

**ESTUDO DE MATERIAIS ALTERNATIVOS UTILIZADOS EM
PAVIMENTAÇÃO DE BAIXO CUSTO NA REGIÃO NOROESTE DO
RIO GRANDE DO SUL**

CARLOS ALBERTO SIMÕES PIRES WAYHS

Trabalho de Conclusão do Curso de Mestrado Profissionalizante 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
Junho de 2004

Este Trabalho de Conclusão foi julgado adequado para a obtenção do título de
MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo
Orientador e pelo Programa de Pós-Graduação

Prof. Dr. Washington Peres Nuñez
ORIENTADOR

Prof. Américo Campos Filho
Coordenador do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil

BANCA EXAMINADORA

Prof. Rinaldo José Barbosa Pinheiro

Dr. em Engenharia Civil pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS

Prof. Luiz Antônio Bressani

PhD pelo Imperial College of Science and Technology - UK

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti

DSc pela Coordenação de Programas de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade
Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ)

**Dedico este Trabalho para
meus pais, Bruno e Miréia,
minha esposa Âmina
e aos meus filhos Sâmia e Mano**

AGRADECIMENTOS

À minha esposa Âmina, exemplo de mãe, esposa e profissional, segurando todas as barras nestes últimos quatro anos, chamando para si todas as responsabilidades de forma a permitir dedicar-me a esta árdua tarefa de aprendizado e aperfeiçoamento.

Aos meus filhos, Sâmia e Mano, pela paciência e compreensão pela falta que fiz nos últimos anos, em especial para o Mano na formatura colegial e nos grandes jogos de vôlei.

Ao meu grande amigo e colega Hélio da Costa Silva pelo companheirismo e desprendimento. Grandes momentos deixaram saudades: as discussões das matérias, as trocas de experiências profissionais, os trabalhos realizados em conjunto, os papos e os jantares...

Ao Afonso, Paulo e Jamal, amigos que acompanharam e torceram pela conclusão deste trabalho.

Aos meus colegas de mestrado, especialmente ao Ivan Battastini e Cristiane Schmitt Vieira.

Ao orientador Professor Washington Perez Nuñez pela direção sempre segura no auxílio e orientação para a execução deste trabalho de pesquisa.

Aos professores do Curso de Pós Graduação, especialmente a Prof. Anna Laura, o Prof. Bressani, Prof. Bicca e Prof. César Bastos pela forma empolgante de lecionar.

Ao professor Jorge Augusto Ceratti pela coordenação e programação dos ensaios no LAPAV e principalmente pela atenção dada sempre que solicitada.

À Salete pela dedicação e paciência na execução dos ensaios realizados no laboratório da Unijuí e ao Ivan, pela simpatia e boa vontade na realização dos ensaios no LAPAV.

Ao Curso de Engenharia Civil da Unijuí pelo apoio e por permitir a utilização do Laboratório de Engenharia Civil.

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul e ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, por meio de seus professores e funcionários, que alavancam e permitem o desenvolvimento de pesquisas no CPGEC/UFRGS.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	ix
LISTA DE QUADROS.....	xi
LISTA DE TABELAS.....	xii
LISTA DE ABREVIATURAS.....	xiv
RESUMO.....	xvi
ABSTRACT.....	xvii
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	
2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O USO DE MATERIAIS ALTERNATIVOS.....	4
2.2 CONSIDERAÇÕES PEDOLÓGICAS E GEOLÓGICAS DOS MATERIAIS ALTERNATIVOS DA PESQUISA.....	5
2.3 CLASSIFICAÇÕES DE SOLOS.....	5
2.3.1 Classificações tradicionais.....	5
2.3.2 Classificações alternativas.....	6
2.3.2.1 Classificação geotécnica.....	6
2.3.2.2 Classificação resiliente.....	7
2.3.2.3 Classificação MCT.....	8
2.4 RESILIÊNCIA.....	11
2.4.1 Conceito.....	11
2.4.2 Módulo de Resiliência.....	11
2.5 ANÁLISE DIFRATOMÉTRICA POR DIFRATOMETRIA DE RAIOS X.....	14
2.6 MECÂNICA DOS PAVIMENTOS E ANÁLISE PARAMÉTRICA.....	14
2.6.1 Análise de tensões e deformações.....	14
2.6.2 Métodos de dimensionamento.....	15
2.6.2.1 Método do DNER.....	15
2.6.2.2 Método da Prefeitura Municipal de São Paulo.....	15

2.6.3 Programas computacionais de cálculo de tensões, deformações e deslocamentos.....	17
3 METODOLOGIA	
3.1 ESCOLHA DAS JAZIDAS E MATERIAIS.....	19
3.2 ENSAIOS REALIZADOS.....	19
3.2.1 Argila Vermelha.....	19
3.2.2 Lateritas.....	20
3.2.3 Basaltos alterados.....	20
3.3 ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	22
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	
4.1 ARGILA VERMELHA.....	28
4.1.1 Localização da jazida.....	28
4.1.2 Caracterização.....	29
4.1.3 Classificações tradicionais.....	29
4.1.4 Classificação MCT.....	30
4.1.5 Comparação com outras argilas semelhantes estudadas.....	32
4.1.6 Características de compactação e suporte.....	35
4.1.7 Comparação das características de compactação e suporte com argilas semelhantes.....	37
4.1.8 Módulo resiliente.....	40
4.1.9 Comparação das propriedades de resiliência de outras argilas.....	45
4.1.10 Análise difratométrica de argilominerais.....	47
4.2 LATERITA.....	49
4.2.1 Localização das jazidas.....	49
4.2.2 Caracterização.....	50
4.2.3 Características de compactação e suporte.....	52
4.2.4 Módulo de resiliência.....	53
4.2.5 Classificações.....	53
4.2.6 Análise difratométrica de argilominerais.....	57
4.3 BASALTO ALTERADO.....	58
4.3.1 Localização das jazidas.....	58

4.3.2 Caracterização e durabilidade.....	60
4.3.3 Características de compactação e suporte.....	60
4.3.4 Módulo de resiliência.....	62
4.3.5 Análise difratométrica de argilominerais.....	62
5 ANÁLISE PARAMÉTRICA DE PAVIMENTOS COM LATERITAS E BASALTOS ALTERADOS	
5.1 ESCOLHA DAS ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS.....	67
5.2 DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES DE EQUIVALÊNCIA ESTRUTURAL.....	67
5.3 DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS SELECIONADAS.....	70
5.3.1 Pelo método do DNER (1979):.....	70
5.3.2 Pelo método da Prefeitura Municipal de São Paulo (1991 e 1992).....	70
5.4 ANÁLISE DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES.....	71
5.4.1 Estruturas dimensionadas pelo método do DNER (1979).....	73
5.4.2 Estruturas dimensionadas pelo método da Prefeitura Municipal de São Paulo (1991 e 1992).....	73
5.4.3 Tensões verticais admissíveis para as estruturas dimensionadas.....	74
5.4.4 Comparação tensões calculadas versus tensões admissíveis.....	75
5.5 PROPOSIÇÃO DAS ESTRUTURAS ADEQUADAS.....	77
5.6 COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO.....	78
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	79
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	83

LISTA DE FIGURAS

1.1 Mapa da microregião de Ijuí – RS.....	3
2.1 Gráfico da classificação MCT.....	9
2.2 Modelos de comportamento resiliente de solos.....	12
3.1 Mapa pedológico – fonte RADAM.....	21
3.2 Mapa geológico – fonte RADAM.....	21
3.3 Esquema do equipamento triaxial de carga repetida.....	24
3.4 Modelo de gráfico para solos argilosos/siltosos – ME 131/94.....	25
3.5 Modelo de gráfico para solos arenosos/pedregulhosos – ME 131/94.....	26
4.1 Foto do corte da argila vermelha.....	28
4.2 Curva granulométrica da argila vermelha estudada.....	29
4.3 Curvas de deformabilidade da metodologia MCT.....	30
4.4 Família de curvas de compactação.....	31
4.5 Curvas de Perda por Imersão em função do Mini-MCV.....	31
4.6 Gráfico de Casagrande e correlação entre as argilas do Quadro 4.1.....	34
4.7 Relação Índice de Plasticidade e Fração argila <math> < 2 \mu < /math> para os solos do Quadro 4.1.....	34
4.8 Relação entre % p. #200 versus limite de liquidez e índice de plasticidade para os solos do Quadro 4.1.....	35
4.9 Gráfico de classificação MCT.....	36
4.10 Curva de compactação da argila estudada.....	37
4.11 Relação MEAS x w_{ot} dos latossolos.....	38
4.12 Relações entre MEAS x Umidade ótima de argilas.....	38
4.13 Relações entre umidade ótima e % passante.....	39
4.14 Correlações entre % Passante versus MEAS máxima.....	39
4.15 Correlações entre % Passante versus ISC na umidade ótima.....	40
4.16 Ensaio triaxial de carga repetida de argila vermelha (DONATO, 2001)..	42
4.17 Ensaio triaxial de carga repetida de argila vermelha – (AASHTO).....	43
4.18 Ensaio triaxial de carga repetida de argila vermelha – (ME –131/94).....	44
4.19 Gráfico de módulo de resiliência versus tensão de confinamento de latossolos.....	46

4.20 Difratoograma de raios X da argila vermelha (natural).....	47
4.21 Difratoograma de raios X da argila vermelha (glicolada).....	48
4.22 Difratoograma de raios X da argila vermelha (calcinada).....	48
4.23 Foto da jazida da laterita do Lixão – LLI.....	49
4.24 Foto da jazida da laterita da Olaria - LO.....	49
4.25 – Curva granulométrica da laterita do Lixão (LLI) e faixa D da ESP-378/98-DNIT.....	50
4.26 – Curva granulométrica da laterita da Olaria (LO) e faixa D da ESP-378/98-DNIT.....	51
4.27 – Curva de compactação da laterita do Lixão (LL).....	52
4.28 – Curva de compactação da laterita do Olaria (LO).....	52
4.29 – Tabelas e gráfico do ensaio triaxial de carga repetida da laterita LLI (VANACÔR).....	54
4.30 – Tabelas e gráfico do ensaio triaxial de carga repetida da laterita LO (VANACÔR).....	55
4.31 – Fotos da estrada de Acesso da RS-155 à Usina Velha.....	56
4.32 – Difratoograma de raios X da laterita LLI (glicolada).....	57
4.33 – Difratoograma de raios X da laterita LLI (calcinada).....	58
4.34 Foto da jazida do basalto alterado do Balneário Santana - BS.....	59
4.35 Foto da jazida do basalto alterado da Linha 3 Oeste - BO.....	59
4.36 – Curva de compactação do basalto alterado do Balneário Santana (BS).....	61
4.37 – Curva de compactação do basalto alterado da Linha 3 Oeste (BO).....	61
4.38 – Ensaio triaxial de carga repetida do basalto alterado do Balneário Santana.....	63
4.39 – Ensaio triaxial de carga repetida do basalto alterado da Linha 3 Oeste.....	64
4.40 – Difratoograma de raios X do basalto alterado BS (natural).....	65
4.41 – Difratoograma de raios X do basalto alterado BS (glicolada).....	65
4.42 – Difratoograma de raios X do basalto alterado BS (calcinada).....	66
5.1 – Localização das tensões a serem calculadas.....	71

LISTA DE QUADROS

4.1 Granulometria e índices de consistência de diversas argilas.....	33
4.2 Coeficientes para classificação MCT de diversas argilas.....	36
4.3 Massa específica aparente seca máxima x umidade ótima dos latossolos....	37
4.4 Parâmetros de resiliência e frações finas de latossolos.....	45

LISTA DE TABELAS

1.1 Dados orçamentários do Município de Ijuí (IJUÍ, 2001).....	1
3.1 Combinação de tensões para solos argilosos/siltosos – DNER-ME 131/94..	23
3.2 Combinação de tensões para solos arenosos/pedregulhosos – ME 131/94...	23
3.3 Combinação de tensões para solos granulares – AASHTO TP 46-94.....	26
3.4 Combinação de tensões para solos argilosos/siltosos – AASHTO TP 46-94.	27
5.1 – Valores calculados das tensões verticais e radiais para as diversas camadas.....	68
5.2 – Valores calculados dos módulos de resiliência para as diversas camadas.	69
5.3 – Valores calculados para MR para camadas de base de material padrão..	69
5.4 – Valores calculados para MR para camadas de sub-base de material padrão.....	69
5.5 – Valores calculados para o coeficiente de equivalência estrutural dos materiais.....	69
5.6 – Valores calculados para as espessuras das bases e sub-bases (método do DNER).....	70
5.7 – Valores calculados para as espessuras das bases e sub-bases (método da PMSP).....	71
5.8 – Valores calculados das tensões verticais para as estruturas dimensionadas pelo método do DNER abaixo da roda.....	73
5.9 – Valores calculados das tensões verticais para as estruturas dimensionadas pelo método do DNER no eixo do rodado.....	73
5.10 – Valores calculados das tensões verticais para as estruturas dimensionadas pelo método da PMSP abaixo da roda.....	74
5.11 – Valores calculados das tensões verticais para as estruturas dimensionadas pelo método da PMSP no eixo do rodado.....	74
5.12 – Valores calculados das tensões admissíveis para as estruturas dimensionadas pelo método do DNER.....	75
5.13– Valores calculados das tensões admissíveis para as estruturas dimensionadas pelo método da PMSP.....	75

5.14 – Porcentagem da razão entre tensões calculadas versus tensões admissíveis para as estruturas dimensionadas pelo método do DNER abaixo da roda.....	76
5.15 – Porcentagem da razão entre tensões calculadas versus tensões admissíveis para as estruturas dimensionadas pelo método do DNER no eixo do rodado.....	76
5.16 – Porcentagem da razão entre tensões calculadas versus tensões admissíveis para as estruturas dimensionadas pelo método do PMSP abaixo da roda.....	77
5.17 – Porcentagem da razão entre tensões calculadas versus tensões admissíveis para as estruturas dimensionadas pelo método da PMSP no eixo do rodado.....	77

LISTA DE ABREVIATURAS, SÍMBOLOS E SIGLAS

- AASHTO**- American Association of State Highway and Transport Officials
- Å** - Angstrom
- BS** - Basalto alterado do Balneário Santana
- BO** - Basalto alterado da Linha 3 Oeste
- c'** - Parâmetro classificatório da metodologia MCT
- CBR** - Califórnia bearing ratio (o mesmo que o índice ISC)
- d'** - Parâmetro classificatório da metodologia MCT
- DAER** - Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Estado do Rio Grande do Sul
- DNER** - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
- DNIT** - Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes
- ELSYM5**- Elastic Layered Symmetrical
- e'** - Parâmetro classificatório da metodologia MCT
- HRB** - Classificação de solos da A.A.S.H.T.O.
- Ia** - Índice de atividade das argilas
- IP** - Índice de plasticidade
- ISC** - Índice suporte Califórnia
- MCT** - Amostra de solo miniatura, compactada e tropical que dá origem a classificação MCT
- K₁K₂K₃** - Coeficiente de modelo de comportamento resiliente de solo
- K₄ K₅** - Coeficiente de modelo de comportamento resiliente de solo
- LA'** - Designação dos solos areno-argilosos lateríticos da classificação MCT
- LG'** - Designação das argilas lateríticas da classificação MCT
- LL** - Limite de liquidez
- LLI** - Laterita do lixão
- LO** - Laterita da olaria
- LP** - Limite de plasticidade
- N** - Número de operações do eixo padrão

**PMF-B_{LLI}-SB_{BS} – tipo de pavimento – pré-misturado a frio, base de laterita LLI
e sub-base de basalto alterado BS**

**PMF-B_{L0}-SB_{BS} – tipo de pavimento – pré-misturado a frio, base de laterita LO
e sub-base de basalto alterado BS**

**PMF-B_{LLI}-SB_{B0} – tipo de pavimento – pré-misturado a frio, base de laterita LLI
e sub-base de basalto alterado BO**

**PMF-B_{L0}-SB_{B0} – tipo de pavimento – pré-misturado a frio, base de laterita LO
e sub-base de basalto alterado BO**

R² – Coeficiente de correlação de ajustes de modelos matemáticos

SAFL – Solos arenosos finos lateríticos

**TS-B_{LLI}-SB_{BS} – tipo de pavimento – tratamento superficial asfáltico, base de laterita LLI
e sub-base de basalto alterado BS**

**TS-B_{L0}-SB_{BS} – tipo de pavimento – tratamento superficial asfáltico, base de laterita LO
e sub-base de basalto alterado BS**

**TS-B_{LLI}-SB_{B0} – tipo de pavimento – tratamento superficial asfáltico, base de laterita LLI
e sub-base de basalto alterado BO**

**TS-B_{L0}-SB_{B0} – tipo de pavimento – tratamento superficial asfáltico, base de laterita LO
e sub-base de basalto alterado BO**

UCSC – Classificação de solos unificada ou de Casagrande

Q – Tensão volumétrica

S₁ S₂ S₃ – Tensões principais

S_d – Tensão desvio

RESUMO

Ao observar-se os procedimentos de construção e manutenção de rodovias municipais não pavimentadas do município de Ijuí, na região noroeste do Rio Grande do Sul, percebeu-se a necessidade de fornecer orientação técnica para as pessoas que militam nesta tarefa. No entanto, também se notou o acerto da utilização de materiais alternativos, não usuais, na construção tradicional rodoviária. Nesta dissertação caracterizaram-se três tipos de materiais largamente utilizados neste município e, via de regra, nos municípios da região. De forma aleatória escolheram-se duas jazidas de lateritas e duas de basaltos alterados, que vinham sendo utilizadas pelo setor de conservação de estradas da Prefeitura Municipal de Ijuí. Para representar os subleitos da região escolheu-se uma argila vermelha semelhante às provenientes da intemperização e da atuação de processos pedogenéticos sobre o basalto, com características semelhantes a outras encontradas em cerca de 40 % do Estado. A caracterização destes materiais alternativos possibilitou o dimensionamento de estruturas para utilização em pavimentos de baixo volume de tráfego, com o emprego dos métodos do DNER e da Prefeitura de São Paulo. Com módulos de resiliência dos materiais obtidos em laboratório, realizou-se uma análise mecânica de algumas estruturas, possibilitando uma comparação entre os resultados dos dois métodos de dimensionamento e a proposição de espessuras e tipos de materiais para cada volume de tráfego.

ABSTRACT

Observing construction and maintenance procedures for unpaved municipals roads in Ijuí county, Northwest region of Rio Grande do Sul State, it was realized the necessity of supplying technical advice for pavement workers. Yet, it was also noted the good use of alternatives materials, unusual in traditional road construction. In this dissertation, three types of materials, frequently used in road construction in Ijuí were characterized. In randomized form two laterites and two altered basalts sites were chosen from those already been used in road maintenance by the Ijuí Roads Department. To represent the subgrades of the region, red clay, similar to those resulting from basalt weathering was chosen. The characterization of those alternatives materials made possible the design of pavement structures for low-volume roads pavements, with the use of design methods issued by the Brazilian Roads Department (DNER) and by São Paulo City Roads Department. With the materials laboratory resilient modulus, a mechanistic analysis of some structures was carried out, making possible a comparison between with the results of the two design methods and the proposition of the thicknesses and types of the materials for the three levels of traffic volume.

1 INTRODUÇÃO

Sempre foi um desafio para os governantes promover a construção de rodovias vicinais que possibilitem o rápido escoamento da produção e a interligação com rodovias principais. Grandes investimentos também são realizados para a manutenção destas rodovias, na grande maioria não pavimentadas, de forma a permitir tráfego permanente.

Sabe-se da necessidade e importância da construção e conservação de estradas vicinais e vias urbanas na economia dos municípios. Exemplo disso é o impacto que as obras rodoviárias e a manutenção da malha viária repercutem no orçamento de Ijuí, município com cerca de 78 mil habitantes localizado, segundo o IBGE, na mesoregião “Noroeste Riograndense” e microregião “Ijuí”, conforme mapa da Fig. 1.1. Cerca de 10 % é o valor deste impacto como se pode observar na Tab. 1.1 apresentada em Wayhs et al. (2001), onde se apresentam alguns dados orçamentários. Esta situação aponta para a necessidade de otimizar o emprego dos recursos. Uma das principais medidas a serem tomadas é o emprego de materiais alternativos locais com custos inferiores aos tradicionais, desde que garantida a boa qualidade técnica.

Tabela 1.1 – Dados orçamentários do Município de Ijuí (IJUÍ, 2001)

RUBRICAS ORÇAMENTÁRIAS	VALOR ORÇADO	% ORÇ.TOTAL
1. Orçamento da Secretaria Municipal de Obras	3.827.330,00	13,73%
1.1 Estradas Vicinais	1.269.368,00	4,56%
1.2 Transporte Urbano	1.468.100,00	5,27%
Estradas Vicinais e Transporte Urbano (1.1+1.2)	2.737.468,00	9,82%
Orçamento total do Município	27.867.489,00	100,00%

Nos últimos anos, classificações alternativas de solos foram surgindo, especialmente a classificação MCT proposta por Nogami & Villibor (1995), de forma a caracterizar mais adequadamente os nossos solos, diferentes dos solos dos países de origem das classificações tradicionais. Este fato tem auxiliado a impulsionar sobremaneira o uso de materiais locais alternativos.

O ensaio triaxial de carga repetida, que permite a obtenção dos parâmetros de comportamento elástico (módulos de resiliência) e plástico, simula as condições de compactação, nível de tensões e forma de aplicação do carregamento compatíveis com

aquelas atuantes no pavimento (CASAGRANDE, 2003). E com isto fornece os parâmetros de deformabilidade necessários ao dimensionamento.

Os programas computacionais, entre outros o ELSYM5, simulam o comportamento mecânico dos pavimentos, permitindo projetar e analisar com muito mais rapidez e abrangência os pavimentos.

Ao se estruturar esta pesquisa, estabeleceu-se que seriam estudados materiais que efetivamente estivessem sendo utilizados, mesmo que apenas empiricamente, na construção e manutenção de pavimentos da cidade de Ijuí. E em virtude das características destes materiais, seriam propostas estruturas de pavimentos para futura utilização na região.

Os objetivos do presente trabalho de pesquisa são os seguintes:

1. Caracterizar os materiais visando o seu possível aproveitamento na execução de pavimentos;
2. Apresentar os resultados de uma análise paramétrica de oito tipos de combinação dos materiais pesquisados gerando estruturas dimensionadas por dois métodos para vários tipos de tráfego.

Esta dissertação está dividida em 6 capítulos:

O capítulo 1, Introdução, faz considerações sobre a importância do trabalho, seus objetivos e sua estruturação.

O capítulo 2, Revisão Bibliográfica, aborda os diversos assuntos envolvidos na utilização de materiais alternativos em pavimentos de baixo volume de tráfego. Os assuntos revisados são: uso de materiais alternativos, pedologia e geologia dos materiais alternativos, classificações de solos, resiliência, análise difratométrica, mecânica dos pavimentos e análise paramétrica.

O capítulo 3, Metodologia, descreve a forma de escolha das jazidas e materiais, os ensaios realizados e mais minuciosamente os ensaios de módulo de resiliência.

O capítulo 4, Materiais, apresenta os resultados dos ensaios e várias comparações com materiais semelhantes.

O capítulo 5, Análise Paramétrica, analisa oito tipos de combinações de materiais dimensionadas por dois métodos, cada um com três tipos de tráfego.

O capítulo 6, Considerações Finais, expõe as conclusões do trabalho e apresenta sugestões para futuras pesquisas.

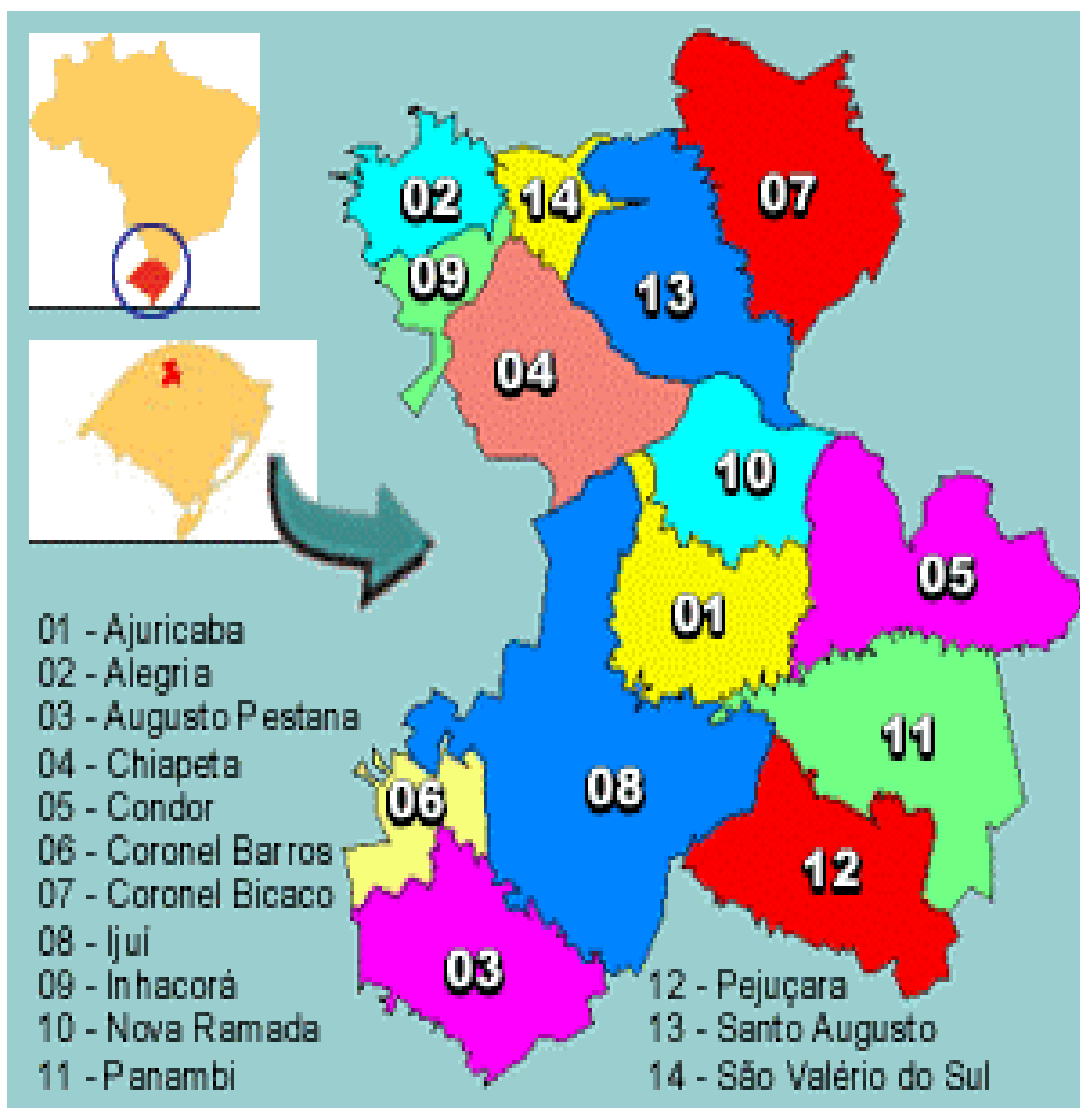


Figura 1.1 – Mapa da microregião de Ijuí - RS

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O USO DE MATERIAIS ALTERNATIVOS

Nestes tempos de escassez de recursos financeiros, nestes dias que os clamores da sociedade são cada vez maiores para o aumento da qualidade e condições de vida, a pavimentação de estradas com a utilização de materiais alternativos, mais abundantes e econômicos, torna-se cada vez mais necessária.

Conforme OLIVEIRA (2001), apenas 7,71 % da malha rodoviária do estado do Rio Grande do Sul é pavimentada, dados de dezembro de 2000. De pouco mais de 153.000 km que é a soma de todos os tipos de rodovias, sejam federais, acessos federais, estaduais, vicinais, estaduais transitórias, acessos estaduais e municipais, menos de 12.000 km são vias pavimentadas. Quadro pior observa-se nas rodovias municipais, em que apenas 0,5 % delas são pavimentadas, 699 km para pouco mais de 137.000 km. Por isso escreveu “Constata-se, então, a grande carência de rodovias pavimentadas no estado. Sem dúvida, no campo da pavimentação rodoviária, há muito ainda por fazer”.

Neste contexto, uma das formas de viabilizar economicamente a construção de rodovias é a utilização de materiais locais, alternativos aos materiais tradicionais. OLIVEIRA (2001) relata a utilização de materiais alternativos ou com potencialidade de uso no estado do Rio Grande do Sul como plintossolo, saibros de granito/gnaiss, basaltos alterados, lateritas e solos arenosos finos lateríticos.

A construção do simulador de tráfego DAER-UFRGS possibilitou a NUÑEZ (1997) desenvolver um método para dimensionamento de pavimentos delgados com utilização de bases e sub-bases de basaltos alterados.

SILVEIRA (2000) utilizou no dimensionamento de pavimentos flexíveis materiais alternativos, sendo que de quatro tipos de solos, ocorrentes na Região Metropolitana de Porto Alegre – RS, e dois tipos de agregados originaram quatro bases de solos, oito bases e oito sub-bases de solo-agregados. Os solos utilizados foram residual de arenito da Formação Botucatu horizonte C, residual de folhelho horizonte B, residual de migmatito horizonte B e residual de granito horizonte C.

PASSOS (2000) em sua pesquisa estudou onze latossolos vermelho-escuros e oito podzólicos vermelho-escuros procurando caracterizar os solos arenosos finos lateríticos do Rio Grande do Sul (basicamente LG' – argilas lateríticas da classificação MCT), diferindo um pouco dos solos arenosos finos mais utilizados em São Paulo, origem da pesquisa MCT (LA' – areias argilosas lateríticas).

2.2 CONSIDERAÇÕES PEDOLÓGICAS E GEOLÓGICAS DOS MATERIAIS ALTERNATIVOS DA PESQUISA

A região de Ijuí, noroeste do Rio Grande do Sul, de acordo com o Informativo da EMATER/RS, de julho de 1999, que atualizou a Classificação Taxonômica das Unidades de Mapeamento do Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Estado do Rio Grande do Sul, se insere na unidade de mapeamento de solo LATOSSOLO VERMELHO Distroférico típico (STRECK et al. 1999).

A área em que se localizam os materiais estudados está inserida na região da Formação Serra Geral, que segundo o IBGE (1986), 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.

2.3 CLASSIFICAÇÕES DE SOLOS

2.3.1 Classificações tradicionais

São duas as classificações tradicionais de solos mais utilizadas para as obras viárias. A classificação unificada U.S.C.S. e a H.R.B.

A classificação U.S.C.S. – Unified Soil Classification System – baseado na proposta de Arthur Casagrande adotado em 1943 pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA (U.S. Corps of Engineers) para uso na construção de aeroportos baseia-se na identificação dos solos de acordo com suas qualidades de textura e plasticidade, agrupando-lhes de acordo com seu comportamento quando usados em estradas, aeroportos, aterros e fundações (DNER, 1996). A classificação unificada conforme SENÇO (1997) “além de adotar a peneira nº 200 como separadora de materiais de granulação grossa e granulação fina, considera também a forma das curvas granulométricas, distinguindo os solos bem graduados dos solos mal graduados. No que tange a plasticidade e compressibilidade, tanto siltes como argilas são identificados em função de apresentarem maior ou menor valor dessas características. O limite de separação entre baixa compressibilidade e alta compressibilidade é $LL=50\%$ ”.

A classificação H.R.B. – Highway Research Board, adotado pela AASHTO – American Association of State Highway and Transport Officials, conforme DNER (1996), relata que “neste sistema, denominado HRB, considera-se a granulometria, o limite de liquidez, o índice de liquidez e o índice do grupo. Este sistema de classificação liga-se intimamente ao método de dimensionamento de pavimentos pelo índice do grupo”. Já PASSOS (2000) descreve que “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 peneira nº 200 e limites de liquidez e plasticidade não superiores a 10, são considerados excelentes a bons. Já aqueles que possuem mais de 35 % passando na peneira nº 200 são classificados como subleitos médios a maus”.

2.3.2 Classificações alternativas

São muitas as restrições impostas às classificações tradicionais para os solos tropicais, sendo assim, os estudiosos têm se empenhado na busca de uma classificação alternativa que contemple fácil e diretamente às características dos nossos solos. Há um consenso no que diz respeito à importância do substrato e da gênese no processo de formação dos solos e, com base nisto, têm-se utilizado os levantamentos pedológicos e geológicos como ferramenta fundamental quando se trata da extrapolação de propriedades geotécnicas, sobretudo em nível de anteprojeto (PASSOS, 2000).

A seguir apresentam-se resumidamente três sistemas de classificação alternativos. O primeiro trata da extrapolação de propriedades geotécnicas a partir da geologia e pedologia, o segundo propõe uma classificação considerando as propriedades resilientes dos materiais e o terceiro trata da determinação de propriedades geotécnicas voltadas principalmente a pavimentos.

2.3.2.1 Classificação geotécnica

Dentre as classificações alternativas, a classificação geotécnica, proposta por DAVISON DIAS e MILITITSKY (1990), utiliza-se das unidades de mapeamento geológico e pedológico como indicadoras da estimativa de unidades geotécnicas e, com base na observação de levantamento e trabalhos de campo, os autores sugerem que os estudos pedológicos e geológicos sejam utilizados como ferramentas na previsão de propriedades geotécnicas dos solos (PASSOS, 2000).

Segundo esta classificação, as unidades geotécnicas são descritas usando a seguinte simbologia: “XYZabc”, onde as letras maiúsculas “XYZ” correspondem à classificação dos horizontes superficiais (A e B) e as minúsculas “abc” indicam a geologia da região, estando relacionadas aos horizontes C, RA e R (PASSOS, 2000) (C=horizonte saprolítico; RA=rocha alterada; R=rocha sã).

2.3.2.2 Classificação resiliente

Outra classificação alternativa é a classificação resiliente surgida de um método de dimensionamento para pavimentos flexíveis proposta por PREUSLLER e PINTO (1982). Esta classificação é baseada nas propriedades resilientes dos solos, permitindo, assim, qualifica-los quanto ao comportamento mecânico em termos de deformabilidade elástica (DNER, 1996).

Inicialmente os solos são divididos em dois grandes grupos, solos granulares e solos finos, pelo critério de menos ou mais que 35 % em peso de material passante na peneira nº 200 (0,075 mm).

Os solos granulares são retratados pelo modelo $M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$, sendo k_1 e k_2 os parâmetros de resiliência determinados em ensaios triaxiais de carregamento repetido sob tensões de confinamento, σ_3 , e M_R o módulo de resiliência correspondente. São divididos em três grupos, A, B e C.

