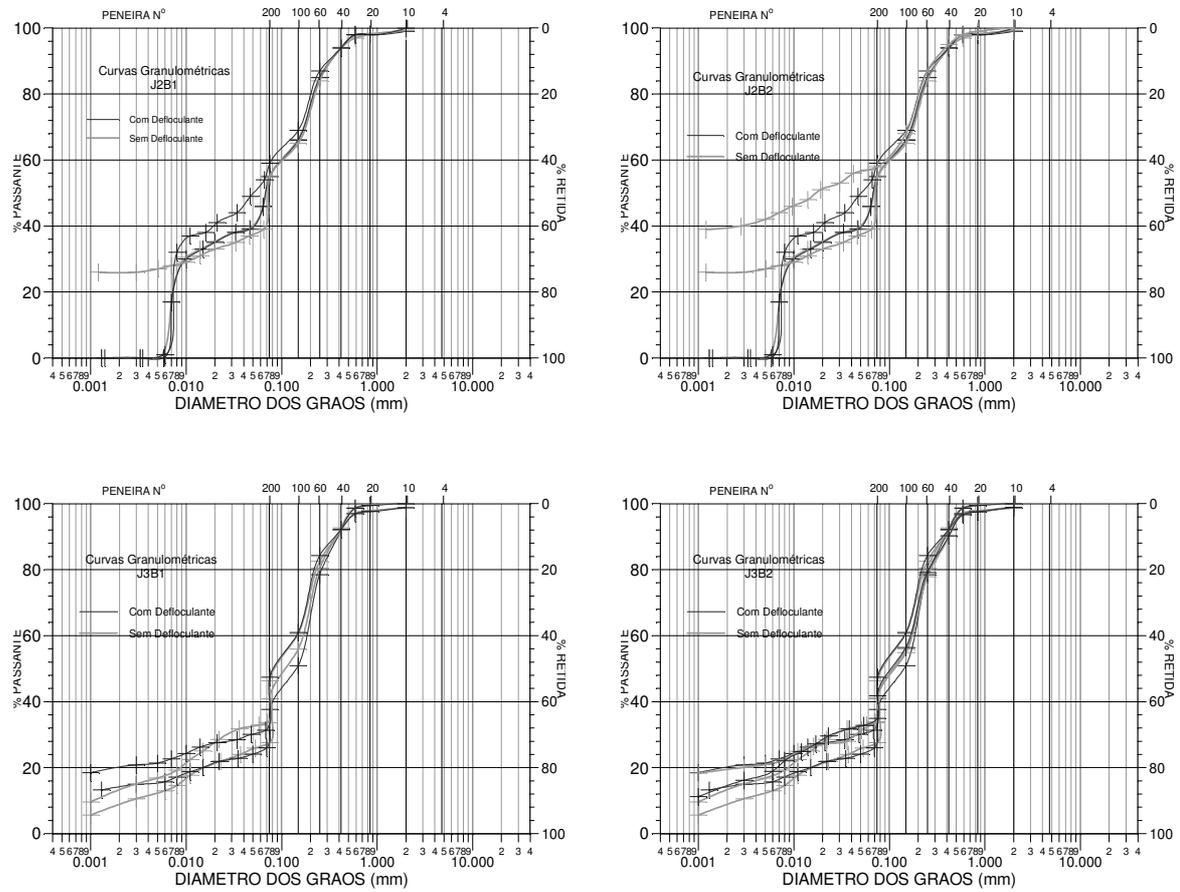


Figura 6.4 - Curvas granulométricas das jazidas de podzólicos

6.3 índices de plasticidade

Os latossolos apresentaram limites de liquidez (LL) entre 23 e 35% e índice de plasticidade (IP) entre 10 e 17%.

Já os podzólicos vermelho-escuros apresentaram LL de 13% para os dois horizontes da jazida CAJ2 e 19 e 22% para os horizontes B 1 e B2 da jazida CAJ3. O IP foi de 11 % na jazida CAJ2 e 14% na jazida CAJ3.

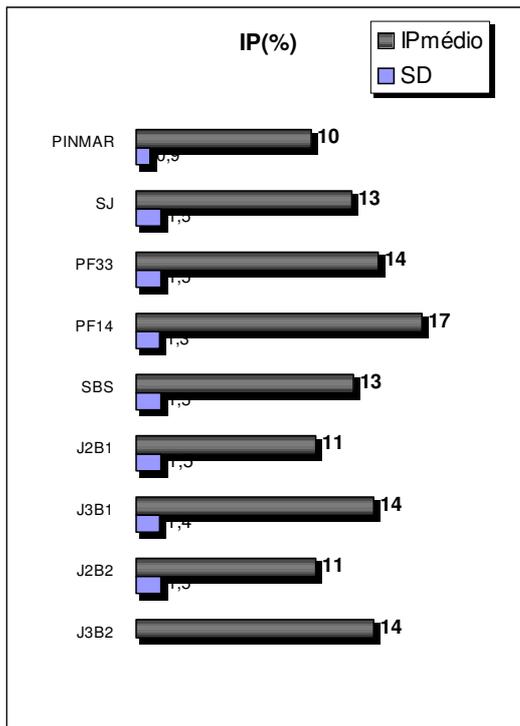


Figura 6.5 - índice de plasticidade

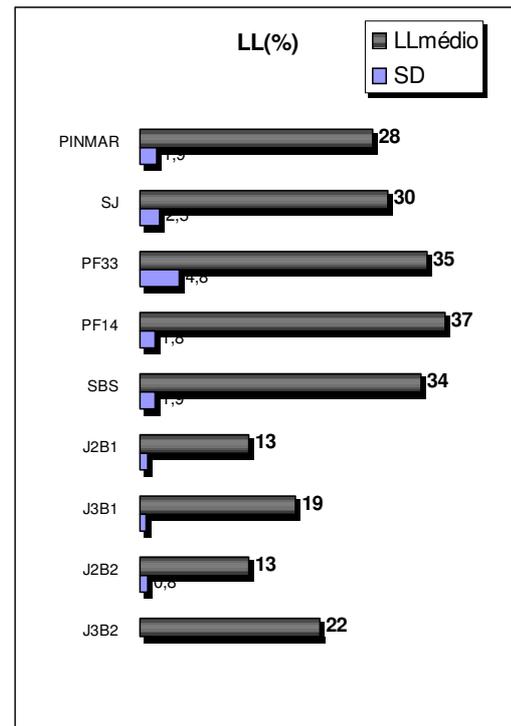


Figura 6.6 - Limite de liquidez

Os resultados apresentados nas figuras 6.5 e 6.6, acima., são a média aritmética dos valores obtidos nos ensaios de amostras individuais das jazidas e o desvio padrão (SD). Os coeficientes de variação tem valores entre 6 e 12% para o LL e entre 7 e 14% para o IP. Os reduzidos valores dos coeficientes de variação se justificam pelo fato dos ensaios de cada jazida terem sido realizados pelo mesmo laboratorista, devendo-se levar em conta também a grande experiência prática deste.

Os valores de IP concordam com os determinados para os solos arenosos finos de São Paulo, onde os IP normalmente são inferiores a 15% (UTIYAMA e outros, 1977). Em termos de índices plásticos os solos do Paraná também apresentam valores comparáveis, com IP entre 6 e 13% (ARANOVICH, 1985).

NOGAMI e VILLIBOR (1982) apresentam valores de LL entre 20 e 30% e valores de IP entre 5 e 10% para os solos arenosos finos lateríticos de São Paulo, podendo-se afirmar que de maneira geral os solos estudados possuem maior plasticidade.

A figura 6.7 apresenta os valores dos limites de Atterberg e a porcentagem de argila plotados no gráfico de plasticidade de Casagrande (LAMBE e WITHMAN, 1987). Este gráfico apresenta à esquerda a relação entre índice de plasticidade e a porcentagem de argila, segundo

definição de SKEMPTON (1953). À direita é apresentada a classificação USCS baseada nos valores dos limites de plasticidade e liquidez.

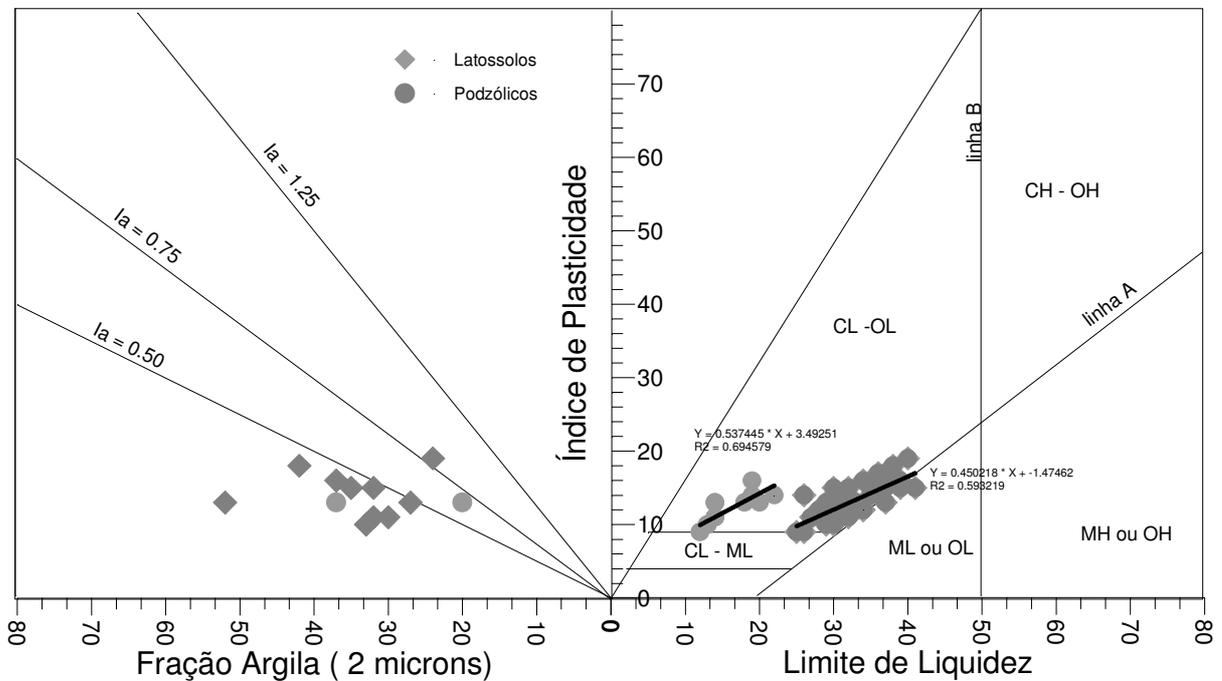


Figura 6.7 - Gráfico de Casagrande

A atividade coloidal dos latossolos foi baixa em todas as amostras, a única exceção é uma das mostras da jazida PF14 com valor de I_a (índice de atividade) próximo a 0,8. Este índice mais elevado corresponde à amostra cuja curva granulométrica com defloculante (figura 6.3) apresenta uma descontinuidade acentuada na fração menor que 0,075mm obtida por peneiramento (46%) com a obtida no ensaio de sedimentação (32%). Considerando que a porcentagem passante na peneira 200 é semelhante às outras amostras e que a curva manteve a mesma tendência das curvas das outras duas amostras ensaiadas, não se pode descartar a hipótese algum problema haver no ensaio de granulometria por sedimentação desta amostra.

Os podzólicos apresentaram baixa atividade para o horizonte B2 e atividade média ($I_a=0,7$) para o horizonte B1. ARANOVICH (1985), estudando os solos arenosos finos do Paraná, encontrou valores de atividades de Skempton semelhantes, entre 0,35 e 0,55.

Os latossolos e podzólicos estudados no presente trabalho encontram-se acima da "linha A" e à esquerda da "linha B", no gráfico de plasticidade de Casagrande, próximos dos

resultados dos latossolos de transição ou sobre substrato arenítico obtidos por ARANOVICH (1985).

O LL e o IP apresentaram uma certa correlação como pode-se observar na figura 6.7. Os latossolos apresentam maiores valores de limites de liquidez e plasticidade, contudo a faixa de variação do IP é muito semelhante a dos podzólicos.

A figura 6.8 apresenta uma relação entre a porcentagem passante na peneira 200 com o LL e com o IP. Nos latossolos observa-se que o LL é mais sensível a variações da fração fina do que o IP. Os podzólicos tem IP e LL muito próximos, praticamente coincidentes com a curva #200xLL dos latossolos.

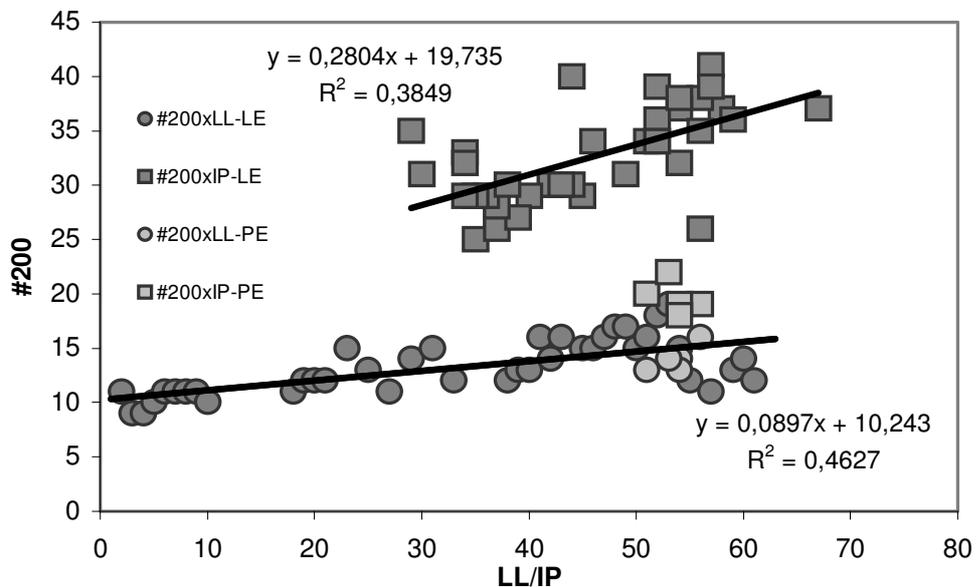


Figura 6.8 - Relação entre a #200, IP e LL

6.4 Ensaios de compactação e CBR convencionais

As figuras 6.9 e 6.10, a seguir, apresentam os ensaios de compactação e índice suporte de cada jazida nas energias do Proctor Normal, Intermediário e Modificado com seis pontos de umidade por energia. As curvas foram traçadas utilizando ajuste de splines cúbicas com fator de tensão igual a 2. Os pontos que aparecem nos gráficos correspondem exatamente aos valores obtidos nos ensaios, entretanto algumas curvas sofreram algumas pequenas correções de ajuste.

As curvas de CBR apresentam o ponto máximo ligeiramente deslocado para a esquerda em relação a umidade ótima, principalmente nas energias normal e intermediária. Ou seja, os valores máximos de CBR correspondem a umidades no ramo seco da curva de compactação. Cabe ressaltar ainda o formato pontiagudo das curvas umidade versus CBR, este comportamento indica uma grande susceptibilidade da capacidade suporte a variações da umidade, ou seja, pequenos desvios no teor de umidade podem ocasionar perdas significativas da capacidade suporte. Assim sendo, os valores de CBR foram tomados sempre na umidade ótima de compactação desprezando os máximos verificados nas curvas.

Na energia do Proctor Normal, os latossolos apresentaram umidades ótimas entre 13,2 e 20,5%, correspondendo a variações do PEAS de 16,60 a 18,75 KN/m³ e valores de CBR entre 6 e 14%. Na energia intermediária as umidades ótimas ficaram no intervalo entre 11,7 e 19%, enquanto os PEAS variaram entre 17,70 e 19,35 KN/m³. Os CBRs ficaram em torno de 20 a 30%. No Proctor Modificado as umidades ótimas variaram entre 9,8 e 16,5%, os PEAS entre 18,40 e 20,6 KN/m³ com CBRs entre 37 e 48%, correspondente à umidade ótima.

Nas jazidas dos podzólicos as umidades ótimas variaram, na energia do Proctor Normal, entre 13 e 17%, correspondendo o menor valor ao horizonte B 1 da jazida CAJ2 e o maior ao horizonte B1 da jazida CAJ3. Os PEAS variaram entre 17,50 e 18,80 KN/m³. Na energia intermediária as umidades ótimas ficaram entre 11,5 e 15,3%, enquanto os PEAS variaram entre 18,6 e 19,8 KN/m³. No Proctor Modificado as umidades ótimas ficaram compreendidas entre 10,5 e 13,5%, referentes a PEAS de 19,30 a 20,20 KN/m³.

Tabela 6.2a – Resumo dos Estudos de Jazida Latossolos

JAZIDA	ENERGIA	W	PEAS	CBR
PINMAR	normal	15	18,2	9
	interm.	13,8	19	21
	modific.	12,1	19,9	34
SJ	normal	13,2	19,2	10
	interm.	12,3	19,9	16
	modific.	10,3	20,5	52
PF33	normal	20,5	16,7	10
	interm.	17,5	17,7	20
	modific.	15	18,6	28
PF14	normal	20,5	16,6	12
	interm.	18,5	17,6	21
	modific.	16,7	18,5	36
SBS	normal	18,7	16,8	12
	interm.	17	17,4	20
	modific.	15,8	18,2	38

Tabela 6.2b – Resumo dos Estudos de Jazida Podzólicos

JAZIDA	ENERGIA	W	PEAS	CBR
CAJ2B1	normal	13	18,7	11
	interm.	11,5	19,7	30
	modific.	10,5	20,2	36
CAJ2B2	normal	15	18,5	9
	interm.	13,5	19,1	14
	modific.	11,7	19,8	28
CAJ3B1	normal	16,8	17,8	10
	interm.	14,5	18,6	22
	modific.	12,8	19,4	33
CAJ3B2	normal	16,9	17,5	7
	interm.	15,3	18,6	22
	modific.	13,5	19,4	38

Os valores de CBR, nas jazidas PEa, variaram entre 7 e 11 % na energia do Proctor Normal, 14 e 30% na do Proctor Intermediário e 28 e 38% na do Proctor Modificado.

UTIYAMA e outros (1977) citam como valores característicos dos solos arenosos finos de São Paulo PEAS superiores a 21KN/m³ e umidades ótimas entre 7 e 14% para solos compactados na energia modificada.

Na figura 6.11 é apresentado o conjunto das curvas de compactação obtidas para as jazidas de latossolos.

Como se observa, os pontos máximos das curvas correspondem a um grau de saturação entre 90 e 97% , utilizando para cálculo a massa específica real dos grãos de 2,66 g/cm³, que corresponde ao valor médio obtido nas jazidas.

Os valores mais à direita correspondem às jazidas PF33, PF14 e SBS e os mais esquerda às jazidas PINMAR e SJ. Nota-se a que os PEAS das duas últimas jazidas são significativamente mais elevados, com umidades ótimas conseqüentemente inferiores, contudo os valores de CBR são muito similares para as quatro ocorrências.

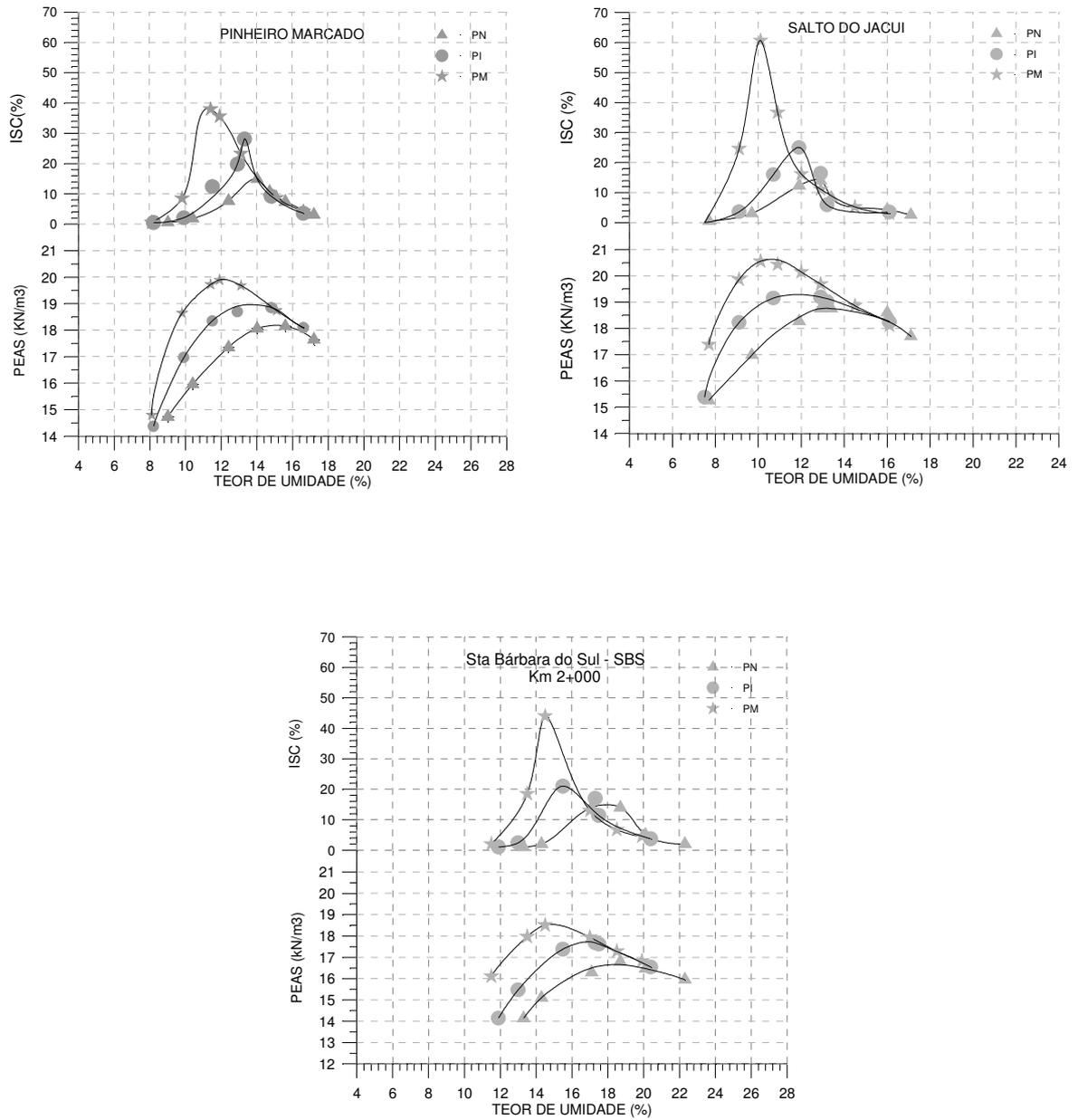


Figura 6.9 - Compactação Convencional - Jazidas LEha

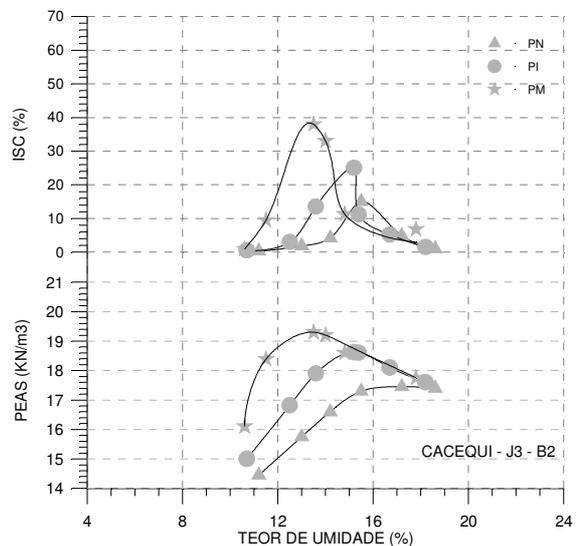
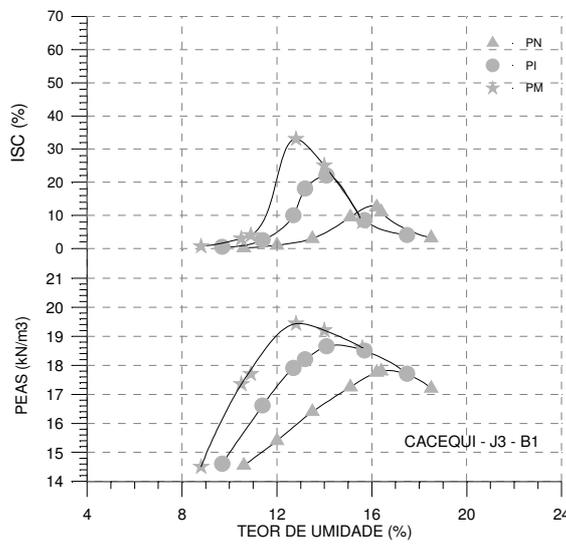
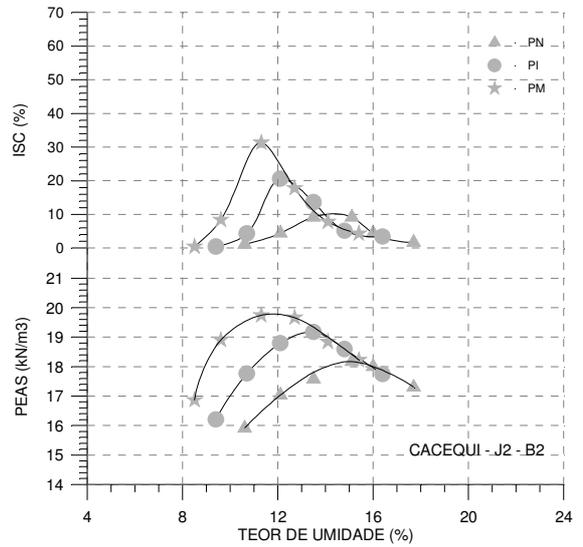
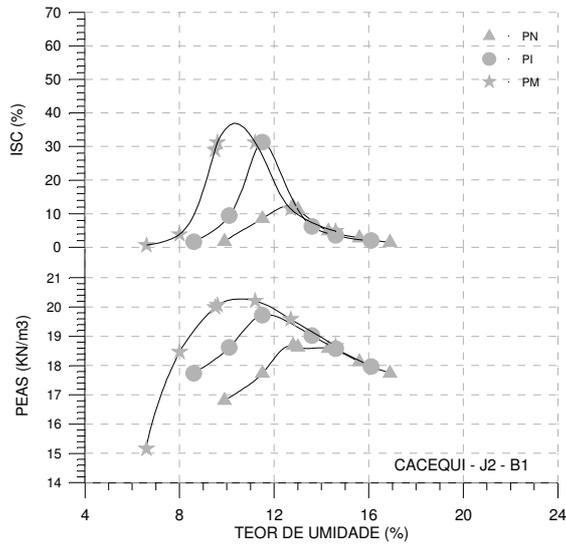


