

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**ESTUDO DE MISTURAS DE SOLO-AGREGADO EM BASES
E SUB-BASES RODOVIÁRIAS DO RIO GRANDE DO SUL:
CARACTERIZAÇÃO DE LABORATÓRIO E EXECUÇÃO DE
TRECHO EXPERIMENTAL**

Jeferson Berni Couto

Porto Alegre
Junho de 2009

JEFERSON BERNI COUTO

**ESTUDO DE MISTURAS DE SOLO-AGREGADO EM BASES
E SUB-BASES RODOVIÁRIAS DO RIO GRANDE DO SUL:
CARACTERIZAÇÃO DE LABORATÓRIO E EXECUÇÃO DE
TRECHO EXPERIMENTAL**

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

Orientador: **Jorge Augusto Pereira Ceratti**
D. Sc. pela COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil.

Porto Alegre
Junho de 2009

C871e Couto, Jeferson Berni
do Estudo de misturas de solo-agregado em bases e sub-bases rodoviárias
experi- Rio Grande do Sul : caracterização de laboratório e execução de trecho
mental / Jeferson Berni Couto. – 2009.

Escola Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto
Alegre. BR-RS, 2009.

Orientador: Prof. Dr. Jorge Augusto Pereira Ceratti

JEFERSON BERNI COUTO

**ESTUDO DE MISTURAS DE SOLO-AGREGADO EM BASES
E SUB-BASES RODOVIÁRIAS DO RIO GRANDE DO SUL:
CARACTERIZAÇÃO DE LABORATÓRIO E EXECUÇÃO DE
TRECHO EXPERIMENTAL**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Geotecnia e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, Junho de 2009.

Jorge Augusto Pereira Ceratti
D. Sc. pela COPPE – Universidade Federal do
Rio de Janeiro, Brasil.
Orientador

Professor Coordenador do PPGEC/UFRGS

Luiz Carlos Pinto da Silva Filho (UFRGS)
PhD pela University of Leeds, Inglaterra.

BANCA EXAMINADORA

Liedi Légi Bariani Bernucci (USP)

Dr.^a. pela Escola Politécnica da USP, São Paulo, Brasil

Suyen Matsumura Nakahara (UFRGS)

Dr.^a. pela Universidade de São Paulo, Brasil

Washington Perez Núñez (UFRGS)

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

A Deus, companheiro incondicional desta caminhada.
Á Vera Lucia, Gabriela e Eduardo, pela cumplicidade e apoio.

Diante de mim havia duas estradas.

Escolhi a menos percorrida.

Isso fez toda a diferença.

Robert Frost

AGRADECIMENTOS

O aprimoramento da formação pessoal e profissional é tarefa sem dúvida, árdua e trabalhosa, somente possível pela generosa contribuição de pessoas e instituições. Neste momento, agradeço ao apoio de todos que de alguma forma se fizeram presentes nesta minha etapa de realização, em especial:

A minha esposa Vera Lúcia pelo apoio incondicional e compreensão pelos momentos de ausência na convivência diária ao longo da execução deste trabalho.

Em especial, ao Prof. Dr. Jorge Augusto Pereira Ceratti, responsável pelo meu reingresso definitivo na vida acadêmica, após 25 anos da graduação. Seu esforço e dedicação na condução deste trabalho foram fundamentais para vencer este árduo caminho;

Ao Prof. Dr. Washington Perez Nunes, pelos temas abordados, discutidos e sugeridos até mesmo após as aulas, no campo da estabilização de solos, sempre de forma tranqüila e generosa, deixando a clara percepção do quanto ainda tenho a aprender;

Aos colegas de doutorado, mestrado e graduação no curso de Engenharia Civil e do PPGEC/UFRGS , pela parceria e colaboração no entendimento dos assuntos e atividades de laboratório, nos quais identifiquei profissionais da mais alta capacidade técnica.

Oportunamente destaco os colegas Rodrigo Malytz, Lucas Festugatto e João Bonzanini que tiveram envolvimento direto na execução de ensaios triaxiais de resistência, módulo resiliente e deformação permanente junto aos laboratórios LAPAV e LEGG do PPGEC/UFRGS.