GRUPO A – solos com grau de resiliência elevado. Não devem ser empregados em estruturas de pavimentos e constituem subleitos de péssima qualidade.

GRUPO B – solo com grau de resiliência intermediário. Podem ser empregados em estrutura de pavimentos como base, sub-base e reforço de subleito, ficando seu comportamento dependente das seguintes condições:

- $k_2 \leq 0,50$; bom comportamento;
- $k_2 \geq 0,50$; comportamento dependente da espessura da camada e da qualidade do subleito;

GRUPO C – solos com baixo grau de resiliência. Podem ser usados em todas as camadas do pavimento, resultando em estruturas com baixas deflexões.

Já os solos finos são retratados pelo modelo:

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

$M_R = k_2 + k_4 (\sigma_d - k_1)$ para $\sigma_d > k_1$, sendo k_1, k_2, k_3 e k_4 , os parâmetros de resiliência determinados em ensaios triaxiais de carregamento repetido sob tensões-desvio, σ_d , e M_R o módulo de resiliência correspondente. São divididos em três tipos, I, II e III.

SOLO TIPO I – solo de bom comportamento quanto a resiliência como subleito e reforço do subleito, podendo ser utilizado como camada de sub-base. Pela classificação indireta a porcentagem de silte deve ser igual ou inferior a 35 % e o CBR maior ou igual a 10.

SOLO TIPO II - solo de comportamento regular quanto a resiliência como subleito e reforço do subleito. Pela classificação indireta o solo será do tipo II se o CBR for maior ou igual a 10 e a porcentagem de silte for superior a 35 % e inferior a 65 % e caso o CBR for maior ou igual a 6 e menor ou igual a 9 e a porcentagem de silte inferior a 65 %.

SOLO TIPO III - solo de comportamento ruim quanto a resiliência. É vedado seu emprego em camadas do pavimento. Para o subleito, requerendo cuidados e estudos especiais. Pela classificação indireta o solo será do tipo III se a porcentagem de silte for superior a 65 % ou se a porcentagem de silte for inferior a 65 % e o CBR menor ou igual a 5.

PASSOS (2000) cita que segundo VERTAMATTI (1988), a conotação desta classificação é de caráter basicamente quantitativo ao estabelecer valores para o módulo de resiliência, no entanto permite inferir o aspecto qualitativo das características genéticas dos materiais, uma vez que os solos arenosos finos lateríticos têm apresentado elevados valores de módulo, já solos saprolíticos siltosos e micáceos têm módulos bastante baixos.

2.3.2.3 Classificação MCT

A classificação alternativa MCT – Miniatura, Compactados e Tropicais (corpos de prova *miniatura*, *compactados* e constituídos de solos *tropicais*) surgiu da metodologia MCT proposta por Nogami e Villibor em 1981 com objetivo de minimizar as discrepâncias provocadas entre as classificações tradicionais e as propriedades hidráulicas e mecânicas constatadas através de ensaios em solos tropicais para utilização em pavimentação.

NOGAMI e VILLIBOR (1995), entre outras afirmações, relataram que a classificação MCT baseia-se na determinação de algumas propriedades mecânicas e hidráulicas em corpos de prova de 50 mm de diâmetro de solos de granulação fina para aplicação específica em solos tropicais lateríticos e saprolíticos.

A classificação MCT é obtida pelo ensaio de compactação e pelo ensaio de perda de massa por imersão. Do ensaio de compactação, procedimento Mini-MCV, são obtidos para fins classificatórios o coeficiente c' , a **curva Mini-MCV** e o coeficiente d' . E do ensaio de perda de massa por imersão obtém-se a **perda de massa P_i** correspondente ao Mini-MCV igual a 10 para solos de massa específica aparente baixa ou correspondente ao Mini-MCV igual a 15 para solos de massa específica aparente alta e a **curva de perda de massa P_i** , que pode ser necessária como critério auxiliar para a decisão da classe a que pertence a amostra. Com os dados obtidos, pode-se calcular o índice e' pela fórmula:

$$e' = \sqrt[3]{P_i/100 + 20/d'} \quad (2.1)$$

onde P_i é a perda de massa por imersão em água e d' inclinação do ramo seco da curva de compactação para 12 golpes. Com os valores de c' e e' utilizando-se no gráfico da Fig. 2.1, obtém-se a classificação MCT do solo (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

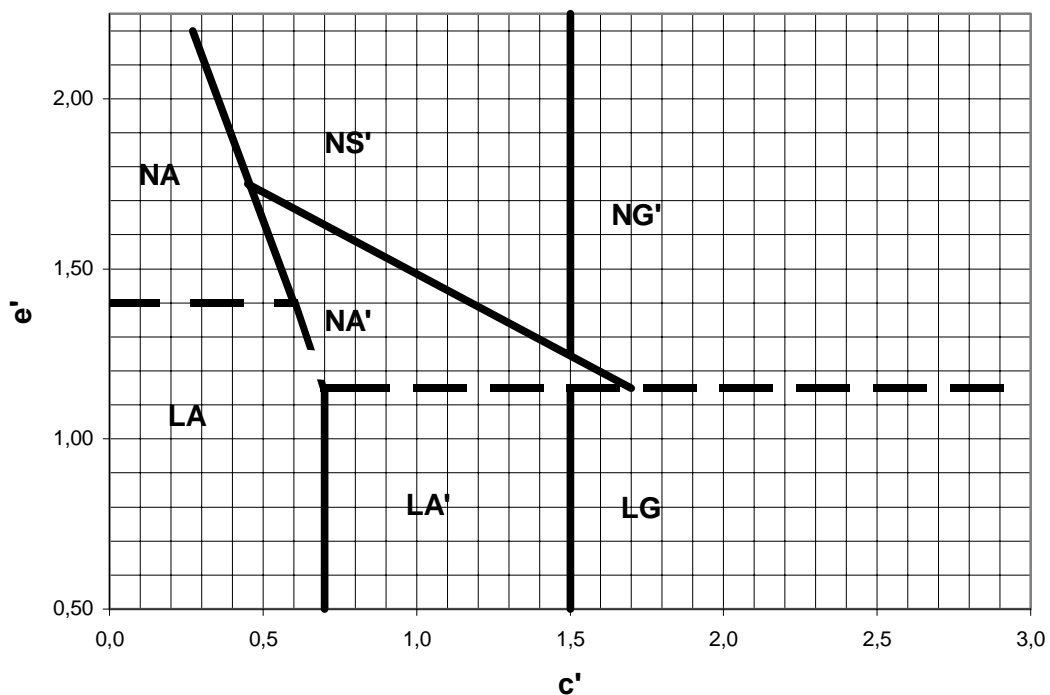


Figura 2.1 – Gráfico da classificação MCT

A classificação MCT é dividida em duas grandes classes, **L** e **NL**, e sete grupos, **NA**, **NA'**, **NS'**, **NG'**, **LA**, **LA'** e **LG'**. A classe **L** representa os solos de comportamento laterítico e são constituídos, do ponto de vista pedológico, pelo horizonte B dos grandes grupos pedológicos conhecidos como Latossolos, Podzólicos e Terras Roxas Estruturadas. Já a classe

NL representa os solos de comportamento não laterítico, sendo constituídos principalmente pelos solos saprolíticos, e secundariamente pelos solos superficiais (ou pedogenéticos) de comportamento não laterítico. Os solos sedimentares ou transportados por não serem considerados solos tropicais ficam excluídos dessa classificação (NOGAMI e VILLIBOR, 1995). Os grupos, nas palavras dos próprios autores, Nogami e Villibor (1995), são os seguintes:

“GRUPO NA - Composto por areias, siltes e misturas de areias e siltes, nos quais os grãos são constituídos essencialmente de quartzo e/ou mica (sericita principalmente). Praticamente não possuem finos argilosos coesivos e siltes caoliníticos.

GRUPO NA’ – Granulometricamente, os solos desse grupo são misturas de areias quartzosas (ou de minerais de propriedades similares) com finos passando na peneira de 0,075 mm, de comportamento não laterítico.

GRUPO NS’ – Compreende, sobretudo, os solos saprolíticos silto-arenosos peculiares, resultantes do intemperismo tropical nas rochas eruptivas e metamórficas, de constituição predominantemente feldspática-micácea-quartzosa.

GRUPO NG’ – Composto por saprolíticos argilosos, que derivam de rochas sedimentares argilosas (folhelos, argilitos, siltitos) ou cristalinas, pobres em quartzo e ricas em anfibólios, piroxênios e feldspatos cálcicos. Classificam-se neste grupo os solos superficiais pedogenéticos não lateríticos, como os vertissolos, bem como, muitos solos transportados.

GRUPO LA – Incluem-se neste grupo areias com poucos finos de comportamento laterítico, típicas do horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente como areias quartzosas e regossolos.

GRUPO LA’ – Os solos deste grupo são tipicamente arenosos e constituintes do horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente no Brasil por latossolos arenosos e solos podzólicos ou podzoliados arenosos (textura média, segundo terminologia adotada nos mapeamentos pedológicos).

GRUPO LG’ – Os integrantes mais freqüentes deste grupo têm sido as argilas e as argilas arenosas, que constituem o horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente por latossolos, solos podzólicos e terras roxas estruturadas.”

Nogami e Villibor (2001) apresentaram um trabalho onde se previa a granulometria e a classificação MCT através da interpretação da curva de deformabilidade obtidas do ensaio no ensaio de compactação Mini-MCV.

2.4 RESILIÊNCIA

2.4.1 Conceito

O primeiro estudo sistemático da deformabilidade dos pavimentos deve-se a Francis Hveem (MEDINA, 1997), “que entendia que o trincamento progressivo dos revestimentos asfálticos se devia à deformação resiliente (elástica) das camadas subjacentes, em especial o subleito. Hveem preferiu usar este termo ao invés de deformação elástica sob o argumento de que as deformações nos pavimentos são muito maiores do que nos sólidos elásticos com que lida o engenheiro – concreto, aço, etc. Na verdade, o termo resiliência significa energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações; corresponde à energia potencial de deformação.”

PASSOS (2000), cita que “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*””.

2.4.2 Módulo de Resiliência

Módulo de resiliência é o módulo elástico baseado nas deformações recuperáveis sob cargas repetidas e é definido no ensaio triaxial de cargas repetidas como:

$$M_R = \sigma_d / \varepsilon_r \quad (2.2)$$

Onde:

σ_d = tensão desvio cíclica ($\sigma_1 - \sigma_3$)

ε_r = deformação recuperável (elástica ou reversível)

A cada aplicação da tensão desvio, a deformação axial tem uma parcela pequena de natureza plástica ou permanente ε_p e uma parcela maior de natureza elástica ou resiliente ε_r , ou seja:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_p + \varepsilon_r \quad (2.3)$$

Na determinação do módulo de resiliência somente a segunda parcela é considerada.

A caracterização da deformabilidade do material se dá com os resultados obtidos das leituras das deformações reversíveis medidas após estabilização das deformações

permanentes, seguindo um modelo elástico não linear, e das deformações permanentes medidas em função do número de carregamentos, caracterizando a resistência. Os níveis de tensões utilizados nos ensaios são baseados na localização da camada dentro da estrutura do pavimento e pelo tipo de material utilizado (PAUTE apud WERK, 2000).

Na fig 2.2 conforme MEDINA (1997), apresenta-se os modelos de comportamento resiliente de solos observados no Brasil.

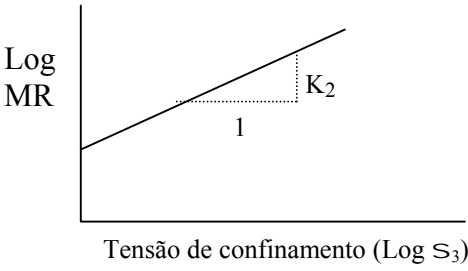
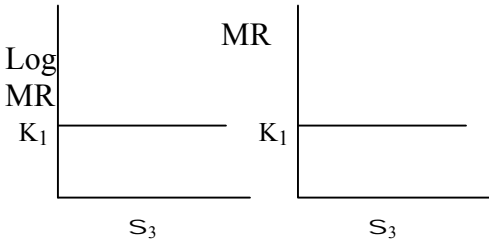
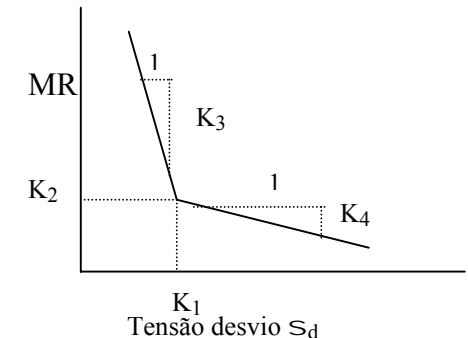
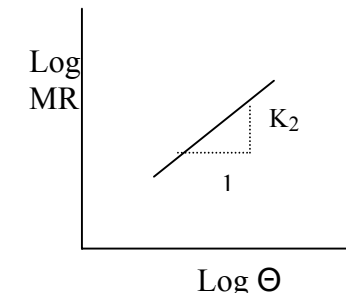
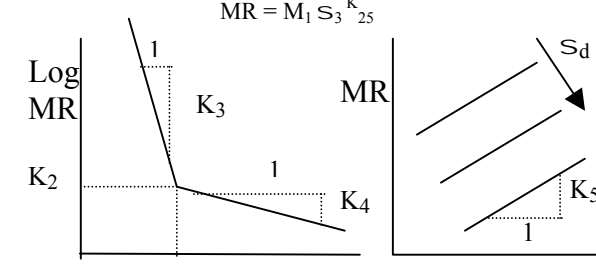
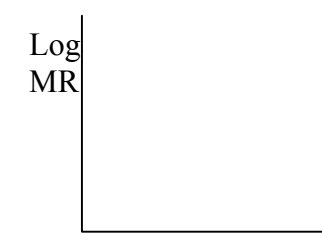
COMPORTAMENTO E EQUAÇÃO	COMPORTAMENTO E EQUAÇÃO
<p>Granular $MR = K_1 S_3^{K_1}$</p>  <p>Log MR</p> <p>Tensão de confinamento (Log S_3)</p>	<p>Constante $MR = K_1 = \text{CONSTANTE}$</p>  <p>Log MR</p> <p>S_3</p>
<p>Argiloso $MR = K_2 + K_3 (K_1 - S_d)$ para $S_d < K_1$ $MR = K_2 + K_4 (S_d - K_1)$ para $S_d > K_1$</p>  <p>MR</p> <p>K_2</p> <p>K_1 Tensão desvio S_d</p>	<p>Areno-argiloso $MR = K_1 Q^{K_2}$ $K_2 > 0$</p>  <p>Log MR</p> <p>Log Θ</p>
<p>Combinado $MR = K_2 + K_3 (K_1 - S_d)$ para $S_d < K_1$ $MR = K_2 + K_4 (S_d - K_1)$ para $S_d > K_1$ $MR = M_1 S_3^{K_25}$</p>  <p>Log MR</p> <p>K_2</p> <p>K_1 S_d tensão de confin. (Log S_3)</p>	<p>Areno-argiloso $MR = K_1 S_d^{K_2}$ $K_2 < 0$</p>  <p>Log MR</p> <p>Log S_d</p>

Figura 2.2 – Modelos de comportamento resiliente de solos

Conforme PREUSSLER (1978), o módulo de resiliência de solos granulares pode ser influenciado 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.

FRANZOI (1990) em sua dissertação de mestrado apresentou valores de módulo de resiliência superiores a 100 MPa, para solos lateríticos, independente das peculiaridades granulométricas, salientando que as argilas lateríticas apresentaram valores tão elevados quanto os solos arenosos lateríticos.

O método de ensaio ME-131/94 do DNER (DNER, 1994) recomenda que para solos siltosos, quando a percentagem de silte passante na peneira nº 200 for igual ou maior que 65 %, se aplique uma combinação de tensões utilizadas para solos granulares de forma a determinar a influência da tensão confinante.

PASSOS (2000) citou CARMO et al. (1997) que “estudou um material classificado pela metodologia MCT como areia laterítica argilosa (LA’) cujo módulo de resiliência dependia principalmente da tensão confinante (S_3) e/ou da tensão volumétrica ($Q = S_1 + S_2 + S_3$), apresentando, porém, uma influência secundária da tensão desvio.

Num estudo de resiliência de lateritas, MOTTA et. al. (1990) verificaram que os módulos de resiliência das lateritas eram maiores que o apresentado por uma brita de granito-gnaisses e um pequeno acréscimo de densidade acarretava um considerável aumento do módulo de resiliência.

PASSOS (2000) estudou o comportamento resiliente de quatro argilas lateríticas (LG’) e observou que “os solos estudados apresentaram comportamento granular nos ensaios de carregamento cíclico para determinação do módulo resiliente e que não houve uma definição clara da variação do módulo resiliente em relação a tensão desvio”.

PASSOS (2000) no estudo citado no parágrafo anterior adotou o modelo combinado sugerido por ARANOVICH (1985), sendo aplicados os seguintes níveis de tensão:

- na etapa do condicionamento – 220 aplicações de carregamento com $\sigma_3=40$ kPa e $\sigma_d=20; 40; 70; 100$ kPa;
- no ensaio – 200 ciclos de tensão desvio, com duração de 0,1 segundos e frequência de 60 ciclos por segundo, com os seguintes níveis de tensão:
 - a) $\sigma_3=20$ kPa e $\sigma_d=20; 35; 40; 52,5; 70; 100$ kPa;

- b) $\sigma_3=40$ kPa e $\sigma_d=20; 40; 70; 100$ kPa;
 c) $\sigma_3=100$ kPa e $\sigma_d=20; 40; 70; 100$ kPa;

2.5 ANÁLISE DE ARGILOMINERAIS POR DIFRATOMETRIA DE RAIOS X

“A identificação dos argilominerais é feita com base na estrutura cristalina e na composição química desses minerais (WARSHAW & ROY, 1961; GRIM, 1962 e 1968; CARROLL, 1970; BROWN, 1972; SOUZA SANTOS, 1975; BRINDLEY & BROWN, 1980; entre outros). A determinação precisa das espécies mineralógicas e dos seus polítipos estruturais só é possível, via de regra, em amostras monominerálicas. Utiliza-se então, a análise química convencional e a difratometria de raios X segundo Debye-Scherrer (método do pó não orientado), pois a granulometria dos argilominerais não é, em geral, adequada às outras técnicas de análise aos raios X.” dissertou ALVES (1987).

Também ALVES (1987) comentou que “o procedimento usual completo de argilominerais inclui separação e concentração dos minerais, preparação de lâminas com o material orientado (ou não), análise no difratômetro de raios X e interpretação dos difratogramas”.

2.6 MECÂNICA DOS PAVIMENTOS E ANÁLISE PARAMÉTRICA

MEDINA (1997) definiu que “A Mecânica dos Pavimentos é uma disciplina da Engenharia Civil que estuda os pavimentos com sistemas em camadas e sujeitos às cargas dos veículos. Faz-se o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos, conhecidos os parâmetros de deformabilidade, geralmente com a utilização de programas de computação. Verifica-se o número de aplicações de carga que leva o revestimento asfáltico ou a camada cimentada à ruptura por fadiga. Variações sazonais e diárias de temperatura e umidade do subleito e das camadas do pavimento podem ser consideradas na sua resposta às cargas do tráfego. Ensaio dinâmico ou de cargas repetidas dos solos do subleito e das misturas asfálticas fornecem os parâmetros de deformabilidade necessários ao dimensionamento”.

2.6.1 Análise de tensões e deformações

Conforme SILVEIRA (2000), “vários pesquisadores formularam modelos matemáticos para prever o comportamento dos pavimentos. Destes destacam-se os trabalhos precursores de Boussinesq (apud. YODER & WICTZAK, 1975), para soluções em meios homogêneos, e Burmister (apud. YODER & WICTZAK, 1975), para soluções em meios estratificados”.

MEDINA (1997), a respeito do modelo de Boussinesq, comentou: “nesta solução as tensões e os deslocamentos em qualquer ponto do sólido são derivados de uma função que Boussinesq chamou de potencial logarítmico de três variáveis. Ele desenvolveu a solução para o caso da carga concentrada vertical, de grande utilidade em estudos de fundações e de pavimentos”. Também MEDINA (1997), citou três aplicações da solução de Boussinesq descritas na tese de CARIM (1973) que são:

- I – Extrapolação das curvas empíricas de dimensionamento de pavimentos flexíveis do Departamento de Estradas da Califórnia, baseadas no índice de suporte CBR, para cargas de aviões;
- II – Cálculo da carga de roda equivalente a um conjunto de rodas;
- III – Expressão matemática das curvas de dimensionamento baseados no CBR do subleito.

SILVEIRA (2000), comentou que “na solução de Burmister para duas camadas, supõe-se que os materiais das camadas têm comportamento homogêneo, isotrópico e elástico e que as camadas estão em contato contínuo e que a camada superficial está livre da aplicação de tensões fora da área de carregamento. Neste método, as tensões são determinadas em função da razão de resistência entre as camadas expressa pelo valor de módulo de elasticidade e a localização das tensões num ponto específico da estrutura. Burmister também desenvolveu as equações para determinação das tensões em três camadas”.

2.6.2 Métodos de dimensionamento

2.6.2.1 Método do DNER

De acordo com SENÇO (1997) “trata-se de método de dimensionamento proposto pelo Engº Murillo Lopes de Souza, com base no ensaio CBR de O.J. Porter, no índice de Grupo de Steele e no que se refere ao tráfego, nos trabalhos do U.S. Corps of Engineers, apresentados por J. Turnbull, C.R. Forster e R.G. Alvin. Os dados correspondentes aos coeficientes de equivalência estrutural são baseados nos resultados do The A.A.S.T.H.O. Road Test levado a cabo nas proximidades de Ottawa, Estado de Illinois, no período de 1958 a 1960”.

2.6.2.2 Método da Prefeitura Municipal de São Paulo

SENÇO (1997) sintetizou de forma clara o método como transcrito abaixo:

*Trata-se de método que procura dirigir o dimensionamento principalmente para pavimentos urbanos. Embora seja mencionado, no início da apresentação do método, que o mesmo se baseia no método do DNER, o tráfego é considerado de uma forma semelhante ao método do Índice de Grupo, do **Highway Research Board**, ou seja, faixas de volume de tráfego representado pelo tráfego diário médio de veículos comerciais, levando em conta, o tráfego num só sentido, o sentido dominante.*

Originalmente foram consideradas quatro faixas de variação de tráfego. Posteriormente, foi introduzida uma quinta faixa de variações, de Tráfego Muito Leve, correspondente a até três veículos comerciais por dia, para atender a plano de pavimentação de baixo custo, para vias de baixa solicitação onde os veículos comerciais são apenas os veículos de serviços públicos ou similares.

No que concerne as seções transversais dos pavimentos, o método oferece projetos-tipo variando de acordo com a faixa de volume de tráfego, permitindo-lhe proporcionar uma rápida convergência para um determinado projeto. Saliente-se, ainda, que esses projetos-tipo indicam total predominância de camadas construídas com agregados, atendendo uma característica da região da Grande São Paulo e vizinhanças, onde existe abundância de jazidas de material rochoso em exploração. Aos projetos-tipo da primeira apresentação do método foram acrescentados os projetos-tipo E, para Tráfego Muito Leve, inclusive procurando indicar materiais de custo pouco elevado.

Obedecendo à seqüência habitual de apresentação de um método de dimensionamento de pavimento, ou seja, como se consideram o subleito, o tráfego e as camadas do pavimento, assim se podem descrever estes títulos:

Subleito

O solo do subleito é representado pelo seu CBR. No caso de haver necessidade de substituição do solo do subleito, evidentemente será considerada o CBR do material importado para a substituição.

Será exigida a execução do ensaio CBR em amostras indeformadas, quando as vias a serem pavimentadas forem dotadas de guias e sarjetas, reforços de pavimentos antigos ou de aproveitamento do leito existente.

Tráfego

A classificação do tráfego para ruas e estradas municipais, de acordo com o critério já exposto, é a seguinte:

- **Tráfego Muito Leve – TML** – ruas residenciais para as quais não é previsto tráfego de ônibus, podendo existir, ocasionalmente, passagens de caminhões e ônibus em número não superior a três por faixa de tráfego; Caracteriza-se por um número N típico de 10.000 (10^4) solicitações do eixo simples padrão (18.000 libras = 8,2 ton), para o período de projeto de 10 anos;
- **Tráfego Leve – TL** – ruas residenciais, para as quais não é previsto tráfego de ônibus, podendo existir, ocasionalmente, passagens de caminhões e ônibus em número não superior a 50 por dia, por faixa de tráfego; Caracteriza-se por um número N típico de 100.000 (10^5) solicitações do eixo simples padrão (18.000 libras = 8,2 ton), para o período de projeto de 10 anos;

- **Tráfego Médio - TM** – ruas ou estradas para as quais é prevista a passagem de caminhões e ônibus em número de 50 a 400 por dia na faixa de tráfego mais solicitada; Caracteriza-se por um número N típico de 1.000.000 (10^6) solicitações do eixo simples padrão (18.000 libras = 8,2 ton), para o período de projeto de 10 anos;
- **Trafego Pesado – TP** - ruas ou estradas para as quais é prevista a passagem de caminhões e ônibus em número de 400 a 2.000 por dia na faixa de tráfego mais solicitada; Caracteriza-se por um número N típico de 10.000.000 (10^7) solicitações do eixo simples padrão (18.000 libras = 8,2 ton), para o período de projeto de 10 anos; e
- **Tráfego Muito Pesado – TMP** - – ruas ou estradas para as quais é prevista a passagem de caminhões e ônibus em número superior a 2.000 por dia na faixa de tráfego mais solicitada. Caracteriza-se por um número N típico maior que 10.000.000 (10^7) solicitações do eixo simples padrão (18.000 libras = 8,2 ton), para o período de projeto de 10 anos;

O método adota, para efeito de carga, o padrão nacional, ou seja, o máximo legal de 10 toneladas por eixo simples de roda dupla – ESRD.

Camadas do Pavimento

As camadas do pavimento são consideradas em função de um coeficiente de equivalência estrutural nos mesmos moldes do método do DNER. Por exemplo, uma camada de 10 cm de espessura, com coeficiente de equivalência estrutural igual a 1,8, equivale a uma camada de 18 cm de base granular, sendo esta considerada a camada de coeficiente estrutural.

As camadas superiores do pavimento ilustradas nos diversos projetos-tipo têm uma espessura real E_r , igual à soma das espessuras das camadas e uma espessura equivalente E_q , calculada multiplicando-se as espessuras reais das camadas pelos coeficientes de equivalência estrutural de seus materiais e somando-se os resultados.

Em decorrência do próprio processo de cálculo, os pavimentos correspondentes a uma mesma faixa de tráfego são considerados estruturalmente equivalentes.

2.6.3 Programas computacionais de cálculo de tensões, deformações e deslocamentos

MEDINA (1997) descreveu três programas, cada um com um método diferente de análise, que são:

- Método dos elementos finitos – programa FEPAVE (Finite Element Analysis of Pavement Structures);
- Método das diferenças finitas – programa ELSYM5 (Elastic Layered Symmetrical), soluções das equações de Burmister;
- Método das camadas finitas, de Booker & Small – programa MECAF3D de Rodrigues.

Sobre o programa ELSYM5, utilizado nesta dissertação, MEDINA (1997) comentou que o programa “aplica-se a problemas de elasticidade linear de meios estratificados, com a solução de Burmister ampliada para cinco camadas. O método das diferenças finitas resolve problemas de valores no contorno em equações diferenciais ordinárias; as derivadas das equações diferenciais se calculam por meio de fórmulas aproximadas, numa série de pontos no domínio de integração do problema. Obtém-se um sistema de equações algébricas que permite calcular as incógnitas nos pontos escolhidos. Aumentando-se o número de pontos as soluções se aproximam da solução exata. Tem-se uma solução discreta do problema nos pontos considerados. A superposição dos efeitos causados por várias rodas é correta para o cálculo dos deslocamentos, mas, aproximada para as tensões. Consideram-se camadas homogêneas, isotrópicas e horizontalmente infinitas, sendo o subleito um meio semi-infinito. Cada camada tem seu módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson”.

3 METODOLOGIA

3.1 ESCOLHA DAS JAZIDAS E MATERIAIS

Escolheram-se duas jazidas de basalto alterado e duas jazidas de lateritas que estavam sendo utilizadas em diversos serviços de pavimentação pela Prefeitura Municipal de Ijuí, em meados de 2000. Esta escolha foi feita de forma aleatória, sem definição de pré-requisitos. Consultou-se o Supervisor da Garagem Municipal da Prefeitura de Ijuí, que indicou os locais das jazidas e respectivas utilizações.

A argila vermelha utilizada no estudo foi escolhida por ter as características visuais semelhantes dos subleitos dos milhares de quilômetros das estradas vicinais de Ijuí e região. Outro aspecto que influenciou na escolha foi à facilidade de extração de amostras de argila vermelha por sua localização ao lado do Laboratório de Engenharia Civil da UNIJUI. Na Fig. 3.1 e 3.2, apresenta-se respectivamente o mapa pedológico da região noroeste do Rio Grande do Sul e o mapa geológico da região de Ijuí.

3.2 ENSAIOS REALIZADOS

3.2.1 Argila Vermelha

Os ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade foram realizados, respectivamente, de acordo com a NBR 6459/1984 e a NBR 7180/1984. As análises granulométricas foram realizadas conforme a NBR 7181/1984. A massa específica real foi determinada pelo método preconizado na NBR 6508/1984. Os ensaios de compactação foram executados conforme o método de ensaio determinado pela NBR 7182/1986 utilizando a energia normal. Todas as amostras dos ensaios de caracterização e de compactação descritos acima foram preparadas de acordo com a NBR 6457/1986. Já a determinação do Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR) foi feita conforme prescreve a NBR 9895/1987. Todos os ensaios citados acima foram realizados no ano de 2000 no Laboratório de Engenharia Civil da UNIJUI. Os ensaios realizados para a classificação MCT da argila vermelha foram realizados no laboratório da Unidade de Normas e Pesquisas do DAER/RS de acordo com o especificado por NOGAMI e VILLIBOR (1995).

A metodologia do ensaio para determinação do módulo de resiliência fundamentou-se no método de ensaio DNER-ME 131/94 e será apresentada de forma mais detalhada no final

deste capítulo. Realizou-se dois novos ensaios de módulo de resiliência, um pelo método da ASHTO TP 46-94 com combinação de tensões para solos argilosos e o outro pelo método do DNER-ME 131/94, porém com combinação de tensões para solos granulares. No Laboratório de Difração de Raios X da UFRGS, foi realizada a análise difratométrica dos argilominerais da argila vermelha.

3.2.2 Lateritas

Os ensaios de limites físicos, análise granulométrica, massa específica real, compactação e índice de suporte Califórnia foram realizados conforme as normas descritas no item anterior. Importante, porém, salientar que o ensaio de massa específica real foi realizado com o material passante na peneira de 2 mm (# n°10) e não na peneira 4,8 mm (# n°4) como preconiza a NBR 6457/1986. O ensaio de equivalente de areia foi realizado conforme preconiza o método de ensaio DNER – ME 54-63. Todos esses ensaios foram realizados no ano de 2000 e 2001 no Laboratório de Engenharia Civil da UNIJUI. A metodologia do ensaio para determinação do módulo de resiliência fundamentou-se no método de ensaio AASHTO TP 46-94. No Laboratório de Difração de Raios X da UFRGS, foi realizada a análise difratométrica dos argilominerais da laterita do lixão LLI.

3.2.3 Basaltos alterados

Os ensaios de limites físicos, massa específica real, compactação e índice de suporte Califórnia foram realizados conforme as normas citadas no item 3.2.1. A utilização do material passante na peneira 2mm em vez da peneira 4,8 mm também ocorreu conforme ressalva no capítulo anterior. O ensaio de equivalente de areia foi realizado conforme preconiza o método de ensaio DNER – ME 54-63. Todos os ensaios descritos acima foram realizados em 2000 e 2001 no Laboratório de Engenharia Civil da UNIJUI. Na Fundação de Ciência e Tecnologia (CIENTEC), uma amostra de cada basalto alterado foi submetida à análise petrográfica macroscópica segundo a NBR 7389/1992, a ensaio de sanidade ao sulfato de sódio (Na_2SO_4) anidro de acordo com o método do DNER ME 89/1994 e ao ensaio de desgaste por abrasão Los Angeles pelo método preconizado pela NBR 6465/1984. A metodologia do ensaio para determinação do módulo de resiliência fundamentou-se no método de ensaio AASHTO TP 46-94. No Laboratório de Difração de Raios X da UFRGS, foi realizada a análise difratométrica dos argilominerais do basalto alterado do Balneário Santana BS.