Figura 6.10 - Compactação Convencional - Jazidas PEa

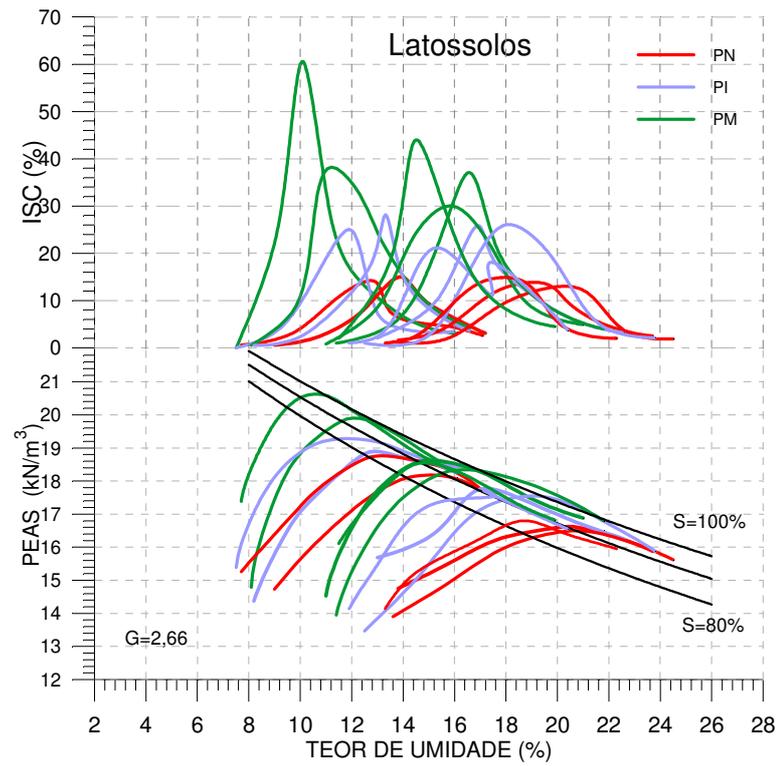


Figura 6.11 - Curvas de compactação – Latossolos

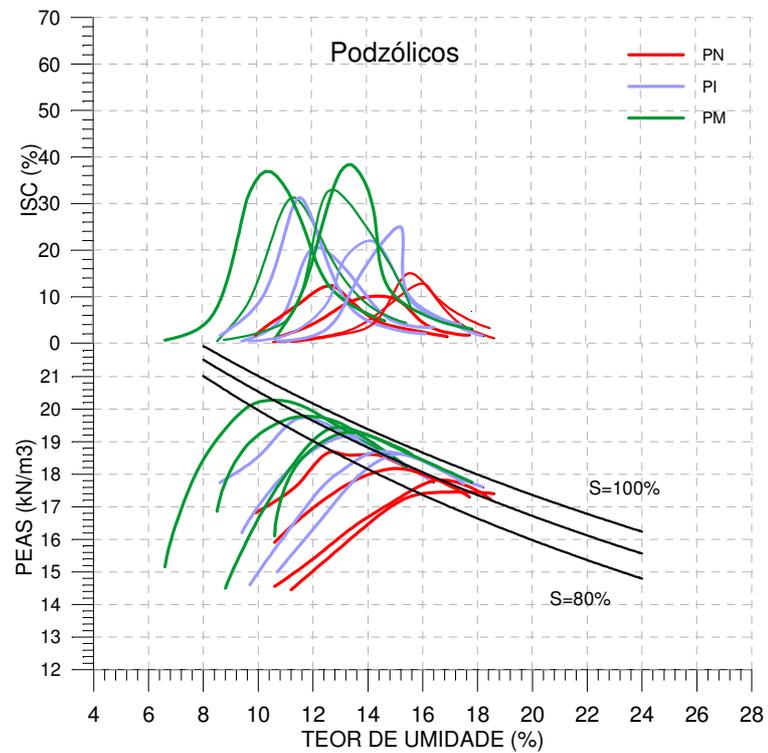


Figura 6.12 - Curvas de compactação - Podzólicos

Para as jazidas de podzólicos, conforme mostra a figura 6.12, acima, valem as mesmas observações das jazidas de latossolos, inclusive a jazida CAJ3, cujas curvas correspondentes a seus dois horizontes situam-se mais à direita do gráfico, correspondendo a maiores umidades de compactação e menores PEAS, também apresenta valores de CBR compatíveis com os da jazida CAJ2.

O fato das jazidas PF33, PFI4, SBS e CAJ3 apresentarem umidades ótimas maiores está intimamente relacionado ao teor de argila com defloculante que nestes materiais é superior aos demais. Contudo, para os solos em estudo o valor de CBR não é afetado pela porcentagem de finos, dada a boa qualidade geotécnica destes finos em virtude de sua natureza pedogenética (finos não expansivos, mineralogicamente estáveis e que na natureza apresentam-se na forma de agregados do tamanho da fração silte).

A figura 6.13 apresenta os pares de valores $w_{ótima} \times PEAS$ obtidos nos ensaios convencionais designados por LEah-conven e PEa-conven. Observa-se que umidade ótima e o PEAS apresentam uma boa correlação.

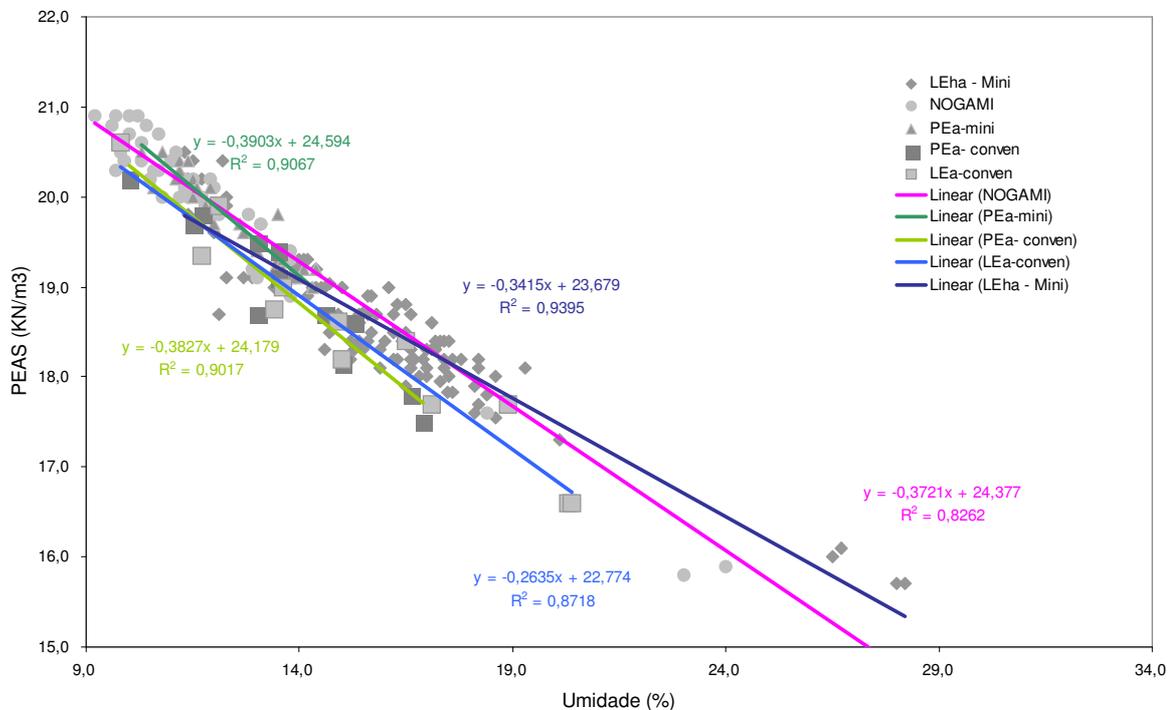


Figura 6.13 - Relação $PEAS_{máximo} \times W_{ótima}$ para ensaios convencionais e minicompactação

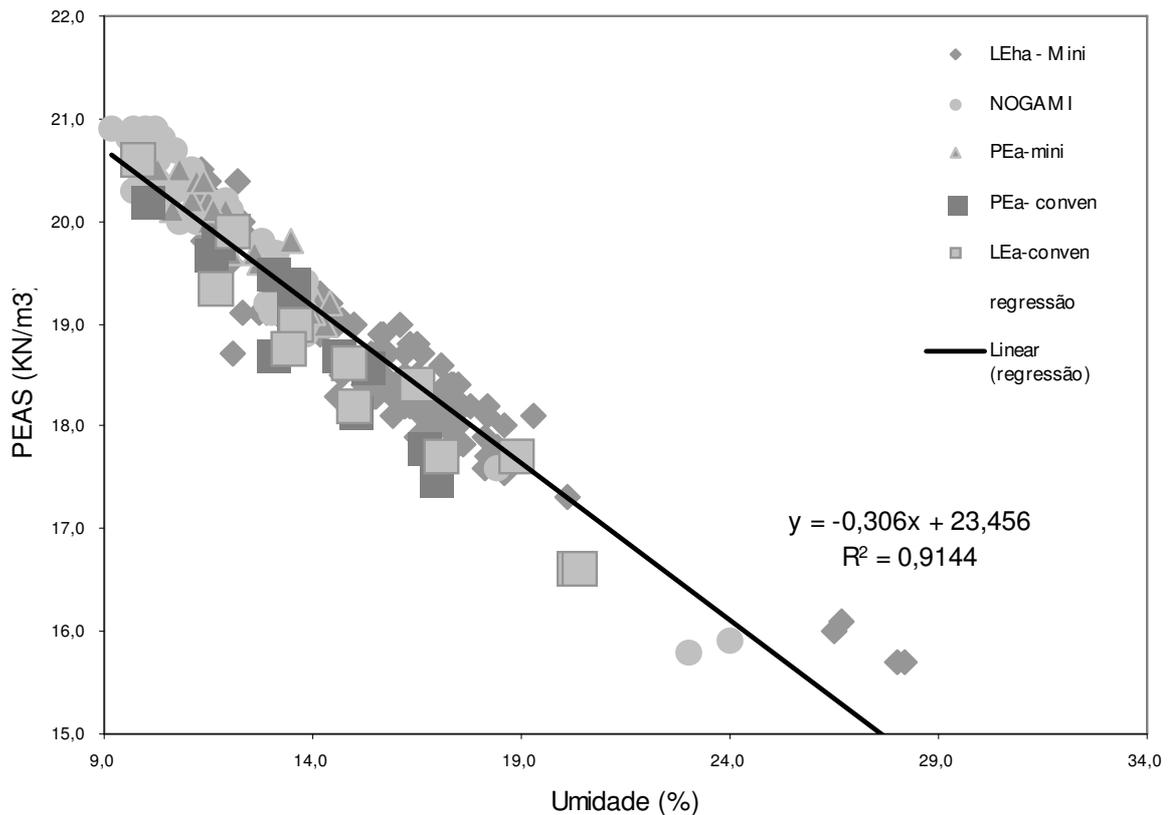


Figura 6.14 - Relação PEAS_{máximo} x W_{ótima} para ensaios convencionais e minicompactação.

6.5 Ensaios da metodologia MCT

6.5.1 Mini-Proctor

Os ensaios de mini-proctor na energia intermediária (seis golpes por camada e soquete de 4,500g) forneceram valores médios de umidade ótima entre 12,2 e 17,1 para as jazidas dos latossolos LEah, a jazida CO-VA tem umidade ótima de 27,4%, A faixa das umidades ótimas para os horizontes das jazidas dos podzólicos foi de 11,5 e 14,5%. Os pesos específicos aparentes secos (PEAS) médios das jazidas apresentaram pequena faixa de variação, ficando entre 18,2 e 20 KN/m³ para os latos solos (LEah) e 19,1 e 20,1 KN/m³ para os podzólicos. Para a jazida CO-VA o PEAS foi de 15,9KN/m³ (ver Figuras 6.15 e 6.16).

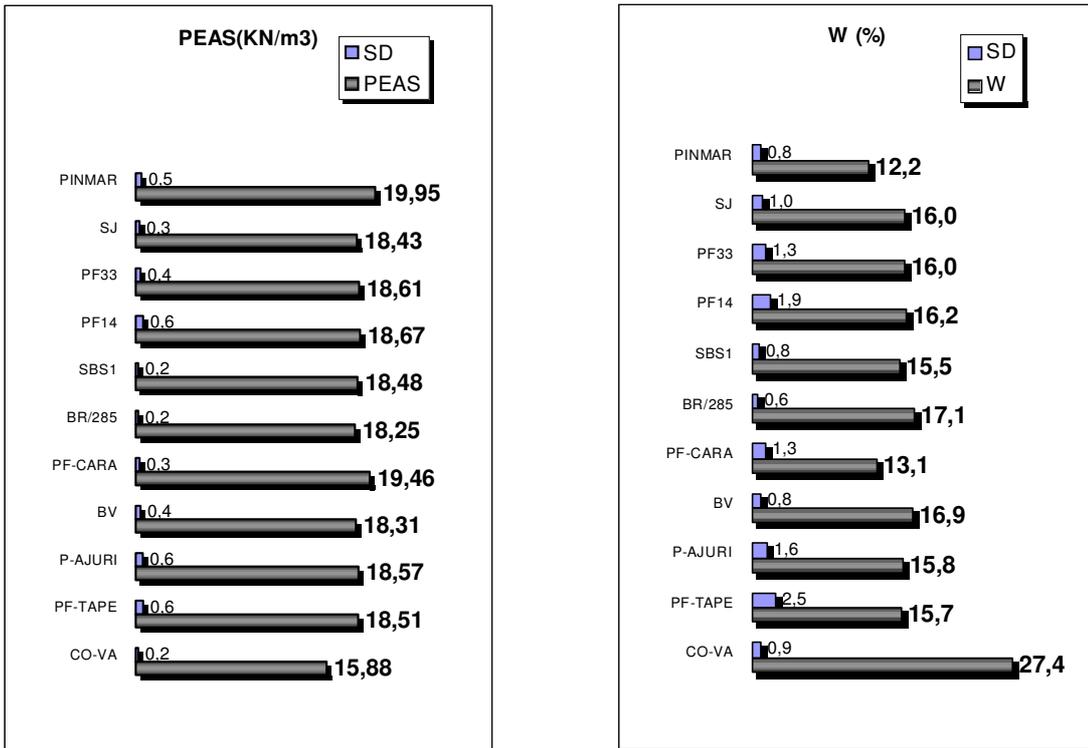


Figura 6.15 - PEAS_{máximo} x W_{ótima} para ensaios de minicompactação na energia intermediária - LEha

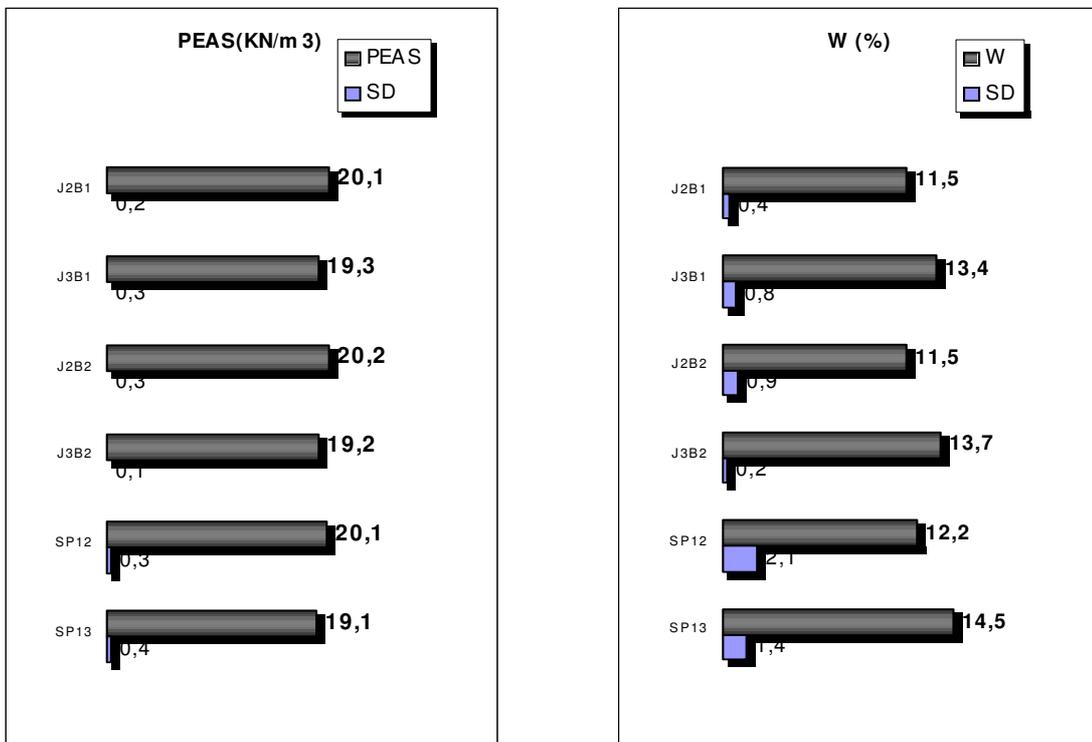


Figura 6.16 - PEAS_{máximo} x W_{ótima} para ensaios de minicompactação na energia intermediária - PEa

Os coeficientes de variação (CV) das médias das umidades ótimas das jazidas foram inferiores a 13%, com média em torno de 6%. Para os PEAS os CV em cada jazida foram inferiores a 4%. Estes valores comprovam mais uma vez a boa repetibilidade do ensaio, uma vez realizados indistintamente por dois laboratoristas.

As figuras 6.17.a e 6.17.b apresentam as correlações da umidade ótima de compactação com a porcentagem inferior a 0,075mm (#200) e limites de liquidez e índice de plasticidade com a umidade ótima. Como observa-se há uma certa tendência de aumento da umidade ótima com o aumento da porcentagem passante na peneira 200 e com o aumento dos limites dos índices físicos.

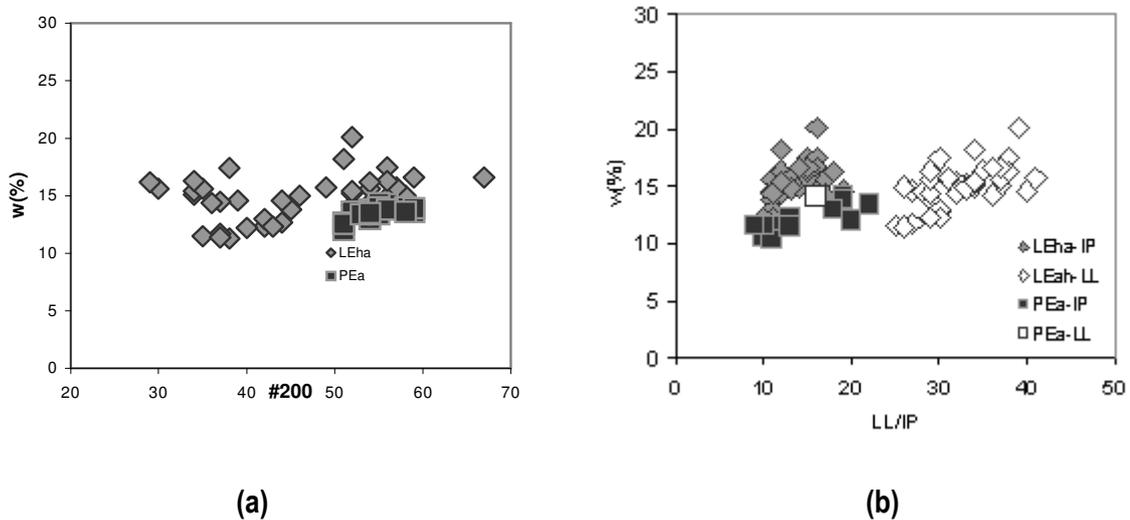


Figura 6.17 - Correlações com a peneira 200

Com a fração argila a umidade ótima apresenta uma certa correlação, aumentando com o crescimento do teor de argila.

A tendência de variação do PEAS com a textura e plasticidade do solo é bastante semelhante à que se verifica com a umidade ótima, porém acréscimos na porcentagem passante na peneira 200 ou nos índices físicos resultam em redução do PEAS (ver figuras 6.18 e 6.19).

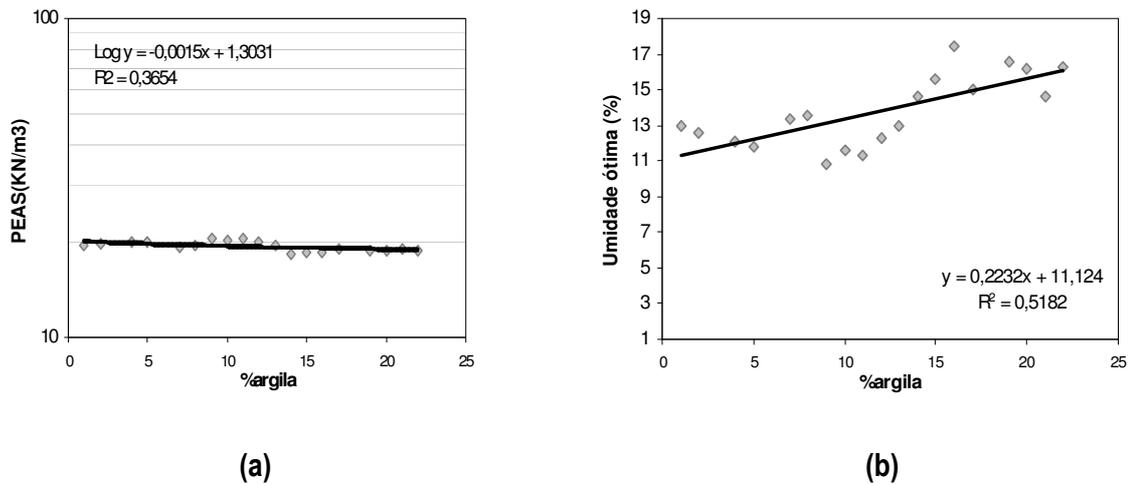


Figura 6.18 - Correlações com a fração argila

As figuras 6.13 e 6.14 apresentam os dados de umidades ótimas e pesos específicos aparentes secos máximos obtidos nos ensaios convencionais e nos ensaios de minicompactação estudados no presente trabalho, envolvendo as ocorrências estudadas na fase preliminar e complementar (todas jazidas). Os pares de valores com a indicação NOGAMI, referem-se a dados obtidos na bibliografia para solos arenosos finos lateríticos típicos de Estado de São Paulo (NOGAMI e VILLIBOR, 1982). Observa-se a boa correlação que os PEAS máximos apresentam com as umidades ótimas, também nos ensaios de minicompactação. As regressões obtidas tanto nos ensaios convencionais como nos ensaios de minicompactação são muito semelhantes.

A figura 6.14 permite afirmar que para os solos finos lateríticos LG' deste estudo a relação entre o $PEAS_{máximo}$ e a umidade ótima independe da forma de compactação, variando apenas com a energia utilizada na compactação. A lei de variação dos parâmetros envolvidos é a seguinte:

$$PEAS_{máximo} = 23,456 - 0,306 W_{ót}, \text{ com } R^2=0,9144$$

Diversos autores afirmam a improcedência de uma comparação direta entre as energias de compactação, conforme calculadas no Quadro 5.3, para a compactação com soquete de secção plena ou com golpes distribuídos uniformemente sobre cada camada. PINTO (1965) e NOGAMI (1972), afirmam que a energia aplicada nos ensaios de Mini-Proctor com o soquete de seção plena produz o mesmo efeito compactador (mesma densidade nas mesmas condições de umidade) que o ensaio convencional.

A figura 6.19 permite comparar os valores dos PEAS com as diversas energias de compactação, observa-se que os valores obtidos nos ensaios minicompactação na energia intermediária concordam mais com a curva proposta quando plotados contra a própria energia de compactação nominal calculada. O mesmo acontece em relação as umidades ótimas, como mostra a figura 6.20.

A última afirmativa contradiz o afirmado por ARANOVICH (1985) segundo este autor a compactação por impacto produz curva PEAS versus umidade deslocadas para o lado direito do gráfico de compactação, conseqüentemente produzindo umidades ótimas maiores. No caso em estudo houve um deslocamento para esquerda ou seja, o ensaio de minicompactação forneceu umidades inferiores às obtidas no ensaio convencional e PEAS superiores, correspondendo a um deslocamento das curvas de compactação para esquerda.