Agradeço aos engenheiros Roberto Niederauer e José Luiz Rocha Paiva, pelo inestimável apoio à realização das pesquisas de campo e execução de pistas experimentais, durante o período em que foram diretores do DAER.

Aos parceiros, agradeço especialmente ao Joel Silveira, colega, amigo e conhecedor das dificuldades em se fazer pesquisa nesta área; fica meu desafio para continuar a luta.

Aos meus colegas e amigos, técnicos rodoviários do DAER, Cristina Passos, João Antonio Oliveira, Bibiana Fogaça, Marlova Grazziotin e demais funcionários do Centro de Pesquisas e dos laboratórios de campo, agradeço pelo tempo disponibilizado, pela paciência e

generosidade em disponibilizarem seus conhecimentos na área da geotecnia para que eu pudesse desenvolver esse trabalho.

Aos colegas do DAER que ajudaram na construção da pista experimental na rodovia RSC 129, em especial a equipe do 6º Distrito Operacional do DAER, aos laboratoristas Arnildo Caie e Sidnei e a eng^a Desirrê , responsável pelos serviços de supervisão da obra na RSC 129.

Agradeço a Tina e ao Neto, compadres e amigos de toda hora, sempre estiveram disponíveis em momentos importantes, ajudando no meu crescimento acadêmico.

A todos meus familiares, amigos e colegas que de uma forma ou outra contribuíram para na realização deste trabalho meu muito abrigado.

RESUMO

Este trabalho apresenta a caracterização em laboratório de uma mistura de solo-agregado e descreve as técnicas construtivas usadas na execução de duas estruturas alternativas de pavimento em que base e sub-base granulares, constituídas com material pétreo britado, brita graduada, foi substituída por solo-agregado, nas mesmas espessuras do projeto original. O acompanhamento dos processos construtivos permitiu uniformizar procedimentos para construção das camadas do pavimento em solo-agregado utilizando argilas lateríticas e relatar seu comportamento inicial ao tráfego em escala real. O estudo foi desenvolvido num trecho experimental localizado entre os km 22+910 e 23+610 da RSC-129, entre os municípios de Casca e David Canabarro, região norte do Rio Grande do Sul. Os materiais que originaram a mistura tiveram suas características físicas e mecânicas estudadas em duas etapas. Na primeira, esses materiais foram estudados isoladamente e, numa segunda etapa, na forma de mistura. Além dos ensaios usuais para caracterização dos materiais em laboratório, foram realizados ensaios complementares, com ênfase nos ensaios triaxiais para determinar o módulo de resiliência. Durante o processo construtivo, todas as camadas que compõem a estrutura do pavimento, inclusive o subleito, foram monitoradas através de medições de bacias de deformação individuais medidas com equipamento Falling Weight Deflectometer (FWD). Com esses dados e através de retroanálise foi possível correlacionar os módulos resilientes de campo com os obtidos em laboratório.

PALAVRAS-CHAVE: Solo-agregado; Pista experimental; Bases e sub-bases rodoviárias.

ABSTRACT

COUTO, J.B. Estudo de Mistura de Solo e Agregado em Bases e Sub-bases Rodoviárias Utilizando Argilas Lateríticas do Rio Grande do Sul. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil – Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

This work describes constructive techniques used in two alternative structures of road surface that replaced original granulated base and subbase pavement by soil-aggregate, while preserving the same thickness and widths of the original designs. The close accompaniment of the constructive processes allowed us to standardize the construction procedures for floor layers in aggregated soil using laterite clay. It also allowed us to record the pavement's initial behavior under real traffic conditions. The study was conducted in an experimental road segment built from km 22+910 to km 23+610 of RS 129 between the villages of Casca and David Canabarro, in the northern region of the state of Rio Grande do Sul, in Brazil. The materials used in the mixture had their physical and mechanical properties analyzed both separately and together using a set field and lab tests. The emphasis was on the triaxial tests to determine the materials' resilience. During the constructive process, all pavement layers were monitored using a falling weight deflectometer, providing feedback for a retro-analysis involving the track and laboratory resilient modules.