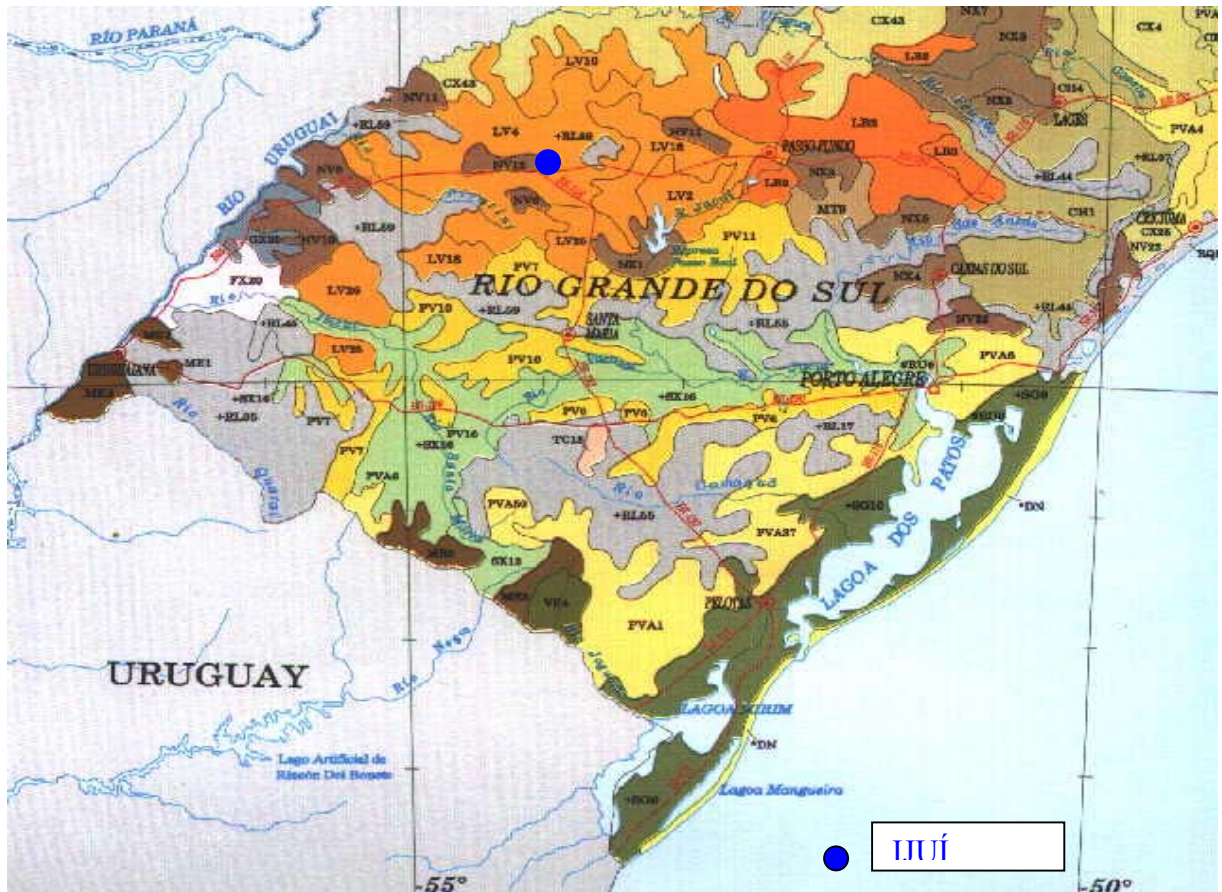


Figura 3.1 – Mapa pedológico da região noroeste do Rio Grande do Sul

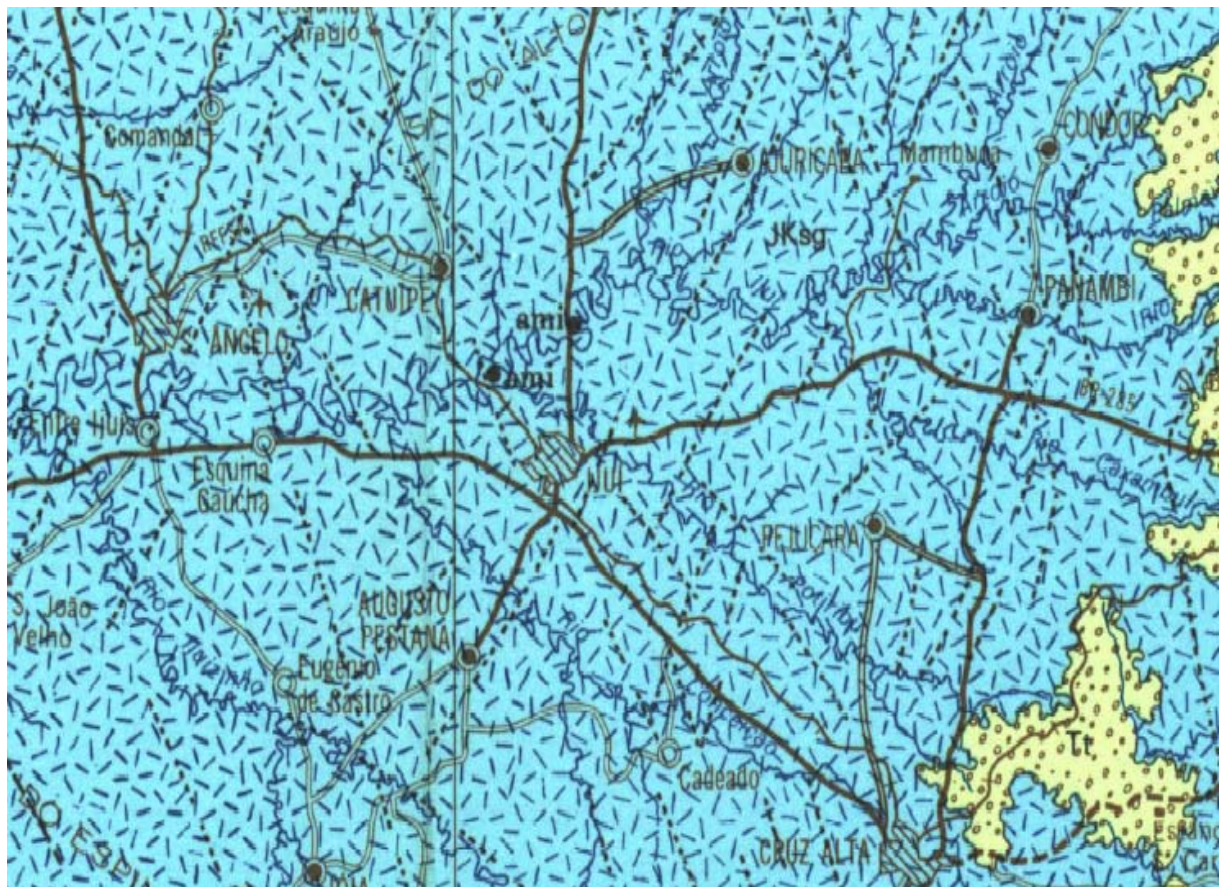


Figura 3.2 – Mapa geológico da região de Ijuí (IBGE – Radambrasil)

3.3 ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA

O método de ensaio para determinação do módulo de resiliência da argila vermelha foi o DNER-ME 131/94 – Solos – determinação do módulo de resiliência. A seguir apresentaremos o detalhamento deste método.

O método de ensaio DNER ME 131/94, em seu resumo, diz que: “Este documento, que é uma norma técnica, estabelece um método para determinar os valores do módulo de resiliência de solos para várias tensões aplicadas, de utilidade para projeto de pavimentos flexíveis”. Seu objetivo é prescrever o modo pelo qual se determina o valor do módulo de resiliência de solos para várias tensões aplicadas, utilizando o equipamento triaxial de carga repetida. Por outro lado, a norma define que o módulo de resiliência (MR) de solos é a relação entre a tensão desvio (σ_d), aplicada repetidamente em uma amostra de solo e a correspondente deformação específica vertical recuperável ou resiliente (ϵ_R), ou seja: $MR = \sigma_d / \epsilon_R$.

Na figura 3.3, apresentamos a aparelhagem esquematizada conforme a ME 131/94.

Quanto à amostra a ME-131/94 preconiza que o corpo-de-prova deva ter relação altura x diâmetro próximo de dois e o diâmetro do molde deve ser maior que quatro vezes a diâmetro máximo das partículas do solo. Por outro lado, o corpo-de-prova pode ser obtido tanto de bloco de amostra indeformada, de tubos do tipo Shelby ou então de amostra compactada em laboratório em molde cilíndrico apropriado, com a energia de compactação e teor de umidade desejado.

Já no tocante à combinação de tensões, a ME 131/94 recomenda para solos argilosos ou siltosos uma técnica, apresentada na tabela 3.1 e para solo arenosos ou pedregulhosos outra técnica apresentada na tabela 3.2.

Os resultados para solos argilosos ou siltosos conforme preconiza a ME-131/94 são apresentados em gráfico cujas ordenadas, em escala aritmética, são os valores dos módulos de resiliência e as abcissas, em escala logarítmica, são os valores das tensões desvio. A análise de regressão fornece um modelo bilinear, representado pelas equações 3.1 e 3.2:

$$MR = k_2 + k_3(k_1 - \sigma_d) \text{ para } k_1 > \sigma_d \quad 3.1$$

$$MR = k_2 + k_4(\sigma_d - k_1) \text{ para } k_1 < \sigma_d \quad 3.2$$

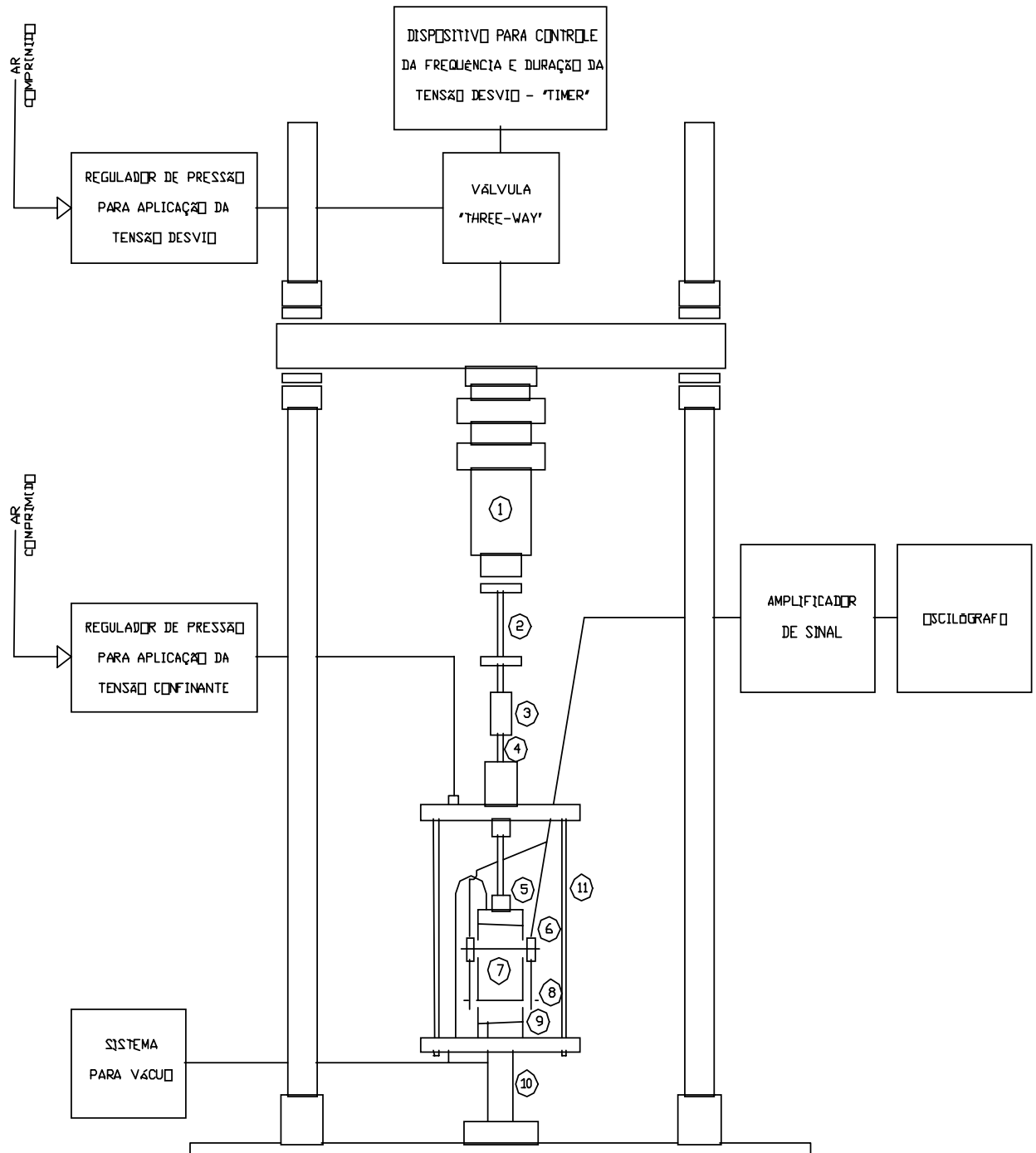
onde k_1 , k_2 , k_3 e k_4 são parâmetros de resiliência do solo ensaiado. Apresenta-se o modelo de gráfico na figura 3.3.

Tabela 3.1 – Combinação de tensões para solos argilosos/siltosos – DNER-ME 131/94

COMBINAÇÃO DE TENSÕES PARA SOLOS ARGILOSOS OU SILTOSOS	
CONDICIONAMENTO DO CORPO-DE-PROVA	REGISTRO DAS DEFORMAÇÕES
<p>a) $\sigma_3 = 21 \text{ kPa}^*$ 200 vezes $\sigma_d = 70 \text{ kPa}$</p> <p>Observação: tanto na fase de condicionamento quanto na fase de registro das deformações, a aplicação da tensão desvio se dá com uma frequência de 20 ciclos por minuto com duração de 0,10 segundos.</p>	<p>a) $\sigma_3 = 21 \text{ kPa}^*$ $\sigma_d = 21 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 35 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 52,5 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 70 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 105 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 140 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 210 \text{ kPa}$</p> <p>Observação: é registrada a deformação resiliente após cada 200 aplicações da tensão desvio.</p>

Tabela 3.2 – Combinação de tensões para solos arenosos/pedregulhosos – ME 131/94

COMBINAÇÃO DE TENSÕES PARA SOLOS ARENOSOS OU PEDREGULHOSOS	
CONDICIONAMENTO DO CORPO-DE-PROVA	REGISTRO DAS DEFORMAÇÕES
<p>a) $\sigma_3 = 70 \text{ kPa}^*$ 200 vezes $\sigma_d = 70 \text{ kPa}$ 200 vezes $\sigma_d = 105 \text{ kPa}$</p> <p>b) $\sigma_3 = 105 \text{ kPa}^*$ 200 vezes $\sigma_d = 315 \text{ kPa}$</p> <p>Observação: tanto na fase de condicionamento quanto na fase de registro das deformações, a aplicação da tensão desvio se dá com um frequência de 20 ciclos por minuto com duração de 0,10 segundos.</p>	<p>a) $\sigma_3 = 21 \text{ kPa}^*$ $\sigma_d = 21 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 42 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 63 \text{ kPa}$</p> <p>b) $\sigma_3 = 35 \text{ kPa}^*$ $\sigma_d = 35 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 70 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 105 \text{ kPa}$</p> <p>c) $\sigma_3 = 52,5 \text{ kPa}^*$ $\sigma_d = 52,5 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 105 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 157,5 \text{ kPa}$</p> <p>d) $\sigma_3 = 70 \text{ kPa}^*$ $\sigma_d = 70 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 140 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 210 \text{ kPa}$</p> <p>e) $\sigma_3 = 105 \text{ kPa}^*$ $\sigma_d = 105 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 210 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 315 \text{ kPa}$</p> <p>f) $\sigma_3 = 140 \text{ kPa}^*$ $\sigma_d = 140 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 280 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 420 \text{ kPa}$</p> <p>Observação: é registrada a deformação resiliente após cada 200 aplicações da tensão desvio.</p>



1 - CILINDRO DE PRESSÃO

2 - PISTÃO DE CARGA

3 - CONEXÃO

4 - HASTE

5 - CABEÇOTE

6 - LVDT

7 - CORPO DE PROVA

8 - ALÇAS PARA FIXAÇÃO DOS LVDT

9 - BASE

10 - SUPORTE CENTRAL

11 - CÉLULA TRIAXIAL

12 - ESTRUTURA DE SUPORTE

Figura 3.3 – Esquema do equipamento triaxial de carga repetida

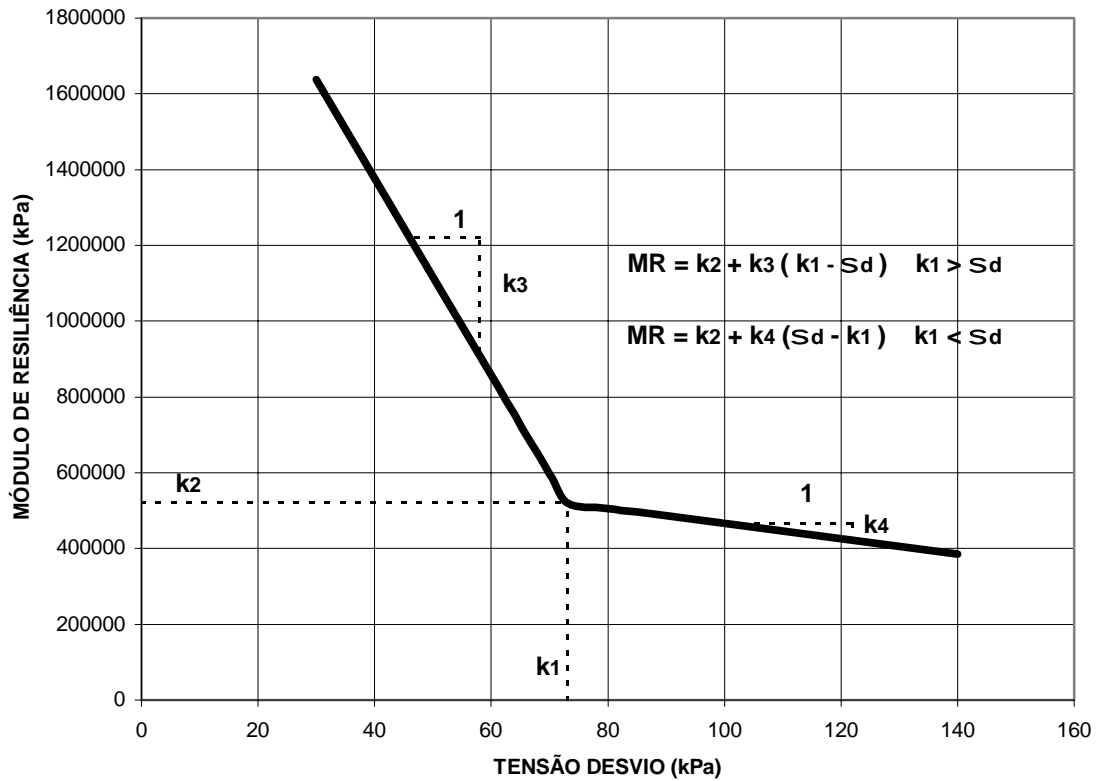


Fig 3.4 – Modelo de gráfico para solos argilosos/siltosos – ME 131/94

Os resultados para solos arenosos ou pedregulhosos conforme preconiza a ME-131/94 são apresentados em gráfico cujas ordenadas, em escala logarítmica, são os valores dos módulos de resiliência e as abcissas, em escala logarítmica, são os valores das tensões confinantes. A análise de regressão fornece um modelo exponencial conforme a equação 3.3:

$$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \quad 3.3$$

Onde k_1 e k_2 são parâmetros de resiliência do solo ensaiado. Apresenta-se o modelo de gráfico na figura 3.4.

Os ensaios de módulo de resiliência das lateritas e basaltos alterados foram realizados de acordo com a combinação de tensões estabelecida pela AASHTO TP 46-94, que é um pouco diferente da ME 131/94. Na fase de condicionamento aplica-se uma tensão de confinamento de 103,4 kPa e 500 aplicações da tensão desvio de 93,1 kPa. Já na fase de registro, aplica-se para cada tensão de confinamento três tensões desvio, tendo o registro da deformação resiliente realizado após 100 aplicações, conforme indicado na tabela 3.3.

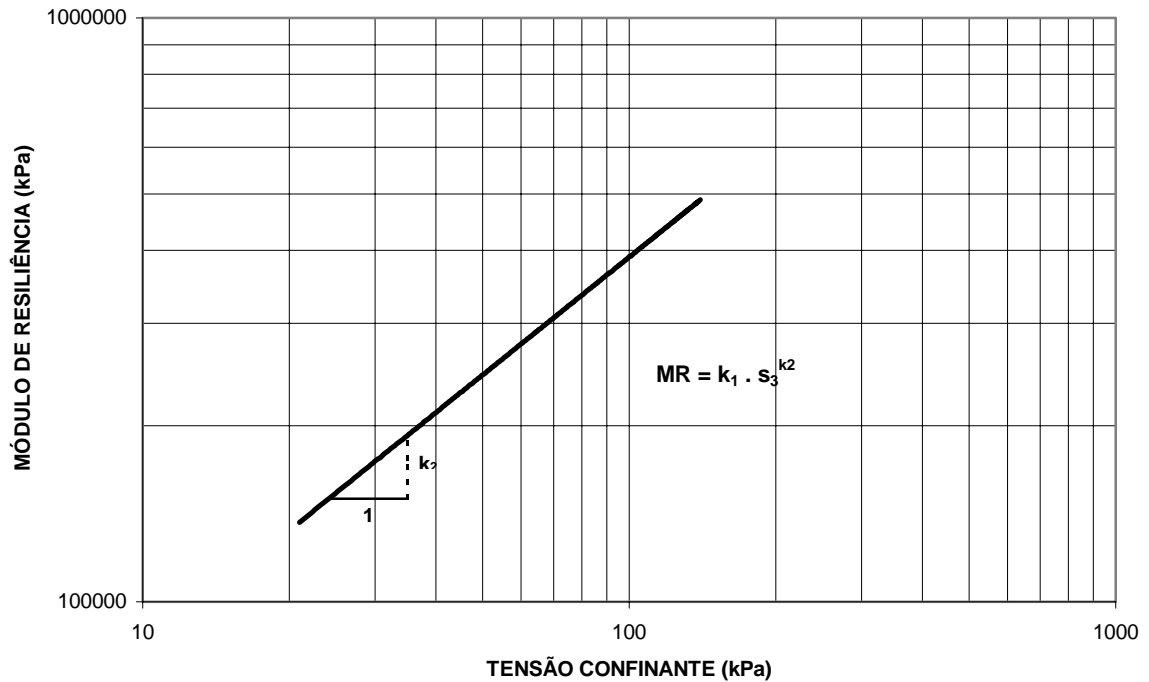


Fig 3.5 – Modelo de gráfico para solos arenosos/pedregulhosos – ME 131/94

Tabela 3.3 – Combinação de tensões para solos granulares – AASHTO TP 46-94

TENSÃO DE CONFINAMENTO	TENSÃO DESVIO
a) $\sigma_3 = 20,7$ kPa	$\sigma_d = 18,6$ kPa $\sigma_d = 37,3$ kPa $\sigma_d = 55,9$ kPa
b) $\sigma_3 = 34,5$ kPa	$\sigma_d = 31,0$ kPa $\sigma_d = 62,0$ kPa $\sigma_d = 93,1$ kPa
c) $\sigma_3 = 68,9$ kPa	$\sigma_d = 62,0$ kPa $\sigma_d = 124,1$ kPa $\sigma_d = 186,1$ kPa
d) $\sigma_3 = 103,4$ kPa	$\sigma_d = 62,0$ kPa $\sigma_d = 93,1$ kPa $\sigma_d = 186,1$ kPa
e) $\sigma_3 = 137,9$ kPa	$\sigma_d = 93,1$ kPa $\sigma_d = 124,1$ kPa $\sigma_d = 248,2$ kPa

Para uma melhor análise, foram realizados para a argila vermelha, dois ensaios de módulo de resiliência adicionais. O primeiro de acordo com a AASHTO TP 46-94. Na fase de condicionamento aplica-se uma tensão de confinamento de 41,4 kPa e 500 a 1000 aplicações da tensão desvio de 24,8 kPa. Já na fase de registro, aplica-se para cada tensão de confinamento quatro tensões desvio, tendo o registro da deformação resiliente realizado após 100 aplicações, conforme indicado na tabela 3.4. O segundo ensaio de acordo com o método de ensaio do DNER ME 131/94, porém para solos granulares conforme já apresentado na tabela 3.2.

Tabela 3.4 – Combinação de tensões para solos argilosos/siltosos–AASHTO TP 46-94

CONDICIONAMENTO DO CORPO-DE-PROVA	REGISTRO DAS DEFORMAÇÕES
<p>a) $\sigma_3 = 41,4 \text{ kPa}$ *500 a 1000 vezes $\sigma_d = 24,8 \text{ kPa}$</p> <p>Observação: tanto na fase de condicionamento quanto na fase de registro das deformações, a aplicação da tensão desvio se dá com um freqüência de 20 ciclos por minuto com duração de 0,10 segundos.</p>	<p>a) $\sigma_3 = 41,4 \text{ kPa}$ * $\sigma_d = 12,4 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 24,8 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 37,3 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 49,7 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 62,0 \text{ kPa}$</p> <p>b) $\sigma_3 = 27,6 \text{ kPa}$ * $\sigma_d = 12,4 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 24,8 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 37,3 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 49,7 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 62,0 \text{ kPa}$</p> <p>c) $\sigma_3 = 13,8 \text{ kPa}$ * $\sigma_d = 12,4 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 24,8 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 37,3 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 49,7 \text{ kPa}$ $\sigma_d = 62,0 \text{ kPa}$</p> <p>Observação: é registrada a deformação resiliente após cada 100 aplicações da tensão desvio.</p> <p style="text-align: center;">□</p>

Todos os ensaios dos três tipos de materiais serão apresentados no capítulo 4.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 ARGILA VERMELHA

4.1.1 Localização da jazida

A argila vermelha utilizada nesta pesquisa de forma a representar os solos de subleito da região, foi retirada de um corte próximo do prédio do curso de Engenharia Civil, no campus da UNIJUÍ – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, na cidade de Ijuí (RS). A profundidade de extração das amostras foi em torno de 1,00 metro da superfície, pertencente ao horizonte B. Na Fig. 4.1 pode-se visualizar o corte de argila vermelha.



Figura 4.1 – Foto do corte da argila vermelha

4.1.2 Caracterização

Os ensaios de caracterização, como limites físicos, massa específica real e análise granulométrica foram realizados no ano de 2000 no Laboratório de Engenharia Civil da UNIJUÍ.

O limite de liquidez foi de 63 %, o limite de plasticidade de 38 % e o índice de plasticidade de 25 %. A massa específica real foi de 2,86 g/cm³. Na Fig. 4.2 é apresentada a curva granulométrica da argila vermelha.

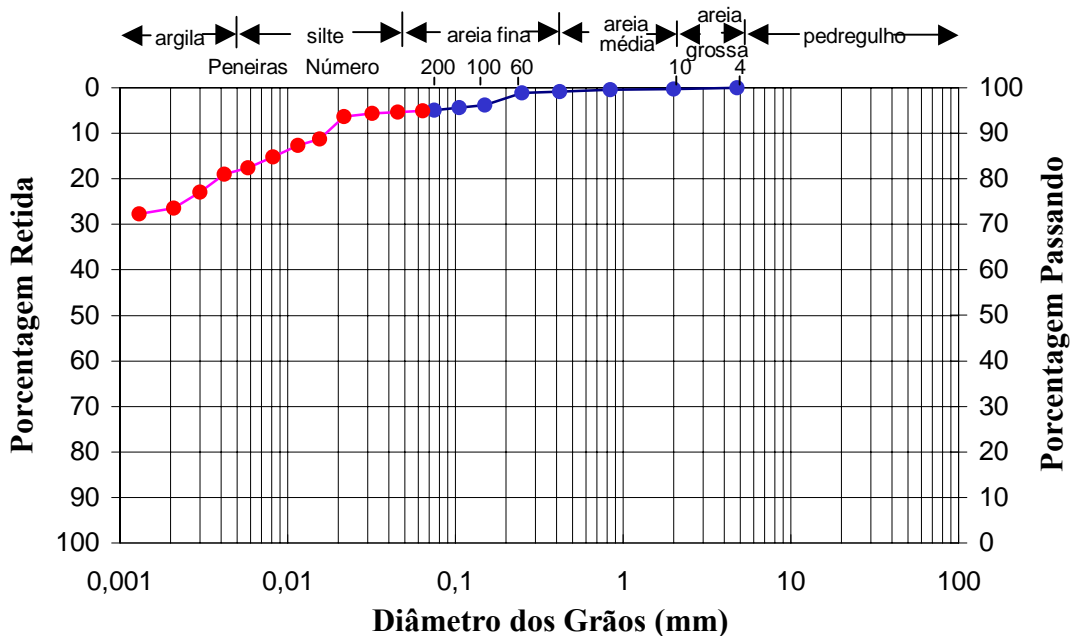


Figura 4.2 – Curva granulométrica da argila vermelha estudada

4.1.3 Classificações tradicionais

A Classificação de Solos Unificada – UCSC – ou Classificação de Casagrande leva em conta o tamanho dos grãos, a granulometria, a plasticidade e o teor de matéria orgânica. Por este sistema, a argila vermelha de Ijuí foi classificada com MH – siltes orgânicos ou areias finas ou siltes micáceos ou siltes elásticos.

A classificação de solos HRB – AASHTO indica um solo A-7-5 (18). Segundo DNER (1996), o solo do grupo A-7-5 “encerra materiais com índice de plasticidade moderado em relação ao limite de liquidez, podendo ser altamente elástico e sujeito a elevadas mudanças de volume. O comportamento do solo como subleito é considerado sofrível a mau”.

Segundo a classificação geotécnica proposta por Davison Dias e Milititski (1990), a argila de Ijuí seria classificada como LEa/b – latossolo com substrato arenito ou basalto.

Pela classificação resiliente proposta por Preussler e Pinto (1982), a argila seria enquadrada entre o solo tipo II – solo de comportamento regular quanto a resiliência como subleito e reforço do subleito e o solo tipo III – solo de comportamento ruim quanto a resiliência.

4.1.4 Classificação MCT

No laboratório da Divisão de Normas e Pesquisas do DAER/RS, foram realizados ensaios para a classificação MCT da argila vermelha estudada. Nas Fig. 4.3, 4.4 e 4.5 estão representados graficamente os resultados dos ensaios, conforme Nogami e Vilibor (1995). Os valores obtidos para c' e d' foram 1,77 e 69 respectivamente.

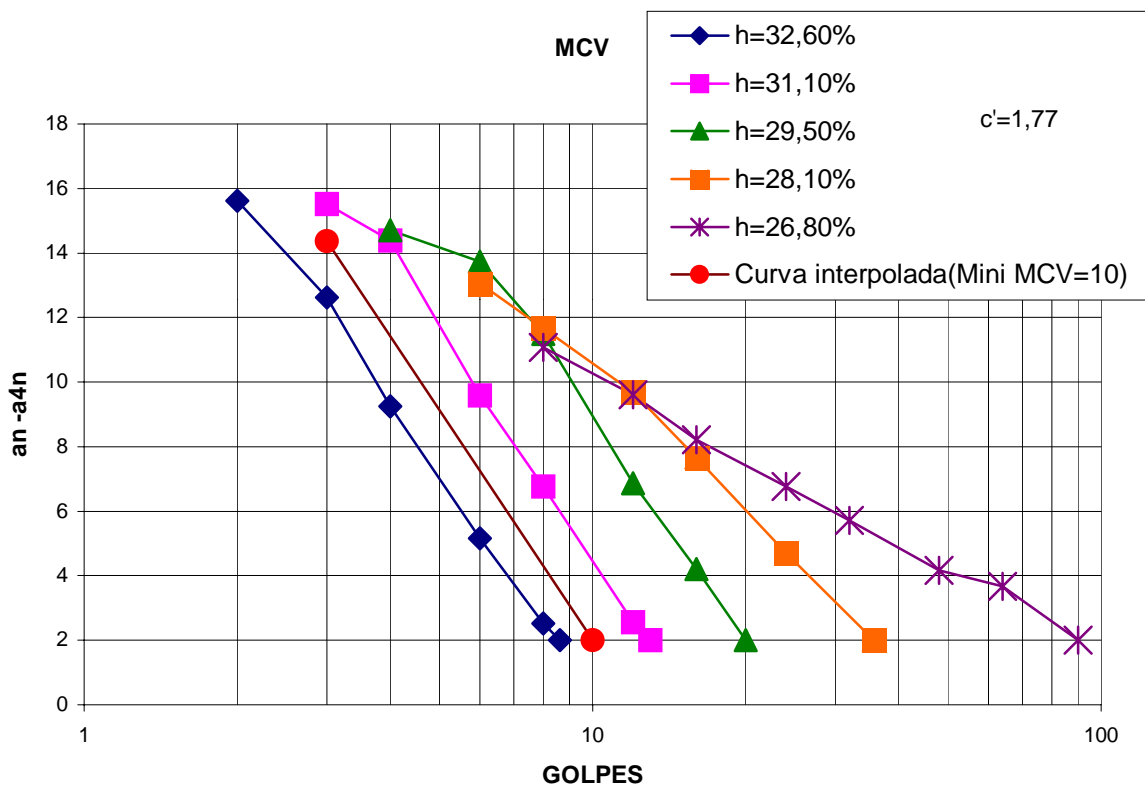


Figura 4.3 – Curvas de deformabilidade da metodologia MCT

A perda por imersão correspondente ao Mini-MCV igual a 10 é igual a 0 conforme se pode ver no gráfico da Fig. 4.5. E no gráfico da Fig. 4.4 obtém-se o valor de d' (igual a 69) que é a inclinação da parte retilínea do ramo seco da curva de compactação, correspondente a 12 golpes no ensaio Mini-MCV, medida nas adjacências da massa específica aparente seca

máxima expressa em kg/m^3 e o teor de umidade em % conforme Nogami e Villibor (1995).