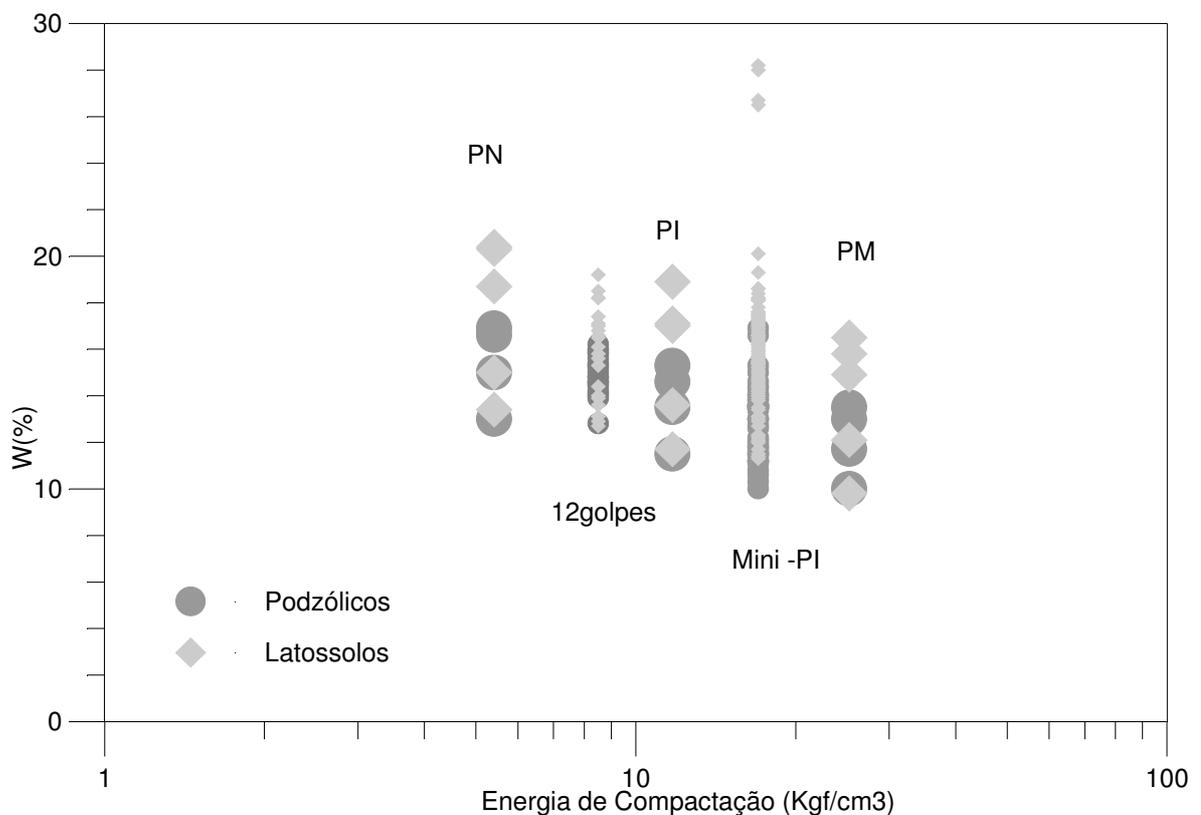


Figura 6.19 – PEAS_{máximo} x Energia de compactação

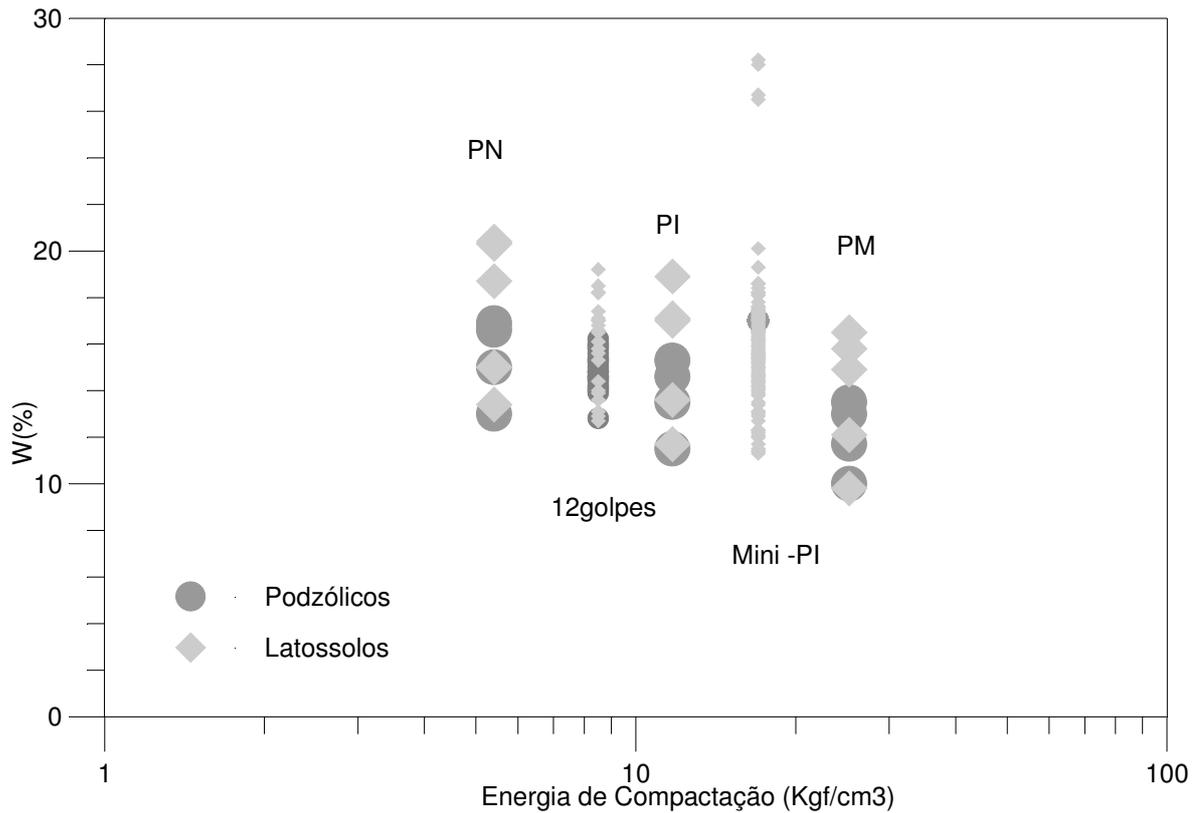


Figura 6.20 – $W_{\text{ótima}} \times$ Energia de compactação

A figura 6.19 mostra, porém, que os pesos específicos aparentes secos obtidos para os ensaios reduzidos na energia intermediária são sempre superiores aos obtidos na compactação convencional, resultando numa energia "inter-modificada".

Também os valores correspondentes a 12 golpes no ensaio de mini-MCV, não tem uma correspondência direta com a energia normal, indicando da mesma forma um deslocamento das curvas para o lado esquerdo no gráfico de compactação.

Nas figuras 6.29 e 6.30 são apresentados os estudos de comparação entre os ensaios de compactação convencionais e minicompactação realizados com materiais das jazidas CAJ2 e CAJ3.

As retas ajustadas referem-se aos valores PEAS máximo e umidade ótima dos ensaios convencionais sem reuso de material (6 pontos de umidade por energia de compactação) e com reuso (amostras moldadas nas energias normal e intermediária). Nas duas jazidas os pares $PEAS_{\text{máximo}} \times W_{\text{ót}}$ obtidos com os ensaios de minicompactação estão entre os obtidos com ensaios convencionais nas energias intermediária e modificada, e até acima da modificada

(CAJ2, horizonte B2) corroborando as conclusões tiradas a partir das relações com as energias de compactação.

Nos estudos de comparação da jazida CAJ3 (figura 6.30), foram analisados ainda os pares de valores correspondentes a energia de compactação referente a aplicação de 12 golpes do soquete no ensaio de mini-MCV, a ensaios convencionais sem reuso e os obtidos através da minicompactação de corpos de prova nas umidades obtidas nos ensaios convencionais de compactação na energia intermediária.

Observou-se que:

- as umidades e PEAS obtidos com 12 golpes do ensaio mini-MCV foram sempre superiores aos obtidos na energia normal do ensaio convencional, com concentração no entorno dos valores correspondentes a energia intermediária;
- nos minicorpos de prova moldados com a umidade do ensaio convencional foram obtidos PEAS superiores, com os valores situando-se próximos a reta dos ensaios sem reuso;
- as retas obtidas na condição sem reuso situaram-se sempre acima da com reuso, comprovando a alteração da estrutura dos solos no processo de compactação com reuso.

6.5.2 Ensaio de Mini-CBR

Os ensaios de mini-CBR sem sobrecarga (ISS) forneceram valores médios para as jazidas de latossolos entre 23 e 37% e entre 18 e 44% para os horizontes das jazidas dos podzólicos. Os menores valores de mini-CBR (19 e 24%) correspondem aos horizontes B 1 e B2 da jazida CAJ3.

Os ensaios com sobrecarga (ICS) apresentaram valores médios de 25 e 34%, para as jazidas de latossolos SBS1 e PINMAR, respectivamente; 20% para o horizonte B1 e 43% para o horizonte B2 da jazida CAJ3. Como visto, os ensaios com sobrecarga não diferiram sobremaneira dos ensaios sem sobrecarga. O mesmo foi afirmado por VILLIBOR e NOGAMI (1995) para os solos lateríticos do Estado de São Paulo. Segundo os autores, o efeito da sobrecarga na imersão é pequeno para estes solos.

Na unidade de moldagem (sem imersão - HM) os valores médios obtidos ficaram compreendidos entre 36 e 54% para os latossolos e 35 e 71% para os podzólicos. Os coeficientes de variação para os valores de Mini-CBR foram aproximadamente homogêneos apresentando nas três modalidades com CV s no intervalo compreendido entre 11 e 23%.

Nas figuras 6.21 e 6.22 são apresentados os valores de mini-CBR HM obtidos e os especificados por NOGAMI E VILLIBOR (1997), a seta negra indica o valor mínimo necessário e a vermelha o valor desejável.

Os valores de médios de mini-CBR na condição sem imersão dos latossolos atendem a condição mínima especificada, exceto na jazida SBS, e estão bastante próximos da condição desejada. Os podzólicos, com exceção do horizontes B1 da jazida CAJ3, atendem ambas condições.

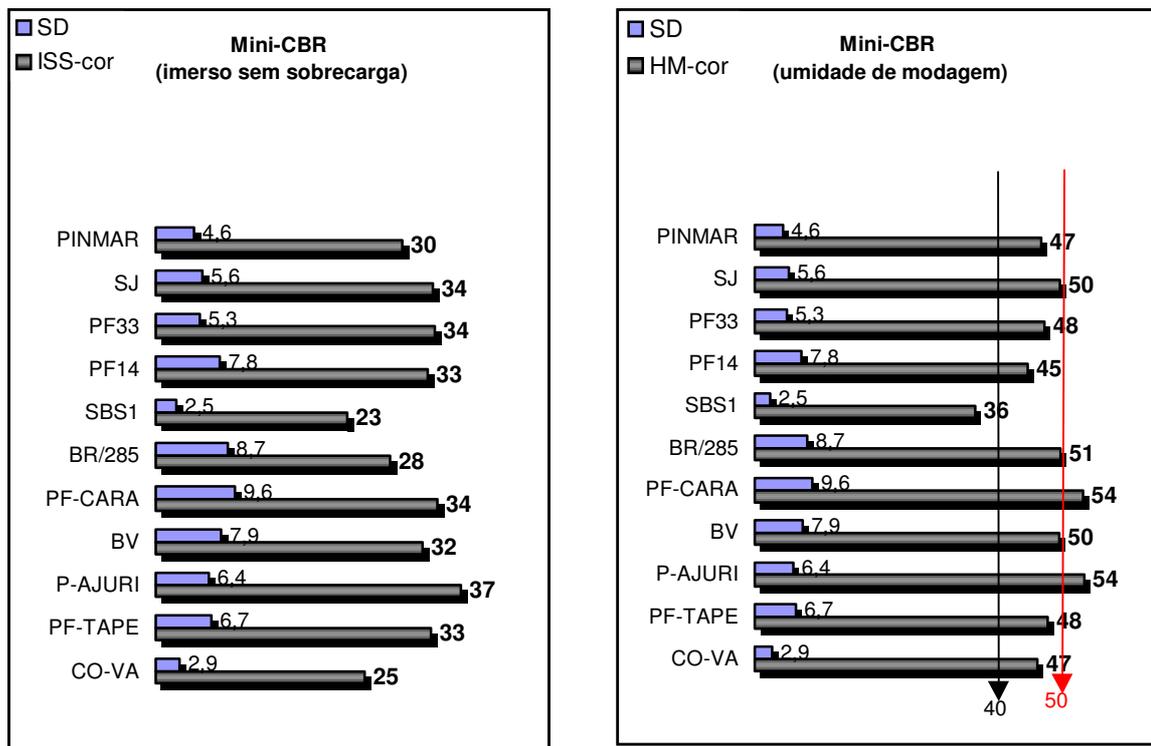


Figura 6.21 – Mini-CBR – Latossolos

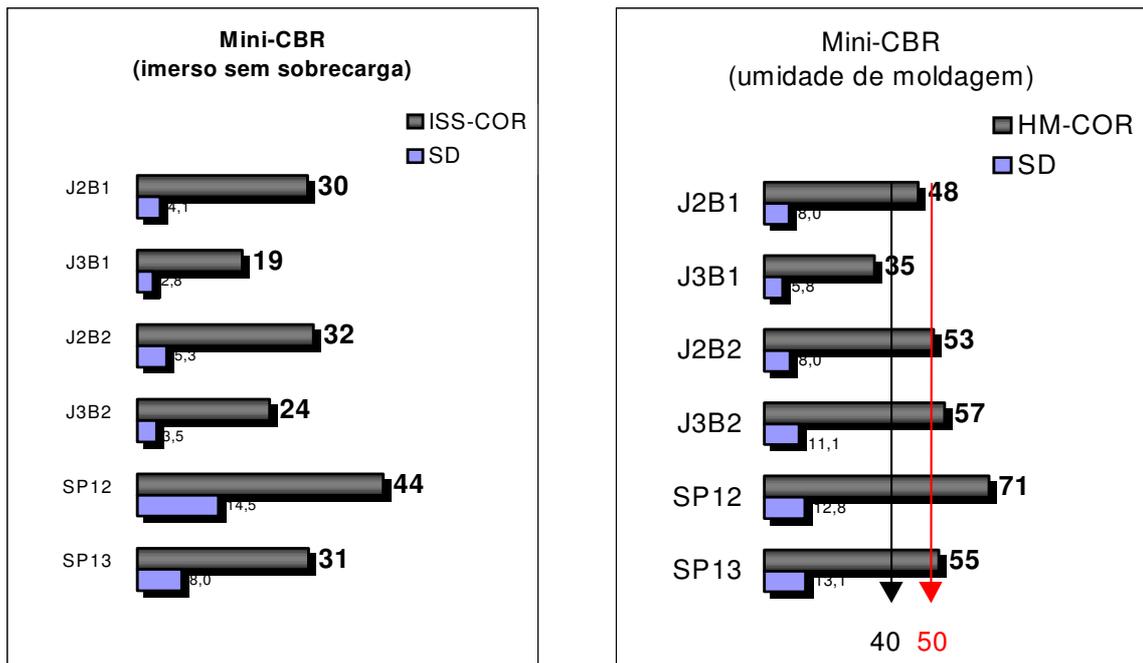


Figura 6.22 – Mini-CBR – Podzólicos

O horizontes B1 da jazida CAJ2 atinge a condição necessária e está muito próximo da desejável, contudo o horizonte B1 da jazida CAJ3 não atende nenhuma das condições.

Os valores médios das relações RIS (ISS/HM) foram na sua totalidade superiores a 55% para os latos solos, e superiores a 43% para os podzólicos. Ambos tipos de solos atingem a condição mínima (exceto jazida CO-VA e horizonte B2 da jazida CAJ3), porém nenhuma jazida atingiu a condição desejável (ver figuras 6.23.a e 6.23.b).

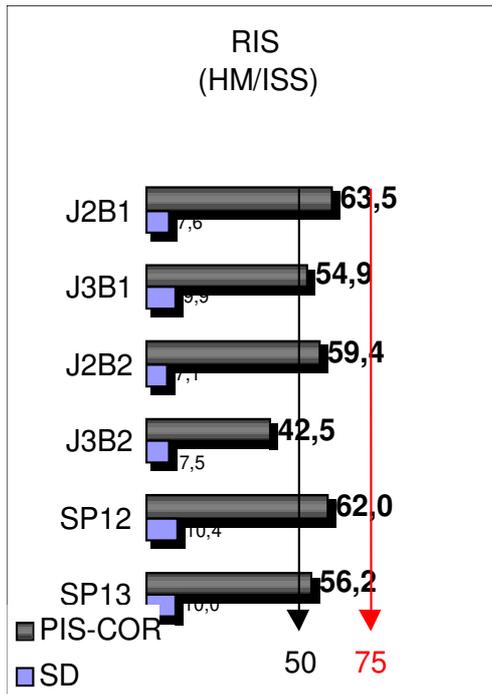


Figura 6.23a - RIS - Pea

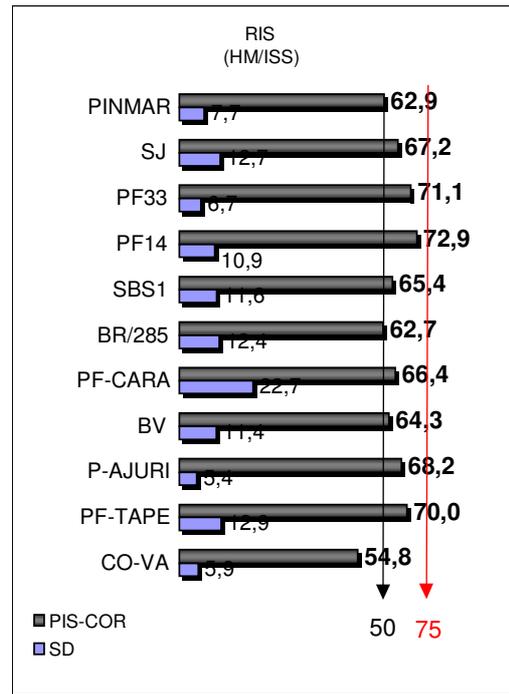


Figura 6.23b - RIS - Leha

A relação RIS, a exemplo do CBR e Mini-CBR não apresenta correlação bem definida com nenhum dos parâmetros analisados, contudo notam-se tendências de comportamento com variação de algumas propriedades. Por exemplo, RIS mantém-se constante com aumento da porcentagem passando na peneira 200 (0,075mm) e tende a aumentar com a fração argila (figuras 6.24 e 6.25) e com o aumento da umidade ótima.

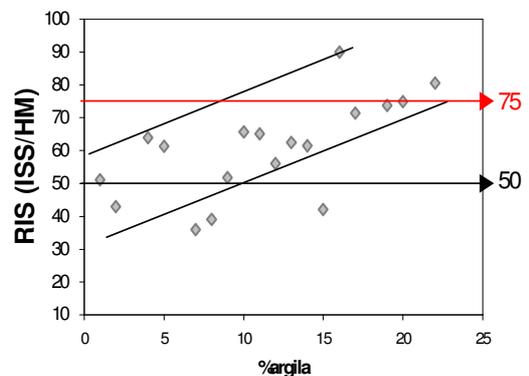
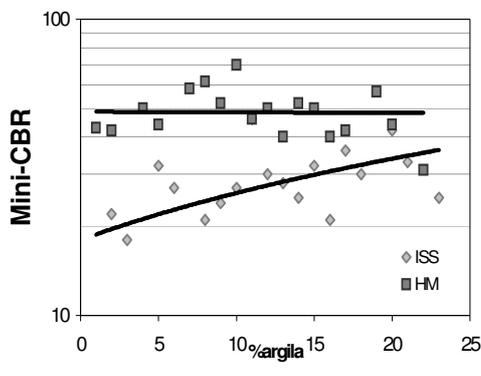


Figura 6.24 - Relações de Mini-CBR(correlação) e RIS com % argila

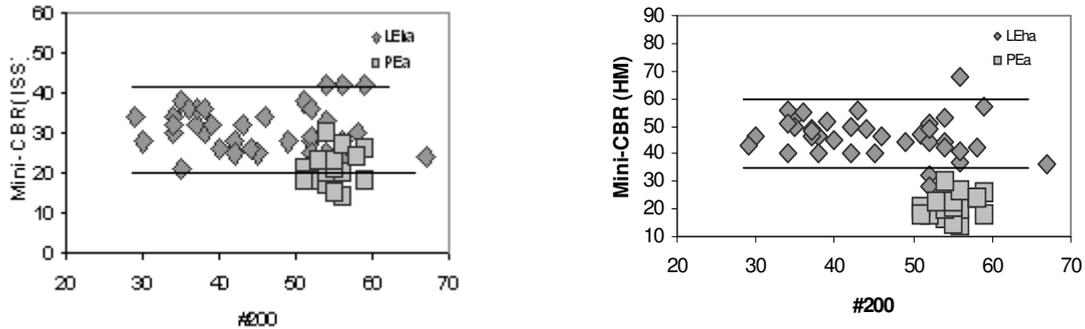


Figura 6.25 - Relações de Mini-CBR(correlação) e RIS com #200.

A tendência de crescimento da relação RIS com o teor de argila se dá pelo aumento do mini-CBR na condição ISS com o teor de argila uma vez que o mini-HM mantém-se praticamente constante.

É pertinente ressaltar ainda que além das correlações não se apresentaram nitidamente definidas, o fato de se estar analisando um universo bastante restrito de solos leva a grande concentração de dados em torno de certos valores. Como por exemplo, pode-se observar na figura 6.25, onde a totalidade das amostras de podzólicos analisadas apresentavam porcentagem passante na peneira 200 entre 50 e 60%.

Nos ensaios de mini-CBR calculados pela redução de escala, ou seja, as pressões de leitura foram obtidas multiplicando-se a razão entre os diâmetros do pistão de ruptura do ensaio convencional e miniatura pelas pressões usuais de leitura do ensaio convencional, forneceram valores inferiores àqueles calculados com a correlação proposta por NOGAMI (1972), para as condições HM e ICS. Para a condição ISS os valores gravitaram em torno da reta de igualdade, conforme mostrado na figura 6.24.

A exemplo do PEAS os valores de mini-CBR também foram superiores aos do ensaio convencional, porém a correlação com a energia de compactação não se apresentou tão direta. A figura 6.25 mostra os valores de mini-CBR e CBR plotados contra a energia de compactação.

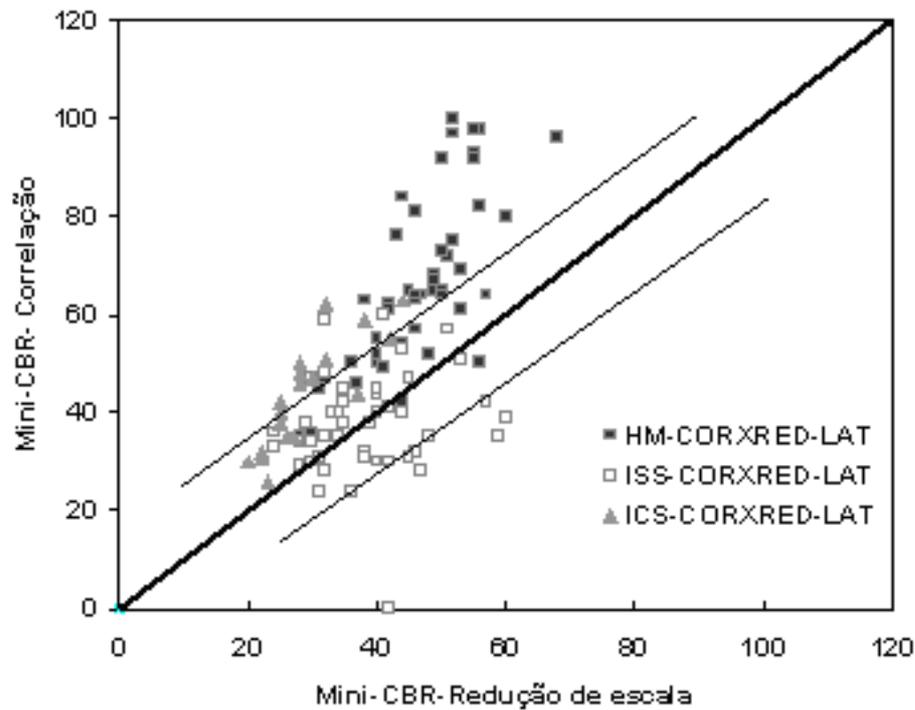


Figura 6.26 - Comparação mini-CBR calculado por correlação e redução de escala

As figuras 6.29 e 6.30 apresentam os estudos comparativos dos ensaios convencionais e miniatura de compactação e CBR. Os pontos designados como PI-Mini(wót) referem-se a mini-CBR em corpos de prova moldados na energia do intermediário com as umidades obtidas dos ensaios convencionais com reuso. Nos estudos comparativos desenvolvidos com materiais das jazidas CAJ2 e CAJ3, observa-se que:

- as curvas dos ensaios convencionais apresentaram ótima correlação com R2 em torno de 0,9;
- os valores de mini-CBR ISS para a jazida CAJ2 resultaram superiores aos obtidos com a energia de compactação do Proctor Modificado convencional, já para a jazida CAJ3 estes valores foram compatíveis com os obtidos com a energia intermediária, a despeito dos maiores PEAS dos ensaios miniatura;
- houve uma grande dispersão dos ensaios convencionais com reuso em torno da reta PEAS máx X CBR sem reuso;

- os valores de mini-CBR obtidos por redução de escala foram inferiores aos obtidos pela correlação, conforme já ilustrado pela figura 6.24;
- os mini-CBRs obtidos dos corpos de prova compactados com a umidade ótima dos ensaios convencionais com reuso ficaram entre os valores relativos;
- a energia de compactação normal e intermediária no cálculo pela redução e entre a intermediária e modificada se calculados pela correlação (ver figura 6.27);
- os valores que aparecem à direita do gráfico correspondem ao mini-CBR moldado na unidade de compactação, por isso aparecem deslocados, ou seja, com o mesmo PEAS os valores de mini-CBR nesta condição são, obviamente, superiores.

A questão dos valores calculados pela correlação proposta por NOGAMI (1972) fornecerem valores superiores aos encontrados nos solos estudados é simples: os solos finos do estado de São Paulo tem CBR superiores.