KEY WORDS: Soil-aggregate; Experimental lane; Pavement bases and subbases.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Mapa de Solos do Rio Grande do Sul (modificado de Brasil 1973).....	33
Figura 2: Classificação MCT.....	35
Figura 3: Tipos de solo-agregado.....	40
Figura 4: Hierarquização dos SAFL de acordo com a classificação MCT.....	48
Figura 5: Execução do solo-agregado	57
Figura 6: Aspecto geral do trecho experimental.....	57
Figura 7: Croqui esquemático do trecho experimental.....	57
Figura 8: Bacias de deformação (Viga eletrônica em 18/07/2003).....	58
Figura 9: Jazida de argila laterítica ao lado da rodovia em construção.....	60
Figura 10: Depósito de seixo rolado do rio Taquari	61
Figura 11: Jazida de Basalto Alterado	62
Figura 12: Procedimento usual de contagem de tráfego	63
Figura 13: Escarificação para incorporação de material na camada.....	64
Figura 14: Varrição da base de solo-agregado pré-imprimação.....	64
Figura 15: Problemas de deformações plásticas.....	66
Figura 16: Problemas de falta de drenagem.....	66
Figura.17 : Ensaio para determinação do módulo de resiliência da Brita Graduada.....	69
Figura 18: Apresentação gráfica da classificação granulométrica de várias misturas....	71
Figura 19: variação do CBR em função da umidade ótima no solo-agregado.....	73
Figura 20: variação da MEAS em função da umidade ótima da mistura solo-agregado.	73
Figura 21 : Estruturas de pavimento da pista experimental na RS 129.....	76
Figura 22 : Distribuição granulométrica da mistura de solo-agregado.....	77
Figura 23 : Curva de compactação da mistura de solo-agregado.....	78
Figura 24: Curva de Índice de Suporte Califórnia da mistura de solo-agregado.....	79
Figura 25: variação do módulo de resiliência x tensão desvio em função da umidade...	80
Figura 26: segmento da RSC129 Km 23+300 lado Casca.....	82
Figura 27: mapa RADAM/BRASIL exploratório de solos, Região de Casca/RS.....	
Figura 28: planta de localização do trecho em estudo.....	84
Figura 29: detalhe do subleito em basalto alterado – Km 23+400.....	85
Figura 30: processo de carregamento do agregado usinado.....	86

Figura 31: situação do agregado pétreo na jazida, prestes a ser misturado à argila.....	87
Figura 32: disposição do solo argiloso em leiras.....	88
Figura 33: disposição em camadas do solo-agregado.....	88
Figura 34: mistura do solo-agregado.....	88
Figura 35: disposição na pista (1/2 pista).....	89
Figura 36: aspecto do material solto na pista.....	89
Figura 37: Espalhamento com motoniveladora.....	90
Figura 38: logo após espalhamento.....	90
Figura 39: Compactação com rolo corrugado.....	90
Figura 40: aspecto final da compactação.....	90
Figura 41: Compactação com rolo liso.....	91
Figura 42: coleta de amostra na jazida.....	92
Figura 43: verificação da umidade natural.....	92
Figura 44: Realização de ensaio de cone de areia.....	93
Figura 45: aplicação da imprimação.....	94
Figura 46: aspecto da pista após 2 semanas.....	94
Figura 47: aplicação RR-2C.....	94
Figura 48: detalhe da barra de distribuição.....	94
Figura 49: controle de taxa de agregado	95
Figura 50: camada de tratamento superficial.....	95
Figura 51: aspecto final da primeira camada de ligante e agregado.....	95
Figura 52: aplicação de RR-2C(segunda camada).....	96
Figura 53: detalhe do espargidor.....	96
Figura 54: distribuição de agregado 3/8”.....	96
Figura 55: rolagem da segunda camada.....	96
Figura 56: pista experimental após 2 meses concluída.....	97
Figura 57: detalhe do TSD.....	97
Figura 58: Equipamento FWD utilizado no estudo.....	99
Figura 59: Bacias de deformação do projeto MS+BG+TSD/CS – km 23+300 ao 23+400 – LE.....	100
Figura 60: Bacias de deformação do projeto MS+BG+TSD/CS – km 23+300 ao 23+400 – LE.....	101