Com os valores de d' e PI calcula-se o coeficiente e' pela fórmula abaixo:

$$e' = \left(\frac{PI}{100} + 20 / d' \right)^{1/3} \quad (4.1)$$

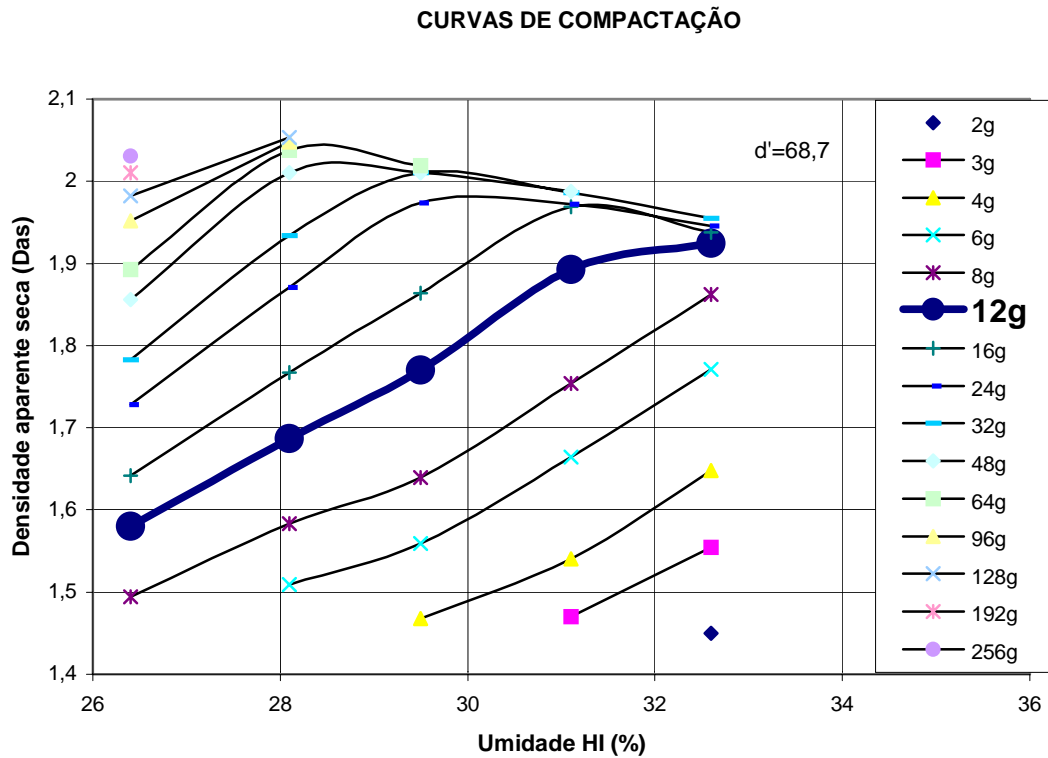


Figura 4.4 – Família de curvas de compactação

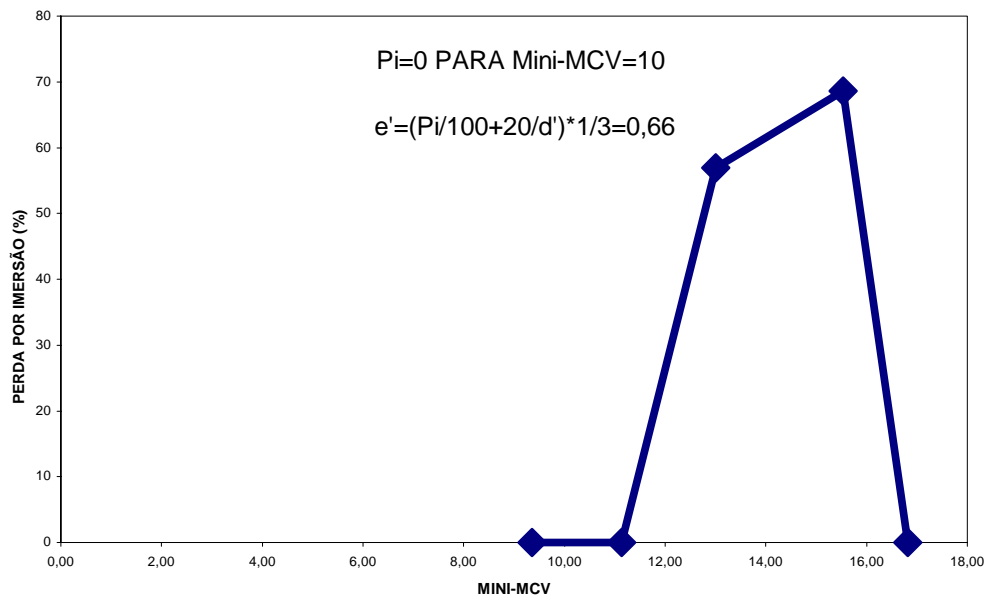


Figura 4.5 – Curvas de Perda por Imersão em função do Mini-MCV

Calculando obtém-se 0,66. Com este valor e o de c' (igual a 1,77), retirado do gráfico da Fig. 4.3, que nada mais é do que o coeficiente angular da reta assimilável a curva de deformabilidade (sem o sinal negativo) correspondente a Mini-MCV=10, pode-se classificar a argila como solo de comportamento laterítico argiloso - LG' por meio do gráfico de classificação MCT conforme apresentado na Fig. 4.9.

Nogami e Villibor (2001) apresentaram uma maneira de se prever a granulometria e a classificação MCT interpretando as curvas de deformabilidade obtidos no ensaio de Mini-MCV. Para o caso das argilas e argilas pouco arenosas (LG' e NG'), a curva de deformabilidade seria retilínea muito inclinada ($c' > 1,5$) e o solo teria amostras com altura maior de 48 mm para a máxima massa específica aparente da umidade mais próxima da curva referente a um Mini-MCV igual a 10. A argila vermelha estudada conforme a Fig. 4.3 apresentou um c' igual a 1,77 (**maior que 1,5**) e altura para a umidade de 32,60% de 52,10 mm (**maior que 48 mm**). Pode-se observar que para a argila vermelha de Ijuí, a interpretação das curvas de deformabilidade para a previsão da granulometria e a classificação MCT proposta pelos autores citados corresponde plenamente, ou seja, seria um solo do tipo LG' ou NG'.

4.1.5 Comparação com outras argilas semelhantes estudadas

Os resultados de ensaios de caracterização e classificação da argila vermelha de Ijuí são a seguir comparados com resultados apresentados por:

- Nogami e Villibor (1995) - quatro solos lateríticos LG' cujo grupo genético são respectivamente para os solos 07, 09, 11 e 13 latossolo roxo, latossolo roxo, latossolo vermelho-amarelo e terra roxa estruturada;
- Passos (2000) - cinco solos cujo local de extração são Pinheiro Marcado (PINMAR), Divisa Salto do Jacuí (SJ), Passo Fundo-Ronda Alta Km 3+300 (PF33), Passo Fundo-Ronda Alta Km 14+400 (PF14) e RS/506 Km 2+200 (SBS), todos no noroeste do Rio Grande do Sul;
- Abitante (1997) - solos de classificação pedológica latossolo bruno roxo substrato riodacito, filtrados para porcentagem passante na peneira nº 200 maior que 80 %. Utilizou-se uma média para o LL de 66 % e para o IP de 24 %. Estes solos estão localizados no Meio Oeste Catarinense, micro-regiões Meio Oeste Catarinense e Alto Uruguai Catarinense, divisa com o Rio Grande do Sul;

- Dias (1989) - solos do tipo latossolos roxos localizados na região das Missões e brunos intermediários para roxos localizados na região dos Campos de Cima da Serra. Utilizou-se uma média para o LL de 59 % e para o índice de plasticidade de 17 %.

Os diversos latossolos descritos acima e seus limites físicos estão apresentados no Quadro 4.1. Importante salientar a notável semelhança da argila de Ijuí com a argila de número onze de Abitante. Na Fig. 4.6 apresenta-se o Gráfico de Casagrande, correlacionando os diversos limites de liquidez e índices de plasticidade dos latossolos acima citados, onde se observa uma boa correlação ($R^2=82\%$ - reta vermelha).

Na Fig. 4.7, apresenta-se relação entre o índice de plasticidade e a fração argila coloidal (porcentagem passante menor que 2 microns). A medida de atividade da fração argilosa no solo é feita segundo proposta de Skempton(1953) pelo “índice de atividade do solo” definido pela relação entre o índice de plasticidade e a porcentagem de argilas (grãos de diâmetro inferior a 2μ) conforme a equação 4.2:

$$IA = IP / \%gr\tilde{a}os < 2\mu \quad (4.2)$$

Quadro 4.1 – Granulometria e índices de consistência de diversas argilas

Nº	ARGILA	LL	IP	Areia	Areia	Areia	Silte	Argila	#200	Grãos	IA	MER
		%	%	Grossa	média	fina	%	%	%	<2m	%	g/m³
01	Argila vermelha da pesquisa de Ijuí	63	25	0	1	4	13	82	95	73	0,34	2,86
02	Latossolos LG' n° 07 Nogami e Villibor(1995)	38	14	0	5	43	12	40	54	25	0,56	*
03	Latossolos LG' n° 09 Nogami e Villibor(1995)	45	17	0	1	23	16	60	79	56	0,3	*
04	Latossolos LG' n° 11 Nogami e Villibor(1995)	54	24	0	1	18	22	59	85	49	0,49	*
05	Latossolos LG' n° 13 Nogami e Villibor(1995)	83	46	0	1	15	13	71	88	65	0,71	*
06	Latossolo Vermelho Escuro PINMAR Passos(2000)	28	10	0	6	52	11	31	40	35	0,29	2,66
07	Latossolo Vermelho Escuro SJ Passos(2000)	30	13	0	5	51	11	33	35	35	0,37	2,65
08	Latossolo Vermelho Escuro PF33 Passos(2000)	35	14	0	2	51	12	35	54	40	0,35	2,64
09	Latossolo Vermelho Escuro PF14 Passos(2000)	37	17	0	0	49	17	34	53	30	0,57	2,68
10	Latossolo Vermelho Escuro SBS Passos(2000)	34	13	0	7	39	8	46	56	56	0,23	2,64
11	Latossolo Bruno roxo %p#200>80% Abitante(1997)	66	24	0	0	5	13	81	95	70	0,35	*
12	Latossolos roxo e bruno intermediário Dias(1989)	59	17	0	1	15	24	59	91	60	0,28	2,89

Obs: (* - valor não apresentado na pesquisa) (IA = índice de atividade) (MER = massa específica real)

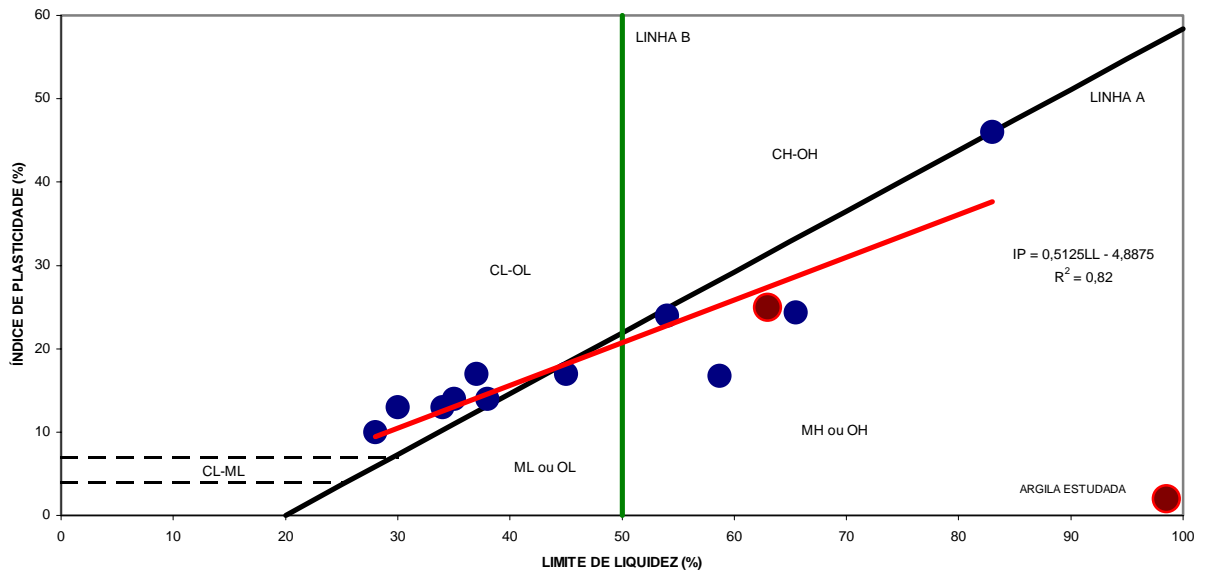


Figura 4.6 – Gráfico de Casagrande e correlação entre as argilas do Quadro 4.1

Ainda segundo o mesmo autor, os solos de atividade normal teriam I_a entre 0,75 e 1,25. Acima de 1,25 o solo seria considerado ativo e abaixo de 0,75 o solo seria considerado de baixa atividade. Pode-se visualizar na Fig. 4.7 e no Quadro 4.1 que todos os latossolos apresentam baixa atividade, com índice de atividade menor que 0,75, sendo a maioria apresentando I_a menor que 0,50, com exceção do nº05 ($I_a = 0,71$) e nº 02 ($I_a = 0,56$) do Nogami e Vilibor (1995) e do nº 09 ($I_a = 0,57$) de Passos(2000).

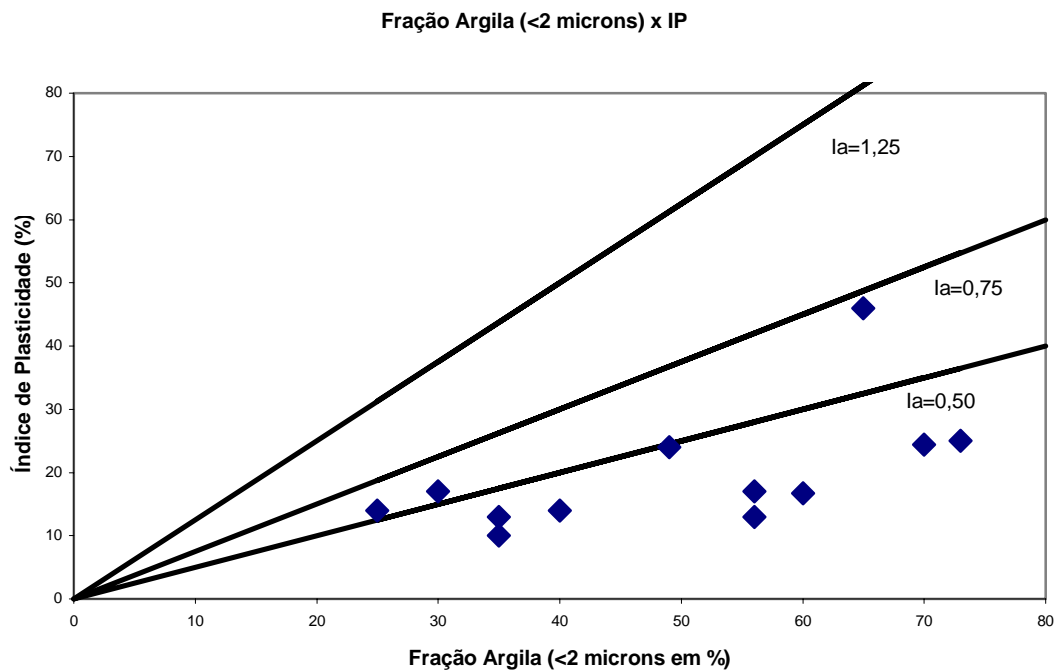


Figura 4.7 – Relação Índice de Plasticidade e Fração argila <2 μ para os solos do Quadro 4.1

Na Fig. 4.8 apresenta-se uma correlação entre a porcentagem passante na peneira nº 200 com o limite de liquidez e com o índice de plasticidade. Pode-se notar que o limite de liquidez como para o índice de plasticidade aumentam na medida que aumenta a porcentagem passante na peneira nº 200. Houve uma dispersão menor para a correlação com o limite de liquidez em relação ao índice de plasticidade ($R^2 = 0,78$ para LL e $R^2 = 0,43$ para IP).

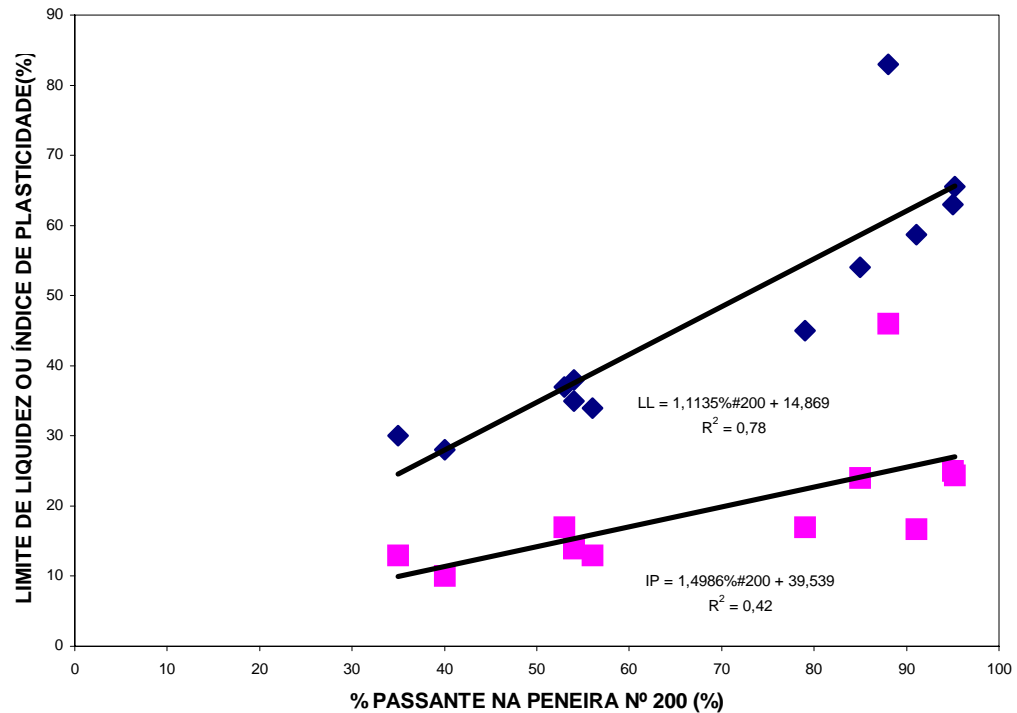


Figura 4.8 – Relação entre % p. #200 e LL ou IP para os solos do Quadro 4.1

No quadro 4.2, apresentam-se os coeficientes para classificação MCT de diversas argilas e na Fig. 4.9 o gráfico da classificação MCT indicando que tipos de solos seriam estas argilas. Percebe-se que todos apresentam c' maior que 1,5, indicando serem solos com granulometria fina e serem argilas ou argilas arenosas. Também apresentam e' sempre com valores menores que 1,15 indicando o caráter laterítico dos solos. Todos os solos estão classificados como LG' – argilas lateríticas.

4.1.6 Características de compactação e suporte

A argila vermelha estudada apresentou a curva de compactação apresentada na Fig. 4.10, apontando como massa específica aparente seca máxima o valor de 1.400 kg/m^3 , correspondente à umidade ótima de 32,40 % na energia normal.

Quadro 4.2 – Coeficientes para classificação MCT de diversas argilas

Nº	ARGILA	c'	d'	PI (%)	e' (%)
01	Argila vermelha da pesquisa de Ijuí	1,77	68,70	0,00	0,66
02	Latossolos LG' nº 07 Nogami e Villibor(1995)	1,84	65,00	50,00	0,96
03	Latossolos LG' nº 09 Nogami e Villibor(1995)	1,82	67,00	20,00	0,79
04	Latossolos LG' nº 11 Nogami e Villibor(1995)	1,70	25,00	0,00	0,93
05	Latossolos LG' nº 13 Nogami e Villibor(1995)	1,76	30,00	15,00	0,94
06	Latossolo Vermelho Escuro PINMAR Passos(2000)	1,78	*	*	0,70
07	Latossolo Vermelho Escuro SJ Passos(2000)	2,04	*	*	0,63
08	Latossolo Vermelho Escuro PF33 Passos(2000)	1,78	*	*	0,95
09	Latossolo Vermelho Escuro PF14 Passos(2000)	1,82	*	*	0,90
10	Latossolo Vermelho Escuro SBS Passos(2000)	2,13	*	*	0,65
11	Latossolo bruno roxo %p#200>80% Abitante(1997)	*	*	*	*
12	Latossolos roxo e bruno intermediário Dias(1989)	*	*	*	*

(* - valor não apresentado na pesquisa)

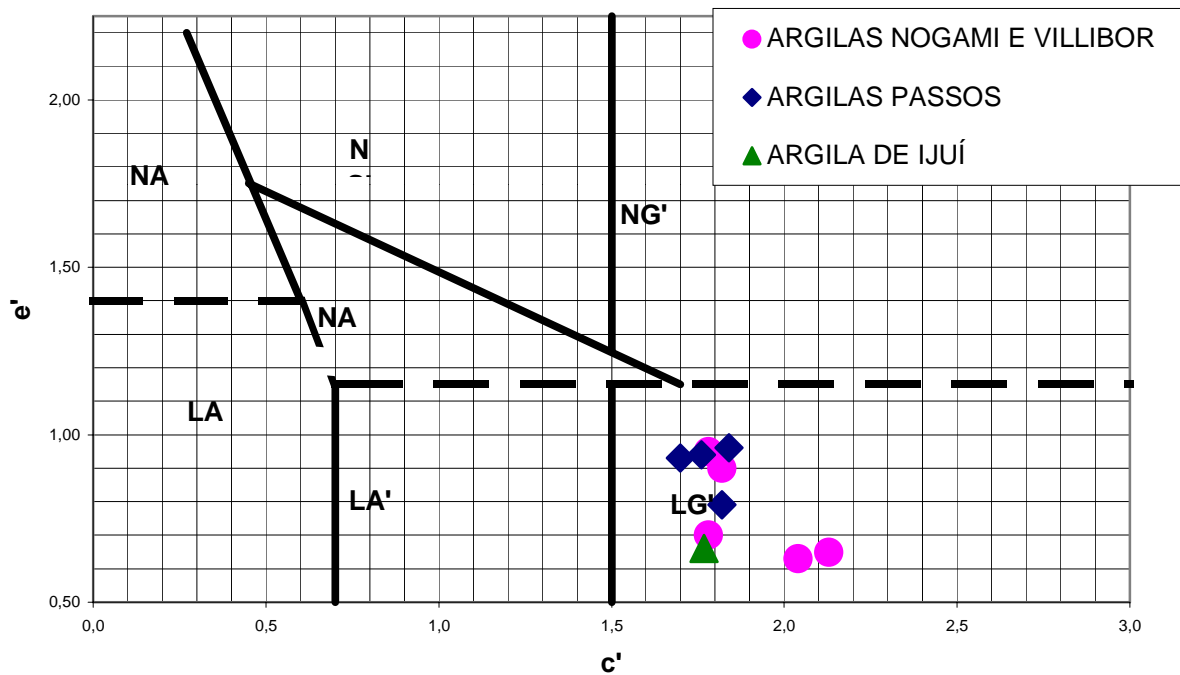


Figura 4.9 – Gráfico de classificação MCT

O Índice de Suporte Califórnia (ISC) ou CBR (Califórnia Bearing Ratio) da argila compactada na umidade ótima (32,40%) foi de 12% e expansão de 1,71%. De acordo com a DNER-ESP-299/97, o solo para ser utilizado como subleito não deve apresentar expansão maior que 2%. Já na DNER-ESP-300/97, o solo para ser utilizado como reforço de subleito não deve apresentar expansão maior que 1%. Portanto, para atender às exigências do DNER, a argila vermelha de Ijuí poderá ser utilizada como subleito, mas não como reforço do subleito.

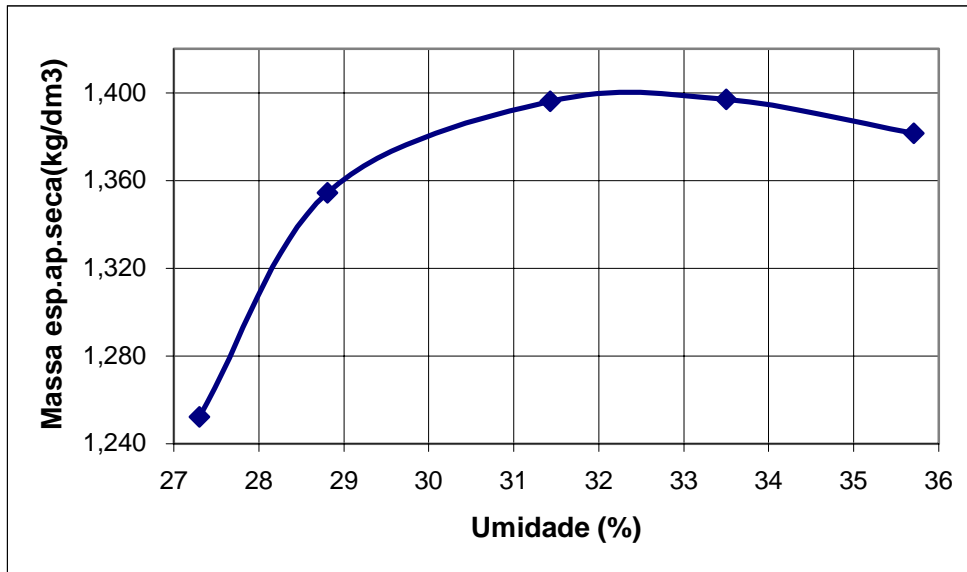


Figura 4.10 – Curva de compactação da argila estudada

4.1.7 Comparação das características de compactação e suporte com argilas semelhantes

No Quadro 4.3 apresentam-se diversas argilas estudadas pelos autores já citados juntamente com a argila estudada com respectivas massas específicas aparentes secas máximas e umidade ótimas. Novamente verifica-se a notável semelhança entre os valores apresentados da argila de Ijuí e a argila nº 11 de Abitante (1997). Na Fig. 4.11 plotaram-se os valores do Quadro 4.3 onde se pode verificar a ótima linha de tendência ($R^2=0,96$).

Quadro 4.3 – Massa específica aparente seca máxima x umidade ótima dos latossolos

Nº	ARGILA (* - valor não apresentado na pesquisa)	MEAS kN/m³	W _{ot} %
01	Argila vermelha da pesquisa de Ijuí	14,00	32,40
02	Latossolos LG' nº 07 Nogami e Villibor(1995)	18,00	18,00
03	Latossolos LG' nº 09 Nogami e Villibor(1995)	15,80	23,00
04	Latossolos LG' nº 11 Nogami e Villibor(1995)	15,90	24,00
05	Latossolos LG' nº 13 Nogami e Villibor(1995)	14,90	30,00
06	Latossolo Vermelho Escuro PINMAR Passos(2000)	18,20	15,00
07	Latossolo Vermelho Escuro SJ Passos(2000)	18,70	13,30
08	Latossolo Vermelho Escuro PF33 Passos(2000)	16,50	20,50
09	Latossolo Vermelho Escuro PF14 Passos(2000)	16,50	21,00
10	Latossolo Vermelho Escuro SBS Passos(2000)	16,70	18,50
11	Latossolo bruno roxo %p#200>80% Abitante(1997)	13,14	35,06
12	Latossolos roxo e bruno intermediário Dias(1989)	*	*

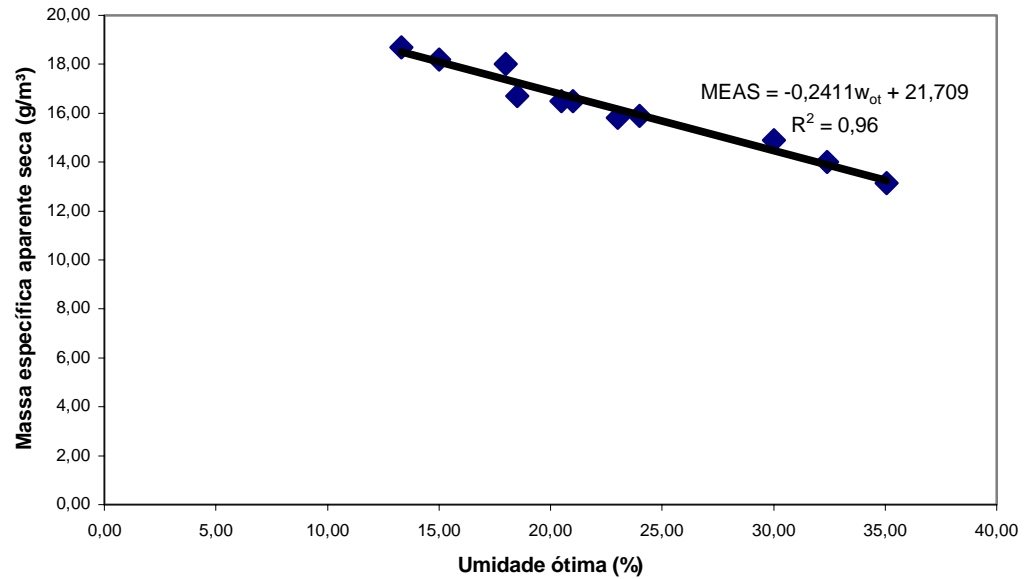


Figura 4.11 – Relação MEAS x w_{ot} dos latossolos

A Fig. 4.12 apresenta três relações entre dados de umidades ótimas e massas específicas aparentes secas máximas. A linha de cor azul foi graficado por Passos (2000) para solos arenosos finos lateríticos típicos do Estado de São Paulo conforme Nogami e Villibor (1982). A linha de cor verde foi graficado por Passos (2000) para os latossolos vermelhos escuros estudados pela própria autora. Por último, a linha cor violeta graficado pelo autor para os diversos latossolos do Quadro 4.3 e Fig. 4.11. Observa-se uma correlação melhor para a linha cor violeta ($R^2=0,96$) contra a de Passos ($R^2=0,87$) e de Nogami e Villibor ($R^2=0,83$).

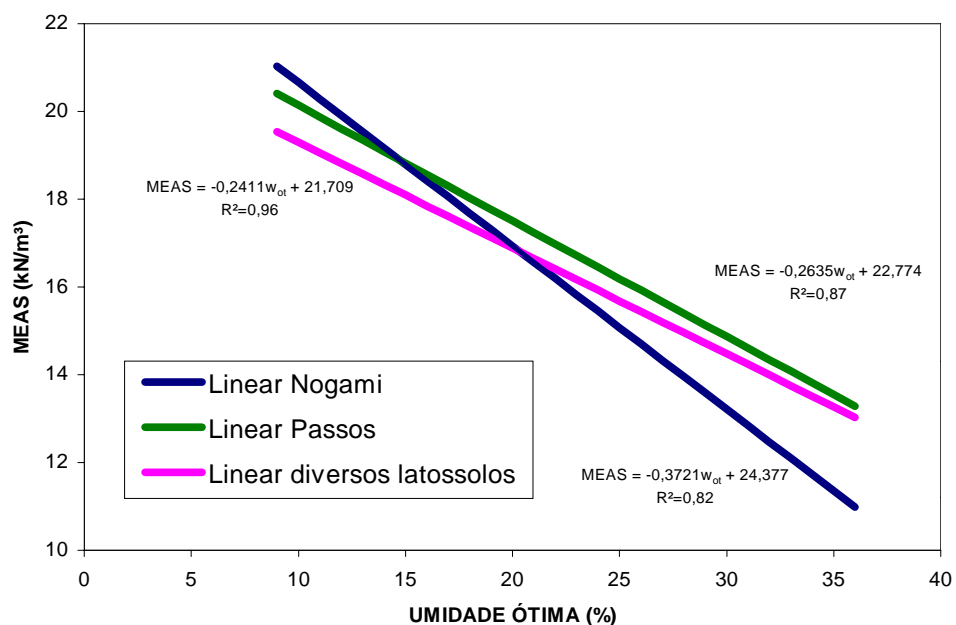


Figura 4.12 – Relações entre MEAS x Umidade ótima de argilas

Apresenta-se na Fig. 4.13 relações entre umidade ótima e frações granulométricas (menos do que 74, 5 e 2 microns) nos solos dos Quadros 4.3. Observa-se que quanto mais fino o solo maior a umidade ótima de compactação e que as 3 retas são quase paralelas. Isto é bastante interessante, pois é possível estimar as características de compactação dos latossolos a partir do ensaio de sedimentação.

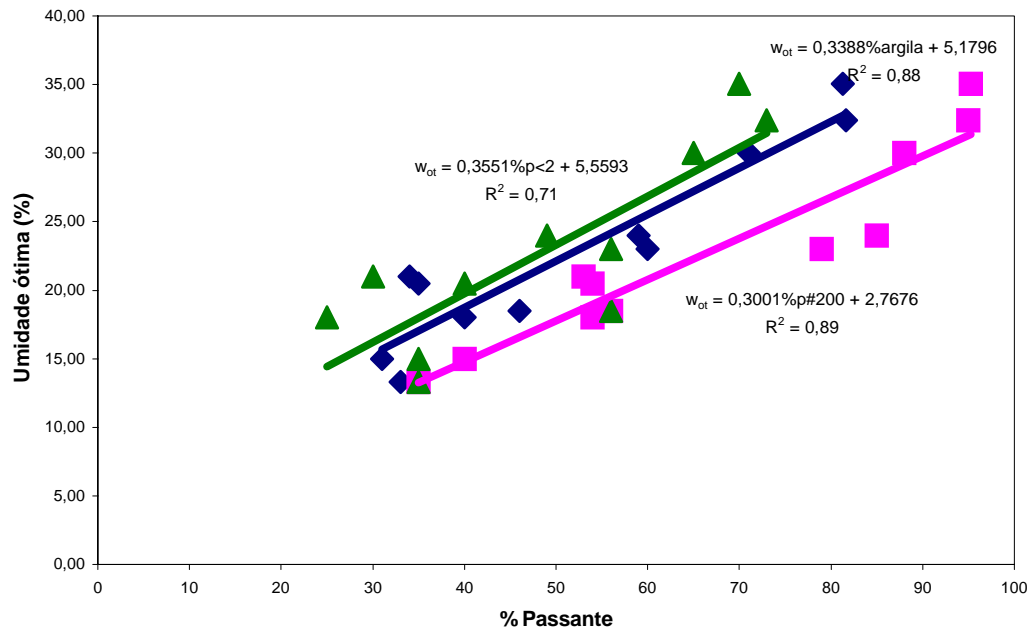


Figura 4.13 – Relações entre umidade ótima e % passante

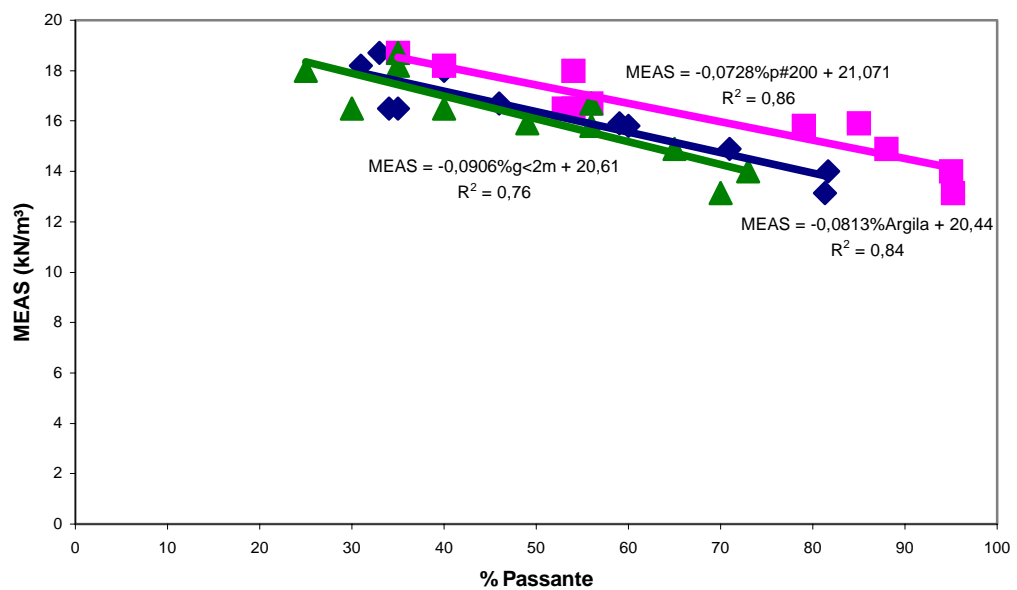


Figura 4.14 – Correlações entre % Passante versus MEAS máxima

Da mesma forma, no gráfico da Fig. 4.14 relaciona-se a massa específica aparente seca máxima de compactação com o teor de finos dos solos, apresentados no Quadro 4.3. Obteve-se retas quase paralelas, indicando, para os latossolos estudados, que quanto mais fino o solo menor a massa específica aparente seca máxima.