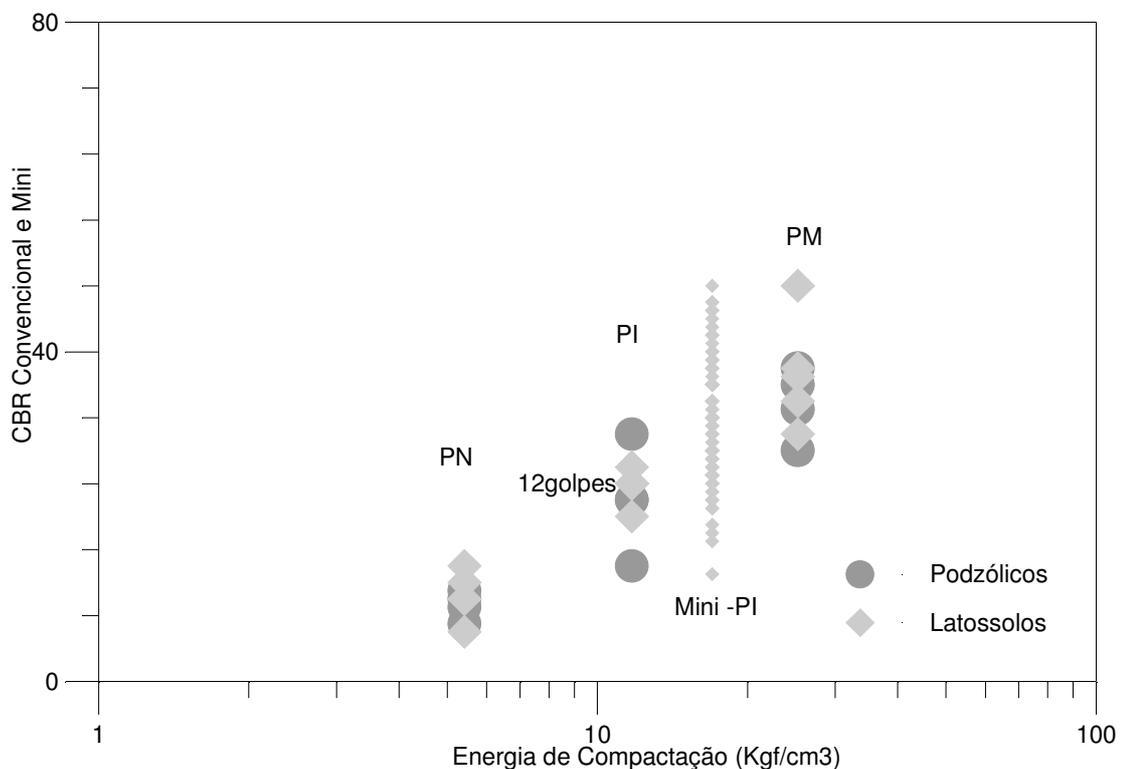


Figura 6.27 – Relações entre CBR convencional e mini-CBR com energia de compactação

Na figura 6.28 observa-se que os podzólicos, em termos de PEAS, são compatíveis com os solos de São Paulo, possuem CBR consideravelmente inferiores. Observa-se ainda que, consideradas as umidades de compactação, os valores de CBR foram muito próximos dos ensaios convencionais sem reuso e mini-CBR para os podzólicos. Para os latossolos houve uma grande dispersão de valores, porém deve-se considerar o maior número de ocorrências estudadas, o que resultou numa maior heterogeneidade de valores,

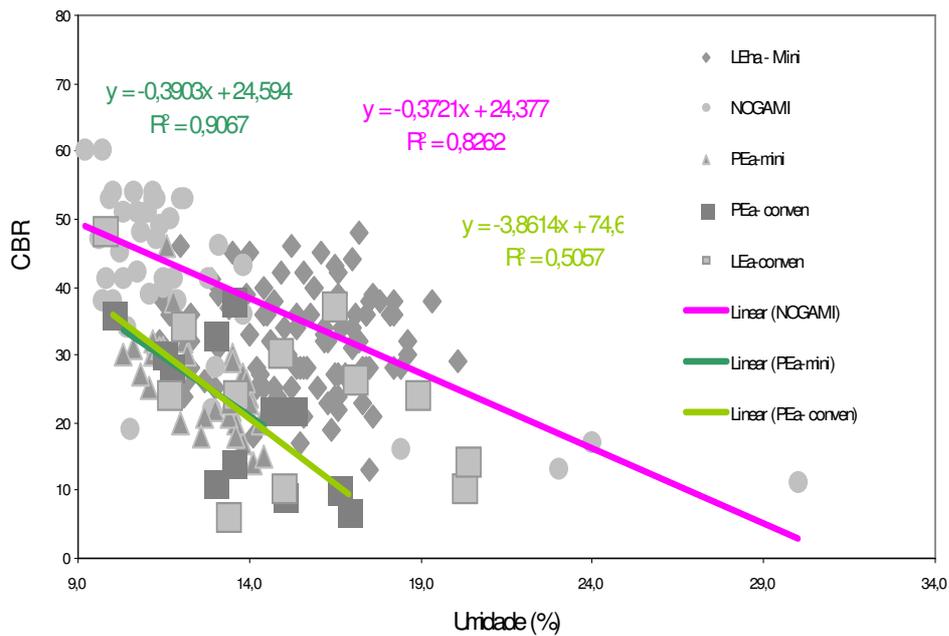


Figura 6.28 – Correlações $W_{ótima}$ e CBR

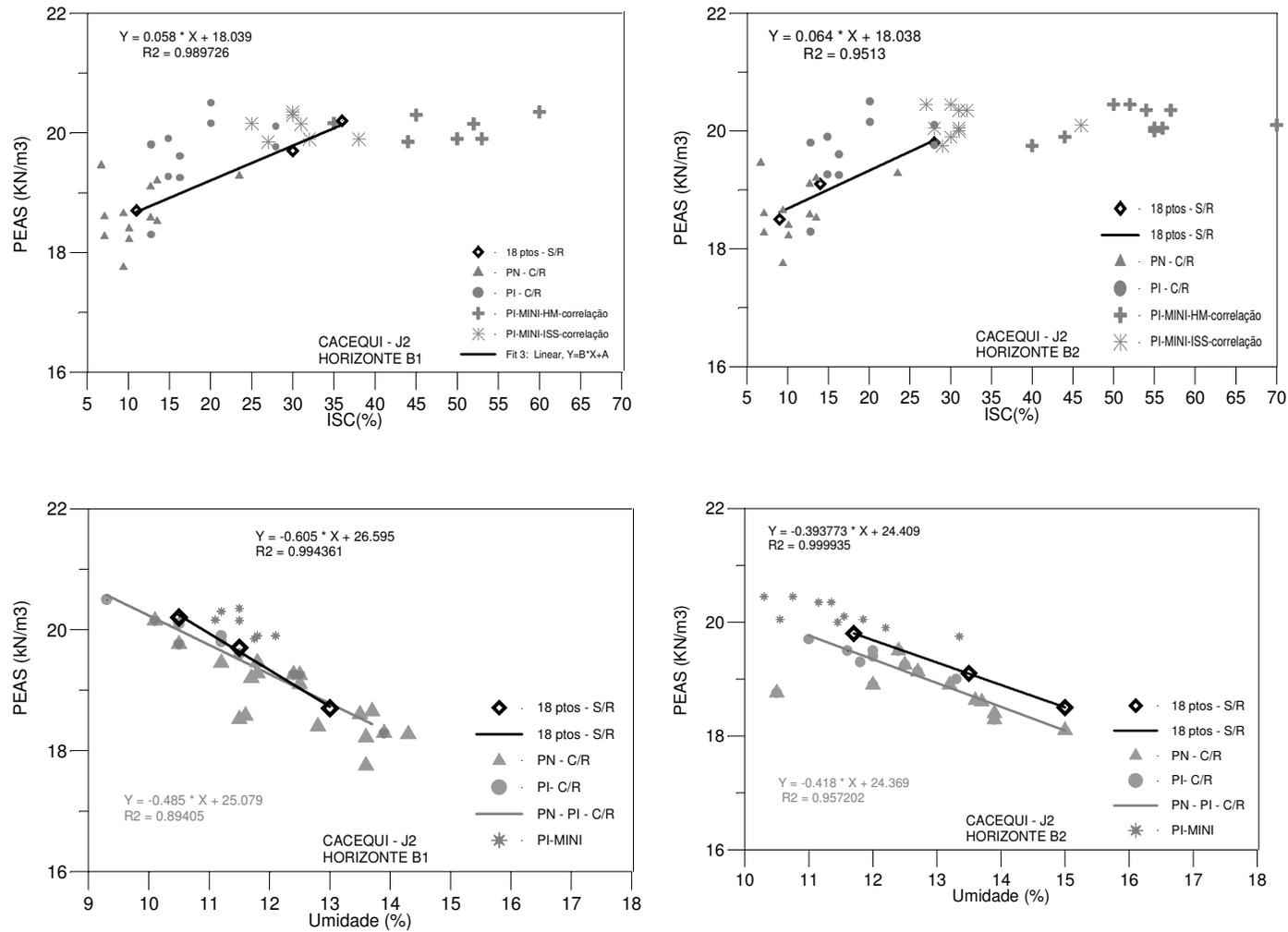


Figura 6.29 – Estudos comparativos de CBR e compactação – Jazida J2

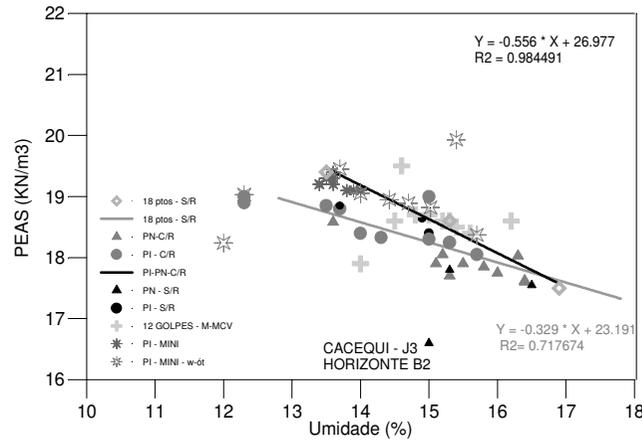
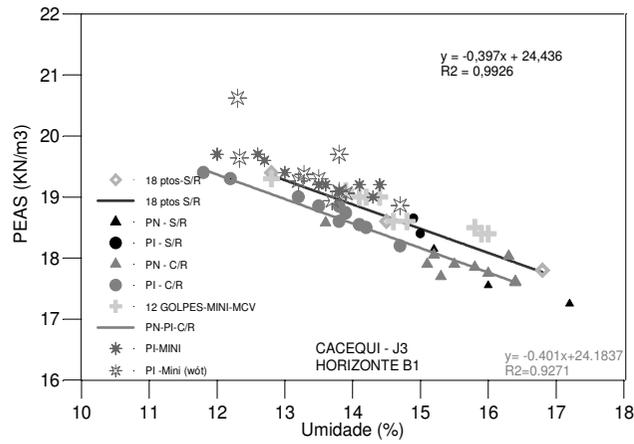
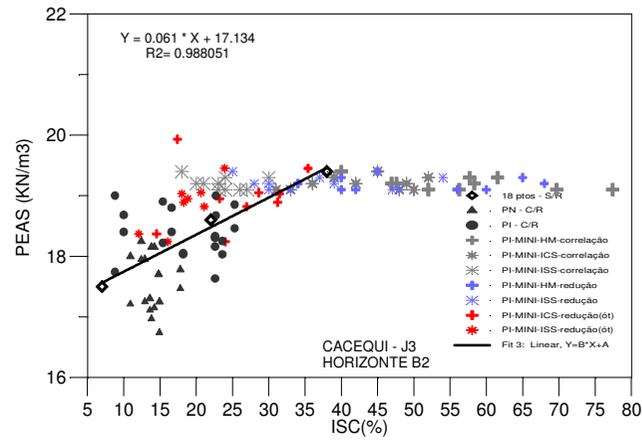
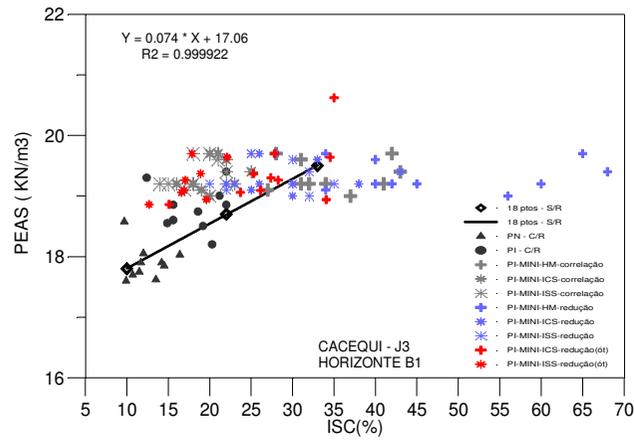


Figura 6.29 – Estudos comparativos de CBR e compactação – Jazida J2

6.5.3 Ensaio de expansão

Os valores de expansão foram inferiores a 0,6% para os latossolos e para os podzólicos (Figuras 6.31.a e 6.31.b).

Para os valores de expansão os CV s se mostraram muito elevados, sendo que praticamente todas as médias apresentaram CV superior a 50% (exceto jazida CAJ2, horizonte B2 com CV=30%) e o valor máximo obtido foi de 120%.

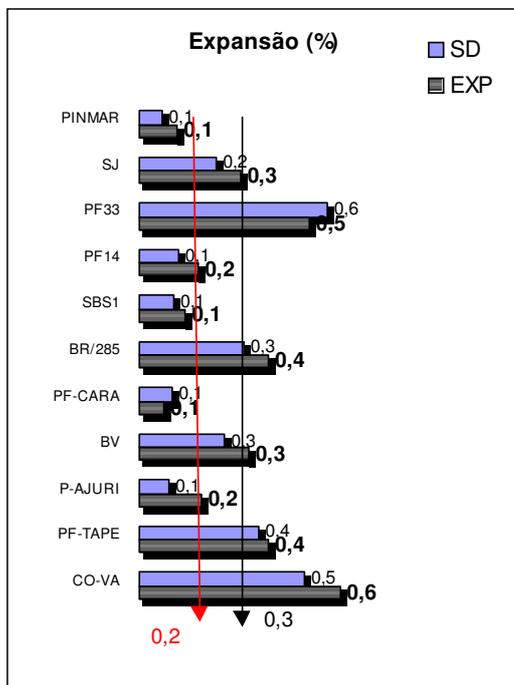


Figura 6.31.a - Expansão – Leah

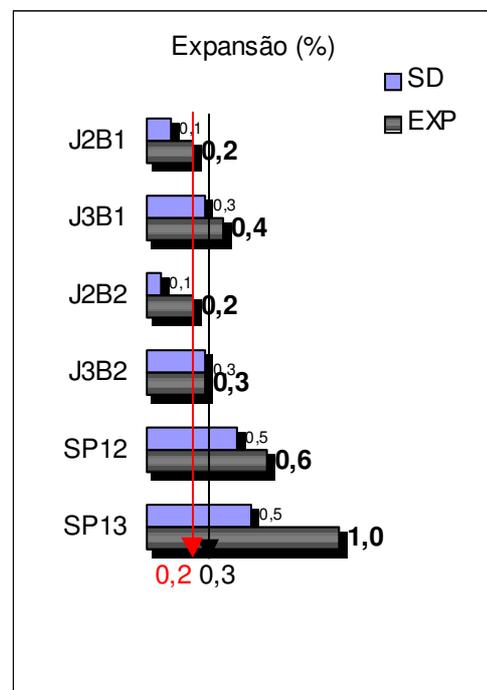


Figura 6.31.b - Expansão - PEa

Estes resultados corroboraram os obtidos nos estudos preliminares, a magnitude da grandeza medida é da mesma ordem dos erros introduzidos.

Para minimizar os erros talvez fosse necessário montar o sistema de medida com tripé e extensômetro e não mais retirá-lo até que se faça a última leitura. Este procedimento, porém, é bastante oneroso, pois demanda um extensômetro para cada amostra à semelhança do ensaio de contração.

Das onze jazidas de latossolos estudadas cinco atendem as condições desejáveis de expansão menor que 0,2% (PINMAR, PFI4, SBS1, PF-CARA e P-AJURI), três atendem apenas

a condição mínima de expansão menor de 0,3% (SJ, BR/285 e BV) e três não atendem sequer a condição mínima (pF3, PF- T APE e CO-VA).

Das jazidas de latossolos os horizontes B 1 e B2 da jazida J2 e o horizonte B 1 da jazida CAJ3 atendem os valores especificados totalmente, o horizonte B2 da jazida CAJ3 atende apenas a condição mínima e as jazidas SP12 e SP13 não atendem nenhuma das condições.

Os resultados de expansão não apresentaram nenhuma tendência de variação com a porcentagem passante na peneira 200, fração argila, IP, PEAS ou umidade ótima, apresentando em todos os casos uma nuvem de pontos dispersa. Todavia, deve-se considerar que falta de qualidade estatística da mostra, com desvios padrões da mesma magnitude dos dados, pode haver influenciado nesta ausência de correlações. Por outro lado, há que considerar-se que a porcentagem de argila natural é muito baixa, os argilo-minerais destes solos são estáveis do tipo 1:1 e os valores de expansão bastante baixos, apesar de não atenderem os limites propostos.

Cabe ainda uma última observação, pois, conforme mostram as figuras 6.31.a e 6.31.b, em todas jazidas em que a expansão foi maior que os valores recomendados os coeficientes de variação são flagrantemente superiores a 50%. Este fato se constitui em mais uma evidência de que a análise dos resultados de expansão fica prejudicada em função da grande variabilidade dos ensaios.

6.5.4 Ensaio de contração

Os valores de contração médios variaram entre 0,7 e 1,5% para os latossolos (exceto na jazida CO-VA cujo valor foi 2,4) e 0,3 e 1,3% para os horizontes dos perfis podzólicos.

Os valores obtidos estão representados nas figuras 6.32 e 6.33, onde os Algarismos em azul correspondem ao desvio padrão da amostra.

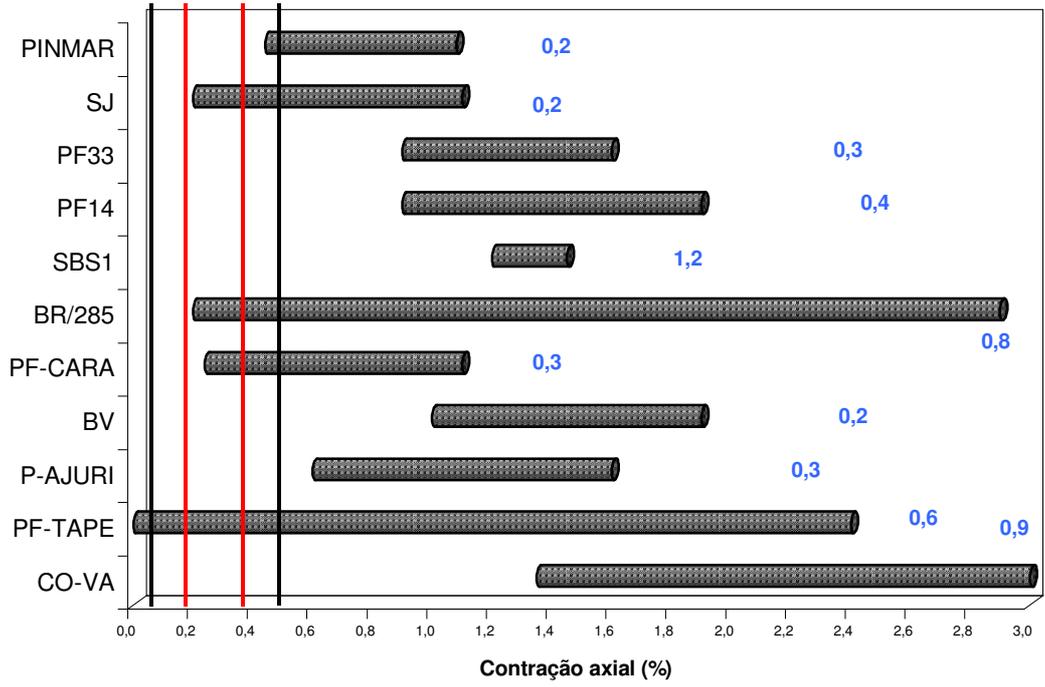


Figura 6.32 – Contração - LEha

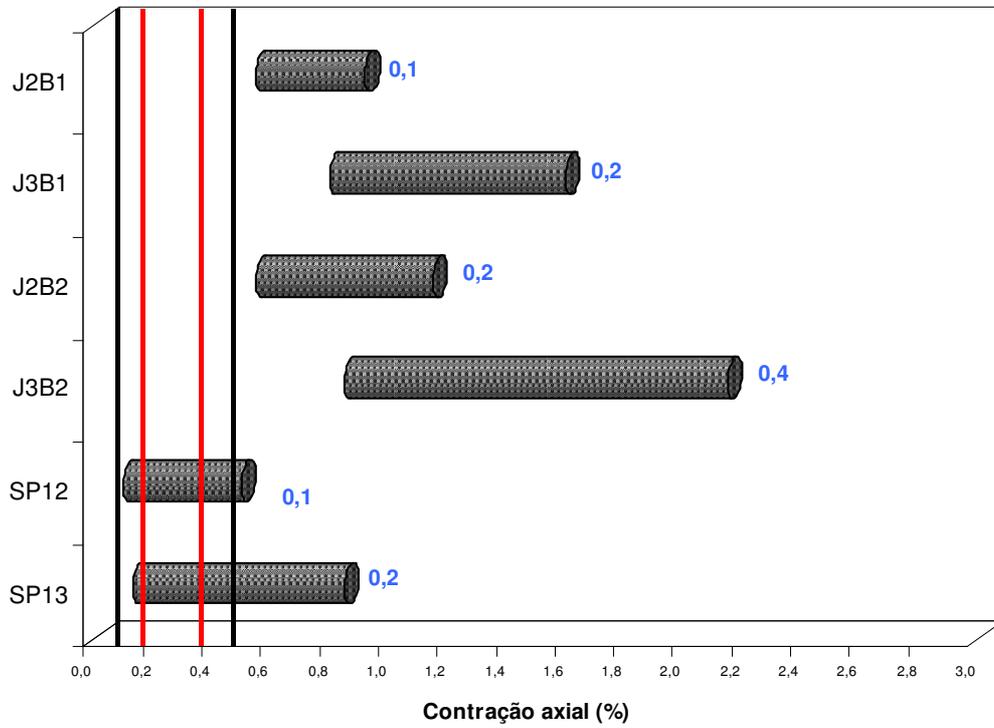


Figura 6.33 – Contração - PEa

Os coeficientes de variação obtidos são bastantes variáveis, sendo que para oito das dez jazidas de latossolos o CV foi maior que 25%, chegando a 80% Jazida PF-TAPE). O valor mínimo para este grupo de solos foi de 6,5%, correspondente à jazida SBS.

Nos podzólicos os coeficientes de variação foram inferiores a 25% em 50% dos materiais estudados. Os maiores valores (em torno de 43%) ocorreram nas jazidas SP12 e SP13 e o mínimo na jazida J2, horizonte B1, com CV=16%.

Os valores máximos de CV correspondem às jazidas estudadas pelo convênio DAER - FIPAE, e os mínimos a jazidas estudadas no presente trabalho, contudo valores intermediários superiores a 25% ocorreram em ambos estudos, não sendo possível inferir uma relação direta com procedimentos de ensaio ou operadores.

Quanto à adequação dos valores de contração axial encontrados, podemos dizer que somente a jazida SP12 atendeu o índice de qualidade necessária e desejável recomendado por NOGAMI E VILLIBOR (1981, 1997). Todos os demais solos apresentaram contração excessiva com médias muito superiores aos indicados (ver figura 6.31).

O ensaio de contração não apresentou boa correlação com outros índices, mas tende a aumentar com o crescimento da fração argila. Esta tendência, contudo, não foi verificada para a porcentagem passante na peneira 200. A figura 6.32 apresenta a relação entre a contração e a porcentagem de argila obtida no ensaio de granulometria por sedimentação com uso de defloculante.

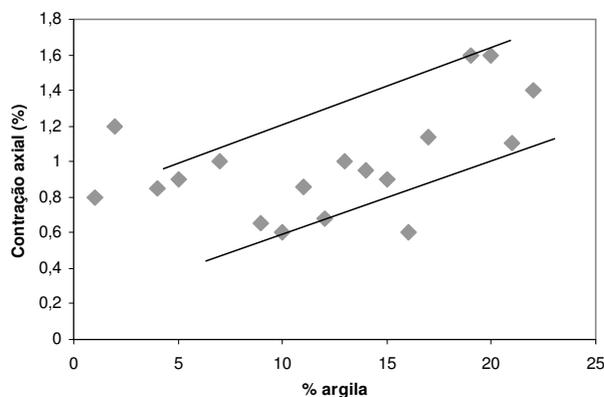


Figura 6.34 – Relação entre %argila e contração axial

6.5.5 Ensaio de infiltrabilidade (sucção capilar)

Os valores das medidas da infiltrabilidade, representadas por $-\log K_c$, para as jazidas dos latossolos, ficaram compreendidos entre 2,42 e 2,67 $\text{cm}^2/\text{min}^{1/2}$, já para as dos podzólicos ficaram entre 2,68 e 3,03. Os coeficientes de variação (CV) foram, na sua totalidade, inferiores a 25%.

Nas figuras 6.35 e 6.36 são apresentados as faixas de variação dos valores do módulo do $\log K_c$, as retas vermelhas indicam os limites recomendados por NOGAMI e VILLIBOR (1982, 1997) e os números em azul os desvios padrões.

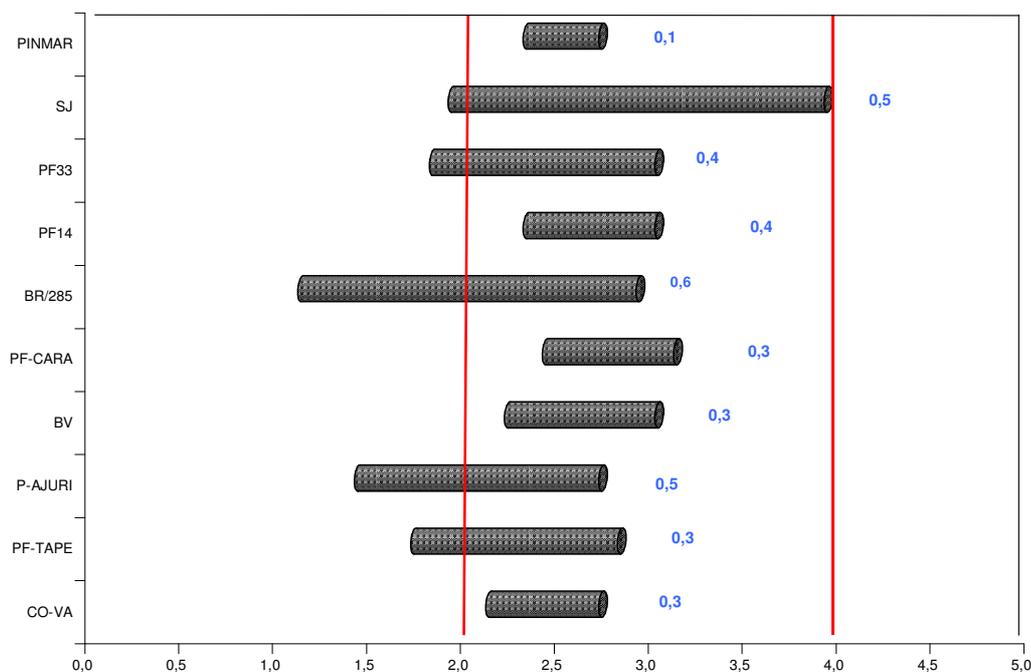


Figura 6.35 – $|\log K_c|$ - LEha

Na análise dos valores individuais observa-se que há valores em algumas jazidas de ficam fora do limite inferior proposto, porém, considerando que a média aritmética está no cento da variação dos valores e admitida a distribuição normal, pode-se dizer que todas jazidas de latossolos e podzólicos atendem os valores especificados.