Figura 61: Bacias de deformação do projeto SA+BG+TSD/CS – km 23+400 ao 23+500 – LE.....	102
Figura 62: Bacias de deformação do projeto SA+BG+TSD/CS – km 23+400 ao 23+500 – LD.....	103
Figura 63: Bacias de deformação do projeto SA+SA+TSD/CS – km 23+500 ao 23+600 – LE.....	103
Figura 64: Bacias de deformação do projeto SA+SA+TSD/CS – km 23+500 ao 23+600 – LD.....	104
Figura 65: Tela de entrada de dados do programa REPAV.....	106
Figura 66: Apresentação dos resultados de retroanálise pelo programa REPAV.....	106
Figura 67: Tela para entrada de dados do pavimento e do FWD.....	108
Figura 68: Equações para determinação das tensões.....	110
Figura 69: Módulo resiliente do solo-agregado em função das tensões totais (θ).....	114
Figura 70: Tela típica de saída dos resultados de análise pelo programa EVERSTRESS.....	116

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Dados de solos da classificação MCT.....	37
Tabela 2: ASTM – D1241 Classificação Granulométrica adequada para misturas de solo-agregado.....	43
Tabela 3: Classificação granulométrica DNER ES 303/97.....	45
Tabela 4: Faixa granulométrica ET – DE – 00/003.....	49
Tabela 5: Faixa Granulométrica ET – E/P00/006.....	52
Tabela 6: Classificação granulométrica DNIT 098/2007 – ES.....	54
Tabela 7: Características do trecho experimental – Lami –Itapuã.....	58
Tabela 8: Caracterização dos materiais da pista experimental.....	58
Tabela 9: Relação de custo/benefício de cada alternativa de estrutura.....	59
Tabela 10: Comportamento dos materiais estudados	62
Tabela 11: Custos/km de Rodovia em Solo Natural	65

Tabela 12: Ensaio de compactação realizados com a argila laterítica.....	68
Tabela 13: resumo dos ensaios triaxiais para obtenção dos módulos de resiliência, parâmetros da classificação MCT e Limites de atemberg.....	68
Tabela 14: Distribuição granulométrica das soluções estudadas.....	70
Tabela 15: Distribuição granulométrica da mistura adotada no projeto.....	71
Tabela 16: Distribuição granulométrica individual do solo-agregado.....	72
Tabela 17: Distribuição granulométrica da mistura e dos materiais individuais da mistura de solo-agregado.....	77
Tabela 18: Resultado dos ensaios de compactação, ISC, módulo de resiliência e resistência ao cisalhamento na condição Consolidado Isotrópico Drenado (CID) para composição de 40% solo e 60% agregado.....	81
Tabela 19: Deflexões no greide original e final de terraplanagem(10^{-2} mm).....	85
Tabela 20: Controle da umidade obtida na jazida.....	92
Tabela 21: Resultados de ensaios de granulometria obtidos em pista.....	92
Tabela 22: Controle da densidade aparente pelo método do cone de areia.....	✓
Tabela 23: Controle de imprimação com CM-30 – taxa determinada por bandeja.....	97
Tabela 24: Controle da granulometria dos agregados do TSD.....	97
Tabela 25: Controle de Execução do TSD.....	98
Tabela 26: Retroanálise de módulos resilientes pelo REPAV obtidos das bacias de deformações (FWD).....	107
Tabela 27: Módulos resilientes obtidos pela média corrigida das bacias.....	107
Tabela 28: Módulos de resiliência a partir do EVERCALC 5.0 obtidos das bacias de deformações medidas com FWD.....	109
Tabela 29: Tensões atuantes no meio das camadas de base e sub-base de acordo com a teoria da elasticidade (Boussinesq – Love).....	115
Tabela 30: Tensões atuantes no meio das camadas de base e sub-base obtidos através do programa EVERSTRESS 5.0.....	115
Tabela 31: Comparativo entre os módulos obtidos em laboratório e retroanalizados.....	117
Tabela 32: Trilha de roda média nos segmentos avaliados.....	118
Tabela 33: VDM na RSC 129 projetado de 1995 – 1998.....	129
Tabela 34: Resultados de contagem realizada de 11 à 13 de março de 2008.....	120
Tabela 35: Comparativo entre o custo do solo agregado e da brita graduada.....	122