No gráfico da Fig. 4.15 relaciona-se o ISC com o teor de finos, observando-se uma grande dispersão, não sendo possível quantificar a resistência do solo a partir da sua granulometria. Mesmo assim pode-se notar que quanto menor o teor de finos para os latossolos estudados maior é o ISC na umidade ótima. Verifica-se que todos os latossolos têm ISC maior que 10% e menor que 20 % e são solos bons para subleito e reforço de subleito, mas não para sub-base.

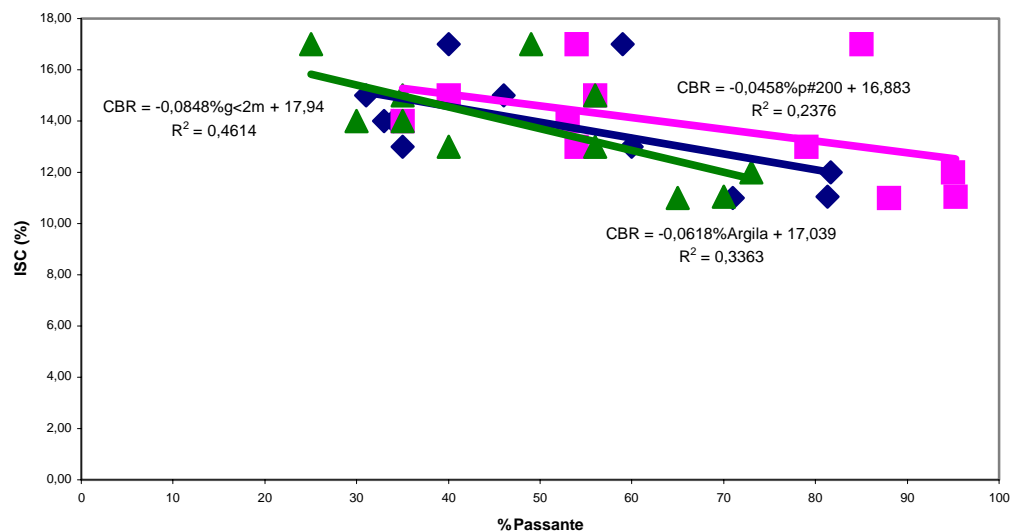


Figura 4.15 – Correlações entre % Passante versus ISC na umidade ótima

4.1.8 Módulo resiliente

No LAPAV, foram realizados por Donato (2001) os ensaios triaxiais de carga repetida para determinação do módulo de resiliência da argila vermelha de Ijuí de acordo com o método de ensaio DNER ME 131/94 variando-se as características de compactação. Apresenta-se na Fig. 4.16 os gráficos e tabelas do ensaio.

Observa-se na Fig. 4.16 que o modelo bilinear de variação do módulo com a tensão desvio apenas ajustou o comportamento da amostra com teor de umidade de 30,4%. Para teores de 32,4%, o módulo não varia significativamente com σ_d , sendo que para valores de σ_d superiores a 60 kPa, o módulo é praticamente constante e idêntico ao módulo correspondente

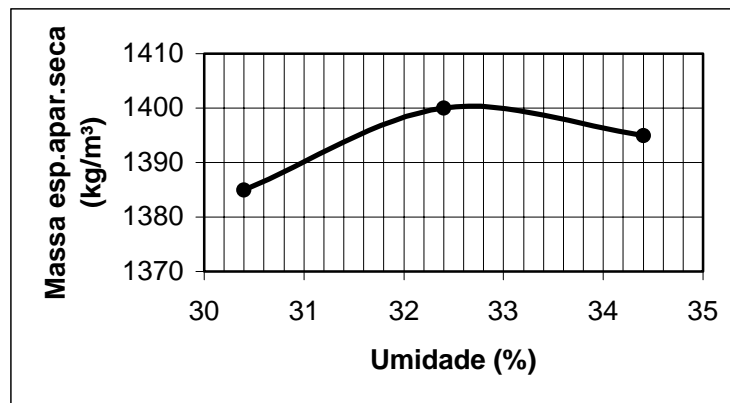
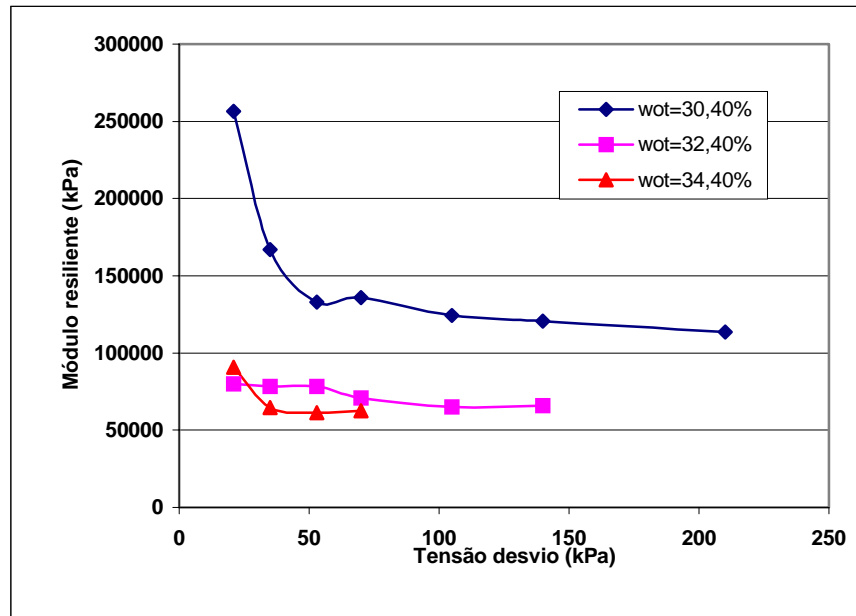
ao teor de umidade de 34,4% (aproximadamente 70 MPa). Isto significa que para níveis de tensão desvio que ocorrem tipicamente no topo do subleito de pavimentos bem dimensionados, e teores de umidade iguais ou superiores ao ótimo, o comportamento do solo argiloso estudado é elástico linear. Comportamento semelhante foi observado por Núñez (1997) ao estudar um solo LG', residual de folhelho.

Também no LAPAV, foram realizados dois ensaios triaxiais de carga repetida para determinação do módulo de resiliência da argila vermelha de Ijuí. O primeiro realizado em agosto de 2002 desta vez pelo método da ASHTO moldando-se o corpo de prova na umidade ótima. O segundo ensaio realizado pelo método do DNER em novembro de 2002, porém com combinações de tensões para solos granulares, já que no método é recomendada a aplicação de tensões utilizadas para solos granulares, quando o solo apresentar a percentagem de silte passante na peneira nº 200 maior que 65%, para determinar a influência da tensão de confinamento. Apresentam-se na Fig. 4.17 e Fig. 4.18 os gráficos e tabelas dos dois ensaios. É interessante observar a independência do módulo de resiliência, para teores de umidade ótima e acima da ótima, em relação ao estado de tensões para tensão desvio maior que 30 kPa, ou seja, comportamento elástico-linear. Preussler (1981) analisando o comportamento resiliente de solos finos coesivos (argilosos e siltosos), verificou que quanto menor a fração argila, portanto, maior a de silte nos finos, menos sensível fica o módulo à variação da tensão-desvio, sendo que um dos solos ensaiados apresentou comportamento semelhante à argila vermelha de Ijuí.

Na Figura 4.17 observa-se que para a tensão desvio de 62 kPa os módulos são idênticos (aproximadamente 80 MPa), sem importar a tensão confinante. De fato, o expoente de σ_3 no modelo $k-\sigma_3$ é praticamente nulo, indicando a independência do módulo de resiliência também em relação a σ_3 (como era de esperar-se por ser um material tipicamente argiloso com combinação de tensões proposta pela AASHTO para solos argilosos).

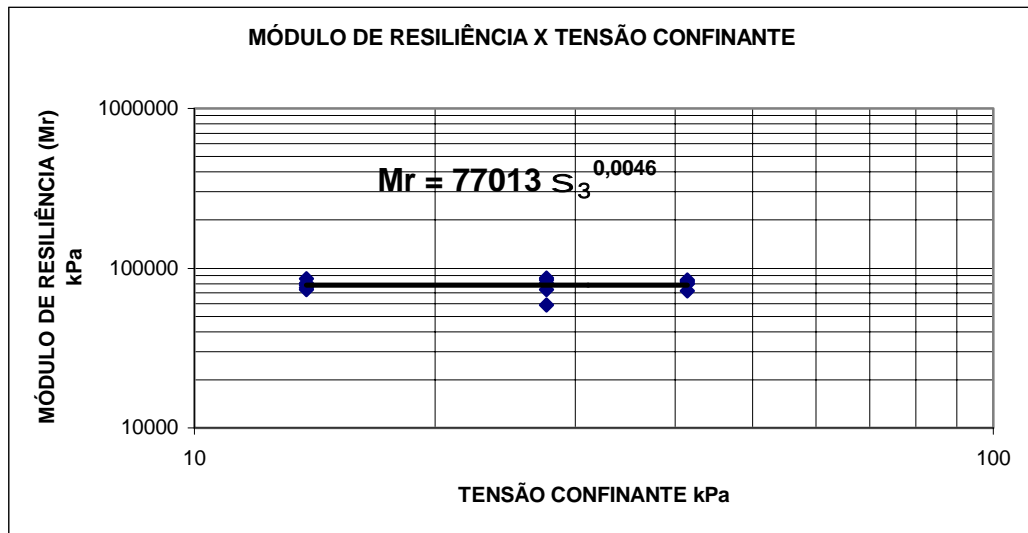
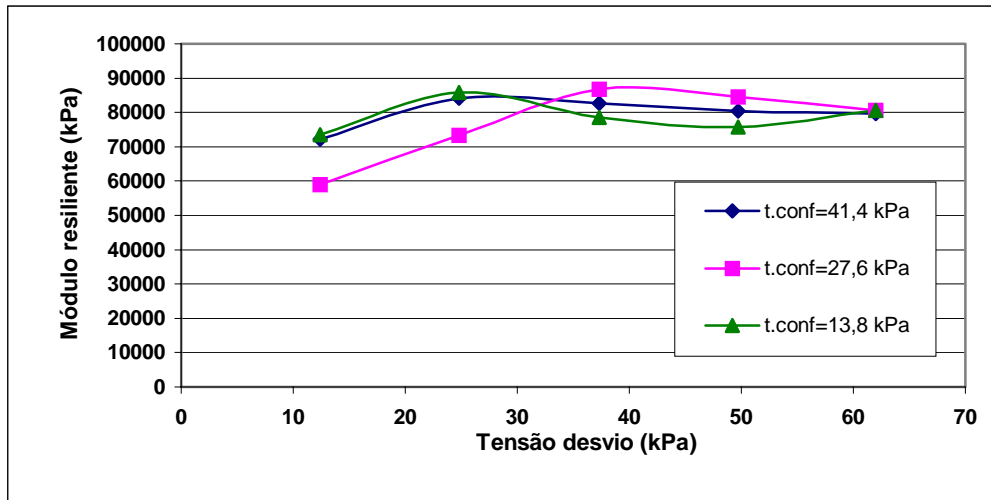
Quando se empregam as combinações de tensões propostas no ME-131/94 do DNER, observa-se a dependência do módulo de resiliência em relação a ambas as tensões confinante e desvio. Observa-se, entretanto, que para $\sigma_3 = 21$ kPa, o módulo não varia significativamente com σ_d , assumindo o valor aproximado de 90 MPa. Para $\sigma_d = 70$ MPa, os módulos oscilam entre 103 MPa (para $\sigma_3 = 35$ kPa) e 137 MPa (para $\sigma_3 = 70$ kPa). Estes valores são bastante próximos aos obtidos por Donato (2001), para o teor de umidade de 30,4%, como se observa na Figura 4.16. Também se observa na Figura 4.18 que para valores de σ_d superiores a 100

kPa, o módulo praticamente independe da tensão desvio, e é da ordem de 100 MPa, valor igualmente próximo ao mostrado na Figura 4.16.



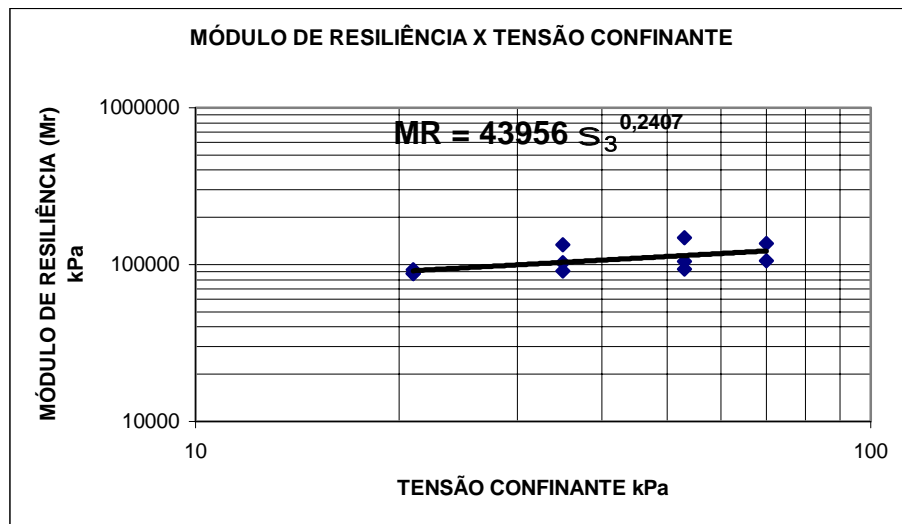
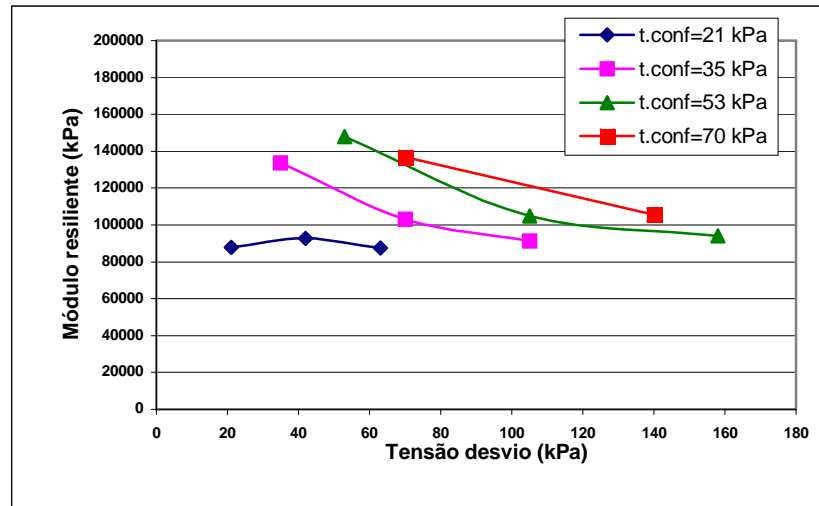
Modelo bilinear: $S_d < K_1$ $M_R = K_2 + K_3 \cdot (K_1 - S_d)$ $S_d > K_1$ $M_R = K_2 - K_4 \cdot (S_d - K_1)$ P/w = 30,4%		ENSAIO DE COMPACTAÇÃO	
		MEAS	Umidade (%)
		1385	30,4
		1400	32,4
		1395	34,4
K1	40		
K2	135000		
K3	6500		
K4	125		

Fig 4.16 – Ensaio triaxial de carga repetida de argila vermelha (Donato, 2001)



Condicionamento			
S_3 (kPa)=41,4	S_{dmax} (kPa)=24,8	nº de aplicações = 500 – 1000	
S_3 (kPa)	S_{dmax} (kPa)	nº de aplicações	Módulo de resiliência (kPa)
41,4	12,4	100	72124
41,4	24,8	100	84056
41,4	37,3	100	82682
41,4	49,7	100	80427
41,4	62,0	100	79679
27,6	12,4	100	59017
27,6	24,8	100	73370
27,6	37,3	100	86836
27,6	49,7	100	84488
27,6	62,0	100	80653
13,8	12,4	100	73428
13,8	24,8	100	85869
13,8	37,3	100	78463
13,8	49,7	100	75789
13,8	62,0	100	80657

Figura 4.17 – Ensaio triaxial de carga repetida de argila vermelha – (AASHTO)



Condicionamento			
$S_3(kPa)=70$	$S_{dmax}(kPa)=70$ e 210	nº de aplicações = 200	
$S_3(kPa)=105$	$S_{dmax}(kPa)=315$	nº de aplicações = 200	
$S_3(kPa)$	$S_{dmax}(kPa)$	Nº de aplicações	Módulo de resiliência (kPa)
21	21,0	200	87921
21	42,0	200	92800
21	63,0	200	87577
35	35,0	200	133743
35	70,0	200	103163
35	105,0	200	91149
53	53,0	200	147747
53	105,0	200	104857
53	158,0	200	93966
70	70,0	200	136679
70	140,0	200	105448
70	210,0	200	Rompeu

Figura 4.18 – Ensaio triaxial de carga repetida de argila vermelha – (ME –131/94)

A análise conjunta das Figuras 4.17 (ensaio método AASHTO) e 4.18 (ensaio método DNER), permitem concluir que:

- O valor de $MR = 80$ MPa pode ser adotado como mínimo, independentemente do estado de tensões; e
- Para níveis de tensão desvio mais elevado (superiores a 60 kPa no ensaio AASHTO e 100 kPa no ensaio DNER), o módulo de resiliência é constante e independente das tensões atuantes.
- Para combinação de tensões para solos granulares proposta pelo ME-131/94 do DNER o módulo de resiliência varia com a tensão de confinamento, mas não de forma pronunciada.

4.1.9 Comparação das propriedades de resiliência de outras argilas

No quadro 4.4 juntaram-se os parâmetros de resiliência obtidos de resultados de ensaios apresentados por Passos (2000) em 4 dos 5 latossolos citados no capítulo 4.1.5 aos da argila estudada. Apesar do baixo valor do coeficiente de determinação (R^2) para a argila estudada nesta pesquisa indica que o modelo $k-\sigma_3$ apresentou uma semelhança muito grande para os 5 solos.

Quadro 4.4 – Parâmetros de resiliência e frações finas de latossolos

Nº	ARGILA	PARÂMETROS DE RESILIÊNCIA			Argila	#200	Grãos <2m
		MR(MPa)= $k_1(s_3/100)^{k_2}$ (s_3 em kPa)					
		K_1 (MPa)	K_2	R_2	%	%	%
01	Argila vermelha da pesquisa de Ijuí	133,17	0,24	0,35	82	95	73
02	Latos.Vermelho Escuro PINMAR Passos(2000) amostra 1	237,53	0,34	0,90	31	40	35
03	Latos.Vermelho Escuro PINMAR Passos(2000) amostra 2	224,37	0,30	0,88	31	40	35
04	Latossolo Vermelho Escuro PF33 Passos(2000) amostra 1	150,47	0,23	0,88	35	54	40
05	Latossolo Vermelho Escuro PF33 Passos(2000) amostra 2	151,21	0,30	0,95	35	54	40
06	Latossolo Vermelho Escuro PF14 Passos(2000) amostra 1	153,18	0,24	0,92	34	53	30
07	Latossolo Vermelho Escuro PF14 Passos(2000) amostra 2	152,77	0,28	0,90	34	53	30
08	Latossolo Vermelho Escuro SJ Passos(2000) amostra 1	187,90	0,18	0,73	33	35	35
09	Latossolo Vermelho Escuro SJ Passos(2000) amostra 2	251,98	0,26	0,83	33	35	35

Apresenta-se na figura 4.19 o gráfico com as retas oriundas dos parâmetros da tabela 4.4. Observa-se que as retas possuem inclinações muito semelhantes. Observou-se uma relação razoável da resiliência comparando com a porcentagem passante na peneira nº 200, indicando uma tendência de que quanto maior a porcentagem passante na peneira nº 200 menor o módulo de resiliência, tendo inclinações das retas muito semelhantes para todas as

argilas. Pode-se ver que a argila de Ijuí, sendo mais fina, apresenta menores valores de módulo de resiliência.

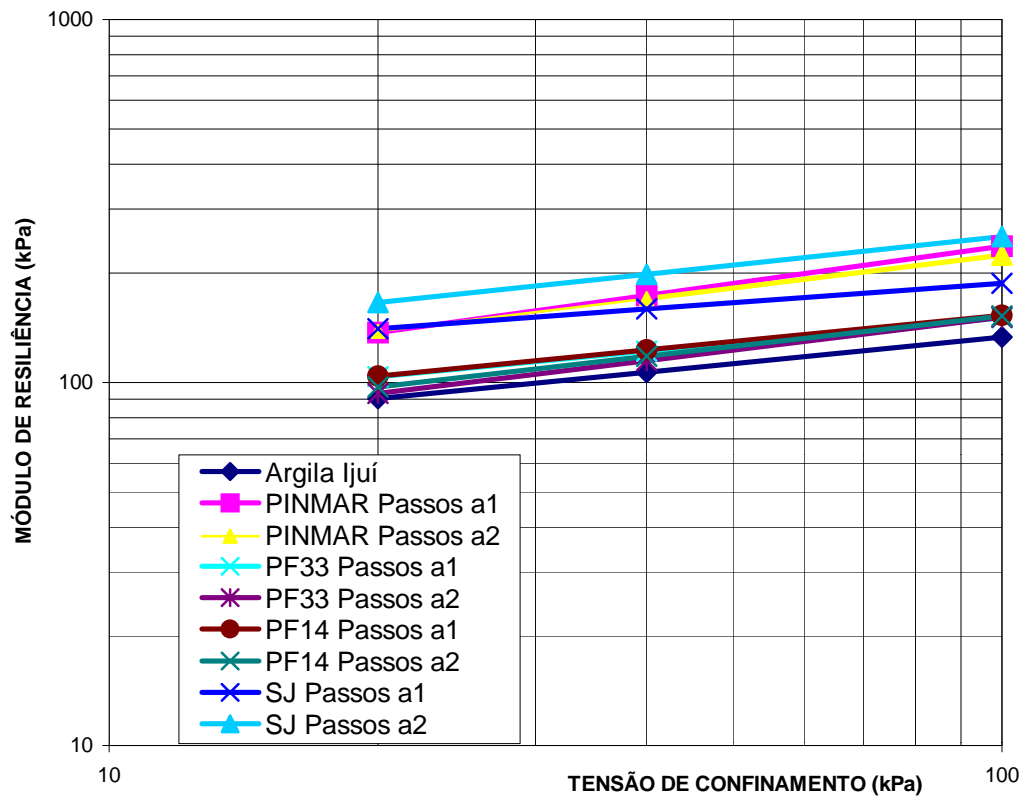


Fig 4.19 – Gráfico de módulo de resiliência versus tensão de confinamento de latossolos

4.1.10 Análise difratométrica de argilominerais

Nas Fig. 4.20, 4.21 e 4.22 apresenta-se respectivamente os difratogramas originados dos tratamentos auxiliares de secagem ao ar (natural), de solvatação com etilenoglicol (glicolada) e de aquecimento a 500° C (calcinação). Comparando-se os picos de difração obtidos com os padrões de difração, constatou-se a presença de argilomineral do grupo das caolinitas, evidenciada pela distância interplanar em torno de 7 Å e suas respectivas ordens de difração. A saturação em etilenoglicol não altera a posição dos picos de difração. No entanto, a calcinação da amostra a 500°C, provoca o colapso da estrutura deste mineral e seu desaparecimento na análise calcinada é a comprovação da presença deste mineral na amostra.

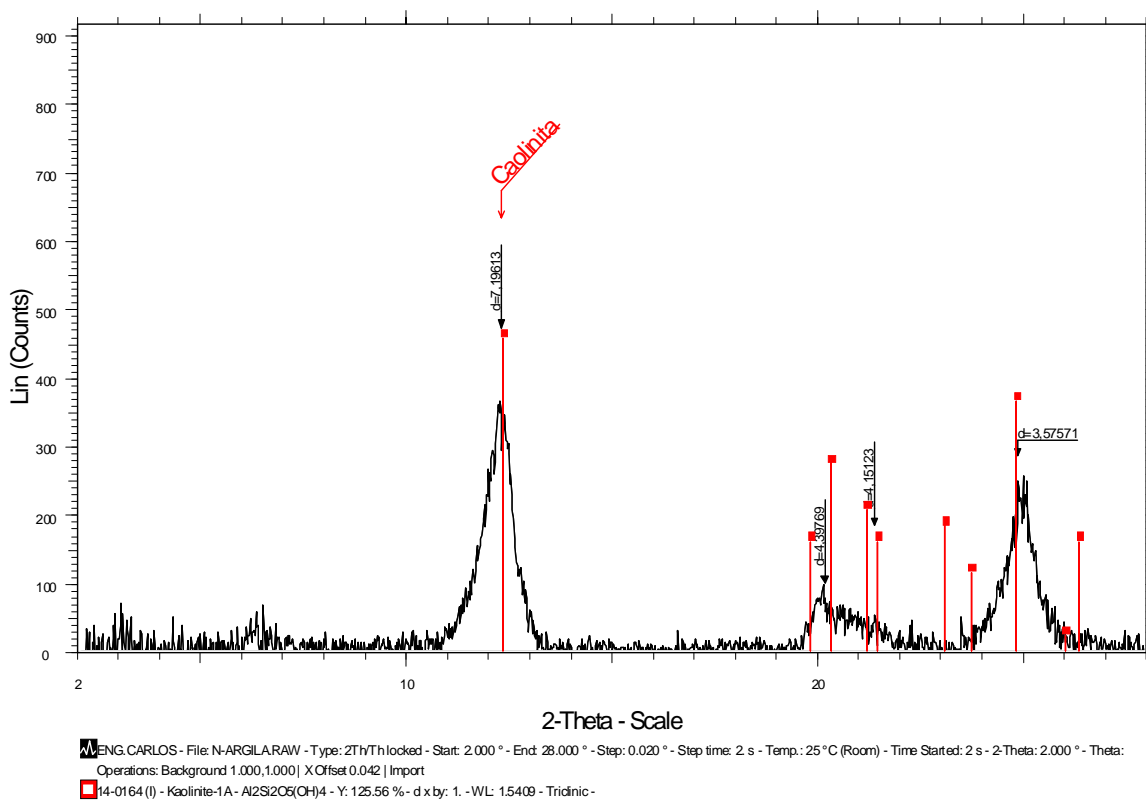


Figura 4.20 – Difratograma de raios X da argila vermelha (natural)

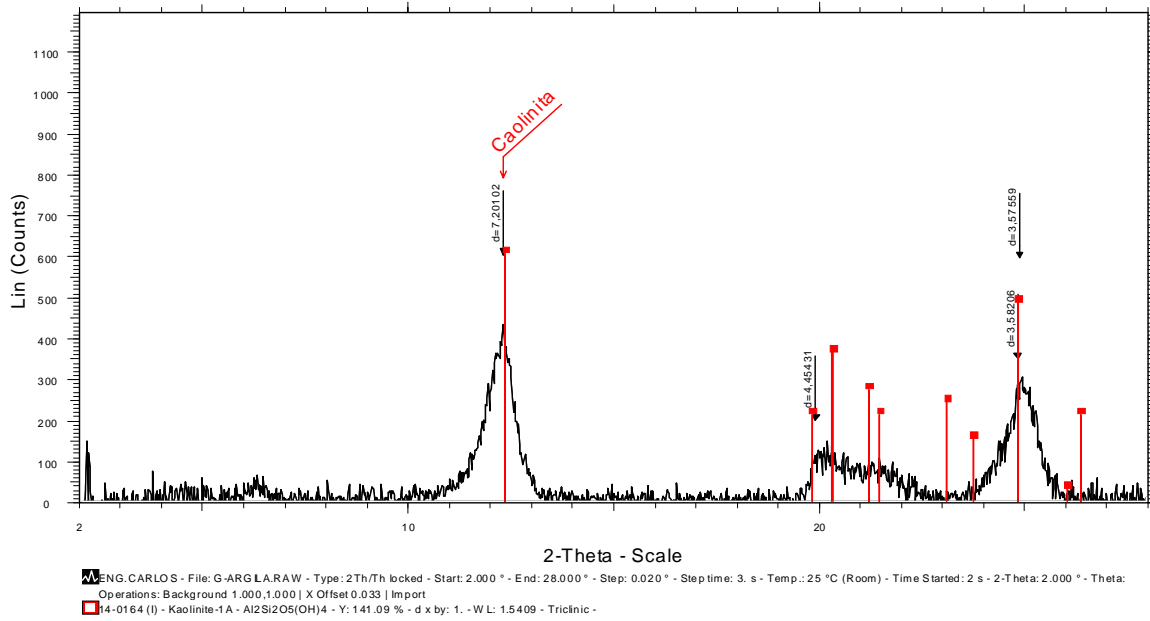


Figura 4.21 – Difratoograma de raios X da argila vermelha (glicolada)

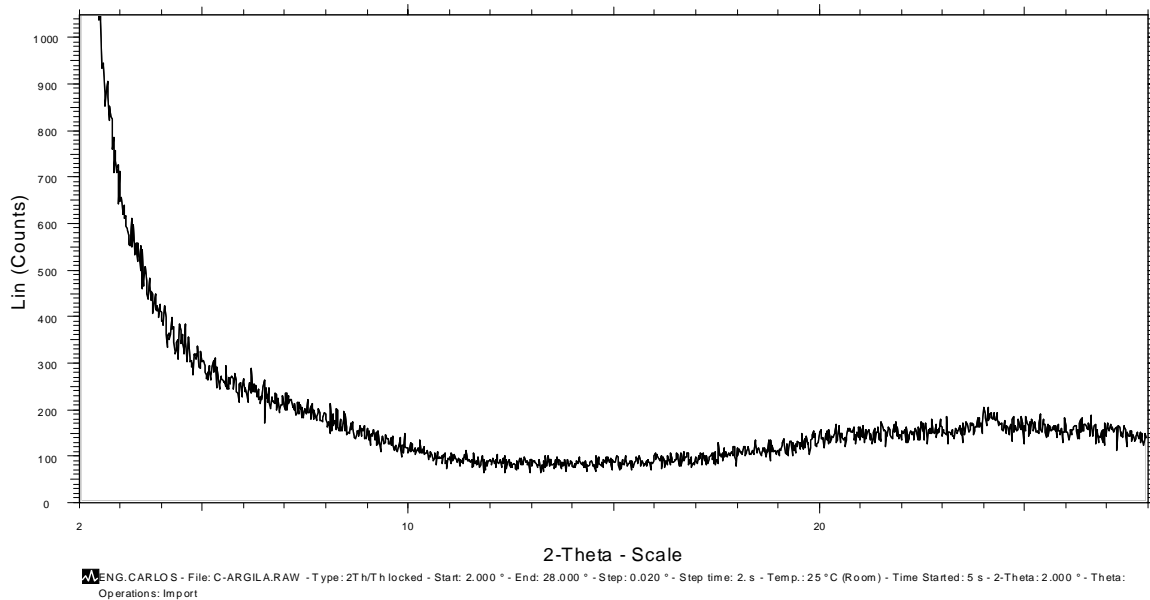


Figura 4.22– Difratoograma de raios X da argila vermelha (calcinada)

4.2 LATERITA

4.2.1 Localização das jazidas

As duas lateritas estão localizadas na região Leste do município de Ijuí, estando distantes uma da outra aproximadamente 3 km. Nas Fig. 4.23 e 4.24 apresentam-se fotos das duas jazidas. A laterita do Lixão será designada por LLI e a laterita da Olaria será designada por LO.



Figura 4.23 – Foto da jazida da laterita do lixão (LLI)



Figura 4.24 – Foto da jazida da laterita da Olaria (LO)

A primeira localiza-se junto à área pertencente à Prefeitura Municipal denominada Lixão, na Linha 5 Leste, ao lado do aterro sanitário de resíduos sólidos do município. A segunda jazida localiza-se próximo a uma olaria na Linha 3 Leste.

4.2.2 Caracterização

Os ensaios de caracterização, como limites físicos, massa específica real, análise granulométrica e equivalente de areia, foram realizados no ano de 2001 no Laboratório de Engenharia Civil da UNIJUI.

A laterita do Lixão (LLI) apresentou limite de liquidez de 37 %, o limite de plasticidade de 27,5 a 30 % e o índice de plasticidade de 7 a 9,5 %. A massa específica real foi de 3,02 g/cm³. Na Fig. 4.25 é apresentada a curva granulométrica da laterita LLI, onde se pode ver que menos de 35 % passa na peneira nº 200.