A permeabilidade capilar expressa por $-\log K_c$ não apresentou boas correlações com nenhum dos parâmetros analisados.

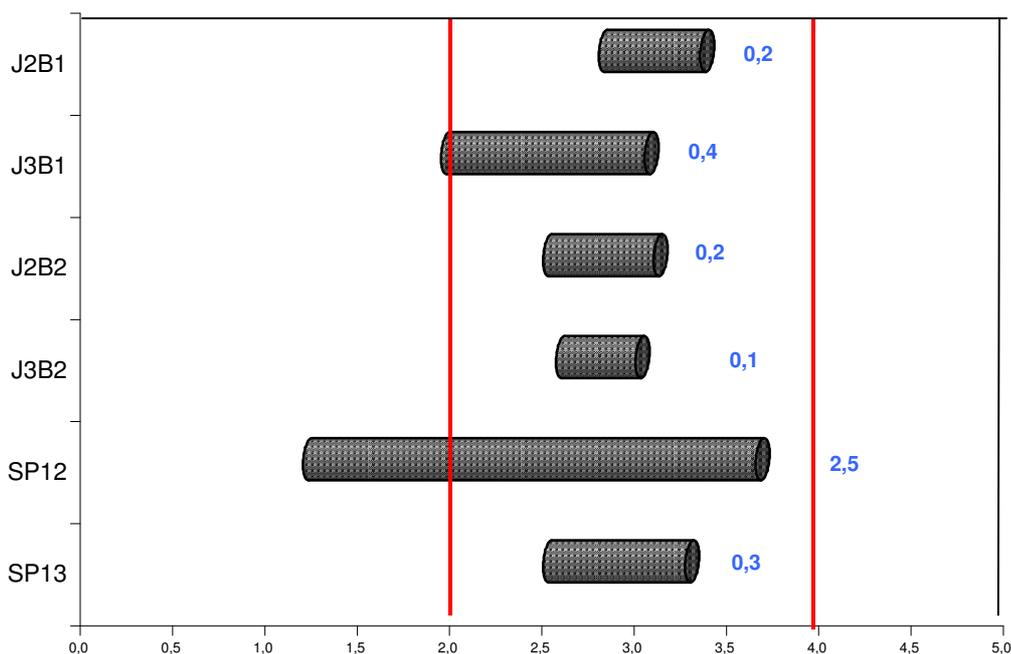


Figura 6.36 – $|\log Kc| - PEa$

6.6 Comportamento resiliente dos solos estudados

O comportamento resiliente de quatro jazidas de latossolos foi estudado. São elas: Pinheiro Marcado, Salto do Jacuí, Passo Fundo Km 3+300 e Passo Fundo Km 14+400. As amostras foram compactadas nas energias do Proctor Normal e Intermediário (DAER, 2000) e ensaiadas imediatamente após a moldagem. Foram ensaiados em média dois corpos de prova por energia de compactação por jazida.

Os resultados dos ensaios de resiliência são apresentados a seguir. Na Tabela 6.3 são identificados os corpos de prova submetidos a carregamento cíclico para determinação do módulo resiliente. São apresentados ainda as condições de peso específico aparente seco e umidade das amostras ensaiadas, além dos valores dos coeficientes K 1 e K2 e os coeficientes das regressões (R^2).

Tabela 6.3 - Resultados dos ensaios de resiliência

	Registro	Energia	PARÂMETROS DE RESILIÊNCIA			DADOS DA COMPACTAÇÃO		
			K1 (MPa)	K2 (MPa)	R ²	ΔW(%)	ΔPEAS	GC(%)
PF33	PF33CN1	Normal	150,47	0,23	0,88	-0,5	-0,83	95
	PF33CN2	Normal	151,21	0,3	0,95	-0,5	-0,86	95
	PF33CII	Interm.	216,38	0,22	0,88	-0,6	-0,97	95
PF14	PF14CN1	Normal	153,18	0,24	0,92	-0,9	-0,74	96
	PF14CN2	Normal	152,77	0,28	0,9	-0,9	-0,88	95
	PF14CII	Interm.	226,95	0,16	0,92	-1,4	-1,64	91
PINMAR	PF14CI2	Interm.	242,09	0,18	0,93	-1,4	-1,96	89
	PMCNI	Normal	237,53	0,34	0,9	0,4	-1,25	93
	PMCN2	Normal	224,37	0,3	0,88	0,4	-1,18	94
SJ	PMCI2	Interm.	309,71	0,24	0,65	0,3	-1,42	93
	PMCI3	Interm.	232,9	0,21	0,75	0,3	-1,31	93
	SJCN1	Normal	187,9	0,18	0,73	-0,6	-0,83	96
SJ	SJCN2	Normal	251,98	0,26	0,83	-0,6	-0,91	95
	SJCI2	Interm.	248,96	0,15	0,42	0,2	-0,71	96
	P505CII	Interm.	202,07	0,17	0,86	-0,8	0,13	96
	P505CI2	Interm.	231,88	0,32	0,94	-0,7	-0,2	96

O modelo de obtenção dos módulos resilientes, dada a tensão de confinamento σ_3 em KPa é o seguinte:

- $MR=K1 * (\sigma_3/100)^3$ em MPa

Nas figuras 6.37a a 6.37d estão plotados os pontos e as correlações obtidas nos referidos ensaios. Os gráficos superiores mostram a variação do módulo resiliente em função da tensão desvio (σ_d) para os três estágios da tensão de confinamento. As curvas destacadas referem-se a $\sigma_3= 100$ KPa, tensão de referência para observação do comportamento combinado (MOTTA e outros, 1990).

Os gráficos inferiores relacionam a variação do módulo resiliente com a tensão de confinamento.

Os solos estudados apresentaram comportamento granular nos ensaios de carregamento cíclico para determinação do módulo resiliente. Na figura 6.37 observa-se que não houve uma definição clara da variação do módulo resiliente em relação à tensão desvio. Na jazida Pinheiro Marcado na energia intermediária observa-se uma tendência ao modelo bilinear, pois há uma queda dos valores do módulo com o crescimento da tensão desvio, mas não há uma definição clara do modelo.

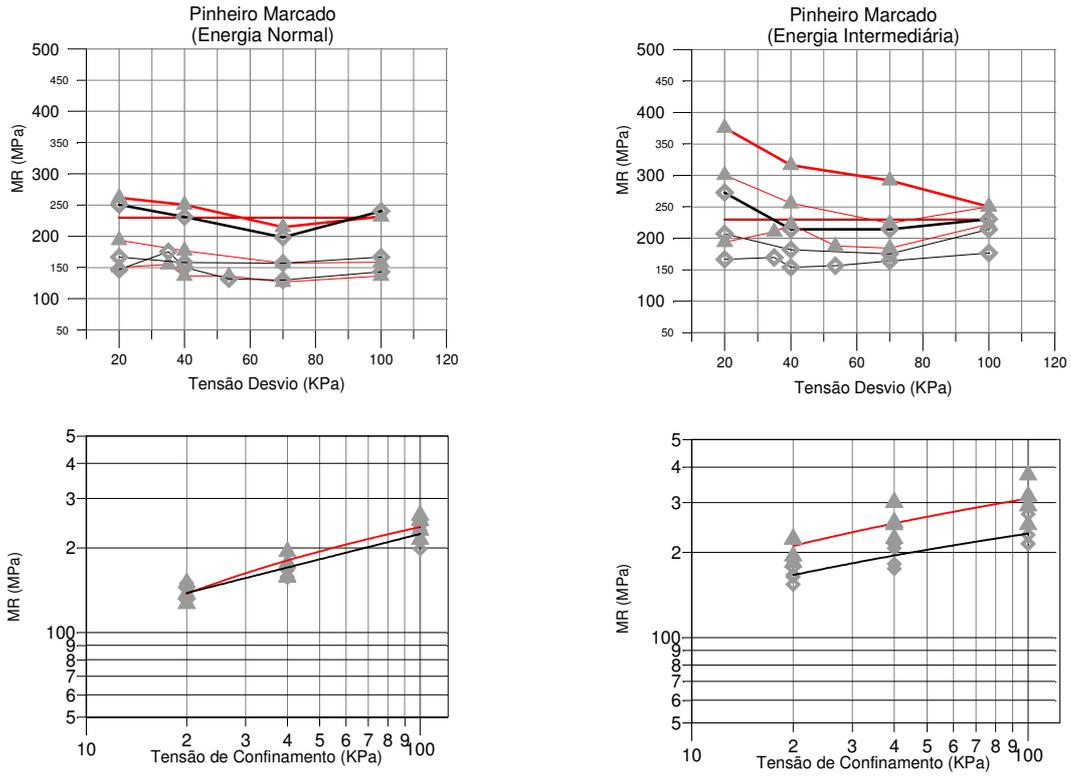


Figura 6.37 a – Comportamento Resiliente Jazida PINMAR

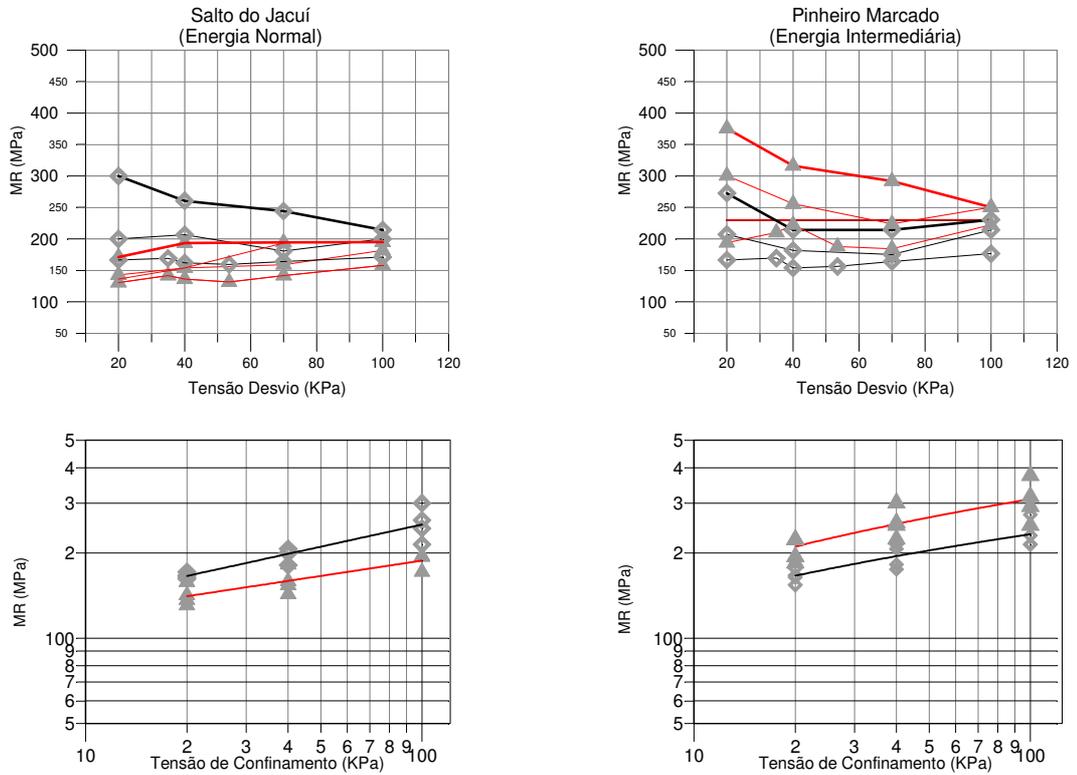


Figura 6.37 b Comportamento Resiliente Jazida SJ

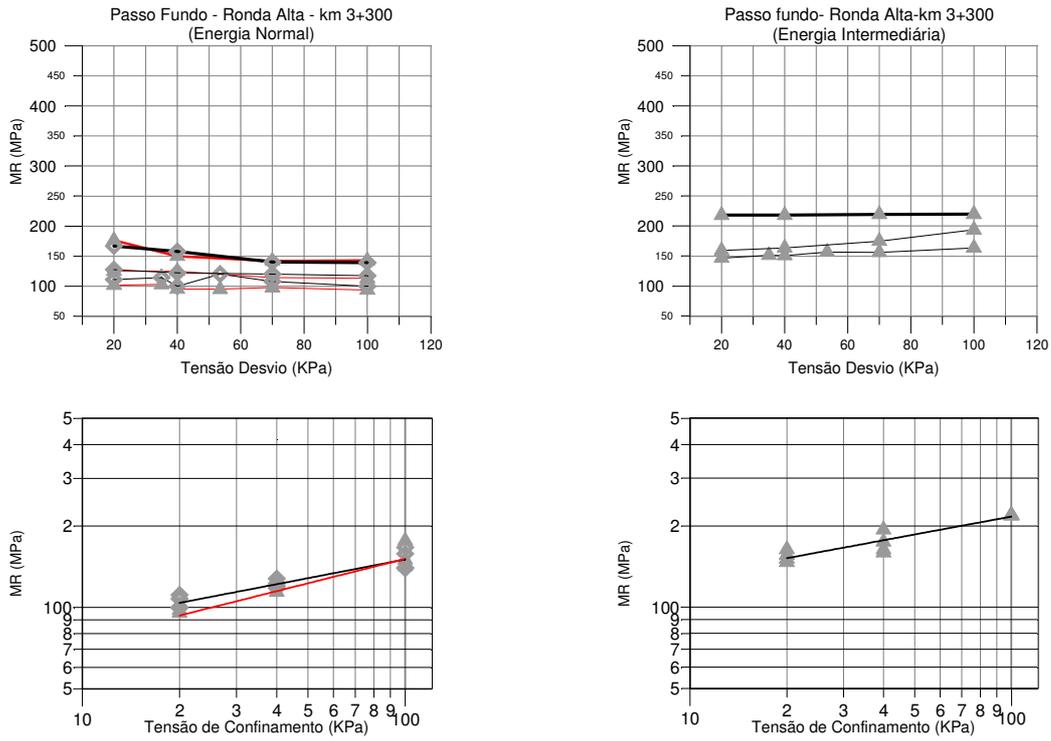


Figura 6.37 c– Comportamento Resiliente Jazida PF 33 LEha

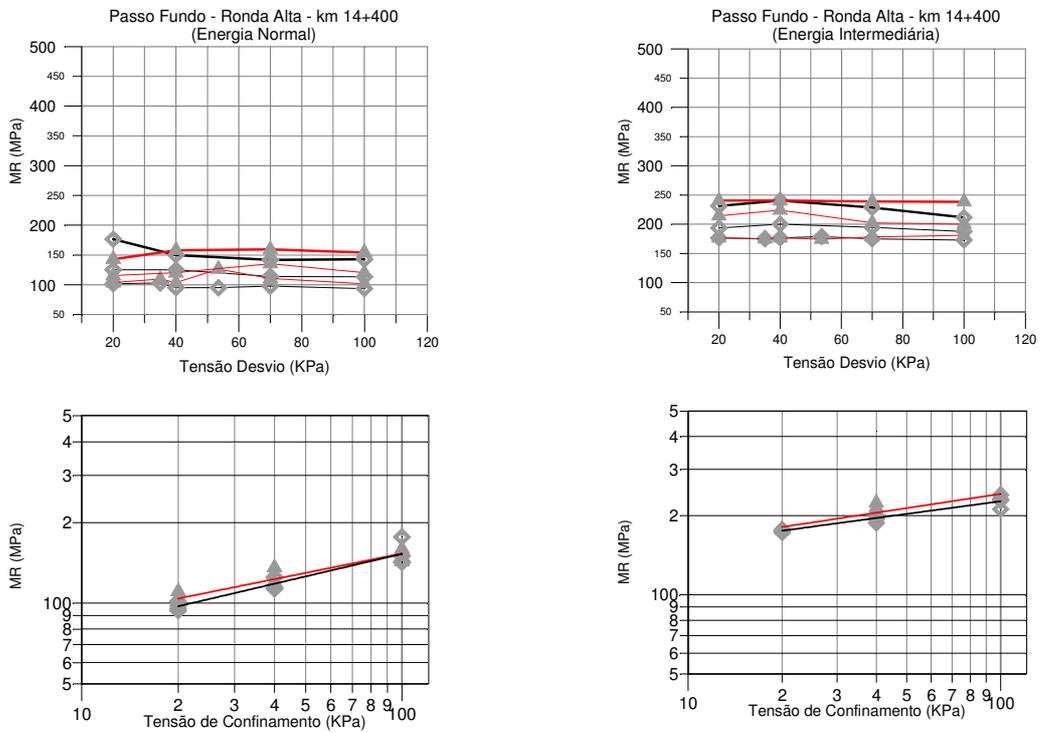


Figura 6.37 d– Comportamento Resiliente Jazida PF 14 - LEha

A resposta ao modelo granular foi bastante boa, para todas as amostras ensaiadas, com coeficientes de correlação R^2 superiores a 0,65. Foram eliminados dois ensaios onde $R^2 < 0,1$.

Os graus de compactação obtidos foram bastante baixos em função de problemas ocorridos na durante a moldagem dos corpos de prova. A obtenção de maiores PEAS resultavam no surgimento de lamelas, que interrompiam a integridade das amostras.

VERTAMATTI (1988) julgou adequados os corpos de prova com $GC \geq 95\%$, pois ainda assim seriam representativos. O critério seria o mesmo usualmente aplicado para variações admissíveis na umidade de moldagem dos exemplares para ensaio de CBR, quando se utiliza compactação com reuso. Normalmente são aceitas umidades com variações de até 1% para cima e para baixo e variação máxima do PEAS de $\pm 1 \text{ KN/m}^3$. Supondo $PEAS_{\text{máximo}}$ de 20 KN/m^3 a variação admitida resultaria num grau de compactação de 95%.

Os limites de aceitação expostos acima são necessários quando processa-se uma quantidade significativa de amostras e estas são trabalhadas por vários laboratoristas. Desta forma, tendo em vista das variações admissíveis, valores discrepantes devem ser sempre analisados individualmente, pois variações de 1% a menos na umidade podem resultar, por exemplo, em valores de CBR mais elevados que os correspondentes a umidade ótima. O contrário também é verdadeiro: pequenos excessos de umidade podem subestimar propriedades dos solos compactados.

Utilizando o critério de admitir graus de compactação iguais ou superiores a 95%, os resultados mais críticos são aqueles obtidos para a energia intermediária da jazida PF14 (a variação da umidade é superior a 1%) e para as energias normal e intermediária da jazida PINMAR.

Para fins acadêmicos, de avaliação do comportamento resiliente dos solos estudados, parece conveniente apresentar todos os resultados, mesmo admitindo que os valores podem estar subestimados.

Alguns aspectos, no entanto, parecem curiosos e seriam merecedores de um estudo mais conclusivo: era esperado uma queda significativa nos valores de módulos para as amostras com baixo grau de compactação ou umidade excessiva, pois estes são fatores bastante influentes no comportamento resiliente dos materiais, conforma amplamente discutido na literatura.

Em contraponto poderíamos admitir que a jazida PINMAR teria um comportamento superior as demais e em virtude da deficiência de compactação apresentou

valores inferiores. O argumento é válido, contudo as jazidas PF14 e PF33 tem características muito semelhantes e os módulos na energia normal são compatíveis. Na energia intermediária, a despeito da falta de compactação, os exemplares da jazida PF14, também apresentam valores muito próximos aos obtidos na jazida PF 33.

Uma terceira hipótese, que parece ser aceitável, seria admitir que todos os módulos obtidos estão subestimados e as pequenas variações de graus de compactação deficientes não influenciam sobremaneira nos resultados.

Observa-se, apesar das considerações anteriormente expostas que os valores obtidos são compatíveis com o afirmado por FRANZÓI (1990) de que os solos lateríticos apresentam módulos superiores a 100 MPa e que as amostras tanto compactadas na energia normal ou intermediária apresentaram bom comportamento do ponto de vista de deformações transientes.

Os resultados são confirmados pelas medidas de deflexão obtidas no subleito da RS/324, próximo a jazida Passo Fundo Km 3+300, apresentadas na figura 6.38. Os valores de deflexão no subleito tiveram média de 68 centésimos de milímetros e deflexão característica (DNER-PRO-10/94) de 86 centésimos de milímetro.

As deflexões apresentadas na figura 6.38 foram realizadas após a regularização do subleito, operação que prevê a escarificação de até 20 cm do subleito e sua recompactação na energia intermediária (DAER-ESP/91). As medidas foram realizadas durante a execução do trecho pela fiscalização do Distrito Rodoviário do DAER, com sede em Passo Fundo, logo após a rolagem com o subleito ainda na umidade próxima a de compactação.

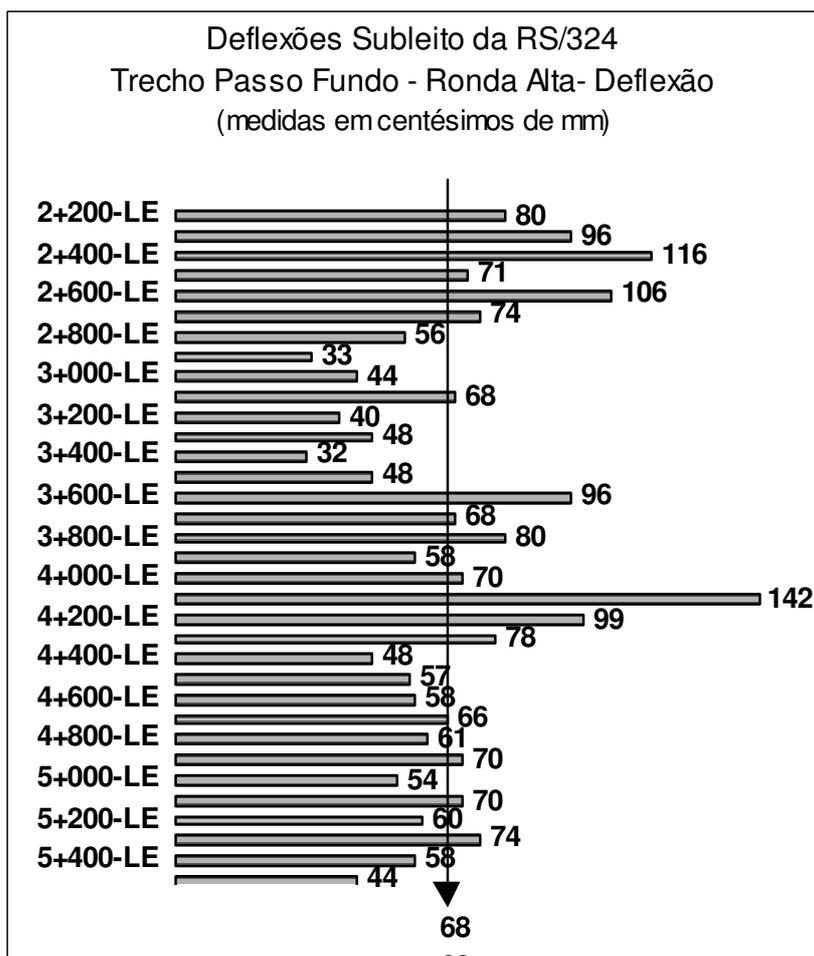


Figura 6.38 - Deflexões no subleito da RS/324, trecho Passo Fundo-Ronda Alta
subtrecho BR/285 - Lagoa Bonita

6.7 Classificação dos solos estudados

Os solos em estudo foram classificados utilizando as classificações tradicionais da mecânica dos solos (HRB e USCS), classificação pedológica segundo RADAM Brasil (1986), classificação geotécnica de DAVISON DIAS e MILITITSKI (1990), classificação MCT e resiliente (esta última para os latossolos estudados na etapa complementar).

A coluna de classificação resiliente teórica refere-se à aplicação indireta da classificação resiliente, segundo a porcentagem de silte na fração passante na #200. A coluna modelo refere-se a mesma classificação, porém de forma direta, através da determinação do módulo resiliente dos solos compactados.

Quadro 6.1 - Classificações dos solos estudados

IDENTIFICAÇÃO	PEDOLÓGICA	HBR	USC	GEOTÉCNICA	MCT	RESILIENTE	
						Teórica	Modelo
PINMAR	LEha	A-6	CL	LE a	LG'	I	B
SJ	LEha	A-6	CL	LE a	LG'	I	B
PF33	LEha	A-6	CL	LE a	LG'	I	B
PF14	LEha	A-6	CL	LE a	LG'	I e II	B
SBS1	LEha	A-6	CL	LE a	LG'	I	
CAJ2-B1	PEa	A-6	CL	PE a	LG'	II	
CAJ2-B2	PEa	A-6	CL	PE a	LG'	II	
CAJ3-B1	PEa	A-6	CL	PE a	LG'	I e II	
CAJ3-B2	PEa	A-6	CL	PE a	LG'	I e II	
BR/285	LEha			LE a/b	LG'		
PF-CAR	LEha			LE a	LG'		
BV	LEha			LE a	LG'		
P-AJURI	LEha			LE a	LG'		
PF-TAPE	LEha			LE a	LG'		
CO-VA	LRd			LE a/b	LG'		
CAJ2	PEa			PE a	LG'		
SP 12	PEa			PE a/s	LG'		
SP 14	PEa			PE a/s	LG'/LA'		
Palomas	PEa			PE a/s	LA'		

6.7.1 Comentários sobre as classificações tradicionais

Todos os solos estudados são classificados pela classificação USCS como CL, ou seja, argilas de baixa atividade como observa-se na figura 6.7. Esta denominação, segundo este sistema classificatório se aplica os solos argilosos de plasticidade baixa a média, argilas arenosas, argilas siltosas e argilas magras, que se constituem em um terreno de má qualidade, tanto para fundações como para superfície de rolamento de emergência, mesmo com fixador salino (CaCl_2) ou protegido por tratamento superficial. Solos do grupo CL teriam ainda retração média e má drenagem (VARGAS, 1977).