LISTA DE ABREVIACOES, NOMENCLATURAS E SÍMBOLOS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society For Testing and Materials
ATR	Parâmetro estrutural de pavimento - Afundamento de trilha de roda
BG	Brita Graduada
CA - 25	Denominação de rolo compactador pesado para pavimentos rodoviários
CM - 30	Asfalto diluído em querosene
CID	Consolidado, isotrópico, drenado - Ensaio triaxial para determinação de parâmetros de resistência realizado em condições drenadas.
CPR	Centro de Pesquisas rodoviárias do DAER/RS
c'	Coeficiente de deformabilidade da classificação MCT
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado  Quente
d'	Coeficiente que caracteriza o ramo seco da curva de compactação obtida pelo método MCT
DAER/RS	Departamento Autnomo de Estradas de Rodagem do Estado do Rio Grande do Sul
DER/SP	Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo
DERBA	Departamento de estradas de Rodagem da Bahia
DNER	Departamento Nacional de estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes
DOP	Distrito Operacional
FWD	Equipamento para medição de deflees em pavimentos - Falling Weight Deflectometer
IGG	Parâmetro estrutural e funcional dos pavimentos - ndice de gravidade global
IP	ndice de Plasticidade
IRI	Parâmetro funcional de pavimento - ndice de irregularidade superficial
ISC	ndice Suporte Califórnia
KPa	Kilo Pascal - medida de pressão
k_1, k_2, k_3	Parâmetros do ensaio para determinação do M_R
LAPAV	Laboratório de Pavimentação da UFRGS
LA, LA', NS	Grupo de solos da classificação MCT
LG, LG', NG'	Grupo de solos da classificação MCT

LEGG	Laboratório de ensaios geotécnicos e geoambientais
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
MCT	Miniatura, compactado, tropical; designação de uma metodologia de ensaios geotécnicos
MS	Macadame seco
M_R	Módulo de resiliência
MPa	Mega Pascal – medida de pressão
NBR	Norma Brasileira de Regulamentação
REPAV	Programa (software) para retroanálise de pavimentos rodoviários
RR-2C	Emulsão asfáltica diluída em água de ruptura rápida.
R^2	Coefficiente de determinação
SA	Solo-agregado
TSD	Tratamento superficial duplo
TSD+CS	Tratamento superficial duplo com capa selante
UFRGS	Universidade Federal do estado do Rio Grande do Sul
γ_d	Peso específico aparente seco
μ	Coefficiente de Poisson
σ_d	Tensão desvio
σ_3	Tensão confinante
θ	Somatório das tensões totais atuantes em determinada seção de pavimento