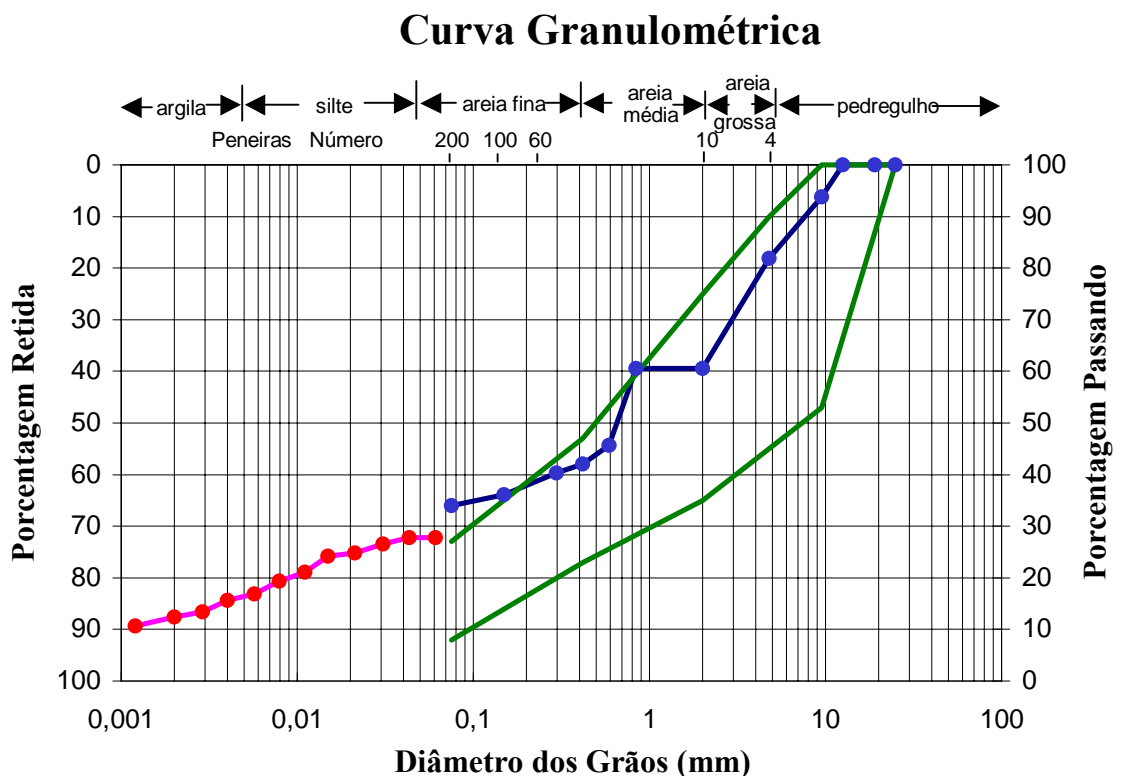


Figura 4.25 – Curva granulométrica da laterita do Lixão (LLI) e faixa D da ESP-378/98-DNIT

Já a laterita da Olaria (LO) apresentou resultados semelhantes a LLI com limite de liquidez de 41 %, limite de plasticidade de 28 % e índice de plasticidade de 13 %. A massa específica real foi de 3,04 g/cm³. Na Fig. 4.26 é apresentada a curva granulométrica da laterita LO, onde também se pode ver que menos de 35 % passa na peneira nº 200. As duas lateritas

(LLI e LO) apresentaram praticamente mesmo resultado no ensaio de equivalente de areia, 12% , sendo utilizado apenas o material passante na peneira nº 4. A especificação do DNER ES-P 378-98 estabelece que para bases estabilizadas granulometricamente com utilização de solos lateríticos o limite de liquidez deve ser menor ou igual a 40 % e o IP menor ou igual a 15 %, características atendidas pela laterita LLI. Já a laterita LO apresenta o LL maior que o limite (1%), porém atende ao requisitado ao IP.

A mesma especificação estabelece faixas de utilização de composição granulométrica na utilização de solos lateríticos em bases. A laterita LLI estaria enquadrada na faixa D, apenas deveria corrigir-se a porcentagem passante na peneira nº 200 de 34 % para menos de 27% e fazendo com que a porcentagem passante na peneira nº 200 não ultrapasse a 2/3 da porcentagem passante na peneira nº 40. Já a laterita LO estaria enquadrada na faixa D, devendo realizar-se uma pequena correção na fração passante na peneira nº 200 de forma a não permitir que seja maior que 2/3 da porcentagem passante na peneira nº 40 e refugando a fração retida na peneira de 25,4 mm. Já o equivalente de areia mínimo permitido é de 30%, bem acima dos 12% apresentados pelas duas lateritas. A faixa D da referida especificação está assinalada nas Fig. 4.25 e 4.26.

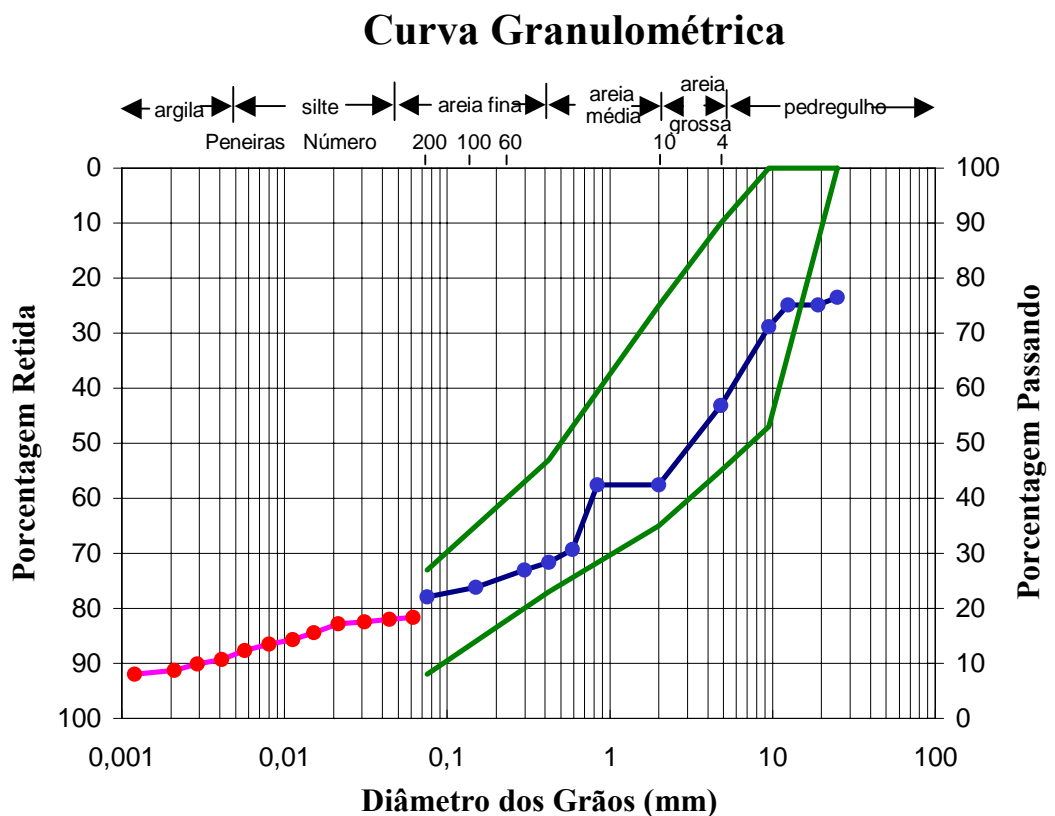


Figura 4.26 – Curva granulométrica da laterita da Olaria(LO) e faixa D da ESP-378/98-DNIT

4.2.3 Características de compactação e suporte

A curva de compactação da laterita LLI, na energia modificada, mostrada na figura 4.27, apontou como massa específica aparente seca máxima o valor de 2.196 kg/m³, correspondentes à umidade ótima de 12,80 %.

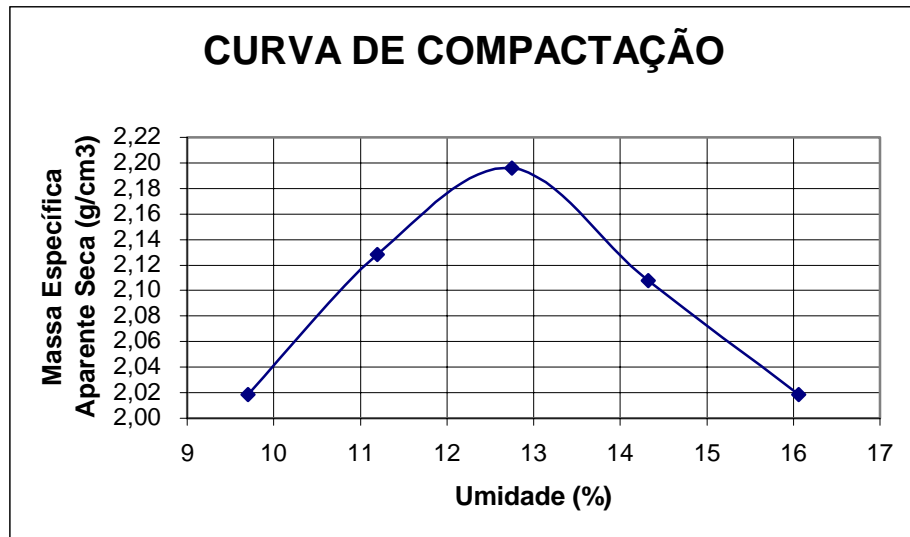


Fig 4.27 – Curva de compactação da laterita do Lixão (LL)

A curva de compactação da laterita LO, na energia modificada, mostrada na figura 4.28, apontou como massa específica aparente seca máxima o valor de 2.144 kg/m³, correspondentes à umidade ótima de 13,60 %. Pode-se observar que as duas lateritas possuem características de compactação muito semelhantes.

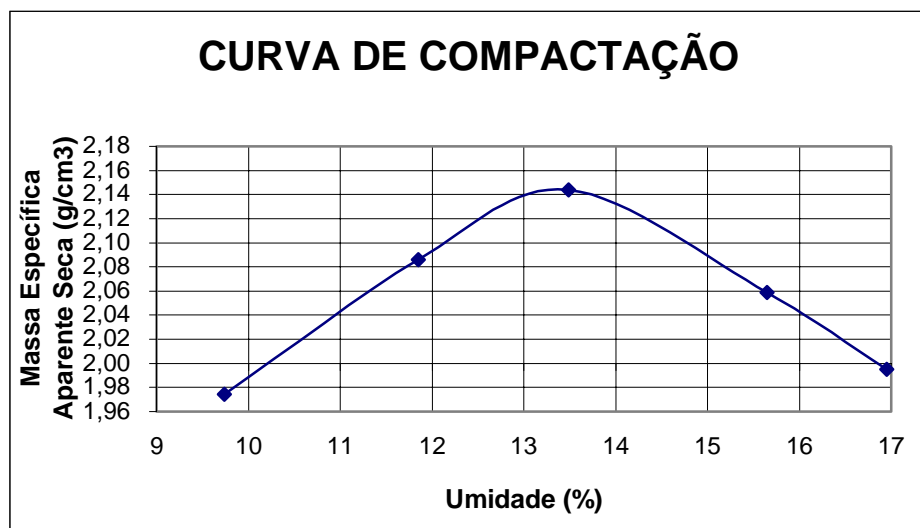


Fig 4.28 – Curva de compactação da laterita do Olaria (LO)

O Índice Suporte Califórnia (ISC ou CBR) da laterita LLI, na energia modificada, na umidade ótima de 12,80 % foi de 103 % com expansão de 0,64 %. Já para a laterita LO, o Índice Suporte Califórnia, na energia modificada, na umidade ótima de 13,50 % foi de 104 % com expansão de 0,24 %. Observa-se que as duas lateritas apresentam ISC bastante elevado e de valores praticamente idênticos, atendendo plenamente a especificação ES-378/98 do DNIT que determina que o ISC seja maior que 60%, e se o tráfego previsto para o período do projeto ultrapassar o valor de $N=5 \times 10^6$ um ISC maior que 80 %.

4.2.4 Módulo de resiliência

No Laboratório de Pavimentação da UFRGS, foram realizados por Vanacôr (2001) os ensaios triaxiais de carga repetida para determinação do módulo de resiliência das lateritas LLI e LO pelo método da AASHTO TP 46-94 para solos granulares. Apresenta-se na Fig. 4.29 o gráfico e tabelas do ensaio da laterita LLI e na Fig. 4.30 o gráfico e tabelas do ensaio da laterita LO. De modo geral os módulos da laterita LO são bem superiores aos da LLI. Aproximadamente para a tensão confinante de 100 kPa, o módulo de resiliência da LO é 40 % maior que o da LLI. Pode-se notar que os módulos das lateritas superam os valores dos módulos de britas graduadas, indicando ser um bom material para bases.

Na região de Ijuí, as lateritas têm sido utilizadas como base com ou sem revestimento. As cabeceiras da ampliação do aeroporto municipal e o acesso a Usina Velha, pequena central hidrelétrica são locais que estão em excelente estado, passados seis anos de sua conclusão, mesmo não estando revestidas com material betuminoso. Nas Fig. 4.31 e 4.32 apresentam-se 2 fotos do Acesso da RS-155 à Usina Velha. As fotos foram tiradas algumas horas após uma chuva de 50 mm. Percebe-se que a laterita não forma lama.

4.2.5 Classificações

A Classificação de Solos Unificada – UCSC – ou Classificação de Casagrande leva em conta o tamanho dos grãos, a granulometria, a plasticidade e o teor de matéria orgânica. Por este sistema, a laterita LLI foi classificada como SM – areia siltosa, mistura de areia e silte ou limo. Já a laterita LO foi classificada como SC – areia argilosa, mistura de areia e argila. A classificação de solos HRB – AASHTO indica para a laterita LLI um solo A-2-4 (0) e a laterita LO um solo A-2-6 (0,35). Pela classificação resiliente proposta por Preussler e Pinto (1982), tanto a laterita LLI como a LO seriam enquadradas como solos granulares do Grupo B – solo com grau de resiliência intermediário com bom comportamento ($k_2 < 0,50$).

ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA PELO MÉTODO AASHTO

Registro	LIXÃO		
MEAS (g/cm³)	2,196	Data do ensaio	06/10/01
Umidade Ótima (%)	12,8	Peso total do Corpo de Prova (gf)	3257,4
Umidade Higroscópica	11,11	Umidade do Corpo de Prova (%)	11,36
HCP (mm)	200,8	MEAS do Corpo de Prova (g/cm³)	2,074
HINICIAL (mm)	200,8		
HAPÓS CONDICION. (mm)	200,0		
Condicionamento			
S ₃ (kPa)=103,4	S _{dmax} (kPa)=93,1	nº de aplicações = 500 – 1000	
S ₃ (kPa)	S _{dmax} (kPa)	nº de aplicações	Módulo de resiliência (kPa)
20,7	18,6	100	225722
	37,3	100	204136
	55,9	100	217910
34,5	31,0	100	265621
	62,0	100	242508
	93,1	100	240047
68,9	62,0	100	294489
	124,1	100	310462
	186,1	100	320346
103,4	62,0	100	371169
	93,1	100	357154
	186,1	100	368575
137,9	93,1	100	384357
	124,1	100	380597
	248,2	100	415347

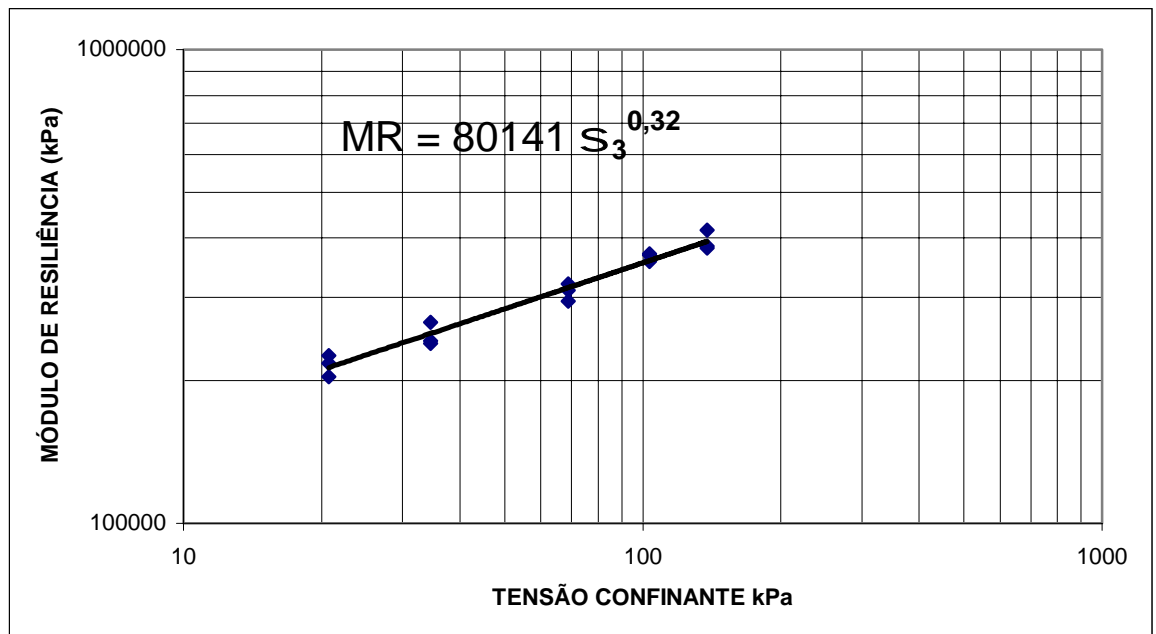


Figura 4.29 – Tabelas e gráfico do ensaio triaxial de carga repetida da laterita LLI (Vanacôr)

ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA PELO MÉTODO AASHTO

Registro		OLARIA	
MEAS (g/cm³)	2,157	Data do ensaio	06/10/01
Umidade Ótima (%)	13,5	Peso total do Corpo de Prova (gf)	3532,7
Umidade Higroscópica	9,49	Umidade do Corpo de Prova (%)	11,11
H _{CP} (mm)	202,5	MEAS do Corpo de Prova (g/cm³)	2,248
H _{INICIAL} (mm)	202,5		
HAPÓS CONDICION. (mm)	202,5		
Condicionamento			
S ₃ (kPa)=103,4	S _{dmax} (kPa)=93,1	nº de aplicações = 500 – 1000	
S ₃ (kPa)	S _{dmax} (kPa)	nº de aplicações	Módulo de resiliência (kPa)
20,7	18,6	100	369375
	37,3	100	351820
	55,9	100	335956
34,5	31,0	100	391299
	62,0	100	373571
	93,1	100	387817
68,9	62,0	100	458498
	124,1	100	454747
	186,1	100	469084
103,4	62,0	100	531217
	93,1	100	517295
	186,1	100	496435
137,9	93,1	100	574166
	124,1	100	532400
	248,2	100	385080

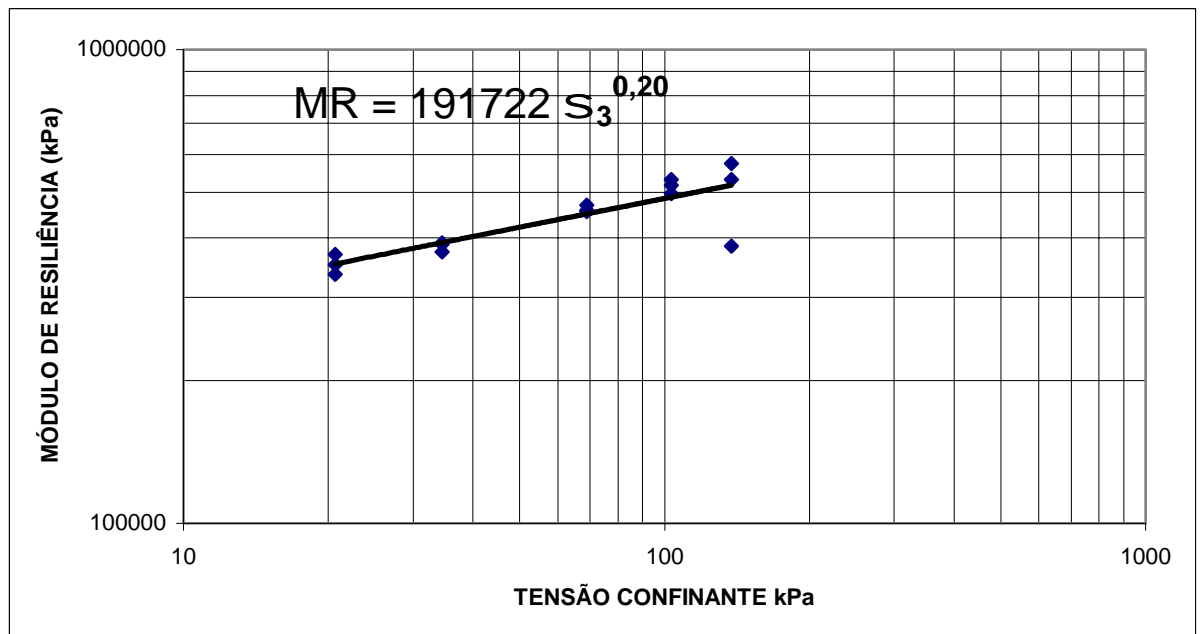


Figura 4.30 – Tabelas e gráfico do ensaio triaxial de carga repetida da laterita LO (Vanacôr)



Fig 4.31 – Fotos da estrada de Acesso da RS-155 à Usina Velha

4.2.6 Análise difratométrica de argilominerais

Nas figuras 4.32 e 4.33 apresenta-se os difratogramas originados dos tratamentos auxiliares de solvatação com etilenoglicol (glicolada) e de aquecimento a 500° C (calcinação). O difratograma originado do tratamento auxiliar de secagem ao ar (natural) foi obtido, mas não pode ser desenvolvido por problemas originados no software de interpretação. Contudo, este fator não influenciou na interpretação dos dados, uma vez que a análise da amostra glicolada revela a presença dos argilominerais muscovita e caolinita e das fases cristalinas dos minerais quartzo e goetita, os quais tem suas posições invariáveis ao etilenoglicol. A análise da amostra calcinada indica somente a presença da fase do mineral quartzo, uma vez que as fases dos demais minerais sofreram colapso de sua estrutura, após a calcinação a 500°C.

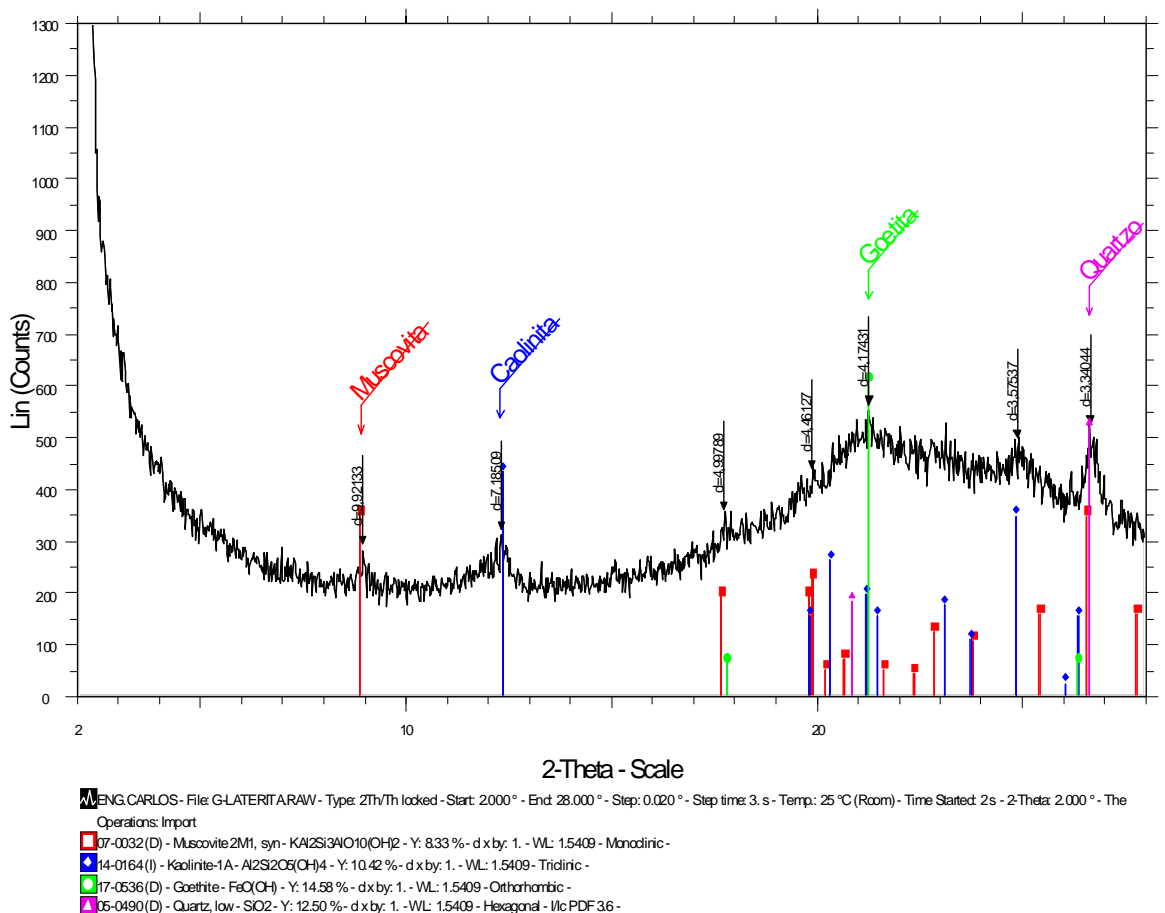


Fig 4.32 – Difratograma de raios X da laterita LLI (glicolada)

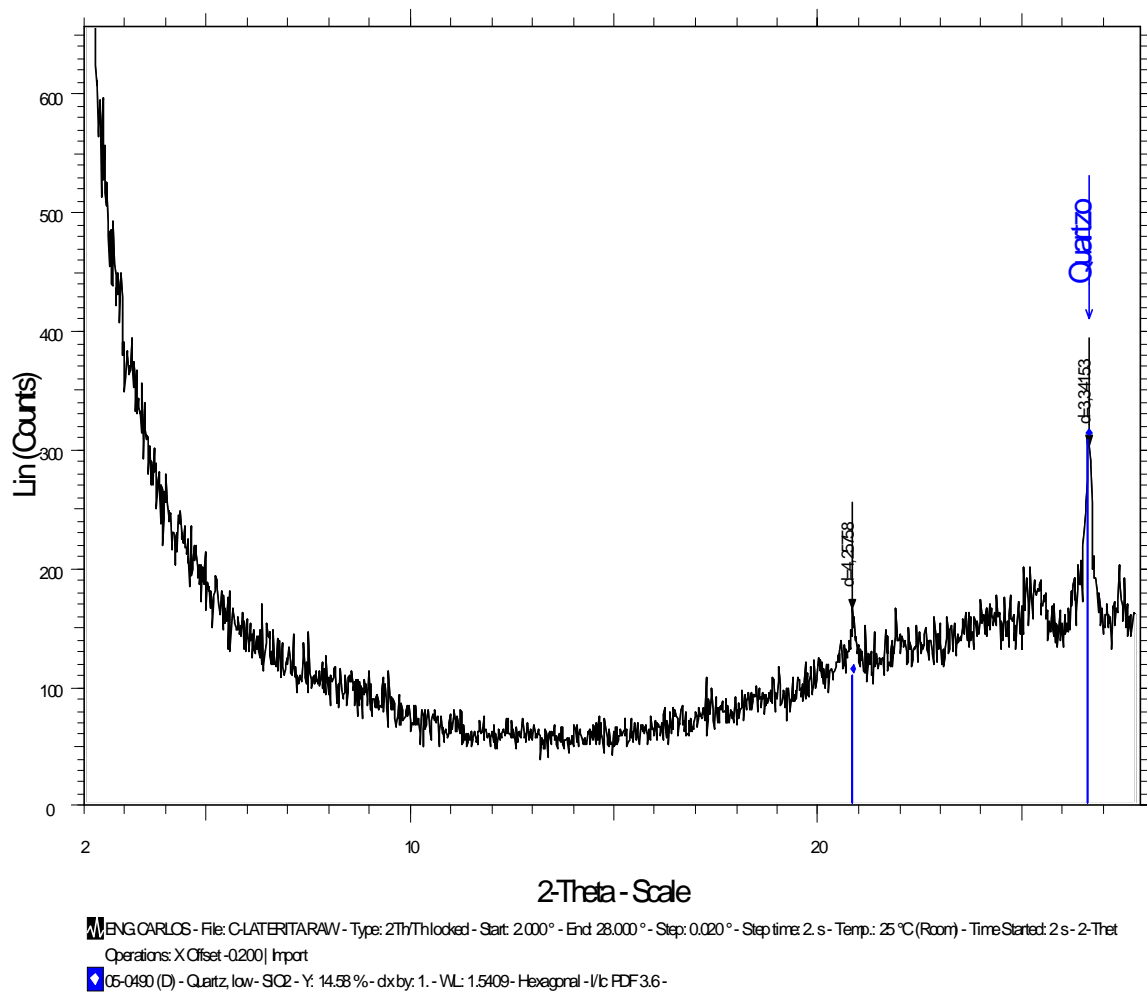


Fig 4.33 – Difratoograma de raios X da laterita LLI (calcinada)

4.3 BASALTO ALTERADO

4.3.1 Localização das jazidas

Foram utilizados nesta pesquisa duas jazidas de basalto alterado. A primeira localiza-se no Balneário Santana, na região Norte do município de Ijuí. Já a segunda jazida localiza-se na Linha 3 Oeste, na zona urbana de Ijuí. Nas figuras 4.34 e 4.35 apresentam-se fotos das duas jazidas. O basalto alterado do Balneário Santana será designado por BS e o basalto alterado da Linha 3 Oeste será designada por BO.



Fig 4.34 – Foto da jazida do basalto alterado do Balneário Santana (BS)



Fig 4.35 – Foto da jazida do basalto alterado da linha 3 Oeste (BO)

4.3.2 Caracterização e durabilidade

Os ensaios de massa específica real e equivalente de areia foram realizados no ano de 2001 no Laboratório de Engenharia Civil da UNIJUI.

O basalto BS apresentou massa específica real de $2,65 \text{ g/cm}^3$ e equivalente de areia de 35 %. O basalto BO apresentou massa específica real de $2,79 \text{ g/cm}^3$ e equivalente de areia de 20 %. Ambos os ensaios foram realizados com o material passante na peneira nº 4.

Na Fundação de Ciência e Tecnologia (CIENTEC), em agosto de 2001, foram realizadas para os dois basaltos as análises petrográfica macroscópicas, o ensaio de sanidade ao sulfato de sódio (Na_2SO_4) anidro e o ensaio de desgaste por abrasão Los Angeles. A perda de peso para os dois basaltos no ensaio de sanidade foi maior que 75 %, valores muito altos, comprovando o elevado grau de alteração. Já os coeficientes de abrasão Los Angeles foram de 59 % para o basalto BS e de 60 % para o basalto BO, valores superiores aos normalmente aceitos para agregados. O DAER especifica para agregados graúdos a abrasão Los Angeles máxima de 50% e perda de peso no ensaio de sanidade menor que 10 %, valores bem menores que os apresentados, o que era de se esperar pelo elevado grau de alteração dos basaltos.

4.3.3 Características de compactação e suporte

A curva de compactação do basalto alterado BS, na energia intermediária, mostrada na figura 4.36, apontou como massa específica aparente seca máxima o valor de 1.825 kg/m^3 , correspondentes à umidade ótima de 18,3 %.

A curva de compactação do basalto alterado BO, na energia intermediária, mostrada na figura 4.37, apontou como massa específica aparente seca máxima o valor de 1.619 kg/m^3 , correspondentes à umidade ótima de 22,60 %. Pode-se observar que o basalto BS apresenta melhores propriedades mecânicas de compactação que o basalto BO.

O ensaio para determinação do Índice Suporte Califórnia (ISC ou CBR), na energia intermediária, do basalto alterado BS, na umidade ótima de 18,30 % foi de 63 % com expansão de 0,18 %. Já para o basalto alterado BO, o ISC, na energia intermediária, na umidade ótima de 22,50 % foi de 35 % com expansão de 0,04 %. Observa-se que o basalto BO apresenta-se muito mais alterado que o basalto BS, com maior porcentagem de argila (como evidenciam as curvas de compactação e o equivalente de areia) por isso o BS apresenta melhor ISC que o BO, confirmando o melhor comportamento indicado nos ensaios de

compactação. Importante salientar que estes basaltos são muito mais alterados que os estudados por Arnold (1993) e Nuñez (1997) estando mais próximos do que se denomina basalto decomposto (BD).

De acordo com o especificado na ES-301/97 do DNER, sub-base estabilizada granulometricamente, os dois basaltos alterados são materiais adequados para sub-base, pois tem ISC maior que 20 % e expansão menor que 1 %.

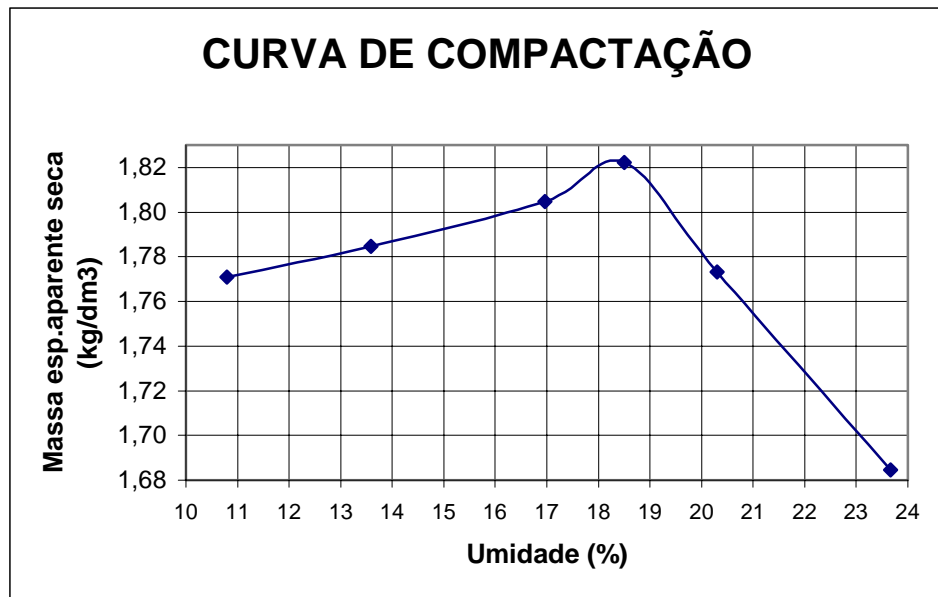


Fig 4.36 – Curva de compactação do basalto alterado do Balneário Santana (BS)

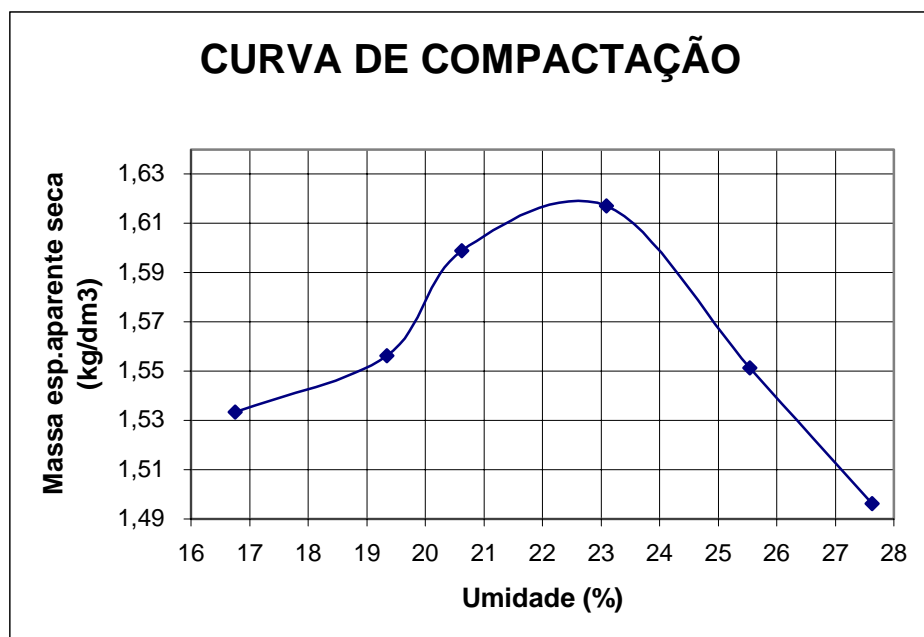


Fig 4.37 – Curva de compactação do basalto alterado da Linha 3 Oeste (BO)

4.3.4 Módulo de resiliência

No Laboratório de Pavimentação da UFRGS, foram realizados por Rech (2001) os ensaios triaxiais de carga repetida para determinação do módulo de resiliência dos basaltos alterados BS e BO pelo método da AASHTO TP 46-94. Apresenta-se na figura 4.38 o gráfico e tabelas do ensaio do basalto alterado BS. Na figura 4.39 o gráfico e tabelas do ensaio do basalto alterado BO.