Pela classificação HRB estes solos se enquadram no grupo A-6, sendo que os resultados da jazida PINAMAR estão na transição A-6 para A-4 e os das jazidas PF33 e PF14 estão na transição para o A-7-6 (figura 6.39).

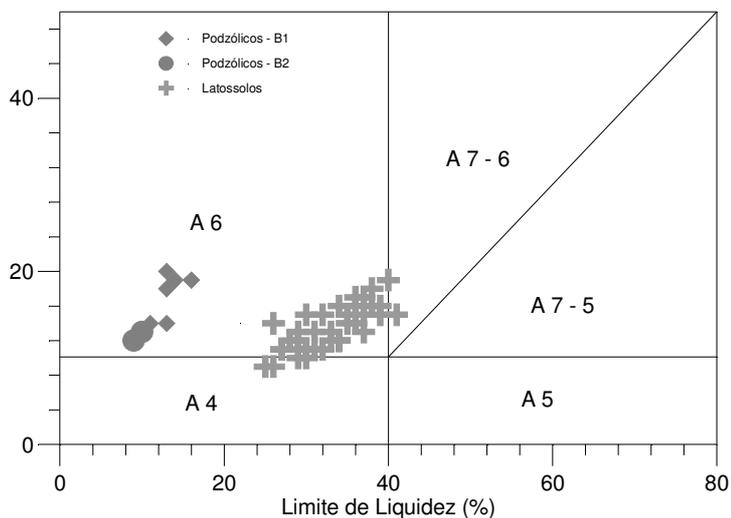


Figura 6.39 - Gráfico da classificação HRB

Segundo este sistema classificatório o solo típico A-6 é uma argila, com 75% ou mais dos grãos com diâmetro inferior a 0,075mm, podendo conter uma mistura de silte, argila e pedregulho e apresentando alta variação de volume entre o estado úmido e seco.

As classificações tradicionalmente utilizadas na engenharia rodoviária e mecânica dos solos comprovadamente, conforme já amplamente discutido, subestimam as propriedades geotécnicas dos solos tropicais maduros. A classificação HRB resulta equivocada inclusive na descrição textural dos solos que têm, no máximo, 56% passante na #200, à exceção da CO-VA que possui mais finos (cerca de 88% passante na #200).

6.7.2 A classificação geotécnica

Segundo a classificação geotécnica proposta por DAVISON DIAS e MILITITSKI (1990), os solos em estudo são separados em quatro grupos: os podzólicos com substrato arenito, os podzólicos com substrato arenito ou siltito, os latossolos com substrato arenito e os latossolos com substrato arenito ou basalto.

Este sistema de classificação se mostrou bastante coerente e a maior contribuição de materiais argilosos do substrato pode explicar o comportamento diferenciado da jazida CO-VA, classificada como LEa/b, em relação às demais. Esta jazida apresentou porcentagem passante na peneira 200 e umidades ótimas superiores às demais, menor PEAS, menor capacidade suporte e maior perda da capacidade suporte quando imerso em água.

A jazida BR-285, também classificada como LEa/b, apresentou propriedades intermediárias entre a jazida CO-VA e as demais, indicando uma menor influência do substrato.

Cabe observar que as duas jazidas estão muito próximas dos limites da "mancha" LEah. A jazida BR/285 está na transição para terra bruna e a jazida CO-VA para o latossolo roxo, o que também justifica as diferenças de comportamento.

6.7.3 A classificação MCT

Todos os latossolos estudados foram classificados como LG' (argilas arenosas) na classificação MCT. Já os podzólicos foram classificados como LA' e LG'. Os solos LA' corresponderam à facies mais arenosa com substrato arenito ou siltito que foram estudados no convênio DAER-FIPAE.

Os podzólicos estudados no presente trabalho foram totalmente classificados como LG'.

6.7.3.1 Análise dos parâmetros da classificação MCT

A discussão apresentada a seguir é baseada nos ensaios realizados na fase complementar dos estudos, ou seja, jazidas PINMAR, SJ, SBS, PF33, PFI4, J2B1, J2B2, CAJ3B1 e CAJ3B2.

A figura 6.41 apresenta o gráfico da classificação MCT, onde são plotados os valores individuais de e' e c' obtidos em cada uma das jazidas e as respectivas médias destes valores.

Coefficiente e'

O coeficiente e' , conforme já mencionado, está relacionado ao comportamento laterítico ou não-laterítico dos solos. No cálculo destes parâmetros são considerados a porcentagem de perda por imersão (P_i) e d' que é a declividade do ramo seco da curva de compactação.

Os coeficientes P_i foram obtidos, conforme preconiza a classificação, para mini-MCV 10 ou 15, dependendo da altura do corpo de prova, de forma gráfica da relação mini-MCV x P_i . Ajustes de reta nem sempre se mostravam adequados, haja visto que a perda ocorria apenas no ramo seco ou no ramo seco e no ramo úmido, sendo nula ou muito pequena para umidades próximas da umidade ótima. Os resultados de P_i apresentaram muita dispersão, com coeficientes de variação muito elevados. É provável que a adoção dos fatores de correção para a massa desprendida sugeridos por VERTAMATTI (1988), reduzissem esta variação.

Apesar da dispersão apresentada a jazida SJ, localizada ao lado de uma grande vossoroca, apresentou valores de P_i bastante baixos, das 20 amostras ensaiadas desta jazida apenas quatro tiveram valores diferentes de zero.

O d' foi calculado diretamente das curvas de compactação e também apresentou certa dispersão de resultados, porém bem menor que P_i .

A despeito da variação dos índices utilizados no cálculo os valores de e' mostraram-se muito coesos, apenas a jazida CAJ3, horizonte B1 e a jazida PINMAR apresentaram CV superiores a 25 % (29 e 26% respectivamente). Ou seja, o processo de cálculo de e' , além de distribuir uniformemente os solos no gráfico de classificação (NOGAMI e VILLIBOR, 1995), minimiza o efeito das variações dos índices, congregando os solos de mesma natureza.

Os valores médios de e' para os latossolos e podzólicos variaram entre 0,65 e 1 situando-se na metade superior da área do gráfico de classificação designada LG'. Os maiores valores corresponderam às jazidas CAJ2B1(1), CAJ2B2 e PF33 (0,95) (ver figura 6.42).

Coefficiente c'

O coeficiente c' agrupa os solos segundo seu comportamento do ponto de vista textural. Não estando relacionado diretamente aos parâmetros de textura e plasticidade convencionais (NOGAMI e VILLIBOR, 1995), traduz na classificação MCT o comportamento do solo, se correspondente a um solo argiloso, arenoso ou siltoso.

Para determinação do coeficiente c' adotou-se neste trabalho a sugestão de VERTAMATTI (1988), calculando os c' para as diversas umidades (e conseqüentemente mini-MCVs) e ajustando-se uma reta aos pares de valores mini-MCV x C' . Definida a equação da reta foram obtidos os valores de c' para mini-MCV igual a 10. Os valores médios dos coeficientes de regressão R^2 ficaram em torno de 0,9, sendo que apenas um valor isolado foi inferior 0,8 (0,6).

Os valores médios de c' variaram entre 1,8 e 2,2 para ambos tipos de solos, os coeficientes de variação bastante baixos, entre 4 e 13% nos latossolos e 7 a 23% nos podzólicos.

Em relação às médias dos eis, os materiais estudados situam-se bem no centro da faixa LG', contudo os valores individuais se distribuem por toda faixa, com uma concentração óbvia na faixa central.

O coeficiente c' apresentou uma certa tendência de variação com o teor de argila. Para variações com LL e #200 os latossolos apresentaram uma grande dispersão, enquanto nos podzólicos observa-se uma certa tendência de crescimento com o aumento da porcentagem passante na peneira 200 (ver figuras 6.40 e 6.41).

Quanto a variação de c' com a contração axial (NOGAMI et ai, 1995), não foram observadas correlações nem sequer tendência de variações para os solos em estudo. Deve-se levar em conta, entretanto, que estes solos possuem características muito semelhantes, inclusive sob o ponto de vista pedogenético, com concentração de valores no entorno da média, dificultando a obtenção de correlações.

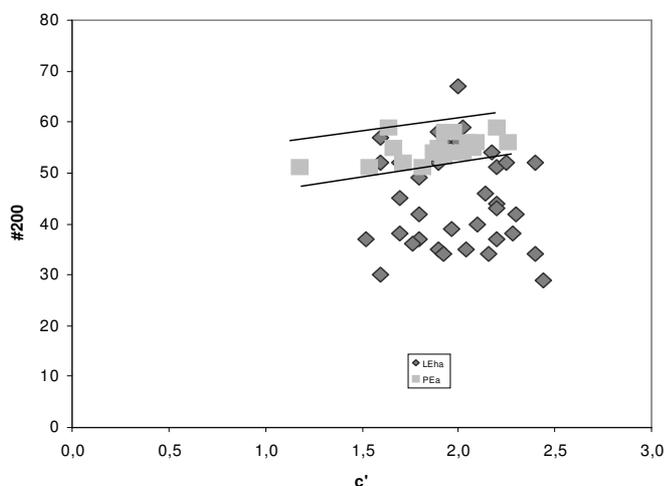


Figura 6.40 - Variação de c' com a fração argila

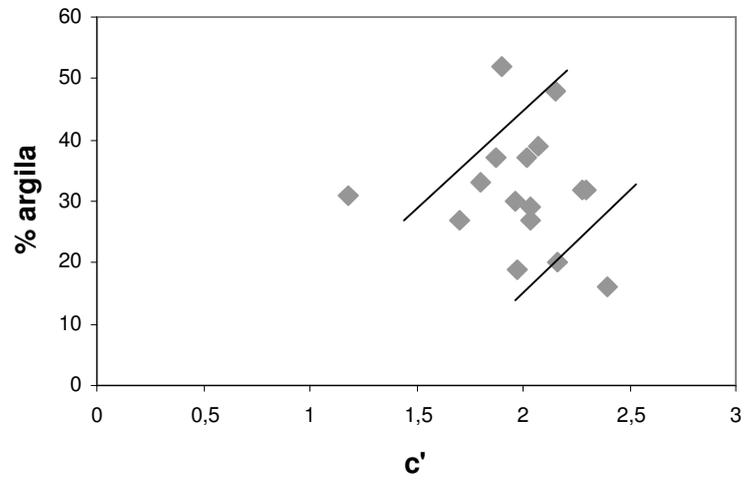


Figura 6.41 - Variação de c' com a porcentagem passante na #200

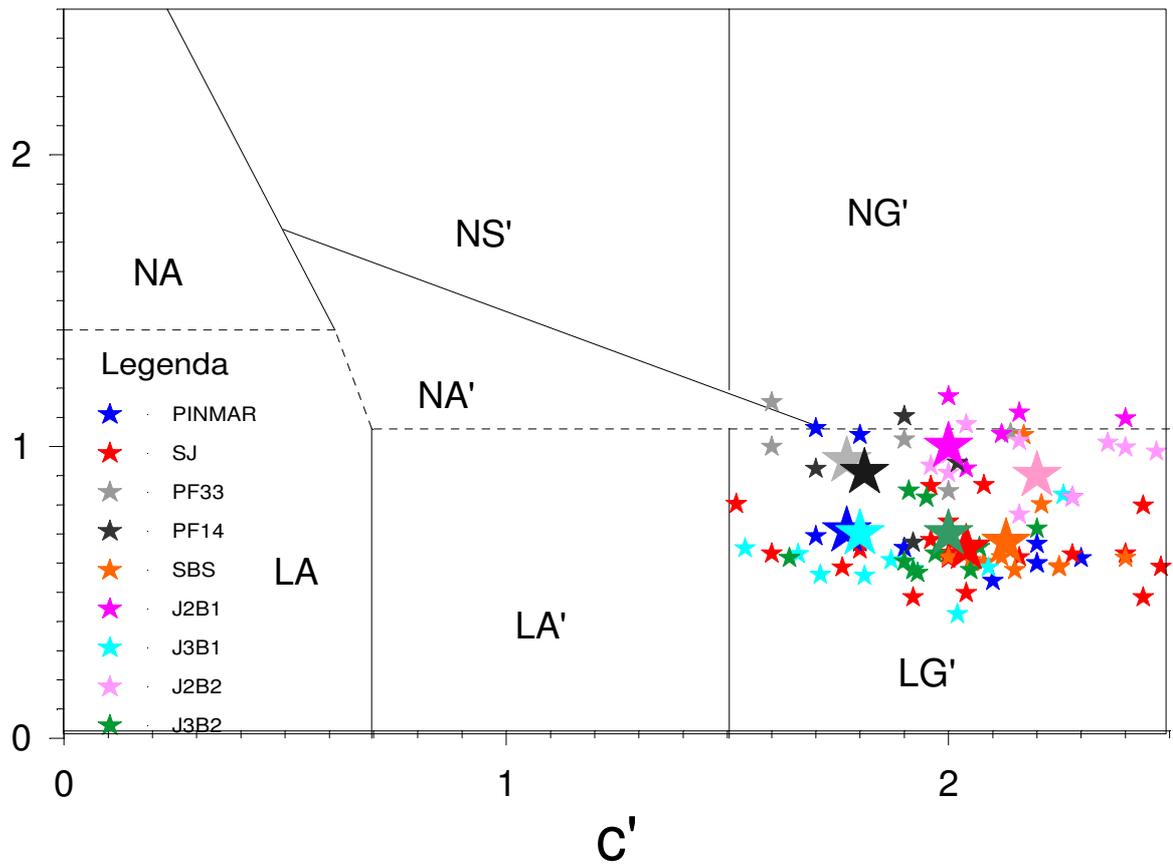


Figura 6.42 - Gráfico da classificação MCT

6.7.4 A classificação resiliente

Pela classificação indireta proposta por PREUSSLER E PINTO (1982), os solos estudados enquadram-se na classificação para solos finos como solos do tipo I, com bom comportamento resiliente para subleito e reforço e possível aproveitamento como sub-base. Por esta classificação o modelo de comportamento resiliente seria bilinear.

Pelos ensaios realizados os solos em estudo, apresentaram comportamento granular com os coeficientes K1 e K2 apresentados na Tabela 6.3. Utilizando agora a classificação resiliente para solos granulares os materiais estudados na energia intermediária enquadram-se no tipo B, com $K2 < 0,5$.

Os solos assim classificados são considerados solos de grau intermediário de resiliência, podendo ser usados como reforço do subleito, base e sub-base. A figura 6.40 mostra a posição dos solos ensaiados no gráfico de classificação proposto por PREUSSLER E PINTO (1982).

Os solos das jazidas SJ e PINMAR também se enquadram na classe B quando compactados na energia normal. Os solos das jazidas PF33 e PF14 ficam na classe A, que segundo a classificação resiliente reúne os solos com módulo muito baixo que devem ser evitados trazendo problemas inclusive quando ocorrem no subleito.

Sobre este aspecto há dois pontos a ponderar: o primeiro é que esta classificação está direcionada aos solos ditos classicamente granulares e o segundo é que os baixos graus de compactação obtidos na moldagem dos corpos de prova para ensaios de resiliência seguramente conduziram a valores de módulo aquém dos que seriam obtidos em amostras com maior PEAS.

Contudo, as deflexões no subleito da RS/324, nas proximidades da jazida PF33, não deixam dúvidas sobre o bom comportamento destes materiais como subleito e reforço de pavimentos.

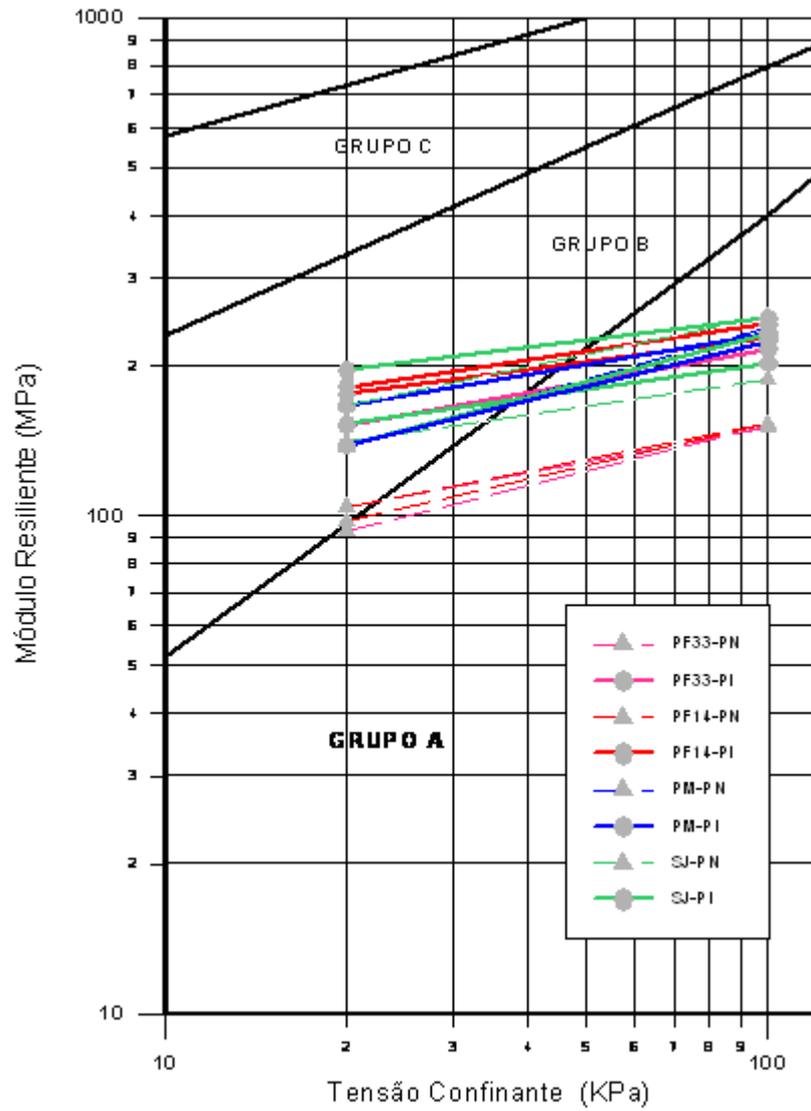


Figura 6.43 - Classificação resiliente

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 Conclusões

No Estado do Rio Grande do Sul os solos arenosos finos lateríticos correspondem predominantemente ao tipo LG'-argilas lateríticas da classificação MCT. Assim sendo, diferem um pouco dos solos arenosos finos mais utilizados para pavimentação no Estado de São Paulo que são classificados como LA'-solos areno-argilosos lateríticos. Entretanto, os solos arenosos finos lateríticos que ocorrem no Estado têm um excelente potencial de utilização nas camadas de base e sub-base de pavimentos de rodovias de baixo volume de tráfego, desde que se tomem medidas executivas para minimizar o problema da contração destes solos .

Os estudos realizados permitem concluir que, mesmo com um bom controle dos ensaios executados (mesmo operador, coeficientes de variação baixos) as classificações tradicionais não se aplicam na previsão do comportamento dos solos tropicais. No caso de solos maduros, pedogeneticamente desenvolvidos e de comportamento laterítico as classificações tradicionais subestimam o comportamento destes solos, costumando superestimar as propriedades dos solos granulares de comportamento não laterítico.

A classificação resiliente indireta (baseada na porcentagem de silte na tração inferior a 0,075mm) não indicou de forma correta o modelo de comportamento resiliente dos solos estudados que é dependente da tensão de confinamento.

Os baixos graus de compactação das amostras compactadas para ensaio de módulo resiliente podem ter subestimado os valores de módulo obtidos.

Utilizando em conjunto as classificações, geotécnica e MCT, podemos selecionar solos com características bastante semelhantes em termos de comportamentos com vistas à engenharia rodoviária e obras de terra (barragens, aterros, etc.), inclusive inferindo propriedades resilientes.

Para utilização dos ensaios de mini-CBR devemos estabelecer correlações com os valores dos ensaios convencionais próprias para os solos que ocorrem no Estado, visto que o

ensaio de CBR, apesar de não representar de forma significativa os esforços a que as camadas de um pavimento são submetidas, é utilizado quase que como um índice devido a grande experiência que se tem com estes valores.

Os laboratórios rodoviários devem adotar de forma sistemática a classificação MCT para caracterização dos solos. O procedimento utilizando pastilhas de solo de 20mm de diâmetro é simples e num primeiro momento deve ser incorporado à rotina junto com os ensaios de determinação do limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP). O ensaio das pastilhas substituirá com vantagens os ensaios tradicionais, que são muito influenciados pelo manuseio anterior da mostra e pelo operador.

O estudo dos solos tropicais visando a pavimentação de baixo custo para rodovias com tráfego reduzido é uma realidade que vem obtendo resultados muito positivos em outros estados e deve ser ampliado aqui no Rio Grande do Sul.

7.2 Sugestões para outros trabalhos

Para melhor conhecimento das propriedades resilientes dos solos arenosos finos lateríticos que ocorrem no Estado do Rio Grande do Sul seria conveniente um trabalho analisando diversos aspectos como, por exemplo, a variação do módulo resiliente dentro da umidade correspondente a faixa de trabalho destes solos e com o grau de compactação.

Classificação MCT pelo ensaio das pastilhas de solo das diversas unidades geotécnicas da classificação proposta por DAVISON DIAS e MILITITSKI (1990).

Comparação do comportamento dos solos arenosos finos lateríticos com materiais convencionais através da construção de pistas experimentais a serem testada com a máquina de testes acelerados de pavimentos DAER-UFRGS.

8.REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABITANTE, E. **Proposta metodológica de mapeamento geotécnico com uso de pedologia em solos Tropicais visando obras rodoviárias.** Florianópolis, 1997. 125p. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.
- ABNT, NBR/ 7181/1984 **Solo - Análise granulométrica.**
- ARANOVICH, L.A.S. **Desempenho de pavimentos de baixo custo do Estado do Paraná.** Rio de Janeiro, 1985. 359p. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Coordenação de Programas de Pós-Graduação em Engenharia.
- BERNUCCI, L.B. **Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego.** São Paulo, 1995. 237p. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- BERNUCCI, L.B. **Módulo resiliente de solos lateríticos e sua aplicação no dimensionamento de pavimentos de vias de baixo volume de tráfego.** In: I SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE PAVIMENTAÇÃO DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO, 3., 1997. Rio de Janeiro. **Anais...**, v.2. p. 490-508, 1997.
- BESTER, C.J. **Effect of pavement type and condition on the fuel consumption of vehicles.** Transportation Research Record, WashingtonD.C., n.1000, p. 28-31,1984.
- BLÜCHER, E. **Mecânica dos solos para engenheiros.** Trad. dos técnicos do Road Research Laboratory da Inglaterra. São Paulo, 1951. 302p.
- BRASIL. BIRD/BNDES/DNER. Ministério dos Transportes, Ministério da Indústria e do Comércio, Banco Internacional de Reconstrução e Desenvolvimento. **I Manual de rodovias vicinais.** Brasil, 1976.
- BRASIL. BIRD/BNDES/DNER. Ministério dos Transportes, Ministério da Indústria e do Comércio, Banco Internacional de Reconstrução e Desenvolvimento. **II Manual de rodovias vicinais.** Brasil, 1979. 132 p.
- BRASIL. IBGE. Projeto RADAM Brasil. **Levantamento de Recursos Naturais.** Rio de Janeiro, 1986. v.33. 791p.
- BUCKMANN, H.O., BRADY, N.C. **Natureza e propriedade dos solos.** Rio de Janeiro:Freitas Bastos, 1968.

- CARMO, C.A.T., CUNTO, F.J.C., PARREIRA, AB. **Caracterização resiliente de um solo arenoso fino laterítico utilizado em pavimentação econômica.** SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE PAVIMENTAÇÃO DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO. 2. Rio de Janeiro, 1997. **Anais...**, v. 2, p.456-468.
- DAER. **Manual de Ensaios.** Estado do Rio Grande do Sul, Secretaria dos Transportes, Unidade de Normas e Pesquisas - DAER, Porto Alegre, 2000. v.1.
- DAVISON DIAS, R **Investigação de solos utilizando levantamentos pedológicos.** In: I COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL, 2. Porto Alegre, 1985. **Anais...**, v.1.
- DAVISON DIAS, R. **Ocorrência e características geotécnicas dos latossolos do rio Grande do Sul visando pavimentação.** 25 REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, São Paulo, 1991. **Anais...**, v.1, p.239-254.
- DAVISON DIAS, R, MILITITSKY, 1. **Proposta preliminar de um sistema de classificação de perfis de solos tropicais e subtropicais.** Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1990. 12p. (Caderno Técnico).
- DER/SP - M-3-81P. **Ensaio de sucção capilar d'água e permeabilidade,** 13p
- DER/SP - M-4-81P. **Ensaio de contração de solos,** 5p
- DNER/ME 131/94. **Solos - determinação do módulo de resiliência,** 8p
- FORTES, RM., NOGAMI, J.S. **Método expedito de identificação do grupo MCT usando anéis de PVC rígido.** 25ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, São Paulo, 1991. **Anais...**, v.1, p. 591-604.
- FRANZÓI, S. **Algumas peculiaridades resilientes de solos lateríticos e saprolíticos.** Dissertação de mestrado. Escola Politécnica. USP São Paulo, 1990. 187p.
- GEHLING, W.Y.Y., DIAS, R.D., ROISENBERG, **A Contribuição ao estudo dos solos do planalto meridional no Rio Grande do Sul.** SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA Rio de Janeiro, 1981. **Anais...**
- GODOY, H., BERNUCCI, L.B., CARVALHO, A **O uso de recursos pedológicos no estudo geotécnico preliminar para obras viárias utilizando o método das pastilhas MCT.** I SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE PAVIMENTAÇÃO DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO.2. Rio de Janeiro, 1997. **Anais...**, v.2, p.527-540.
- GOMES, A.F., CORDEIRO, E.R , OLIVA, J.A.B. **Estradas Vicinais** In: 17ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Brasília: ABPV, 1982. **Anais ...**80 p.
- HOLANDA FERREIRA, A.B. **Dicionário Aurélio Básico da Língua Portuguesa.** Rio de Janeiro: Nova Fronteira, 1989. p.566.