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	IMPORTÂNCIA E APLICAÇÃO DO ESTUDO.....	21
1.2	OBJETIVOS.....	23
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	23
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	25
2.1	PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS.....	25
2.2	AGREGADOS PÉTREOS.....	27
2.2.1	Classificação dos Agregados	27
2.2.2	Características Tecnológicas	28
2.3	SOLOS TROPICAIS.....	30
2.3.1	Ocorrência de Solos Lateríticos	32
2.3.2	Classificação MCT	34
2.4	SOLO-AGREGADO.....	39
2.4.1	Definições	39
2.4.2	Normas e especificações técnicas	41
2.4.2.1	<i>Especificação Americana ASTM Internacional D1241/00</i>	42
2.4.2.2	<i>NBR12053/ABNT/Solo-brita-Determinação de Dosagem</i>	44
2.4.2.3	<i>EB – 2104/ABNT (1991) – Matérias para sub-base ou base de solo brita</i>	44
2.4.2.4	<i>DNER – ES 303 (1997) – Especificação – Base estabilizada granulometricamente</i>	45
2.4.2.5	<i>ET-DE-P00/003 (2005) – Sub-base ou Base de Solo de Comportamento Laterítico – Brita Descontínua – SLBD</i>	46
2.4.2.6	<i>ET – DE/P00/006 (2006) – Sub-base ou base de solo-brita</i>	50
2.4.2.7	<i>DERBA – ES-P-03 (2001) Sub-base estabilizada com utilização de solo laterítico</i>	52
2.4.2.8	<i>Norma DNIT 098 – ES (2007)</i>	53
2.4.2.9	<i>Comentários</i>	55
2.5	APLICAÇÕES DE SOLO-AGREGADO NO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL.....	56
2.5.1	Trecho experimental na RS 118, Lami – Itapoã – 2002).....	56
2.5.2	Trecho experimental de rodovia RS 129, km 23+100 ao km 23+760– Arroio do Ouro/Estrela/RS – (Construído em 2005)	61
2.5.2.1	<i>Construção da pista experimental</i>	62
2.5.2.2	<i>Comentários</i>	65
3	MATERIAIS E MÉTODOS	67
3.1	ENSAIOS COM A ARGILA LATERÍTICA.....	67
3.2	ENSAIOS COM AGREGADO PÉTREO.....	69
3.3	DEFINIÇÃO DA PROPORÇÃO DE SOLO E AGREGADO.....	70
3.4	ENSAIOS REALIZADOS COM SOLO-AGREGADO.....	72
3.4.1	Compactação	72

3.4.2	Granulometria	73
3.5	COMPOSIÇÃO DA MISTURA DE SOLO-AGREGADO.....	74
3.6	SEÇÕES PROPOSTAS NO PROJETO DA PISTA EXPERIMENTAL.....	75
3.7	ESTUDOS DE LABORATÓRIO.....	76
3.7.1	Granulometria	76
3.7.2	Compactação	77
3.7.3	Índice Suporte Califórnia – ISC	78
3.7.4	Módulo de resiliência e ensaio consolidado isotrópico drenado (CID)	79
4	PISTA EXPERIMENTAL	82
4.1	LOCALIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	83
4.2	LOCALIZAÇÃO DA PISTA EXPERIMENTAL.....	83
4.3	EXECUÇÃO DA PISTA EXPERIMENTAL.....	84
4.3.1	Execução da terraplenagem	84
4.3.2	Produção do solo-gregado	86
4.3.3	Execução da sub-base e/ou base de solo-agregado	89
4.3.3.1	<i>Controles tecnológicos durante a construção da sub-base e /ou base</i>	91
4.3.4	Execução do revestimento	93
4.3.4.1	<i>Controles tecnológicos da execução do TSD</i>	97
5	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	98
5.1	ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	98
5.2	ENSAIOS DE CAMPO.....	98
5.2.1	Bacias de deformação obtidas com FWD - Falling Weight Deflectometer	99
5.2.1.1	<i>Análise das Bacias de deformação</i>	105
5.2.1.2	<i>Retroanálise das Bacias de deformação utilizando o programa REPAV</i>	106
5.2.1.3	<i>Retroanálise das Bacias de deformação utilizando o EVERCALC 5.0</i>	108
5.3	CÁLCULO DE TENSÕES ATUANTES NO MEIO DAS CAMADAS DE PAVIMENTO PELA TEORIA DA ELASTICIDADE.....	110
5.3.1	Cálculo do Módulo de Resiliência - Tensões obtidas pelas equações de Love	114
5.3.2	Cálculo do Módulo de Resiliência - obtidos pelo EVERSTRESS 5.0	115
5.3.3	Comentários	117
5.4	MONITORAMENTO DO TRECHO EXPERIMENTAL.....	118
5.4.1	Trincamento	118
5.4.2	Afundamento de trilha de roda	118
5.4.3	Tráfego	118
5.4.3.1	<i>Contagem de tráfego do projeto (1995)</i>	119
5.4.3.2	<i>Contagem de tráfego atual (2008)</i>	120
5.4.4	Custo do solo-agregado	121
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	123
6.1	CONCLUSÕES.....	124
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	126
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	128