Observa-se que os valores dos módulos de resiliência são menores que os apresentados pelas lateritas, próximos às da brita graduada. Do ponto de vista elástico adequado para sub-base. Ressalta-se que o basalto BO apresenta valores mais altos de MR comparando com o basalto BS.

Pela classificação resiliente proposta por Preussler e Pinto (1982), tanto o basalto BS como BO seriam enquadradas como solos granulares do Grupo B – solo com grau de resiliência intermediário com bom comportamento ($k_2 < 0,50$).

4.3.5 Análise difratométrica de argilominerais

Nas figuras 4.40, 4.41 e 4.42 apresenta-se os difratogramas originados dos tratamentos auxiliares de secagem ao ar (natural), de solvatação com etilenoglicol (glicolada) e de aquecimento a 500° C (calcinação). A análise do difratograma natural revelou a presença do argilomineral caolinita e da fase do mineral cristobalita. A saturação com etilenoglicol não altera a posição dos seus picos de difração. Já a calcinação a 500° C provoca o colapso da estrutura da caolinita, resultando somente a fase do mineral cristobalita, o que evidencia a presença do argilomineral caolinita na amostra.

ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA PELO MÉTODO AASHTO

Registro		SANTANA	
MEAS (g/cm ³)	1,825	Data do ensaio	24/10/01
Umidade Ótima (%)	18,3	Peso total do Corpo de Prova (gf)	3400,8
Umidade Higroscópica	5,66	Umidade do Corpo de Prova (%)	16,7
HCP (mm)	200,8	MEAS do Corpo de Prova (g/cm ³)	
HINICIAL (mm)	200,8		
HAPÓS CONDICION. (mm)	220,2		
Condicionamento			
S ₃ (kPa)=103,4	S _{dmax} (kPa)=93,1	nº de aplicações = 500 – 1000	
S ₃ (kPa)	S _{dmax} (kPa)	nº de aplicações	Módulo de resiliência (kPa)
20,7	18,6	100	179785
	37,3	100	144315
	55,9	100	127154
34,5	31,0	100	149100
	62,0	100	137086
	93,1	100	137655
68,9	62,0	100	203346
	124,1	100	195030
	186,1	100	198725
103,4	62,0	100	254670
	93,1	100	235732
	186,1	100	245385
137,9	93,1	100	281014
	124,1	100	269742
	248,2	100	285933

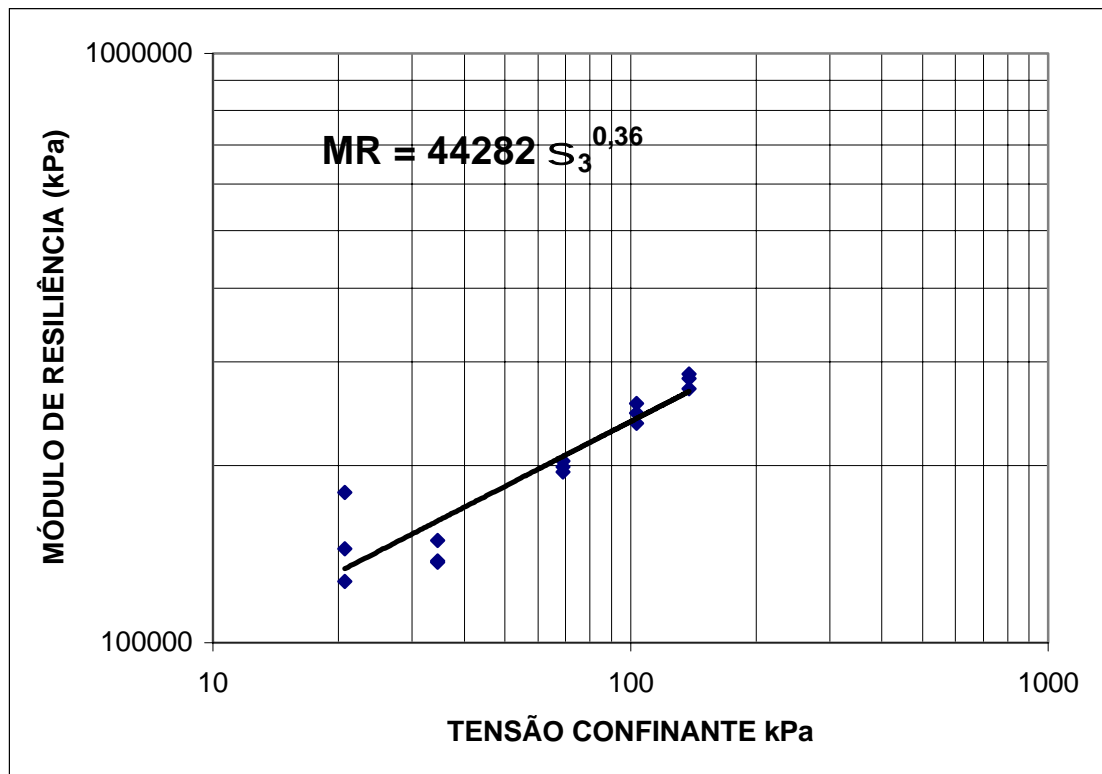


Fig 4.38 – Ensaio triaxial de carga repetida do basalto alterado do Balneário Santana

ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA PELO MÉTODO AASHTO

Registro	LINHA 3 OESTE		
MEAS (g/cm ³)	1,619	Data do ensaio	24/10/01
Umidade Ótima (%)	22,6	Peso total do Corpo de Prova (gf)	2992,7
Umidade Higroscópica	10,14	Umidade do Corpo de Prova (%)	20,89
HCP (mm)	201,0	MEAS do Corpo de Prova (g/cm ³)	
HINICIAL (mm)	201,0		
HAPÓS CONDICION.(mm)	200,7		
Condicionamento			
S ₃ (kPa)=103,4	S _{dmax} (kPa)=93,1	nº de aplicações = 500 – 1000	
S ₃ (kPa)	S _{dmax} (kPa)	nº de aplicações	Módulo de resiliência (kPa)
20,7	18,6	100	238503
	37,3	100	177553
	55,9	100	153968
34,5	31,0	100	206106
	62,0	100	172710
	93,1	100	168930
68,9	62,0	100	228458
	124,1	100	214191
	186,1	100	200058
103,4	62,0	100	297387
	93,1	100	271477
	186,1	100	240321
137,9	93,1	100	323073
	124,1	100	313646
	248,2	100	287107

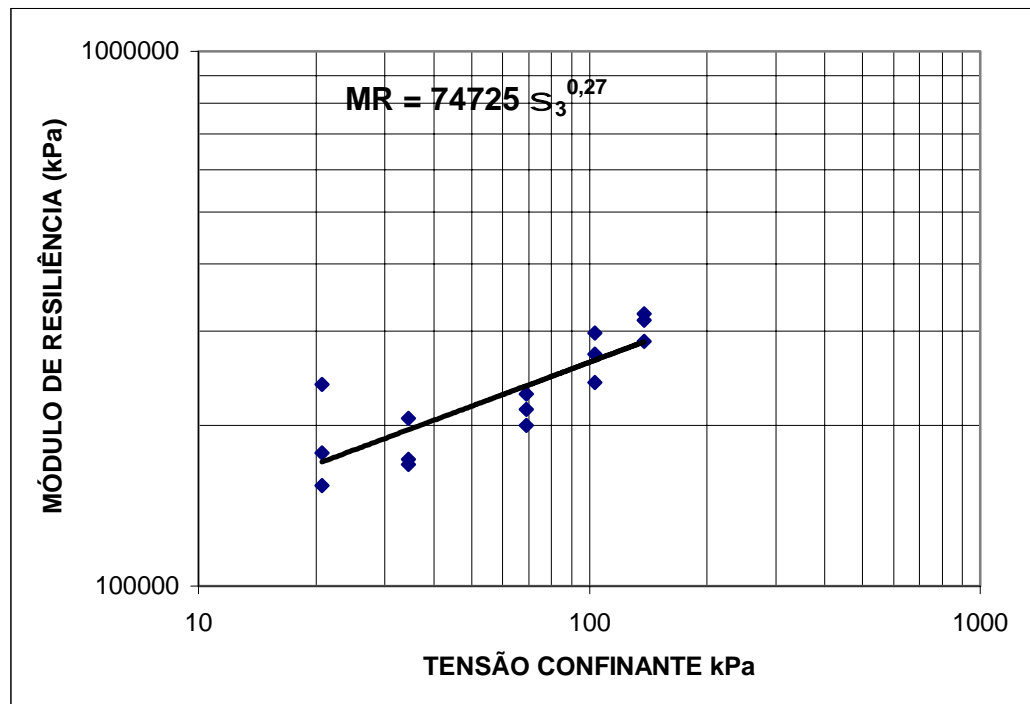


Fig 4.39 – Ensaio triaxial de carga repetida do basalto alterado da Linha 3 Oeste

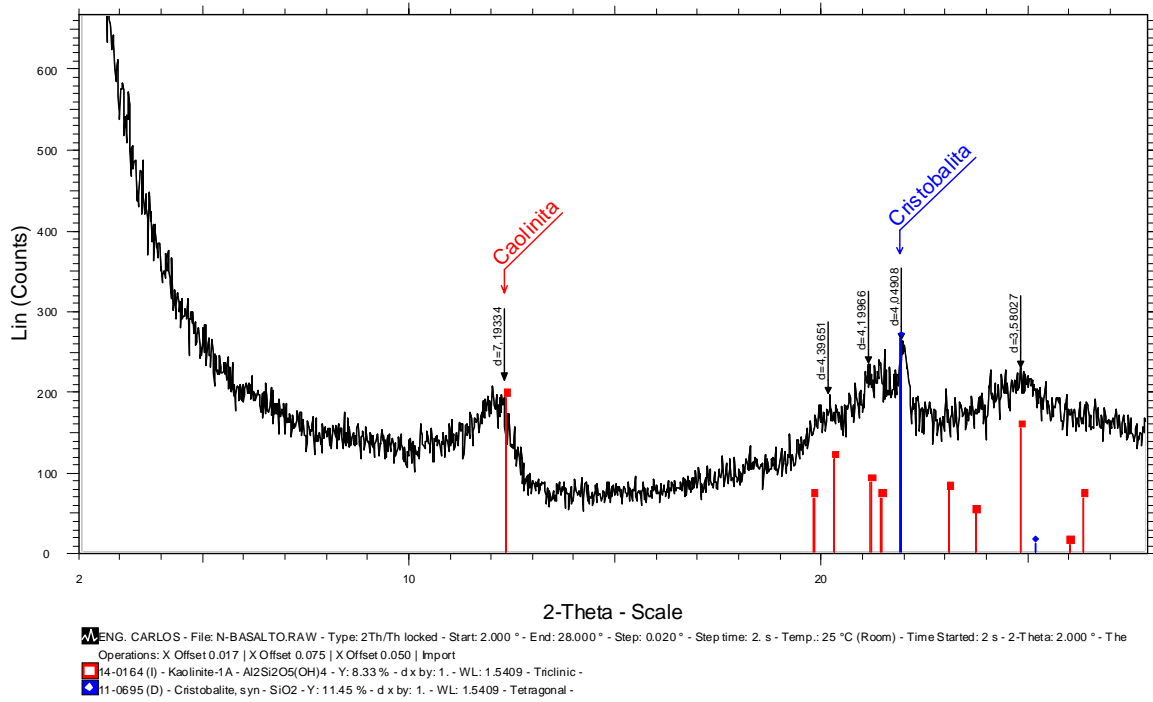


Figura 4.40 –Difratograma de raios X do basalto alterado BS (natural)

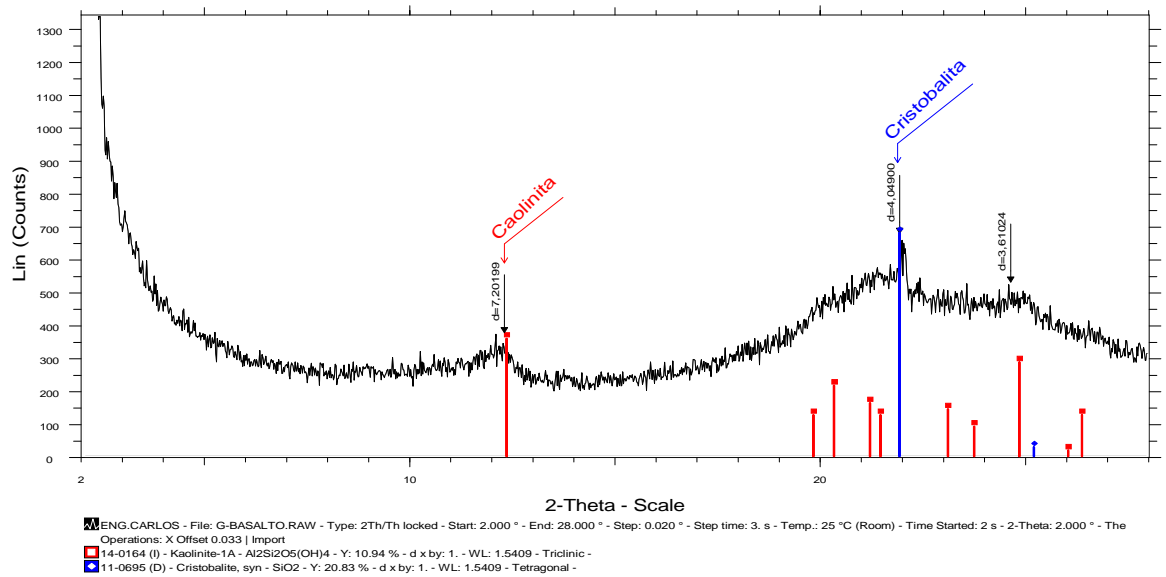


Fig 4.41 – Difratograma de raios X do basalto alterado BS (glicolada)

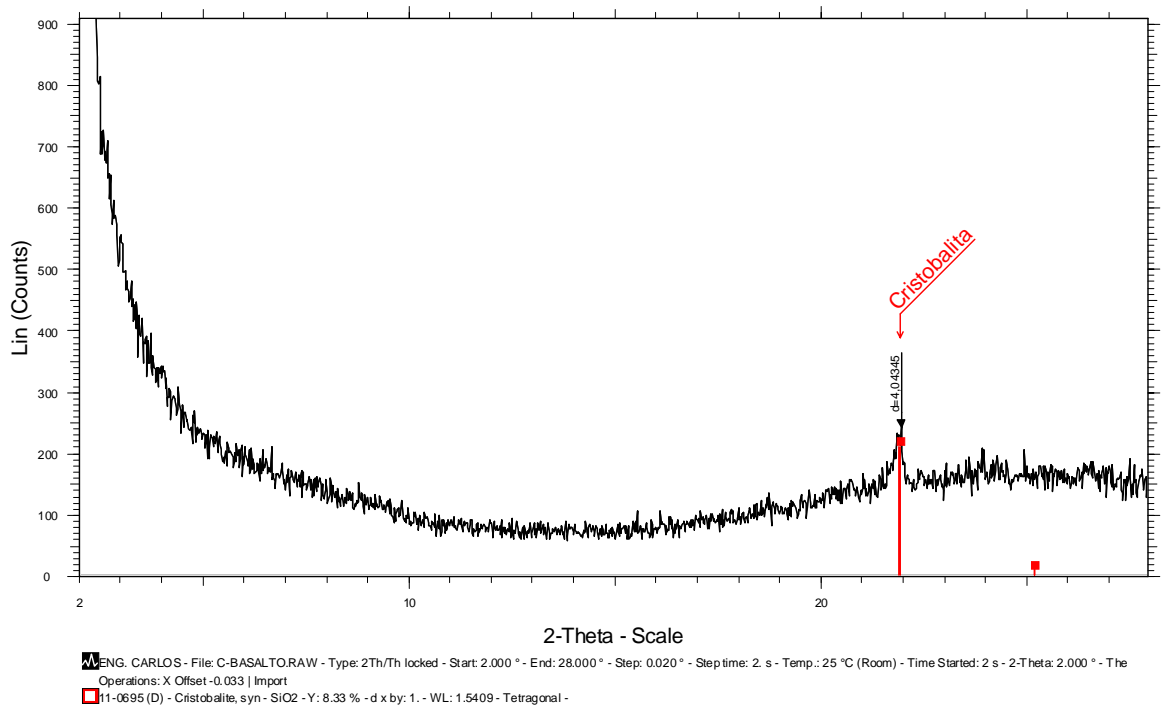


Fig 4.42 – Difratoograma de raios X do basalto alterado BS (calcinado)

5 ANÁLISE PARAMÉTRICA DE PAVIMENTOS COM LATERITAS E BASALTOS ALTERADOS

Neste capítulo apresentam-se os resultados de dimensionamentos de pavimentos nos quais empregaram-se parâmetros de resistência (ISC) e deformabilidade (MR) dos materiais estudados (lateritas, basaltos alterados e argila vermelha). Os dimensionamentos foram realizados empregando-se os métodos do DNER e da Prefeitura de São Paulo. Complementarmente, apresentam-se os resultados de uma análise paramétrica realizada com o objetivo de estimar o comportamento estrutural dos materiais estudados, quando empregados em pavimentos de rodovias de baixo volume de tráfego.

5.1 ESCOLHA DAS ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS

Os dois revestimentos utilizados foram o tratamento superficial simples e o pré-misturado a frio, ambos com espessura de 3 cm. Já para as bases, utilizaram-se os dois tipos de lateritas, LLI e LO, para as sub-bases, os dois tipos de basalto alterado, BS e BO, e por último para o subleito, a argila vermelha, totalizando dezesseis estruturas.

5.2 DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES DE EQUIVALÊNCIA ESTRUTURAL

Algumas suposições foram feitas para a determinação dos coeficientes de equivalência estrutural dos materiais, sendo comentadas a seguir.

O carregamento utilizado foi a carga do eixo padrão, ou seja, de eixo simples de roda dupla de 80 kN, que gera uma carga aplicada no cálculo de tensões na estrutura de $q=55,9$ N/cm² distribuída uniformemente numa área com raio equivalente de $a=16,80$ cm.

Baseado em Trichês (1985), que estudou a influência do coeficiente de Poisson no cálculo da deflexão de pavimentos, considerou-se para o coeficiente de Poisson os valores de 0,25 para misturas asfálticas, 0,35 para as lateritas e basaltos alterados e 0,45 para a argila vermelha.

Quanto à geometria das estruturas, as tensões confinantes foram calculadas no plano médio da camada, sendo esta tensão representativa da camada. Para o cálculo das tensões nas camadas de sub-base, admitiu-se que a camada de base era formada pelo mesmo material da camada de sub-base, de forma a possibilitar o uso das equações de Boussinesq, que considera um sistema de uma camada num meio homogêneo, isotrópico e elástico.

Utilizaram-se a espessura de 15 e de 20 cm para as bases e 15 cm para as sub-bases.

Utilizando as equações abaixo, referentes a Boussinesq, calcularam-se as tensões verticais e radiais nas estruturas propostas.

$$\sigma_z = q * \left(1 - \left(\frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1,5}}\right)\right) \quad (5.1)$$

$$\sigma_r = (q/2) * \left(1 + 2\nu - \left(\frac{2(1+\nu)z}{(a^2 + z^2)^{0,5}}\right) + \left(\frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1,5}}\right)\right) \quad (5.2)$$

Onde:

S_z – tensão vertical;

q – carga uniformemente distribuída;

z – profundidade já acrescido a espessura do revestimento;

a – raio da carga;

S_r – tensão radial;

ν – Coeficiente de Poisson.

Os valores obtidos estão apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Valores calculados das tensões verticais e radiais para as diversas camadas

CAMADA	S_z (MPa)	S_r (MPa)
base e=15cm	0,476	0,117
base e=20cm	0,431	0,077
base e=15cm e sub-base e=15cm	0,233	0,008
base e=20cm e sub-base e=15cm	0,183	0,002

Os valores dos módulos de resiliência das diversas camadas apresentados na Tabela 5.2 foram calculados utilizando os valores das tensões radiais nas fórmulas obtidas dos ensaios de módulo de resiliência. Também estão apresentados os valores dos coeficientes K_1 e K_2 do modelo $MR = K_1 * \sigma_3^{K_2}$.

Com os valores apresentados nas Tabelas 5.1 e 5.2 obtiveram-se os valores dos coeficientes de equivalência estrutural pela utilização da relação sugerida pela ASSHTO (1986) e comentada em Radda et al (1989), que se apresenta a seguir.

$$a_i = a_s \left(\frac{E_i (1 - \nu_s^2)}{E_s (1 - \nu_i^2)} \right)^{1/3} \quad (5.3)$$

Onde:

a_i – coeficiente de equivalência estrutural do referido material;

a_s – coeficiente de equivalência estrutural do material padrão;

E_i – módulo de resiliência do referido material;

E_s – módulo de resiliência do material padrão;

ν_i – coeficiente de Poisson do referido material;

ν_s – coeficiente de Poisson do material padrão.

Utilizou-se como material padrão base de brita graduada, com coeficiente de equivalência estrutural igual a 1 e coeficiente de Poisson igual a 0,35. Para o valor do módulo de resiliência da brita graduada utilizou-se uma média de dois modelos de comportamento $K - S_3$ obtido por Casagrande (2003), um para faixa A e outro para faixa B para bases de britas graduadas especificadas pelo DNIT conforme Tab. 5.3 e 5.4.

Tabela 5.2 – Valores calculados dos módulos de resiliência para as diversas camadas

CAMADA	K_1(kPa)	K_2	MR (MPa)
Laterita LLI e=15cm	80141	0,32	368
Laterita LLI e=20cm	80141	0,32	322
Laterita LO e=15 cm	191722	0,2	497
Laterita LO e=20 cm	191722	0,2	458
Basalto BS com base e=15cm	44282	0,36	92
Basalto BS com base e=20cm	44282	0,36	57
Basalto BO com base e=15cm	74725	0,27	130
Basalto BO com base e=20cm	74725	0,27	90

Tabela 5.3 – Valores calculados para MR para camadas de base de material padrão

CAMADA	K_1(kPa)	K_2	MR (MPa)
Brita graduada faixa A e=15 cm	20402	0,64	429
Brita graduada faixa B e=15 cm	31050	0,53	387
Média			408

Tabela 5.4 – Valores calculados para MR para camadas de sub-base de material padrão

CAMADA	K_1(kPa)	K_2	MR (MPa)
Base BG faixa A e=15 cm e sub-base e=15cm	20402	0,64	76
Base BG faixa B e=15 cm e sub-base e=15cm	31050	0,53	92
Média			84

Com os valores dos módulos de resiliência, coeficiente de Poisson do material padrão (brita graduada) e do material referido e o coeficiente de equivalência estrutural do material padrão conhecidos, calculou-se o coeficiente de equivalência estrutural do material referido com o uso da equação 5.3. Os resultados apresentam-se na Tab 5.5.

Tabela 5.5 – Valores calculados para o coeficiente de equivalência estrutural dos materiais

CAMADA	a_i
Laterita LLI e=15cm	0,97
Laterita LO e=15 cm	1,07
Basalto BS com base e=15cm	1,03
Basalto BO com base e=15cm	1,16

5.3 DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS SELECIONADAS

5.3.1 Pelo método do DNER (1979):

Utilizamos a espessura de 3 cm tanto para o revestimento com tratamento superficial como para o revestimento de pré-misturado a frio. O método fornece como coeficiente de equivalência estrutural de 1,2 para tratamento superficial e 1,4 para revestimento com PMF. O ISC da argila vermelha utilizada para o dimensionamento foi de 12 % conforme apresentado no capítulo 4. Para os materiais das bases e sub-bases utilizaram-se os coeficientes de equivalência estrutural da Tab 5.5. Na Tab 5.6 apresentam-se os valores calculados das espessuras das bases e sub-bases para os números equivalentes de operações de um eixo tomado como padrão (N) de 10^5 , de 5×10^5 e de 10^6 .

Tabela 5.6 – Valores calculados para as espessuras das bases e sub-bases (método do DNER)

VALOR DE N	N=10 ⁵		N=5*10 ⁵		N=10 ⁶	
	Esp.da base (cm)	Esp.sub-base (cm)	Esp.da base (cm)	Esp.sub-base (cm)	Esp.da base (cm)	Esp.sub-base (cm)
ESTRUTURAS						
TS-B_{LLI}-SB_{BS}	19	19	20	22	21	23
TS-B_{LO}-SB_{BS}	17	20	18	22	19	23
TS-B_{LLI}-SB_{BO}	19	17	20	20	21	21
TS-B_{LO}-SB_{BO}	17	17	18	20	19	21
PMF-B_{LLI}-SB_{BS}	18	20	19	23	20	24
PMF-B_{LO}-SB_{BS}	16	20	17	23	18	24
PMF-B_{LLI}-SB_{BO}	18	18	19	20	20	21
PMF-B_{LO}-SB_{BO}	16	18	17	20	18	21

5.3.2 Pelo método da Prefeitura Municipal de São Paulo (1991 e 1992)

Da mesma forma que no método do DNER, utilizou-se a espessura de 3 cm tanto para revestimento com tratamento superficial como para o revestimento de pré-misturado a frio. O método fornece como coeficiente de equivalência estrutural de 1,2 para tratamento superficial e adotou-se 1,4 para revestimento com PMF já que o método não fornece valor. O ISC da argila vermelha utilizado foi de 12 %. Para os materiais das bases e sub-bases utilizaram-se os coeficientes de equivalência estrutural da Tab 5.5. Na Tab 5.7 apresenta-se os valores calculados das espessuras das bases e sub-bases para Tráfego Muito Leve, Tráfego Leve e Tráfego Médio, equivalentes a um número N de 10^5 , de 10^6 e de 10^7 respectivamente.

Tabela 5.7 – Valores calculados para as espessuras das bases e sub-bases (método da PMSP)

TIPO DE TRÁFEGO	TML		TL		TM	
	Esp.da base (cm)	Esp.sub-base (cm)	Esp.da base (cm)	Esp.sub-base (cm)	Esp.da base (cm)	Esp.sub-base (cm)
TS-B_{LLI}-SB_{BS}	14	10	18	10	18	15
TS-B_{LO}-SB_{BS}	13	10	16	10	16	15
TS-B_{LLI}-SB_{BO}	13	10	17	10	16	15
TS-B_{LO}-SB_{BO}	12	10	15	10	15	15
PMF-B_{LLI}-SB_{BS}	13	10	18	10	17	15
PMF-B_{LO}-SB_{BS}	12	10	16	10	16	15
PMF-B_{LLI}-SB_{BO}	12	10	16	10	15	15
PMF-B_{LO}-SB_{BO}	11	10	15	10	14	15

5.4 ANÁLISE DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES

Com o auxílio do programa computacional ELSYM5, para os dois métodos, calcularam-se as tensões verticais no topo da camada do subleito, no topo da sub-base e no topo da base para todas as estruturas. As tensões e deformações unitárias na fibra inferior do revestimento tanto para as estruturas revestidas com PMF como com tratamento superficial foram calculadas, porém sempre foram de compressão, tornando desnecessária a análise de ruptura por fadiga o que era esperado em face da pequena espessura do revestimento. As tensões e deformações foram calculadas para as posições exatamente abaixo da roda e no meio do rodado, considerando a aplicação da carga através do eixo padrão, ou seja, um eixo simples com rodado duplo de 80 kN. A fig. 5.1 mostra uma representação esquemática da aplicação da carga e da localização das tensões a serem calculadas.

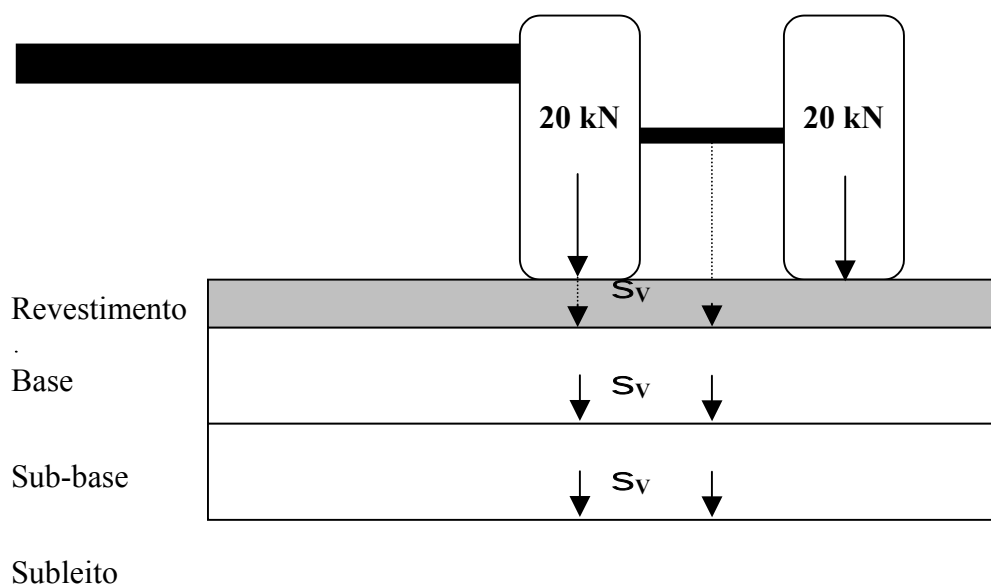


Figura 5.1 – Localização das tensões a serem calculadas

As equações 5.4, 5.5, 5.6 E 5.7 para cálculo do módulo de resiliência, tiradas dos ensaios apresentados no capítulo 4, para as bases de lateritas LLI e LO e para as sub-bases de basaltos alterados BS e BO são apresentadas a seguir, com entrada da tensão de confinamento σ_3 e saída do módulo de resiliência MR em kPa:

$$\text{LATERITA LLI -} \quad \text{MR} = 80141 * \sigma_3^{0,32} \quad (5.4)$$

$$\text{LATERITA LO -} \quad \text{MR} = 191722 * \sigma_3^{0,20} \quad (5.5)$$

$$\text{BASALTO ALTERADO BS -} \quad \text{MR} = 44282 * \sigma_3^{0,36} \quad (5.6)$$

$$\text{BASALTO ALTERADO BO -} \quad \text{MR} = 74725 * \sigma_3^{0,27} \quad (5.7)$$

A argila vermelha apresentou nos cálculos para as estruturas propostas, a tensão de confinamento variando de 31 a 54 kPa no método de dimensionamento do DNER e variando de 46 a 85 kPa no método da PMSP, e módulos de resiliência variando de 102 a 114 MPa no método do DNER e de 111 a 129 MPa no método da PMSP. O ensaio baseado no método de ensaio do DNER para obtenção de módulo de resiliência com combinação de tensões para solos argilosos utiliza apenas a tensão de confinamento de 21 kPa. O método de ensaio da AASHTO com combinação de tensões para solos argilosos utiliza tensões de confinamento variando de 13,8 a 41,4 kPa. Por último, o método de ensaio do DNER com combinação de tensões para solos granulares utiliza tensões de confinamento variando de 21 a 140 kPa. No ensaio realizado com a argila vermelha pelo ME-131/94 do DNER, foi possível aplicar-se tensões confinantes de até 70 kPa, rompendo o corpo de prova com a tensão desvio de 210 kPa. A tensão desvio apresentada nos cálculos variou de 16 a 161 kPa no método do dimensionamento do DNER e 50 a 308 kPa no método da PMSP. Analisando as combinações de tensões calculadas, a equação 5.8 oriunda do ensaio com combinação de tensões para solos granulares propostas pelo método de ensaio do DNER-ME-131/94 apresentada a seguir, é o modelo matemático de comportamento que melhor caracteriza a argila vermelha, com entrada da tensão de confinamento σ_3 e saída do módulo de resiliência MR em kPa:

$$\text{ARGILA VERMELHA -} \quad \text{MR} = 43956 * \sigma_3^{0,24} \quad (5.8)$$

5.4.1 Estruturas dimensionadas pelo método do DNER (1979)

Apresenta-se na Tab. 5.8 e 5.9 as tensões verticais de compressão no topo das bases, no topo das sub-bases e no topo dos subleitos, calculadas para as posições abaixo da roda e no meio do rodado.