- IGNATIUS, S.G. **Limites de Atterberg, granulometria e classificação MCT de solos tropicais.** 6º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA e IX CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. Salvador, 1990. **Anais...**
- LAFLEUR, D., DA VISON, D.T., KATTI, RT., GURLAND, 1. **Relationship Between the California Bearing Ratio and Iowa Bearing Value.** In: Methods for testing engineering soils. Iowa State University. Ames,Iowa, 1960.
- LEMOS, R.C. e outros. **Levantamento de reconhecimento dos solos do Rio Grande do Sul.** Departamento Nacional de Pesquisa Agropecuária. Divisão de Pesquisa Pedológica, EMBRAPA Boletim Técnico nº 30, Recife, 1973.
- MEDINA, J. **A importância do estudo dos solos tropicais na engenharia.** In: II COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL, 2. Porto Alegre, 1989. **Anais...**, V.1. p.I-12.
- MEDINA, J., MOTTA, L.M.G. **Resilient behavior of Brazilian tropical soils in pavement design** In: 2nd INTERNACIONAL SIMPOSIUM ON P A VIMENT EV ALUATION AND OVERLAY DESIGN, Rio de Janeiro, 1989. **Anais...**, v.1, p. 1.1.3-1.1.22.
- MEDINA, J., MOTTA, L.M.G. **Design of asphalt pavements using lateritic soils in Brasil.** Revista Solos e Rochas, São Paulo, v.TI., p.3-9, 1988.
- MEDINA, J., PREUSSLER, E.S. **Características resilientes de solos em estudos de pavimentos.** SEMINÁRIO DE MECÂNICA DOS PAVIMENTOS, Rio de Janeiro, 1981. **Anais...**
- MERIGUI, J. V. **Classificação MCT através do ensaio S-MCV rápido.** Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1991.
- MOTTA, L.M., MEDINA, J. **Considerações sobre dimensionamento de pavimentos de baixo volume de tráfego.** In: I SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE PAVIMENTAÇÃO DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO, 3. Rio de Janeiro, 1997. **Anais...**, v.2.
- MOTTA, L.M.G., ARANOVICH, L.A.S., CERATTI, J.A.P. **Comportamento resiliente de solos utilizados em pavimentos de baixo custo.** Revista Solos e Rochas, São Paulo, v.8, n.3, p.15-41, 1985.
- NANNI, L.F. **Probabilidade e estatística.** Caderno técnico 30. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade federal do Rio grande do Sul, 1981. 185p.
- NOGAMI ,J.S., COZZOLINO, V.M.N. **Identificação de solos tropicais: dificuldades e proposta de um método preliminar.** 201' REUNIÃO ANUAL DE P A VIMENT AÇÃO, Fortaleza, 1985. **Anais...**, v.1, p.115-134.
- NOGAMI, I.S., VILLIBOR, D.F. **Estado atual da metodologia MCT de estudo geotécnico de solos.** Simpósio sobre novos conceitos em ensaios de campo e laboratório em geotecnia. Rio de Janeiro, 1988. **Anais...**

- NOGAMI, J.S. e VILLIBOR, D.F, **Additional considerations about a new geotechnical classification**; FIRST INTERNACIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANIC IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, **Proceedings...**, Brasília, ABMS, v.1,165-174.
- NOGAMI, J.S., VILLIBOR, D.F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Villibor, 1995. p.240.
- NOGAMI, J.S., VILLIBOR, D.F. **Peculiaridades dos solos lateríticos nas pavimentações de baixo volume de tráfego**. I Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de baixo volume de tráfego. Rio de Janeiro, 1997. **Anais...**, v. 2, p.541-560
- NOGAMI, J.S. **Ensaio MCT e suas aplicações em pavimentação**. II Colóquio de Solos Tropicais e subtropicais e suas Aplicações em Engenharia Civil, Porto Alegre, 1989. **Anais...**, p.59-72.
- NOGAMI, J.S., BERNUCCI, L.B. VILLIBOR, D.F. **Contração de solos arenosos finos lateríticos: simplificação para escolha desses solos para pavimentos de baixo custo**. XXIX Reunião Anual de pavimentação. Cuiabá, 1995. **Anais...**, v.1, p.345-363.
- NOGAMI, J.S., VILLIBOR, D.F. **Identificação tecnológica de solos pela metodologia MCT**. 6º Congresso brasileiro de Geologia de Engenharia e IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos e Engenharia de Fundações. Salvador, 1990. **Anais...**, p.242-256
- NOGAMI, J.S., VILLIBOR, D.F. **Algumas comparações entre uma nova classificação de solos e as tradicionais, principalmente para finalidades rodoviárias**. VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS. Recife, 1982. **Anais...**, p.160-173.
- NOGAMI, J.S., VILLIBOR, D.F. **Caracterização e classificação gerais de solos para pavimentação: limitações do método tradicional e apresentação de uma nova sistemática**. 15ª Reunião Anual de Pavimentação. Belo Horizonte, 1980. **Anais...**
- NOGAMI, J.S., VILLIBOR, D.F. **Estudos geotécnicos e de drenagem aplicados a pavimentação**. 18ª Reunião Anual de Pavimentação. Porto Alegre, 1983. **Anais...**, p.466-482.
- NOGAMI, J.S., VILLIBOR, D.F., **Importância e determinação do grau de laterização em geologia de engenharia**. CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA,. Rio de Janeiro, 1996. **Anais...**, v.1, p.345-358.
- NOGAMI, J.S., VILLIBOR, D.F. **Nova conceituação do coeficiente c' da classificação geotécnica**. 32ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Brasília, 2000. **Anais...**, v.I, p.34-41.
- NOGAMI, IS., VILLIBOR, D.F. **Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias**. Simpósio Brasileiro de Solos tropicais em Engenharia. Rio de Janeiro, 1981. **Anais...**, v.1, p.30-41.
- OLIVEIRA, J.A. **Materiais alternativos de pavimentação - a necessidade de praticá-los**. II SIMPÓSIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL, GEOSUL. Porto Alegre, 2000. **Anais...**, p.165-172.

- PARSONS, A.W. **The rapid measurement of the moisture condition of earthwork material.** TRRL Laboratory Report 750, Transport and Road Laboratory. Crowthorne, UK, 1976. 31p.
- PARSONS, A.W., BODEN, H. **The moisture condition test and its potential applications in earthworks.** TRRL Supplementary Report 522, Transport and Road Laboratory. Crowthorne, UK, 1979. 28p.
- PASSOS, M.C.F., OLIVEIRA, J.A., SOMACAL NETO, L. **Projeto Barrinho - uso de plintossolo como base de pavimento de baixo custo na RST/101.** In: 27ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Teresina, PI, 1993. **Anais...**, p.394-429.
- PINHEIRO, R.J.B. **Caracterização geológica e geotécnica dos solos oriundos da Formação Rosário do Sul.** Nota Técnica. Porto Alegre: CPGEC-UFRGS, 1990. 16p.
- PINTO, C.S. **Equipamento reduzido para moldagem de corpos de prova solo-aditivo.** Publicação IPR, Rio de Janeiro, n.87, 1965. 11p.
- PREUSSLER, E.S. **Ensaio triaxiais dinâmicos de um solo arenoso.** Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1978.
- PREUSSLER, E.S., PINTO, S. **Proposição de método para projeto de reforço de pavimentos flexíveis considerando a resiliência.** In: 17ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Brasília: Associação Brasileira de Pavimentação, 1982. **Anais...**, v.1, p.2.204-2.263.
- RAMIREZ VACAS, J.L., SORIANO, A. **Aplicativo of the MCV to the constructions of Barbante Dam.** XII ICSMFE/CIMSTF. Rio de Janeiro, 1989. **Anais...**, p.2107-2110.
- SANTANA, H. **Introdução à mecânica dos pavimentos de baixo custo.** 273 Reunião Anual de Pavimentação. Teresina, PI, 1993. **Anais...**, p.488-522.
- SKEMPTON, A.W. **The colloidal activity of clays.** Proceedings 3rd International Conference on soil mechanic and foundation engineering. Zürich, 1953. **Anais...**, v.1, p.57-61.
- SORIA, M.H.A, FABBRI, G. T. **O ensaio mini-MCV - um ensaio MCV, moisture condition value, com corpos de prova de dimensões reduzidas.** 15ª Reunião Anual de Pavimentação. Belo Horizonte, 1980. **Anais...**
- SOUZA, M.L. **Método de projeto de pavimentos flexíveis.** Rio de Janeiro: DNER, 1975. 24p.
- SVENSON, M. **Ensaio triaxiais dinâmicos de solos argilosos.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Coordenação de Programas de Pós-graduação em Engenharia. Rio de Janeiro, 1980. 135p.
- THOMAZ, C.A. **Pavimentação de estradas vicinais.** São Paulo: Associação Brasileira de Cimento Portland, 1984.
- VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos.** São Paulo: Ed. USP/MGraw-Hill, 1977.

- VERTAMATI, E. **Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos e metodologias MCT e resiliente.** Tese de Doutorado, Instituto Tecnológico da Aeronáutica. São José dos Campos, 1988. 276p.
- VILLIBOR, D.F. **Pavimentos econômicos. Novas considerações.** Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos, 1981. 160p
- VILLIBOR, D.F., NOGAMI, J.S. **Diferenças de Propriedades de interesse à pavimentação entre solos lateríticos e saprolíticos compactados.** Sixth Panamerican Conference. Lima, Peru, 1979. **Anais...**, p.601-608.
- VILLIBOR, D.F., NOGAMI, J.S. **Novo critério para escolha de solos arenosos finos para base de pavimentos.** 17ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Brasília, 1982. **Anais...**, v. II, p.107-127.

ANEXO 1

ROTEIRO DE CÁLCULO DA CLASSIFICAÇÃO MCT

ROTEIRO DE CÁLCULO DA CLASSIFICAÇÃO MCT

Este anexo apresenta de forma objetiva o cálculo dos parâmetros da classificação MCT.

O cálculo dos parâmetros parte do ensaio de Mini-MCV , onde é determinada a variação de altura a cada série de golpes e calculado o respectivo peso específico aparente seco e perda por imersão.

A tabela 1 mostra exemplo de valores obtidos em um ensaio Mini-MCV.

A partir destes valores, os parâmetros da classificação podem ser obtidos de forma gráfica ou por ajuste matemático.

1. Determinação do parâmetro c' :

- a. Numa escala decimal traça-se a curva, conforme apresentado na Figura 1- Anexo, onde:

Nas ordenadas: plota-se a altura obtida pela diferença entre n golpes e $4n$ golpes

Nas abscissas: 10 vezes o logaritmo decimal do número de golpes e determina-se a declividade parte reta destas curvas que cruzam a linha de variação de altura 2mm, conforme ilustrado na Figura 2-Anexo.

- b. Para cada umidade determina-se o Mini -MCV, que é definido como o valor correspondente a variação de altura igual a 2mm, por leitura direta ou por ajuste matemático,
- c. Traça-se uma reta das declividades (ordenadas), pelo Mini-MCV (abscissas). Desta reta, por interpolação, obtém-se o valor de c' correspondente a Mini-MCV igual a 10, conforme mostrado na Figura 4-Anexo.

2. Determinação do parâmetro e' :

- a. Obtém-se a declividade do ramo seco da curva de compactação (d), com os pesos específicos aparentes secos referentes a 12 golpes, retirados da planilha de ensaio Mini-MCV para cada uma das umidades, conforme mostra a Figura 3- Anexo.
- b. Para valores de peso específico aparente seco expressos em KN/m^3 , calcula-se $d' = 100 \times d$,.
- c. Traça-se o gráfico da perda por imersão (P_i) nas ordenadas com Mini-MCV nas abscissas. Obtém-se o valor de P_i para Mini-MCV igual a 10, como na Figura 4-Anexo.
- d. Calcula-se o valor de e' :
$$e' = (20/d' + P_{i(10)}/100)^{1/3}$$

3. Com os parâmetros c' e e' , obtém-se no gráfico a classificação MCT, conforme Figura 5-Anexo.

Tabela 1 – Anexo – Resultado de ensaio Mini-MCV para classificação MCT

Ponto		5			4			3			2			1			Grafico utilizado	Variável	
Peso do solo compactado(g)		200			200			200			200			200					
Umidade desejada(%)		15			13			12			10			8					
Umidade medida(%)		14,80			13,05			11,69			10,28			8,77			12 Golpes	x	
Pi %		16,3%			13,4%			0,0%			9,0%			9,8%			Pi	y	
Número de Golpes	Golpes	10*log (Golpes)	Altura	Δ L	Dens.	Altura	Δ L	Dens.	Altura	Δ L	Dens.	Altura	Δ L	Dens.	Altura	Δ L	Dens.		
	1	0,0										68,56	14,49	1,347	63,96	13,24	1,464	MINI-MCV	
	2	3,0				67,72	12,74	1,330	64,11	12,97	1,423	61,00	14,8	1,514	56,88	9,54	1,646	MINI-MCV	
	3	4,8	67,58	10,87	1,313	63,66	11,86	1,415	60,16	12,05	1,516	57,00	10,8	1,620	53,13	5,79	1,763	MINI-MCV	
	4	6,0	65,24	10,44	1,360	61,00	12,11	1,477	57,40	10,84	1,589	54,07	7,89	1,708	50,72	3,42	1,846	MINI-MCV	
	6	7,8	61,86	9,42	1,434	57,31	9,33	1,572	53,67	8,54	1,699	48,67	2,51	1,898	48,86	1,69	1,917	MINI-MCV	
	8	9,0	59,62	8,56	1,488	54,98	8,18	1,639	51,14	6,01	1,783	46,20	0,16	1,999	47,34		1,978	MINI-MCV	
	12	10,8	56,71	7,21	1,565	51,80	6,34	1,739	48,11	2,98	1,896	46,20		1,999	47,34		1,978	MINI-MCV e 12 Golpes	y
	16	12,0	54,8	6,34	1,619	48,89	5,2	1,843	46,56	1,43	1,959	46,18		2,000	47,3		1,980	MINI-MCV	
	24	13,8	52,44	5,19	1,692	47,98	3,72	1,878	45,13		2,021	46,16		2,001	47,17		1,985	MINI-MCV	
	32	15,1	51,06	4,57	1,738	46,8	2,54	1,925	45,13		2,021	46,04		2,006				MINI-MCV	
	48	16,8	49,5	3,68	1,792	45,46	1,2	1,982	45,13		2,021							MINI-MCV	
	64	18,1	48,46	3,11	1,831	44,74		2,014	45,13		2,021							MINI-MCV	
	96	19,8	47,25	1,9	1,878	44,26		2,036										MINI-MCV	
	128	21,1	46,49		1,9085	44,26		2,0357										MINI-MCV	
192	22,8	45,82		1,9364	44,26		2,0357										MINI-MCV		
256	24,1	45,35		1,9565													MINI-MCV		
c'	Ajuste	a	-0,61			-0,98			-1,53			-1,55							
	y=ax+b	b	13,89			17,27			19,82			16,77			15,63				
	c' para grafico		0,61			0,98			1,53			1,55			-			y	
	10*LOG10(Golpes p/ ΔH=2mm)		19,68			15,76			11,58			8,05			7,47			Pi e c'	x
OBS: Em cinza dados digitados dos ensaios																			

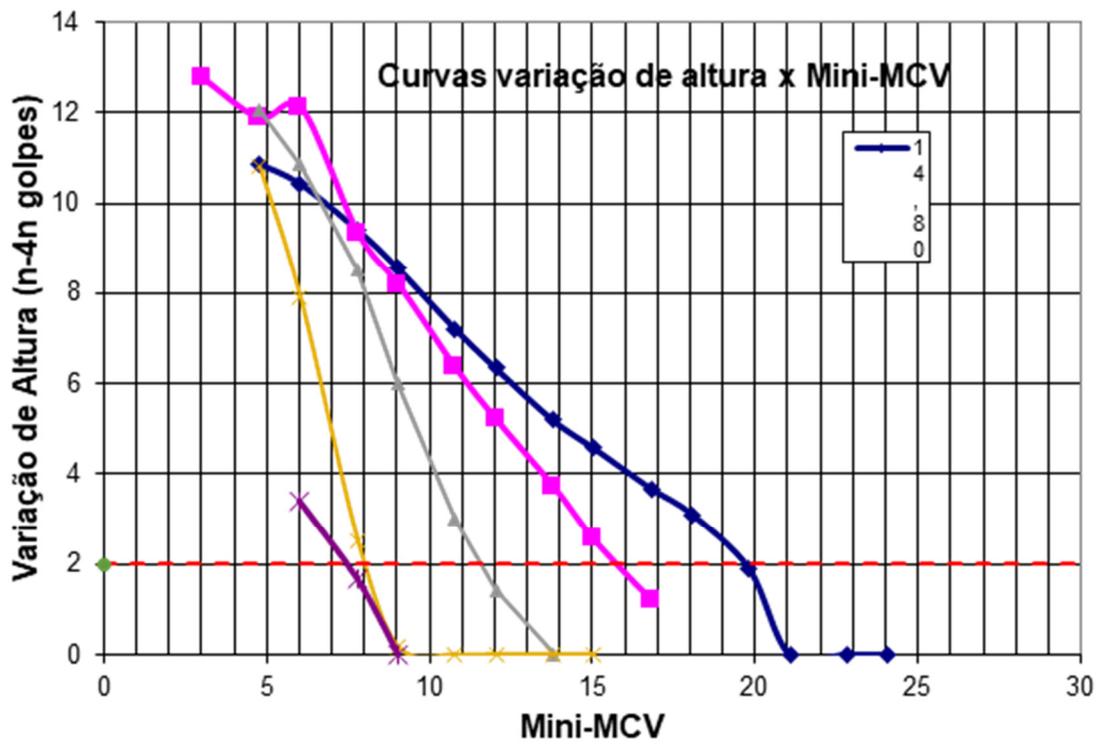


Figura 1 (Anexo) – Gráfico Mini-MCV para cálculo

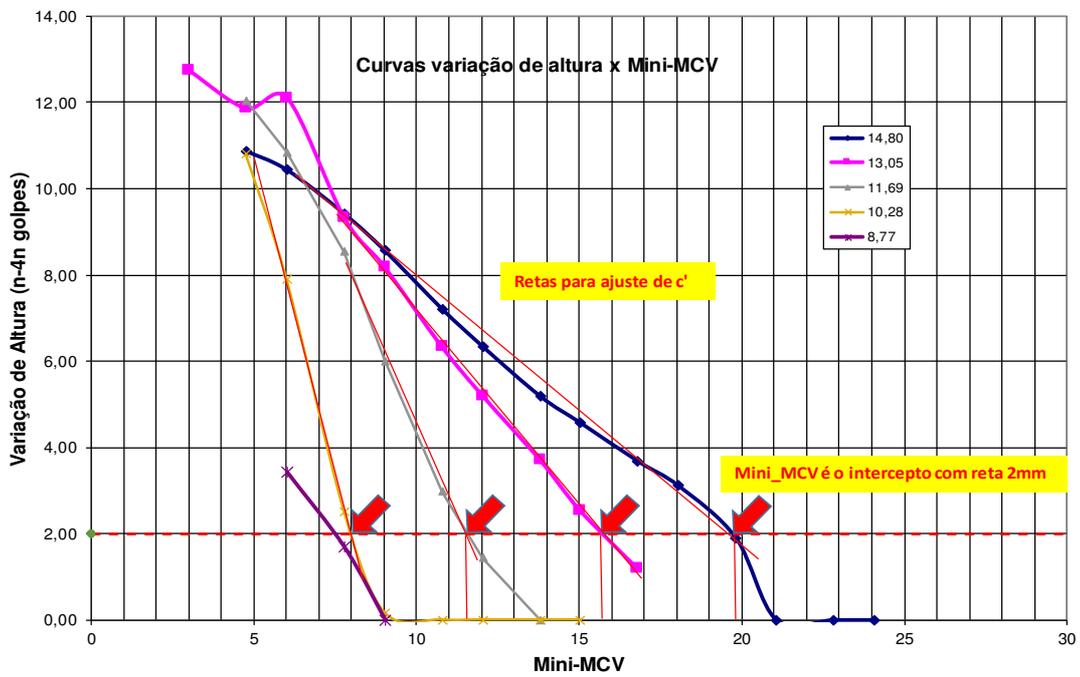


Figura 2 (Anexo) – Gráfico Mini-MCV com representação gráfica

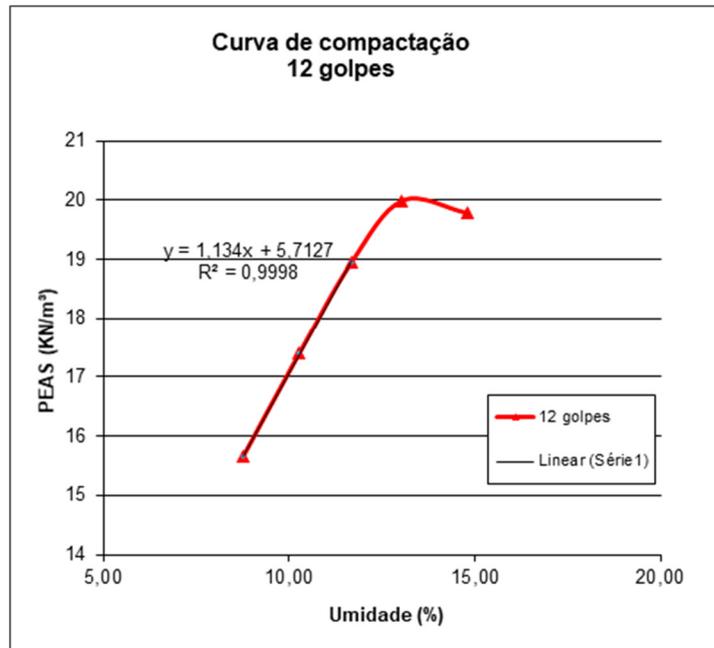
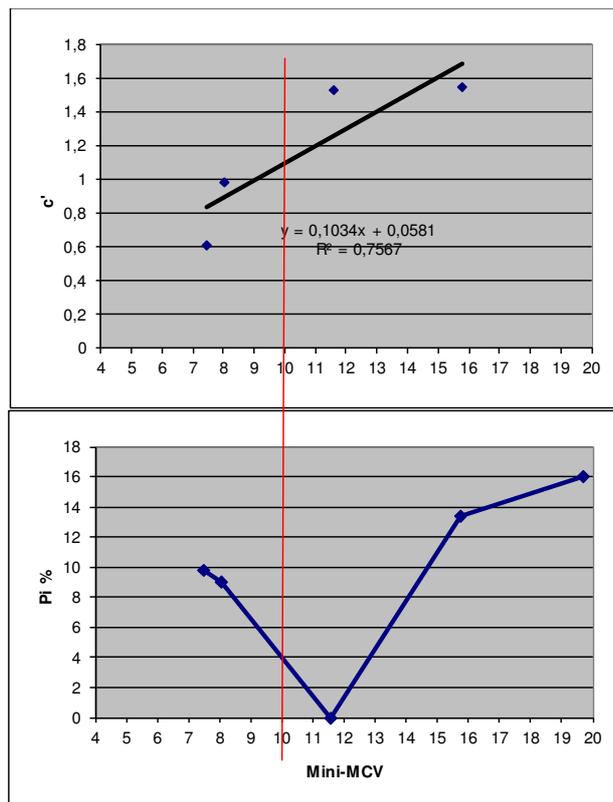


Figura 2 (Anexo) – Gráfico Curva de Compactação 12 Golpes



Cálculo do c'			
Umidade	m-mcv	c'	Pi (%)
8,77	19,67718		16
10,28	15,76112	1,546615	13,4
11,69	11,58175	1,528497	0
13,05	8,052656	0,980192	9
14,8	7,465973	0,610003	9,8
		$c' = 1,09$	

Cálculo do d'	
Umidade	PEAS
8,77	15,64579
10,28	17,39397
11,69	18,95612
$d' =$	113,3958