APÊNDICE A	Ensaio de Compactação da argila.....	131
APÊNDICE B	Ensaio de índice suporte Califórnia da argila.....	134
APÊNDICE C	Análise granulométrica da argila.....	137
APÊNDICE D	Classificação MCT da argila.....	138
APÊNDICE E	Ensaio de compactação do solo-agregado.....	139
APÊNDICE F	Ensaio de ISC do solo-agregado.....	140
APÊNDICE G	Resistência do solo-agregado ao cisalhamento na condição consolidado, isotrópico, drenado (CID).....	141
APÊNDICE H	Ensaio triaxial para módulo de resiliência do Solo-agregado	143
APÊNDICE I	Ensaio triaxial para módulo de resiliência da argila.....	146
APÊNDICE J	Deflectometria da pista experimental.....	149

1 INTRODUÇÃO

Os primeiros passos da engenharia de pavimentos rodoviários, no Rio Grande do Sul, ocorreram entre os anos de 1934 e 1937 quando havia a necessidade de dar trafegabilidade permanente a caminhos estreitos e precários para que os anseios de liberdade e progresso dos pioneiros tivessem algum sentido.

Naqueles tempos, cuja extensão de rodovias trafegáveis era da ordem de cinquenta quilômetros em todo Estado do Rio Grande do Sul, a técnica possível era denominada de “Macadamização”. Consistia em espalhar pedras de granulometria menor sobre um estreito leito com três metros de largura, previamente escarificado, o que permitia a consolidação do solo para o tráfego da época. Observava-se que em alguns trechos de estrada a mistura resultante de pedras e solo podia ser aproveitada no processo seguinte de pavimentação quando era executada uma base de Macadame Hidráulico, pela sua grande capacidade de suporte ao tráfego. Ao observador atento, ficava implícita a aptidão de alguns solos para uso como fundação de rodovia.

A partir de 1960, a brita graduada foi introduzida no país como solução para bases e sub-bases rodoviárias, principalmente pela alta capacidade de suporte e possibilidade de ser produzida em escala industrial, uniformizando o processo construtivo e facilitando a padronização dos controles tecnológicos. Era necessária uma grande produção para fazer frente à demanda por pavimentos provocada pela expansão da indústria automobilística e o progresso que o Brasil experimentou em obras de infra-estrutura até a década de 1980. Os financiamentos contínuos provenientes do Fundo Rodoviário Nacional, imposto arrecadado sobre o consumo de combustíveis líquidos, permitiu construir a base do sistema rodoviário estadual.

Neste período, os projetos eram desenvolvidos e executados sem maiores interrupções e as instalações industriais necessárias para produção dos insumos básicos para pavimentação eram dimensionadas e localizadas no centro de gravidade da obra. Hoje em dia, nem sempre isso é possível, em decorrência das freqüentes interrupções dos cronogramas físicos e das limitações impostas pela legislação ambiental. A montagem de instalações industriais regionais privadas, para produção da brita graduada foi o caminho encontrado, permitindo a disponibilidade do material em locais estratégicos e o desenvolvimento de um mercado exclusivo. No entanto, apesar do contexto favorável no desempenho estrutural deste material,

existem pelo menos dois fatores que comprometem sua utilização futura como estrutura de pavimento e justificam o empenho acadêmico na busca da validação de soluções alternativas.

O primeiro refere-se ao custo elevado de produção, associado às questões de transporte, pois com produções regionalizadas as distâncias de transporte chegam a ultrapassar cem quilômetros. O segundo está relacionado às questões ambientais que dificultam a abertura de novas lavras que devido às agressões causadas em função das detonações em rocha, da emissão de gás carbônico (para produzir e transportar o material a grandes distâncias) e da alteração do habitat natural onde se situam as jazidas. Diante desta situação, onde os custos presentes na engenharia rodoviária podem postergar a realização de novas obras no estado, apresenta-se este estudo, utilizando o solo local em mistura com material pétreo britado nas camadas da estrutura do pavimento.