Tabela 5.8 – Valores calculados das tensões verticais para as estruturas dimensionadas pelo método do DNER abaixo da roda

VALOR DE N	N=10 ⁵			N=5*10 ⁵			N=10 ⁶		
(abaixo da roda)	S _v tp base	S _v tp sbase	S _v tp sleito	S _v tp base	S _v tp sbase	S _v tp sleito	S _v tp base	S _v tp sbase	S _v tp sleito
ESTRUTURAS	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
TS-B _{LLI} -SB _{BS}	0,533	0,128	0,051	0,534	0,121	0,044	0,534	0,114	0,041
TS-B _{LO} -SB _{BS}	0,532	0,137	0,050	0,533	0,128	0,044	0,533	0,120	0,041
TS-B _{LLI} -SB _{BO}	0,534	0,133	0,055	0,534	0,126	0,047	0,534	0,119	0,044
TS-B _{LO} -SB _{BO}	0,532	0,140	0,056	0,533	0,132	0,048	0,533	0,124	0,044
PMF-B _{LLI} -SB _{BS}	0,529	0,120	0,045	0,530	0,113	0,039	0,530	0,106	0,036
PMF-B _{LO} -SB _{BS}	0,529	0,133	0,047	0,530	0,125	0,041	0,531	0,117	0,038
PMF-B _{LLI} -SB _{BO}	0,530	0,124	0,048	0,530	0,117	0,043	0,531	0,110	0,040
PMF-B _{LO} -SB _{BO}	0,530	0,137	0,051	0,530	0,129	0,045	0,531	0,120	0,042

Tabela 5.9 – Valores calculados das tensões verticais para as estruturas dimensionadas pelo método do DNER no eixo do rodado

VALOR DE N	N=10 ⁵			N=5*10 ⁵			N=10 ⁶		
(eixo do rodado)	S _v tp base	S _v tp sbase	S _v tp sleito	S _v tp base	S _v tp sbase	S _v tp sleito	S _v tp base	S _v tp sbase	S _v tp sleito
ESTRUTURAS	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
TS-B _{LLI} -SB _{BS}	0,036	0,119	0,055	0,037	0,115	0,048	0,037	0,111	0,045
TS-B _{LO} -SB _{BS}	0,036	0,123	0,054	0,036	0,118	0,049	0,036	0,113	0,045
TS-B _{LLI} -SB _{BO}	0,037	0,122	0,060	0,037	0,119	0,052	0,037	0,114	0,048
TS-B _{LO} -SB _{BO}	0,036	0,124	0,061	0,036	0,120	0,052	0,036	0,116	0,048
PMF-B _{LLI} -SB _{BS}	0,073	0,111	0,049	0,073	0,107	0,042	0,074	0,103	0,039
PMF-B _{LO} -SB _{BS}	0,065	0,117	0,051	0,065	0,113	0,044	0,066	0,109	0,041
PMF-B _{LLI} -SB _{BO}	0,074	0,114	0,053	0,074	0,110	0,047	0,075	0,106	0,044
PMF-B _{LO} -SB _{BO}	0,066	0,119	0,055	0,066	0,115	0,049	0,066	0,111	0,045

5.4.2 Estruturas dimensionadas pelo método da Prefeitura Municipal de São Paulo (1991 e 1992)

Apresenta-se na Tab. 5.10 e 5.11 as tensões verticais de compressão no topo das bases, no topo das sub-bases e no topo dos subleitos, calculadas para as posições abaixo da roda e no meio do rodado.

Tabela 5.10 – Valores calculados das tensões verticais para as estruturas dimensionadas pelo método da PMSP abaixo da roda

VALOR DE N (abaixo da roda)	TML			TL			TM		
	S _{v tp base} (MPa)	S _{v tp sbase} (MPa)	S _{v tp sleito} (MPa)	S _{v tp base} (MPa)	S _{v tp sbase} (MPa)	S _{v tp sleito} (MPa)	S _{v tp base} (MPa)	S _{v tp sbase} (MPa)	S _{v tp sleito} (MPa)
ESTRUTURAS									
TS-B_{LLI}-SB_{BS}	0,531	0,177	0,093	0,533	0,132	0,075	0,533	0,135	0,061
TS-B_{LO}-SB_{BS}	0,529	0,179	0,092	0,531	0,141	0,078	0,531	0,145	0,063
TS-B_{LLI}-SB_{BO}	0,531	0,197	0,099	0,533	0,146	0,080	0,533	0,162	0,068
TS-B_{LO}-SB_{BO}	0,528	0,198	0,098	0,531	0,156	0,083	0,531	0,161	0,066
PMF-B_{LLI}-SB_{BS}	0,524	0,167	0,086	0,529	0,115	0,066	0,529	0,127	0,056
PMF-B_{LO}-SB_{BS}	0,523	0,175	0,088	0,529	0,128	0,070	0,529	0,131	0,057
PMF-B_{LLI}-SB_{BO}	0,524	0,186	0,092	0,528	0,137	0,073	0,528	0,152	0,062
PMF-B_{LO}-SB_{BO}	0,522	0,195	0,096	0,528	0,141	0,074	0,527	0,158	0,063

Tabela 5.11 – Valores calculados das tensões verticais para as estruturas dimensionadas pelo método da PMSP no eixo do rodado

VALOR DE N (eixo do rodado)	TML			TL			TM		
	S _{v tp base} (MPa)	S _{v tp sbase} (MPa)	S _{v tp sleito} (MPa)	S _{v tp base} (MPa)	S _{v tp sbase} (MPa)	S _{v tp sleito} (MPa)	S _{v tp base} (MPa)	S _{v tp sbase} (MPa)	S _{v tp sleito} (MPa)
ESTRUTURAS									
TS-B_{LLI}-SB_{BS}	0,036	0,140	0,097	0,036	0,119	0,080	0,036	0,122	0,067
TS-B_{LO}-SB_{BS}	0,035	0,138	0,096	0,035	0,121	0,082	0,035	0,125	0,068
TS-B_{LLI}-SB_{BO}	0,036	0,015	0,102	0,036	0,127	0,085	0,036	0,136	0,073
TS-B_{LO}-SB_{BO}	0,035	0,144	0,101	0,035	0,128	0,087	0,036	0,133	0,072
PMF-B_{LLI}-SB_{BS}	0,070	0,130	0,089	0,072	0,105	0,070	0,072	0,114	0,061
PMF-B_{LO}-SB_{BS}	0,063	0,132	0,091	0,064	0,111	0,074	0,064	0,114	0,061
PMF-B_{LLI}-SB_{BO}	0,071	0,137	0,094	0,072	0,117	0,078	0,073	0,126	0,067
PMF-B_{LO}-SB_{BO}	0,064	0,138	0,096	0,064	0,117	0,078	0,065	0,127	0,068

5.4.3 Tensões verticais admissíveis para as estruturas dimensionadas

Estimou-se a tensão admissível vertical para cada material utilizando a equação de Heukelom e Klomp (Pinto & Preussler, 2001), em função do módulo de resiliência e do número N conforme a seguir, apresentando-se os valores calculados nas Tab. 5.12 e 5.13:

$$\sigma_{\text{vadm}} = (0,006 * MR) / (1 + 0,70 * \log N) \quad (5.9)$$

Tabela 5.12 – Valores calculados das tensões admissíveis para as estruturas dimensionadas pelo método do DNER

VALOR DE N	N=10 ⁵			N=5*10 ⁵			N=10 ⁶		
	S _{v t.b adm}	S _{v tsb adm}	S _{vtsl adm}	S _{v t.b adm}	S _{v tsb adm}	S _{vtsl adm}	S _{v t.b adm}	S _{v tsb adm}	S _{vtsl adm}
ESTRUTURAS	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
TS-B _{LLI} -SB _{BS}	0,584	0,269	0,142	0,523	0,236	0,124	0,500	0,223	0,117
TS-B _{LO} -SB _{BS}	0,763	0,293	0,145	0,686	0,258	0,127	0,655	0,243	0,121
TS-B _{LLI} -SB _{BO}	0,565	0,307	0,149	0,506	0,271	0,131	0,483	0,257	0,123
TS-B _{LO} -SB _{BO}	0,753	0,331	0,153	0,675	0,292	0,133	0,645	0,276	0,126
PMF-B _{LLI} -SB _{BS}	0,676	0,280	0,142	0,673	0,245	0,124	0,671	0,232	0,117
PMF-B _{LO} -SB _{BS}	0,810	0,300	0,145	0,807	0,263	0,127	0,805	0,248	0,120
PMF-B _{LLI} -SB _{BO}	0,663	0,318	0,149	0,659	0,283	0,131	0,657	0,267	0,123
PMF-B _{LO} -SB _{BO}	0,801	0,336	0,152	0,798	0,297	0,134	0,796	0,281	0,126

Tabela 5.13 – Valores calculados das tensões admissíveis para as estruturas dimensionadas pelo método da PMSP

VALOR DE N	TML			TL			TM		
	S _{v t.b adm}	S _{v tsb adm}	S _{vtsl adm}	S _{v t.b adm}	S _{v tsb adm}	S _{vtsl adm}	S _{v t.b adm}	S _{v tsb adm}	S _{vtsl adm}
ESTRUTURAS	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
TS-B _{LLI} -SB _{BS}	0,718	0,362	0,191	0,595	0,291	0,155	0,510	0,241	0,148
TS-B _{LO} -SB _{BS}	0,926	0,391	0,195	0,774	0,318	0,159	0,666	0,264	0,153
TS-B _{LLI} -SB _{BO}	0,699	0,401	0,198	0,581	0,329	0,161	0,497	0,276	0,135
TS-B _{LO} -SB _{BO}	0,917	0,429	0,201	0,768	0,353	0,165	0,658	0,295	0,137
PMF-B _{LLI} -SB _{BS}	0,820	0,380	0,193	0,683	0,299	0,154	0,589	0,253	0,129
PMF-B _{LO} -SB _{BS}	0,975	0,401	0,196	0,817	0,321	0,158	0,703	0,267	0,131
PMF-B _{LLI} -SB _{BO}	0,809	0,419	0,200	0,676	0,341	0,162	0,581	0,288	0,136
PMF-B _{LO} -SB _{BO}	0,968	0,437	0,203	0,811	0,356	0,164	0,699	0,301	0,138

5.4.4 Comparação tensões calculadas versus tensões admissíveis

Para verificar a adequação estrutural dos pavimentos dimensionados, utilizou-se da razão entre a tensão vertical estimada pelo Elsym5 e a tensão vertical admissível, em porcentagem. Apresentam-se os resultados para as estruturas dimensionadas pelo método do DNER nas Tab. 5.14 e 5.15 e nas Tab. 5.16 e 5.17 para as estruturas dimensionadas pelo método da PMSP.

Pode-se perceber pelas Tab. 5.14 e 5.15, nas estruturas dimensionadas pelo método do DNER, pelo grifo em vermelho, apenas duas estruturas, TS-B_{LLI}-SB_{BS} e TS-B_{LLI}-SB_{BO}, tiveram tensão vertical calculada maior que a admissível, sempre no topo da base, para N=5.10⁵ e para N=10⁶. Percebe-se também, que para as estruturas dimensionadas, a base é a camada mais crítica, muito mais no ponto abaixo da roda do que no eixo do rodado. Para as sub-bases a

situação mais crítica é para o ponto abaixo da roda, porém bem menos pronunciado. Já para os subleitos, o mais crítico é no ponto do eixo do rodado.

Tabela 5.14 – Porcentagem da razão entre tensões calculadas versus tensões admissíveis para as estruturas dimensionadas pelo método do DNER abaixo da roda

VALOR DE N (abaixo da roda)	N=10 ⁵			N=5*10 ⁵			N=10 ⁶		
	S _v tp base	S _v tp sbase	S _v tp sleito	S _v tp base	S _v tp sbase	S _v tp sleito	S _v tp base	S _v tp sbase	S _v tp sleito
	S _v t.b adm	S _v tsb adm	S _v tsl adm	S _v t.b adm	S _v tsb adm	S _v tsl adm	S _v t.b adm	S _v tsb adm	S _v tsl adm
ESTRUTURAS	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
TS-B _{LLI} -SB _{BS}	91%	48%	36%	102%	51%	35%	107%	51%	35%
TS-B _{LO} -SB _{BS}	70%	47%	34%	78%	50%	35%	81%	49%	34%
TS-B _{LLI} -SB _{BO}	94%	43%	37%	106%	47%	36%	111%	46%	36%
TS-B _{LO} -SB _{BO}	71%	42%	36%	79%	45%	36%	83%	45%	35%
PMF-B _{LLI} -SB _{BS}	78%	43%	31%	79%	46%	31%	79%	46%	31%
PMF-B _{LO} -SB _{BS}	65%	44%	32%	66%	48%	32%	66%	47%	31%
PMF-B _{LLI} -SB _{BO}	80%	39%	32%	80%	41%	33%	81%	41%	32%
PMF-B _{LO} -SB _{BO}	66%	41%	33%	66%	43%	34%	67%	43%	33%

Tabela 5.15 – Porcentagem da razão entre tensões calculadas versus tensões admissíveis para as estruturas dimensionadas pelo método do DNER no eixo do rodado

VALOR DE N (eixo do rodado)	N=10 ⁵			N=5*10 ⁵			N=10 ⁶		
	S _v tp base	S _v tp sbase	S _v tp sleito	S _v tp base	S _v tp sbase	S _v tp sleito	S _v tp base	S _v tp sbase	S _v tp sleito
	S _v t.b adm	S _v tsb adm	S _v tsl adm	S _v t.b adm	S _v tsb adm	S _v tsl adm	S _v t.b adm	S _v tsb adm	S _v tsl adm
ESTRUTURAS	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
TS-B _{LLI} -SB _{BS}	5%	39%	51%	6%	41%	52%	7%	51%	45%
TS-B _{LO} -SB _{BS}	4%	35%	49%	5%	38%	52%	5%	47%	45%
TS-B _{LLI} -SB _{BO}	5%	36%	51%	6%	39%	53%	7%	49%	54%
TS-B _{LO} -SB _{BO}	4%	34%	50%	5%	36%	52%	5%	45%	52%
PMF-B _{LLI} -SB _{BS}	9%	34%	46%	11%	35%	45%	12%	45%	47%
PMF-B _{LO} -SB _{BS}	6%	33%	46%	8%	35%	47%	9%	43%	47%
PMF-B _{LLI} -SB _{BO}	9%	33%	47%	11%	34%	48%	12%	44%	49%
PMF-B _{LO} -SB _{BO}	7%	32%	47%	8%	33%	48%	9%	42%	49%

Pode-se perceber pelas Tab. 5.16 e 5.17, entre as estruturas dimensionadas pelo método da PMSP, pelo grifo em vermelho, que as mesmas duas estruturas, TS-B_{LLI}-SB_{BS} e TS-B_{LLI}-SB_{BO}, tiveram tensão vertical calculada maior que a admissível, no topo da base, porém desta vez apenas para um N=10⁶. Da mesma forma que no outro método, percebe-se também, que para as estruturas dimensionadas, a base é a camada mais crítica, muito mais no ponto abaixo da roda do que no eixo do rodado. Da mesma a forma ocorreu para as sub-bases onde a

situação mais crítica é para o ponto abaixo da roda, porém bem menos pronunciado. E nos subleitos, o mais crítico é no ponto do eixo do rodado.

Tabela 5.16 – Porcentagem da razão entre tensões calculadas versus tensões admissíveis para as estruturas dimensionadas pelo método da PMSP abaixo da roda

VALOR DE N (abaixo da roda)	TML			TL			TM		
	S_v tp base	S_v tp sbase	S_v tp sleito	S_v tp base	S_v tp sbase	S_v tp sleito	S_v tp base	S_v tp sbase	S_v tp sleito
	S_v t.b adm	S_v tsb adm	S_v tsl adm	S_v t.b adm	S_v tsb adm	S_v tsl adm	S_v t.b adm	S_v tsb adm	S_v tsl adm
ESTRUTURAS	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
TS-B _{LLI} -SB _{BS}	74%	49%	49%	90%	45%	49%	105%	56%	41%
TS-B _{LO} -SB _{BS}	57%	46%	47%	69%	44%	49%	80%	55%	41%
TS-B _{LLI} -SB _{BO}	76%	49%	50%	92%	44%	50%	107%	59%	50%
TS-B _{LO} -SB _{BO}	58%	46%	49%	69%	44%	50%	81%	55%	48%
PMF-B _{LLI} -SB _{BS}	64%	44%	45%	77%	38%	43%	90%	50%	43%
PMF-B _{LO} -SB _{BS}	54%	44%	45%	65%	40%	44%	75%	49%	43%
PMF-B _{LLI} -SB _{BO}	65%	44%	46%	78%	40%	45%	91%	53%	46%
PMF-B _{LO} -SB _{BO}	54%	45%	47%	65%	40%	45%	75%	52%	46%

Tabela 5.17 – Porcentagem da razão entre tensões calculadas versus tensões admissíveis para as estruturas dimensionadas pelo método da PMSP no eixo do rodado

VALOR DE N (eixo do rodado)	TML			TL			TM		
	S_v tp base	S_v tp sbase	S_v tp sleito	S_v tp base	S_v tp sbase	S_v tp sleito	S_v tp base	S_v tp sbase	S_v tp sleito
	S_v t.b adm	S_v tsb adm	S_v tsl adm	S_v t.b adm	S_v tsb adm	S_v tsl adm	S_v t.b adm	S_v tsb adm	S_v tsl adm
ESTRUTURAS	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
TS-B _{LLI} -SB _{BS}	5%	39%	51%	6%	41%	52%	7%	51%	45%
TS-B _{LO} -SB _{BS}	4%	35%	49%	5%	38%	52%	5%	47%	45%
TS-B _{LLI} -SB _{BO}	5%	36%	51%	6%	39%	53%	7%	49%	54%
TS-B _{LO} -SB _{BO}	4%	34%	50%	5%	36%	52%	5%	45%	52%
PMF-B _{LLI} -SB _{BS}	9%	34%	46%	11%	35%	45%	12%	45%	47%
PMF-B _{LO} -SB _{BS}	6%	33%	46%	8%	35%	47%	9%	43%	47%
PMF-B _{LLI} -SB _{BO}	9%	33%	47%	11%	34%	48%	12%	44%	49%
PMF-B _{LO} -SB _{BO}	7%	32%	47%	8%	33%	48%	9%	42%	49%

5.5 PROPOSIÇÃO DAS ESTRUTURAS ADEQUADAS

Sabe-se que camadas granulares muito delgadas são de difícil execução. Nogami & Villibor (1995) recomendou que “por razões práticas, utiliza-se, sempre que possível espessura mínima de base igual a 15 cm”, referindo ao uso de solos arenosos finos lateríticos (SAFL) em pavimentação rodoviária. Silveira (2000) descartou espessuras de base menores que 10 cm prevendo problemas executivos nas estruturas. Já o DNER recomenda em DNER (1996) que a espessura mínima a adotar para compactação de camadas granulares é de 10 cm.

Como as lateritas têm uma granulometria não muito grossa (cerca de 80 % passa na peneira nº 4) e os basaltos alterados são muito frágeis e são quebrados e até moídos na compactação, recomenda-se a manutenção do limite de 10 cm para a utilização de camadas das lateritas e dos basaltos alterados. Em virtude deste critério, nenhuma das estruturas dimensionadas deverá ter aumentada a sua espessura.

Quanto ao critério da comparação da razão da tensão calculada e a tensão admissível, recomenda-se a não utilização de tratamento superficial para a laterita LLI em valores de N maior que 10^5 para estruturas dimensionadas pelo método do DNER e tráfego médio para estruturas dimensionadas pelo método da PMSP.

5.6 COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

Pela análise das Tab.5.6 e 5.7 percebe-se que o método de dimensionamento da PMSP gera espessuras menores do que o método do DNER. A média das espessuras da camada granular (base + sub-base) das estruturas do método do DNER é de 39 cm. Já para as estruturas do método da PMSP é de 27 cm. Isto representa que em média a espessura da camada granular de uma estrutura dimensionada pelo método da PMSP será 30% menor do que uma estrutura dimensionada pelo método do DNER, para os materiais da pesquisa.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Apresentam-se neste capítulo as principais conclusões deste trabalho de pesquisa e algumas sugestões para futuros estudos que aprofundem o conhecimento sobre aspectos dissertados neste trabalho.

6.1 CONCLUSÕES

- a) As argilas semelhantes comparadas com a argila vermelha de Ijuí permitem afirmar que para estes solos a plasticidade aumenta quanto maior é o percentual de finos do solo.
- b) As classificações tradicionais são importantes como informação complementar, porém as classificações alternativas descreveram e classificaram mais adequadamente a argila vermelha.
- c) Pode-se concluir que para a argila vermelha de Ijuí, a interpretação das curvas de deformabilidade prevendo que o solo seria uma argila ou argila arenosa e uma classificação MCT do tipo LG' ou NG' proposta por Nogami e Villibor (2001) correspondeu plenamente.
- d) As argilas semelhantes comparadas com a argila vermelha de Ijuí permitem afirmar que para estes solos quanto maior for a umidade ótima de compactação menor será a massa específica aparente seca. Importante ressaltar a ótima correlação ($R^2=96\%$) e a semelhança de correlações entre a pesquisa e o estudo de Passos (2000) utilizando argilas da região noroeste e argilas estudadas por Nogami e Villibor.
- e) A análise das argilas semelhantes permite afirmar que quanto mais fino o solo maior a umidade ótima de compactação, indicando que é possível estimar as características de compactação dos latossolos a partir do ensaio de sedimentação.

- f) A pesquisa permite inferir que não é possível quantificar a resistência do solo a partir da sua granulometria. Verifica-se que todos os latossolos têm ISC maior que 10% e menor que 20 % e são solos bons para subleito e reforço de subleito, mas não para sub-base, desde que não tenham expansão maior que 1%. A argila vermelha de Ijuí por ter expansão maior que 1% não é recomendada para reforço de subleito de acordo com as especificações do DNER.
- g) Analisando as combinações de tensões calculadas, o modelo $k-\sigma_3$ oriundo do ensaio com combinação de tensões para solos granulares propostas pelo método de ensaio do DNER-ME-131/94 é o modelo matemático de comportamento que melhor caracterizou a argila vermelha de Ijuí, principalmente pelo nível de tensão de confinamento semelhante ao que ocorre na simulação com o ELSYM5 e no pavimento.
- h) A tensão de confinamento calculada pelo ELSYM5 variando de 31 a 54 kPa no método de dimensionamento do DNER e variando de 46 a 85 kPa no método da PMSP e a tensão desvio apresentada nos cálculos variando de 16 a 161 kPa no método do dimensionamento do DNER e 50 a 308 kPa no método da PMSP, sugere a utilização de uma combinação de tensões mais adequada, talvez utilizando a combinação proposta por Aranovich (1985) utilizada por Passos (2000) com tensões de confinamento de 20, 40 e 100 kPa e tensão desvio de 20,40, 70 e 100 kPa e para a tensão de confinamento de 20 kPa com as tensões desvio adicionais de 35 e 52,5 kPa.
- i) As duas lateritas atendem as especificações do DNER para a utilização como base de pavimentos, ressalvando que uma pequena correção granulométrica deve ser feita e o valor permitido de equivalente de areia (30 % contra os 12% apresentados pelas lateritas).
- j) Os dois basaltos alterados atendem as especificações do DNER para a utilização como sub-base de pavimentos. Interessante ressaltar que o basalto BS tem um comportamento melhor quanto às características de compactação e suporte e um pior comportamento do ponto de vista resiliente que o basalto BO. Não se chegou a uma conclusão dos motivos desta aparente incongruência.

- k) Comparando a razão da tensão calculada e a tensão admissível, recomenda-se a não utilização de tratamento superficial para a laterita LLI em valores de N maior que 10^5 para estruturas dimensionadas pelo método do DNER e para tráfego médio para estruturas dimensionadas pelo método da PMSP.
- l) O método de dimensionamento da PMSP gerou espessuras menores do que o método do DNER. A média das espessuras da camada granular (base + sub-base) das estruturas do método do DNER é de 39 cm. Já para as estruturas do método da PMSP é de 27 cm. Isto representa que em média a espessura da camada granular de uma estrutura dimensionada pelo método da PMSP será 30% menor do que uma estrutura dimensionada pelo método do DNER, para os materiais da pesquisa.

6.2 SUGESTÕES PARA PRÓXIMAS PESQUISAS

- 1) Acredita-se que a argila vermelha de Ijuí, bem como outras com o teor de finos semelhante têm um potencial enorme até para utilização em bases e sub-bases em estradas de baixo volume de tráfego, desde que se corrija granulometricamente, seja misturando com brita, seja com basalto alterado, seja com basalto decomposto, seja com areia industrial e/ou pó de pedra. Em virtude da facilidade e quantidade existente na região, há grande interesse econômico no prosseguimento destes estudos, já que as lateritas são bem mais escassas e são muito pouco homogêneas.
- 2) Os basaltos alterados da pesquisa, quase basaltos decompostos, por serem bem mais abundantes do que as lateritas devem ser analisados e pesquisados para que se possa avaliar até que ponto o grau de alteração possa permitir o seu uso em bases, já que para sub-bases é um material adequado para estradas de baixo volume de tráfego.
- 3) Trechos experimentais com pavimentos com revestimento betuminoso, base com lateritas, sub-bases com basaltos alterados e subleitos de argila vermelha devem ser avaliados e testados, assim como outras combinações destes materiais.

- 4) Estudos devem ser realizados para analisar qual a melhor combinação de tensões para a utilização no ensaio para a obtenção do módulo de resiliência para as argilas lateríticas e solos arenosos finos lateríticos da região Noroeste do Rio Grande do Sul. Como sugestão, semelhante ao proposto por Aranovich (1985) e utilizado por Passos (2000), poderia se utilizar tensões de confinamento e tensões desvio respectivamente de: $S_3=20$ kPa e $S_d=20, 40$ e 60 kPa; $S_3=40$ kPa e $S_d=40, 80$ e 120 kPa e $S_3=100$ kPa e $S_d=100, 200$ e 300 kPa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 ABITANTE, Edgar. **Proposta metodológica de mapeamento geotécnico com o uso de pedologia em solos tropicais visando obras rodoviárias**. Florianópolis, 1997. 125p. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Área: Infraestrutura e Gerência Viária – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Santa Catarina.
- 2 ALVES, Daisy Barbosa. B.Geocl. PETROBRÁS, Rio de Janeiro, 1 (2): 157-175, ago./dez. 1987.
- 3 AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **Guide for Design of Pavement Structures**. Washington, DC, 1986.
- 4 AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **Standard test method for determining the resilient modulus of soils and aggregate materials: AASHTO TP 46-94**. Washington, DC, 1996.
- 5 ARANOVICH, L.A.S. **Desempenho de pavimentos de baixo custo do Estado do Paraná**. Rio de Janeiro, RJ, 1985. 359p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Coordenação de Programas de Pós-Graduação em Engenharia.
- 6 ARNOLD, G.P.A. **Estudo do comportamento mecânico de basaltos alterados do Rio Grande do Sul para emprego em pavimentos rodoviários**. Porto Alegre, RS, 1993. 145p. Dissertação de Mestrado em Geotecnia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- 7 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização: NBR 6457**. Rio de Janeiro, 1986. 9p.
- 8 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – determinação do limite de liquidez: NBR 6459**. Rio de Janeiro, 1984. 6p.
- 9 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica: NBR 6508**. Rio de Janeiro, 1984. 8p.
- 10 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – determinação do limite de plasticidade: NBR 7180**. Rio de Janeiro, 1984. 3p.
- 11 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – análise granulométrica: NBR 7181**. Rio de Janeiro, 1984. 13p e Errata nº 1 2p.
- 12 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo – ensaio de compactação: NBR 7182**. Rio de Janeiro, 1986. 10p e Errata nº 1p.

- 13 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - índice de suporte Califórnia**: NBR 9895. Rio de Janeiro, 1987. 14p.
- 14 BECK, Jacson; MONTEIRO, César; WESSELING, Diego; OLIVEIRA, Diego de; **Ensaio de limites físicos, massa específica real, análise granulométrica, compactação e CBR de argila vermelha do Campus**. Ijuí, RS, 2000. Trabalho de pesquisa de graduação do curso de Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ.
- 15 CARIM, Paulo Roberto V. **Cálculo de carga da roda equivalente no dimensionamento de pavimentos flexíveis: programação automática**. Rio de Janeiro, RJ, 1973. 162p. Tese de Mestrado em Engenharia Civil – COPPE/UFRJ.
- 16 CARMO, C.A.T.; CUNTO, F.J.C., PARREIRA, A.B. Caracterização resiliente de um solo arenoso fino laterítico utilizado em pavimentação econômica. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE PAVIMENTAÇÃO DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO, IIº, 1997, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: 1997. v.2, p.96-120.
- 17 CASAGRANDE, Fernando Luís. **Estudo da influência do teor de finos na condutividade hidráulica e deformabilidade elástica de britas**. Porto Alegre, RS, março de 2003. 145p. Dissertação de Mestrado em Geotecnia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- 18 DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Equivalente de areia**: DNER – ME 54-63. Rio de Janeiro, 1964. 4p.
- 19 DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Solos – determinação do módulo de resiliência**: DNER – ME 131-94. Rio de Janeiro, 1994. 4p.
- 20 DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Manual de Pavimentação**. Rio de Janeiro, 1996. 2.ed.
- 21 DIAS, Regina Davison. Geomecânica dos solos lateríticos do Sul do Brasil. In: COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL, IIº, 1989, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1989. p.96-120.
- 22 DIAS, Regina Davison, MILITITSKY, J. **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).
- 23 DONATO, Maciel; **Relatório de ensaio triaxial de carga repetida para determinação do módulo de resiliência de um solo argiloso**. Porto Alegre, RS, 2001. Trabalho de pesquisa de Mestrado Profissional de Geotecnia - Programa de Pós-Graduação em

Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

- 24 FRANZÓI, S. **Algumas peculiaridades resilientes de solos lateríticos e saprolíticos**. São Paulo, SP, 1990. 187p. Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica USP.
- 25 IBGE. Projeto RADAM Brasil. **Levantamento de Recursos Naturais**. Rio de Janeiro. 1986. v.33. 791 p.
- 26 IJUÍ. **Orçamento do município do ano de 2001**. 2001.
- 27 MEDINA, Jacques de. **Mecânica dos Pavimentos**. Rio de Janeiro: UFRJ, 1997.
- 28 MOTTA, L.M.G.; MEDINA, Jacques; MATOS, M.V.M.; VIANNA, A.A.D. Resiliência de solos pedregulhosos lateríticos. In: 24ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 24º, 1990, Belém. **Anais...** Associação Brasileira de Pavimentação, 1990. p.233-255.
- 29 NOGAMI, J.; VILLIBOR, D.F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Villibor, 1995.
- 30 NOGAMI, J.; VILLIBOR, D.F. Algumas comparações entre uma nova classificação de solos e as tradicionais, principalmente para finalidades rodoviárias. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, VIIº, 1982, Recife. **Anais...** ABMS, 1982. p.160-173.
- 31 NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. Interpretação da forma das curvas de deformabilidade da metodologia MCT. In: 33ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, XXXIIIº, 2001, Florianópolis. **Anais...** Associação Brasileira de Pavimentação, 2001. p.791-803.
- 32 NUÑEZ, Washington Peres. **Análise experimental de pavimentos rodoviários delgados com basaltos alterados**. Porto Alegre, RS, 1997. 297p. Dissertação de Doutorado em Geotecnia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- 33 OLIVEIRA, José Augusto de. Materiais alternativos de pavimentação; a necessidade de praticá-los. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2001, Santa Maria. **Anais...** Universidade Federal de Santa Maria, 2001. p.25-34.
- 34 PASSOS, Maria Cristina Ferreira. **Metodologia MCT aplicada aos solos arenosos finos lateríticos do Rio Grande do Sul visando Pavimentação**. Porto Alegre, RS, dezembro de 2000. 127p. Dissertação de Mestrado em Geotecnia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- 35 PINTO, S.; PREUSSLER, E. **Pavimentação rodoviária. Conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis**. Rio de Janeiro, 2001, 25p p.

- 36 PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO. **Estudo de adequação das normas e especificações e métodos de dimensionamento de pavimento GT-92**. São Paulo: Secretaria de Vias Públicas, 1992.
- 37 PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO. **Pavimentação Urbana: Procedimento para dimensionar pavimentação em vias de tráfego leve e muito leve**. São Paulo, 1991.
- 38 PREUSSLER, E.S. **Ensaio triaxiais dinâmicos de um solo arenoso**. Rio de Janeiro, RJ, 1978. Dissertação de Mestrado COPPE/UFRJ.
- 39 PREUSSLER, E.S.; PINTO, S. Proposição de método para projeto de reforço de pavimentos flexíveis considerando a resiliência. In: 17ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, XVIIº, 1982, Brasília. **Anais...** Associação Brasileira de Pavimentação, 1982. p.2.204-2.263.
- 40 PREUSSLER, E.S.; MEDINA, J.; PINTO, S. Resiliência de solos tropicais e sua aplicação à Mecânica de Pavimentos. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1981, Rio de Janeiro. **Anais...** COPPE/UFRJ, 1981. v.1, p.591-609.
- 41 RADDA, G.R.; WITCZAK, M.W.; RABINOW, S.D. **Comparison of AASHTO Structural evaluation Techniques Using Nondestructive Deflection Testing**. 1989. pp. 134-144. Transportation Research Board 1207.
- 42 RECH, Lia Cateri; **Relatório de ensaio triaxial de carga repetida para determinação do módulo de resiliência de basalto alterado**. Porto Alegre, RS, 11/2001. Trabalho de pesquisa de Mestrado Profissional de Geotecnia - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- 43 SENÇO, WLASTERMILER DE. **Manual de técnicas de pavimentação**. São Paulo: Pini, 1997.
- 44 SILVA, H.A.M. **Classificação de um solo por MCT**. Porto Alegre, RS, 2001. Trabalho de pesquisa de Mestrado Profissional de Geotecnia - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- 45 SILVEIRA, Joel. **Metodologia para projeto de pavimentos flexíveis em vias urbanas da região metropolitana de Porto Alegre**. Porto Alegre, RS, julho de 2000. 133p. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- 46 SKEMPTON A.W. The colloidal activity of clays. Proceedings 3rd International Conference on soil mechanics and foundation engineering. Zürich, 1953. **Anais...** v.1, p.57-61.

- 47 STRECK, E.V.; KÄMPF, N.; KLAMT, E. Atualização da classificação taxonômica das unidades de mapeamento do levantamento de reconhecimento dos solos do estado do Rio Grande do Sul. **Informativo da EMATER/RS**, Porto Alegre, v.16, n.9, p.1-5, julho,1999.
- 48 TRICHÊS, Glicério. **Determinação do coeficiente de Poisson de solos compactados no ensaio triaxial dinâmico e o cálculo da deflexão de pavimentos**. Rio de Janeiro, 1985. 163p. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – COPPE/UFRJ.
- 49 VANACÔR, Luís Fernando Pereira; **Relatório de ensaio triaxial de carga repetida para determinação do módulo de resiliência de laterita**. Porto Alegre, RS, 10/2001. Trabalho de pesquisa de Mestrado Profissional de Geotecnia - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- 50 VERTAMATTI, E. **Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos e metodologias MCT e resiliente**. São José dos Campos, SP, 1988. 276p. Tese de Doutorado – Instituto Tecnológico da Aeronáutica.
- 51 WAYHS, C.A.S.P.; NUÑEZ, W.P.; CERATTI, J.A. Caracterização de materiais alternativos para pavimentação na região Noroeste Colonial do Rio Grande do Sul. In: 33ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, XXXIIIº, 2001, Florianópolis. **Anais...** Associação Brasileira de Pavimentação, 2001. p.041-050.
- 52 WERK, S.M.S. **Estudo da influência dos métodos de compactação no comportamento resiliente dos solos**. Porto Alegre, 2000. 102p. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – UFRGS/PPGEC.
- 53 YODER, E.J. & WITCZAK, M.W. **Principles of Pavement Design**. USA: John Wiley & Sons, Inc., 1975.