Cálculo do e'	
$d' =$	113,3958
$p_i =$	4
$e' =$	0,60

Figura 4 (Anexo) – Cálculo dos Parâmetros MCT

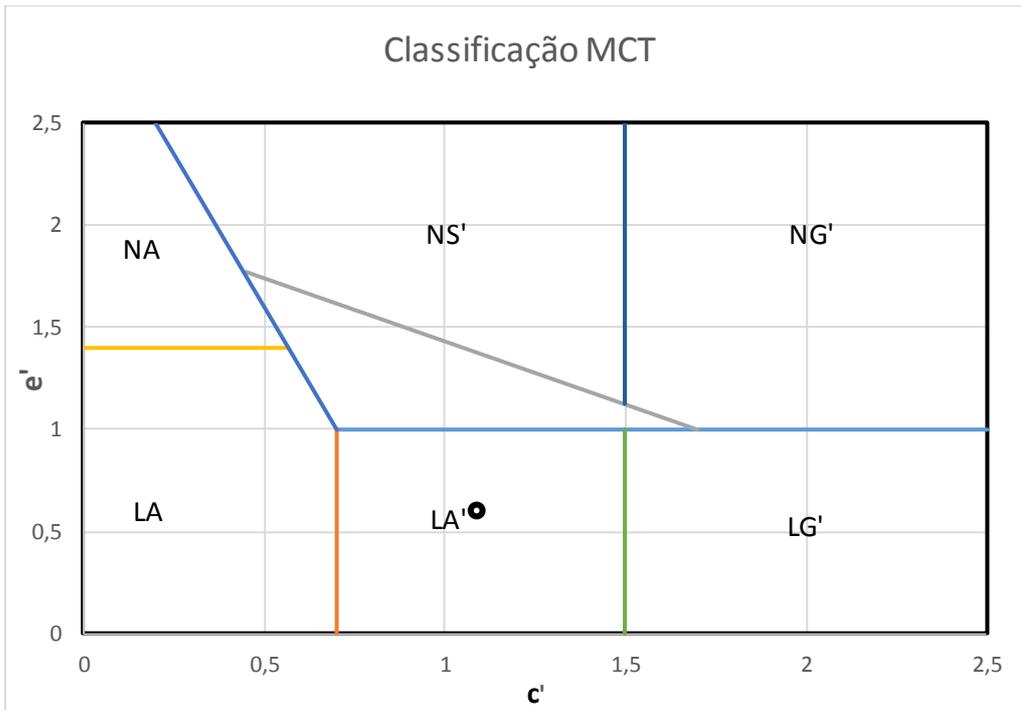


Figura 5 (Anexo) – Classificação MCT

ANEXO 2

TABELAS RESUMO DOS DADOS

PLANILHA RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS MCT DAS JAZIDAS

jazida	reg	w	peas	cont	kc	pi	c'	d'	e'	#200	IP	LL	CBR CORRELACAOMINI-CBR REDUCAO DE ESCALA						#200/LL	RIS		Classif			
													iss	ics	hm	iss	ics	hm		exp	cor		red		
PINMAR	d1700	11,3	20,5	0,86	2,70	93,0	1,70	74,00	1,06	38			30	37	46	42	44	57		1,37	65,22	73,68	LG'		
PINMAR	d1701	11,7	20,2	0,81	2,55	4,1	2,20	115,00	0,60	37	11	27	36	44	46	57	63	63			1,37	78,26	90,48	LG'	
PINMAR	d1701	11,5	20,4	0,50	2,53	2,0	1,90	78,00	0,65	35	9	25	38	32	53	51	51	69			1,40	71,70	73,91	LG'	
PINMAR	d1703	11,4	20,2	0,64	2,70	2,0	1,80	71,00	0,67	37	9	26	32	42	49	53	55	65			1,42	65,31	81,54	LG'	
PINMAR	d1704	12,3	19,9	0,68	2,35	90,0	1,80	90,00	1,04	42	10	30	28	30	50	44	47	65			1,40	56,00	67,69	LG'	
PINMAR	d1705	13,8	19,4	1,08	2,30	13,1	1,70	100,00	0,69	45	11	29	25	28	40	40	50	55			1,55	62,50	72,73	LG'	
PINMAR	d1706	12,7	19,1	0,95	2,60	11,5	2,20	111,00	0,67	44	11	30	26	28	49	44	50	68			1,47	53,06	64,71	LG'	
PINMAR	d1707	13,0	19,4	1,00	2,50	8,0	2,30	129,00	0,62	42	11	30	25	26	40	35	35	50			1,40	62,50	70,00	LG'	
PINMAR	d1708	12,3	20,0	0,69	2,42	3,5	2,20	111,00	0,60	43	11	30	32	32	56	59	62	82			1,43	57,14	71,95	LG'	
PINMAR	d1709	12,2	20,4	0,44	2,70	0,0	2,10	128,00	0,54	40	10	29	26	38	45	32	59	65			1,38	57,78	49,23	LG'	
PF 33	p500	14,6	18,3	0,95	2,70	0,0	1,96	64,00	0,68	39	11	27	32		52	38		75	0		1,44	61,54	50,67	LG'	
PF 33		15,4	18,6	0,95	2,80	0,0	2,00	78,00	0,64				28		56	29		50	0,25			50,00	58,00	LG'	
PF 33	p501	14,5	19,0	0,75	2,80	27,0	1,52	81,00	0,80	37	12	28	36		48	28		52	0,1		1,32	75,00	53,85	LG'	
PF 33	p502	14,4	19,2	0,75	3,10	0,0	1,76	100,00	0,58	36	12	29	36		55	47		93	0,35		1,24	65,45	50,54	LG'	
PF 33	p503	15,1	18,6	1,05	3,90	0,0	2,40	79,00	0,63	34	12	33	30		56	45		98	0,2		1,03	53,57	45,92	LG'	
PF 33		16,9	18,2	0,90	3,10	0,0	2,00	86,00	0,61				26		38	35		63	0,05			68,42	55,56	LG'	
PF 33	p504	15,4	18,6	0,70	2,40	0,0	2,16	84,00	0,62	34	15	32	34		40	32		55	0,3		1,06	85,00	58,18	LG'	
PF 33		15,4	18,7	0,90	2,70	33,0	2,08	62,00	0,87				36		56	38		82	0,1			64,29	46,34	LG'	
PF 33	p505	15,6	18,4	0,90	3,30	0,0	2,04	163,00	0,50	35	13	29	21		50	39		92	0,15		1,21	42,00	42,39	LG'	
PF 33		16,6	18,1	0,20	2,70	0,0	2,48	99,00	0,59				39		55	60		98	1			70,91	61,22	LG'	
PF 33	p506	15,6	18,7	0,80	2,50	0,0	1,60	79,00	0,63	30	11	31	28		46	41		81	0,3		0,97	60,87	50,62	LG'	
PF 33		15,9	18,3	0,90	2,40	0,0	2,44	178,00	0,48				40		52	42		100	0,35			76,92	42,00	LG'	
PF 33	p507	16,2	18,2	0,60	1,90	23,0	2,44	72,00	0,80	29	14	35	34		43	35		76	0,2		0,83	79,07	46,05	LG'	
PF 33		16,7	18,2	0,40	2,10	0,0	2,00	49,00	0,74				34		50	34		64	0,1			68,00	53,13	LG'	
PF 33	p508	17,4	18,4	0,60	2,90	0,0	2,28	80,00	0,63	38	15	30	36		40	30		52	0,4		1,27	90,00	57,69	LG'	
PF 33		17,4	18,2	0,50	2,70	30,0	1,96	58,00	0,86				36		55	40		92	0,4			65,45	43,48	LG'	
PF 33	p509	16,3	18,2	0,55	2,40	0,0	1,92	178,00	0,48	34	12	29	32		51	40		72	0,7		1,17	62,75	55,56	LG'	
PF 33		17,5	18,4	0,40	2,30	0,0	2,00	83,00	0,62				38		60	34		80	0,5			63,33	42,50	LG'	
PF 33	p510	15,2	18,2	1,10	2,30	0,0	2,04	77,00	0,64				46		52	28		97	0,3			88,46	28,87	LG'	
PF 33		17,4	18,1	0,70	2,30	0,0	1,80	74,00	0,65				28		53	32		61	0,4			52,83	52,46	LG'	
PF 14	pf500	18,2	18,2		2,50	0,0	2,20	27,00	0,90	51	12	34	38		47	38		64	1,7		1,50	80,85	59,38	LG'	
PF 14	pf501	15,0	19,0	1,14	3,00	80,0	1,90	74,00	1,02	58	13	37	30		42	35		62	0,16		1,57	71,43	56,45	LG'	
PF 14	pf502	15,7	18,5	1,50		0,0	1,80	61,50	0,69	49	13	31	28		44	48		84	0,5		1,58	63,64	57,14	LG'	
PF 14	pf503	15,0	19,0	1,40	2,50	85,0	2,14	68,00	1,05	46	16	34	34		46	32		64	0		1,35	73,91	50,00	LG'	
PF 14	pf504	14,9	18,7	0,90	2,30	21,0	2,00	50,50	0,85	56	14	26	42		68	46		96	0,4		2,15	61,76	47,92	LG'	
PF 14	pf505	17,5	18,0	1,60	1,80					56	16	38	28		37				0,16		1,47	75,68			
PF 14	pf506					63,0	1,60	54,50	1,00	52			36		51					0,7			70,59		LG'
PF 14	pf507	15,7	18,9	1,55		111,0	1,60	48,00	1,15	57	15	41				40		72			1,39		55,56	NG'	
PF 14	pf508									57	15	39										1,46			
PF 14	pf510	16,6	18,7	1,60		49,0	2,02	57,10	0,94	59	16	36	42		57	50		64	0,3		1,64	73,68	78,13	LG'	
PF 14	pf511	15,6	18,9	1,00	2,30					54	17	37	42		53					0,3		1,46	79,25		
PF 14	pf512	14,2	19,3	0,90		50,0	1,70	69,79	0,92	52	17	36	28		32	47		47	0,2		1,44	87,50	100,00	LG'	

PLANILHA RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS MCT DAS JAZIDAS

jazida	reg	w	peas	cont	kc	pi	c'	d'	e'	#200	IP	LL	CBR CORRELACAOMINI-CBR REDUCAO DE ESCALA						#200/LL	RIS		Classif		
													iss	ics	hm	iss	ics	hm		exp	cor		red	
PF 14	pf513	16,3	18,8	1,50		0,0	1,92	66,50	0,67	56	15	35	23		41	30		49	0,04	1,60	56,10	61,22	LG '	
PF 14	pf514	20,1	17,3	1,90		109,0	1,90	78,90	1,10	52	16	39	29		44	30		42	0,04	1,33	65,91	71,43	NG '	
PF 14	pf515	16,2	18,7	1,60	3,00					54	18	38	33		44	42		54	0,2	1,42	75,00	77,78		
PF 14	pf516	14,6	19,0	1,10	2,60					44	19	40								1,10				
SBS	sbs014	16,6	18,2	1,25		0,0	2,00	84,00	0,62	67	15	37	24	27	36	31	35	50	0,1	1,81	66,67	62,00	LG '	
SBS	sbs015	15,2	18,4	1,35		0,0	2,40	85,00	0,62	52	12	34	25	28	49	45	48	67	0,15	1,53	51,02	67,16	LG '	
SBS	sbs016	14,7	18,5	1,20		0,0	2,05	88,00	0,61				25	25	50	40	40	73	0,25		50,00	54,79	LG '	
SBS	sbs017	14,4	19,0	1,32		88,0	2,17	83,00	1,04	54	11	32	25	28	42	33	46	61	0,2	1,69	59,52	54,10	LG'	
SBS	sbs018	15,5	18,3	1,41		0,0	2,08	91,00	0,60				17	20	32	24	30	47	0,32		53,13	51,06	LG '	
SBS	sbs019	14,8	18,6	1,25		32,0	2,21	103,00	0,80		13	33	24	25	37	36	38	46	0	0,00	64,86	78,26	LG '	
SBS	sbs020	16,6				0,0	2,25	100,00	0,58		14	36	22	23	29	24	26	35		0,00	75,86	68,57	LG '	
SBS	sbs021	15,4	18,6	1,40		0,0	2,25	98,00	0,59	52	12	34	22	22	28	31	31	35	0	1,53	78,57	88,57	LG '	
SBS	sbs022	15,3	18,3	1,45		0,0	2,12	84,00	0,62				22	22	30	31	32	36	0,15		73,33	86,11	LG '	
SBS	sbs023	16,0	18,4	1,40		0,0	2,15	105,00	0,58				25	25	31	38	42	45	0,1		80,65	84,44	LG '	
SJ		16,3	18,20	0,55	2,40								32		51									
SJ		17,5	18,40	0,40	2,30								38		60									
SJ		15,2	18,20	1,10	2,30								46		52									
SJ		17,4	18,10	0,70	2,30								28		53									
SJ		16,2	18,20	0,60	1,90								34		42,5									
SJ		16,7	18,22	0,40	2,10								34		50									
SJ		17,3	18,40	0,60	2,90								36		40									
SJ		17,4	18,15	0,50	2,70								36		55									
SJ		15,6	18,40	0,15	3,30								21		50									
SJ		16,6	18,10	1,00	2,70								39		55									
SJ		15,6	18,70	0,80	2,50								28		46									
SJ		15,85	18,25	0,90	2,40								40		52									
SJ		15,1	18,55	1,05	3,10								30		56									
SJ		16,9	18,20	0,90	2,40								26		38									
SJ		15,35	18,60	0,70	2,70								34		40									
SJ		15,4	18,70	0,90	2,70								36		56									
SJ		14,55	18,25	0,95	2,80								32		52									
SJ		15,4	18,60	0,95	2,80								28		56									
SJ		14,5	19,00	0,75	3,10								36		48									
SJ		14,35	19,15	0,75									36		55									
BR 285		16,2	18,50	1,40	2,70								32		44					0,3		73		
BR 285		18,2	18,10	1,70	2,70								28		44					0		64		
BR 285		16,4	18,40	0,20	2,90								19		42					0,9		45		
BR 285		17,3	18,40	2,90	2,50								28		44					0,4		64		
BR 285		17,2	18,30	1,50	1,10								32		46					0,2		70		
BR 285		17,1	18,31	1,90	2,20								32		59					0,1		54		
BR 285		17,2	18,40	1,70	2,10								27		60					0,44		45		
BR 285		17,49	17,83	0,50									13									81		

PLANILHA RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS MCT DAS JAZIDAS

jazida	reg	w	peas	cont	kc	pi	c'	d'	e'	#200	IP	LL	BFR CORRELACAOMINI-CBR REDUCAO DE ESCALA						#200/LL	RIS		Classif	
													iss	ics	hm	iss	ics	hm		exp	cor		red
BR 285		17	18,00	1,90									44		65				0,8		68		
PF-CAR		12	19,60	0,45	2,40								46		70				0,25		66		
PF-CAR		14,7	19,04	0,70	2,63								38		48				0,15		79		
PF-CAR		13,1	19,50	0,70	2,40								39		55				0,1		71		
PF-CAR		14,4	19,20	0,80	2,50								40		42				0		95		
PF-CAR		14,1	19,30	1,10	2,70								18		56				0		32		
PF-CAR		12	19,80	0,68	3,10								26		32				0		81		
PF-CAR		11,4	19,80	0,24	2,90								31		77				0,02		40		
BV		16,5	18,80	1,90	2,80								24		32				0,3		75		
BV		16,1	19,00	1,40	2,70								45		64				0,1		70		
BV		16,5	18,50	1,50	3,00								27		45				0,7		60		
BV		17	18,30	1,40	2,80								34		57				0,1		60		
BV		16,6	18,30	1,30	2,60								27		47				0,4		57		
BV		15,9	18,10	1,30	2,70								40		56				0,2		71		
BV		18,1	17,90	1,40	2,20								36		49				0,3		73		
BV		17,6	18,20	1,50	2,40								21		53				0,1		40		
BV		18,2	17,70	1,00									36		50				0,8		72		
P-AJURI		17,8	18,20	1,10	2,40								38		64				0,15		59		
P-AJURI		15,4	18,40	1,60	2,70								34		48				0,2		71		
P-AJURI		13,5	19,40	0,60	1,50								45		69				0,1		65		
P-AJURI		17,1	18,60	0,90	2,10								36		56				0,15		64		
P-AJURI		14	19,30	0,70	1,40								45		61				0,2		74		
P-AJURI		16,5	17,90	0,90	1,80								43		62				0,4		69		
P-AJURI		14	19,20	1,20	2,40								33		50				0,2		66		
P-AJURI		17	18,10	1,20	2,60								31		40				0,2		78		
P-AJURI		16,8	18,00	1,10	2,40								27		40				0,1		68		
PF-TAPE		14,3	19,00	0,80	1,80								27		40				0,1		68		
PF-TAPE		13,1	19,70	0,90	2,13								31		44				0,1		70		
PF-TAPE		17,6	17,83	1,20	2,09								39		61				0,64		64		
PF-TAPE		14,2	18,90	0,15	2,60								25		29				0,24		86		
PF-TAPE		17,3	17,95	1,32	2,30								23		52				0,98		44		
PF-TAPE		12,1	18,70	0,00	2,10								24		42				0,16		57		
PF-TAPE		18,4	17,80	1,30	2,70								28		36				0,5		78		
PF-TAPE		15,5	18,71	0,10	2,40								28		38				0,1		74		
PF-TAPE		12,9	19,10	0,00	2,15								41		57				0,16		72		
PF-TAPE		18,1	17,60	1,20	2,00								36		59				0,1		61		
PF-TAPE		13,4	19,00	0,10	2,40								37		44				1		84		
PF-TAPE		17,2	18,30	1,00	1,70								48		63				0,1		76		
PF-TAPE		12,3	19,10	0,00	2,80								36		51				0,1		71		
PF-TAPE		15,8	18,70	1,30	2,40								36		42				0,2		86		
PF-TAPE		13,9	19,20	0,80	2,70								39		48				0,55		81		
PF-TAPE		19,3	18,10	0,80	2,50								38		45				0,6		84		

PLANILHA RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS MCT DAS JAZIDAS

jazida	reg	w	peas	cont	kc	pi	c'	d'	e'	#200	IP	LL	CBR CORRELACAOMINI-CBR REDUCAO DE ESCALA						#200/LL	RIS		Classif		
													iss	ics	hm	iss	ics	hm		exp	cor		red	
PF-TAPE		18,6	18,00	2,40	2,27								30		55			1,2		55				
PF-TAPE		18,6	17,55	1,20									32		66			0,2		48				
CO-VA		26,5	16,00	1,35	2,10								29		57			1,2		51				
CO-VA		28	15,70	3,62	2,50								22		35			0,4		63				
CO-VA		26,7	16,10	2,20	2,70								25		50			0,8		50				
CO-VA		28,2	15,70	2,36	2,60								25		45			0,04		56				
J3 B1	CA 522	14,1	19,2	1,45		0	2,09	100	0,58	56	19	16	14	16	31	20	22	42	0,34	45	48	LG '		
J3 B1	CA 524	13,8	19,1	1,08	3,00	0	2,02	260	0,43	54	19	14	17	19	27	22	25	34	0,35	63	65	LG '		
J3 B1	CA 526	13	19,4	0,80	2,75	0	1,87	88	0,61	54	18	13	22	25	43	32	43	68	0,33	51	47	LG '		
J3 B1	CA 528	12	19,7	1,00	1,90	0	1,81	116	0,56	51	20	13	20	20	28	25	26	34	0,39	71	74	LG '		
J3 B1	CA 530	13,5	19,2	1,25	2,85	0	1,92	102	0,58	54			22	23	41	35	38	60		54	58	LG '		
J3 B1	CA 532	14,3	19	1,60	2,92	37	2,26	95	0,83	56			20	20	37	32	30	56		54	57	LG '		
J3 B1	CA 534	13,6	19,2	1,50	2,63	0	1,71	114	0,56	52			18	18	32	30	30	45		56	67	LG '		
J3 B1	CA 536	14,4	19,2	1,20	3,00	4	1,66	95	0,63	55			15	18	34	23	26	40		44	58	LG '		
J3 B1	CA 538	12,7	19,6	1,25		4	1,54	85	0,65	51			21	22	31	30	33	40		68	75	LG '		
J3 B1	CA 540	12,6	19,7	1,20	2,70	113	1,18	83	1,11	51			18	21	42	25	28	65		43	38	NG'		
J3 B2	CA 523	14	19,1	1,30		0	1,93	110	0,57	58			24	31	77	30	30	42		31	71	LG '		
J3 B2	CA 525	13,6	19,2	0,85	2,95	36	1,95	100	0,82	54			20	42	48	30	33	34		42	88	LG '		
J3 B2	CA 527	13,4	19,2	1,00	2,65	8	2,07	100	0,65	55			21	36	58	28	28	68		36	41	LG '		
J3 B2	CA 529	13,4	19,2	1,20	2,78	0	1,92	105	0,58	53	22	14	23	49	47	39	42	34	0,42	49	115	LG '		
J3 B2	CA 531	14	19,1		2,67	0	1,90	90	0,61	55			23	33	70	33	33	60		33	55	LG '		
J3 B2	CA 533	13,8	19,1	1,30	2,59	0	2,05	105	0,58	56			27	48	56	48	48	56		48	86	LG '		
J3 B2	CA 535	13,6	19,4	2,15	2,70	0	1,64	85	0,62	59			18	45	40	25	30	45		45	56	LG '		
J3 B2	CA 537	13,9	19,1		2,55	18	2,20	105	0,72	59			26	50	52	47	47	40		50	118	LG '		
J3 B2	CA 539	13,5	19,3	1,20	2,52	46	1,91	133	0,85	54			30	52	58	54	56	40		52	135	LG '		
J3 B2	CA 541	13,6	19,3		2,70	4	1,97	94	0,63	58			24	39	62	37	37	65		39	57	LG '		
J2 B1	ca502																							
J2 B1	ca504																							
J2 B1	ca506	11,2	20,3	0,80	3,30	60	2,04	105	0,92		10	13	30		45	30		48	0,15	0,77	67	63	LG '	
J2 B1	ca508	11,2	20,4	0,55	2,90	30	2,28	76	0,83				30		60	45		58	0,1		50	78	LG '	
J2 B1	ca510	11,5	20,2	0,92	2,93	95	2,12	109	1,04		11	14	31		52	34		75	0,1	0,79	60	45	LG'	
J2 B1	ca512	11,8	19,9	0,80	3,30	80	1,03	71	1,03				38		53	30		50	0,3		72	60	LG'	
J2 B1	ca514	12,1	19,9	0,85	2,98	115	2,16	84	1,12		13	14	32		50	21		50	0,4	0,93	64	42	NG'	
J2 B1	ca516	11,8	19,9	0,90	2,75	110	2,40	92	1,10				27		44	32		55	0,3		61	58	NG'	
J2 B1	ca518	11,1	20,2	0,72	3,05	140	2,00	96	1,17		10	13	25		35	40		51	0,36	0,77	71	78	NG'	
J2 B1	ca520										9	12								0,75				
J2 B2	ca501	10,6	20,1	0,60	2,70	30	2,28	76	0,83		10	13	31		56	40		88	0,3	0,77	55	45	LG '	
J2 B2	ca503	10,8	20,5	0,65	2,80	105	2,04	103	1,08				27		52	27		80	0,3		52	34	LG'	
J2 B2	ca505	10,3	20,5	0,55	3,05	90	2,16	125	1,02		11	14	30		50	45		90	0,15	0,79	60	50	NG'	
J2 B2	ca507	11,2	20,4	0,75	2,80	60	1,96	93	0,93				32		57	39		49	0,15		56	80	LG'	
J2 B2	ca509	11,4	20,4	0,80	2,75	80	2,40	106	1,00		13	14	31		54	30		73	0,3	0,93	57	41	LG'	
J2 B2	ca511	11,9	20,1	0,80	2,70	20	2,16	80	0,77				28		55	28		60	0,25		51	47	LG'	
J2 B2	ca513	11,5	20	0,80	2,90	75	2,00	117	0,97		10	13	31		55	23		85	0,2	0,77	56	27	LG'	
J2 B2	ca515	11,6	20,1	0,60	2,82	75	2,47	101	0,98		9	12	46		70	41		92	0,15	0,75	66	45	LG'	
J2 B2	ca517	13,5	19,8	1,15	2,95	80	2,36	84	1,01				29		40	35		53	0,3		73	66	LG'	
J2 B2	ca519	12,2	19,9	0,80	2,45	51	2,00	83	0,91				30		44	28		51	0,3		68	55	LG'	

RESUMO DAS GRANULOMETRIAS

JAZIDA		CAJ3B1	CAJ3B	CAJ2B	CAJ2B	CAJ3B	CAJ3B	CAJ3B	CAJ2B	CAJ2B	CAJ3B	CAJ3B	PINMA	PINMA	PINMA	PF33	PF33	PF33	PF14	PF14	PF14	PF14	PF14	SBS
reg		ca526	ca540	ca502	ca514	ca520	ca527	ca541	ca503	ca515	ca521	ca521	d1700	d1704	d1707	p500	p505	p508	pf501	pf508	pf510	pf515	pf516	sbs20
areia grossa	com def	0	1	2	1	0	1	0	1	2														
	sem def	0	1	2	1	0	1	0	1	2	2	2												
areia media	com def	6	6	9	7	8	6	5	9	6			9	5	5	21	23	23	1	2	0	0	0	8
	sem def	5	5	9	7	7	5	5	7	6	6	6	8	5	6	21	25	23	1	2	0	0	0	
areia fina	com def	41	41	52	53	60	38	37	49	41			53	49	53	43	42	40	58	51	46	46	53	37
	sem def	41	41	52	46	58	39	39	51	49	46	43	54	52	55	44	43	40	48	43	53	59	54	
silte	com def	16	21	19	19	16	29	19	22	22			11	11	10	6	8	5	5	12	17	12	23	7
	sem def	45	37	22	32	27	45	56	31	43	46	49	37	43	39	35	32	35	51	49	31	41	46	
argila	com def	37	31	19	20	16	26	39	19	29			27	33	32	30	27	32	52	35	37	42	24	48
	sem def	9	16	16	14	8	10	0	10	0	0	0	0	0	0	1	0	2	0	6	16	0	0	
g		2,67	2,66	2,67	2,66	2,64	2,67	2,67	2,67	2,67	2,68	2,68	2,59	2,66	2,68	2,63	2,66	2,63	2,67	2,64	2,64	2,71	2,66	
silte+argila		53	52	38	39	32	55	58	41	51	49	49	38	44	42	36	35	37	57	47	54	54	47	55
w		13	12,6		12,1	11,8		13,4	13,6	10,8	11,6	11,6	11,3	12,3	13	14,6	15,6	17,4	15		16,6	16,2	14,6	16,3
peas		19,4	19,7		19,9	19,9		19,2	19,3	20,5	20,1	20,1	20,5	19,9	19,4	18,3	18,4	18,4	19		18,7	18,7	19	18,6
cont		0,8	1,2		0,85	0,9		1		0,65	0,6	0,6	0,86	0,68	1	0,95	0,9	0,6	1,14		1,6	1,6	1,1	1,4
kc		2,75	2,7		2,98	2,75		2,65	2,7	2,8	2,82	2,82	2,7	2,35	2,5	2,7	3,3	2,9	3			3	2,6	
pi		0	113		115	110		8	4	105	75	75	93	90	8	0	0	0	80		49			0
c'		1,87	1,18		2,16	2,4		2,07	1,97	2,04	2,47	2,47	1,7	1,8	2,3	1,96	2,04	2,28	1,9		2,02			2,15
d'		88	83		84	92		100	94	103	101	101	74	90	129	64	163	80	74		57,1			105
e'		2,20	2,62		1,12	1,10		0,65	0,63	1,08	0,98	0,98	1,06	1,04	0,62	0,68	0,50	0,63	1,02		0,94			0,58
#200		54	51					55	58				38	42	42	39	35	38	58	57	59	54	44	
IP		18			13						9	9		10	11	11	13	15	13	15	16	18	19	
LL		13			14						12	12		30	30	27	29	30	37	39	36	38	40	
iss		22	18		32	27		21	24	27	46	46	30	28	25	32	21	36	30		42	33		25
ics		25	21					36	39				37	30	26									25
hm		43	42		50	44		58	62	52	70	70	46	50	40	52	50	40	42		57	44		31
exp					0,4	0,3				0,3	0,15	0,15				0	0,15	0,4	0,16		0,3	0,2		0
ativ skempton		0,49			0,65								0,30	0,34	0,37	0,48	0,47	0,25	0,43	0,43	0,43	0,43	0,79	
ris		51	43		64	61		36	39	52	66	66	65	56	63	62	42	90	71		74	75		81