A proposta foi construir em escala real, em segmento de rodovia estadual, duas estruturas alternativas utilizando solo-agregado, seguindo controle tecnológico e especificações técnicas do DAER/RS. A mistura é formada por 60 % de agregado nas frações granulométricas 1 ½ “, ¾” e 3/8 “, garantindo que ocorra contato entre os grãos da estrutura sob regime de tensões e 40% de argila laterítica, que por sua característica coesiva permite o envolvimento dos agregados acrescentando resistência aos esforços de tração e compressão a que está sujeita a estrutura.

Este estudo irá demonstrar que a resistência do material resultante tem suas características de Índice Suporte Califórnia (ISC) aumentada em até seis vezes, acrescenta características de material coesivo e comportamento resiliente frente às cargas rodoviárias, permitindo que bases executadas e protegidas apenas por uma camada fina de asfalto, denominada imprimação, apresentem coesão superficial e impermeabilização por até 15 dias sob ação das intempéries naturais e do tráfego rodoviário.

As estruturas de pavimento em solo-agregado são comparadas com a solução prevista no projeto específico da rodovia RSC 129, projetadas em material granular, estabelecendo-se um modelo de previsão de desempenho, a partir da análise de parâmetros identificados por períodos determinados como deflexões, trincamento e afundamento de trilha de roda. Esses elementos, coletados em condições idênticas e reais de tráfego, irão identificar o potencial de utilização desse material como base e/ou sub-base de rodovia. Nesta linha, segue o registro

dos custos da construção e a comparação dos resultados obtidos para o solo-agregado e brita-graduada, permitindo verificar se o investimento se justifica pelo retorno obtido.

1.1 IMPORTÂNCIA E APLICAÇÃO DO ESTUDO

A demanda por pavimentos asfálticos não poderá ser atendida somente através de técnicas construtivas convencionais pelo fato dessas obras serem invariavelmente de iniciativa estatal, cujo poder de investimento é baixo, uma vez que são priorizadas as áreas de saúde, educação e segurança pública. Os financiamentos internacionais não costumam contemplar investimentos sem a devida taxa de retorno, o que é muito difícil de conseguir em rodovias de baixo volume de tráfego, característica dos acessos municipais ainda sem pavimentação asfáltica neste Estado.

Complementando essa problemática ficam os custos econômicos e sociais incalculáveis para aquelas comunidades isoladas que não possuem ligação asfáltica. Começa com a dificuldade da permanência das famílias nas propriedades rurais, pois não há trabalho para todos, já que as empresas têm restrições em instalar unidades produtivas em locais de difícil acesso, aumentando assim o custo de transporte. Segue com o prejuízo à saúde da população lindeira à estrada de terra, pela poeira que a circulação dos veículos provoca, ou por fim, as restrições de deslocamento em dias chuvosos.

As tentativas no caminho da solução resumem-se à construção, sem acompanhamento técnico adequado pelas Prefeituras Municipais, de revestimentos delgados e camadas de anti-pó em rodovias vicinais com baixíssima durabilidade. O uso de solos locais, devidamente homogêneos e aplicados com técnica adequada, poderia atender uma parcela considerável de nossa população, a exemplo do que já é feito em outros estados e países.

Os solos lateríticos vêm sendo objeto de estudo desde a década de 1960, utilizados com sucesso em São Paulo e outros estados da região Norte e Nordeste. Hoje em dia, são conhecidos na comunidade acadêmica como solos finos de comportamento laterítico, presentes nos horizontes B de perfis pedológicos. Quando misturados com agregado pétreo,

cascalhos, seixos ou basaltos decompostos, são empregados nos meios rodoviários para permitir tráfego de veículos em rodovias não pavimentadas.

No Estado do Rio Grande do Sul as condições climáticas são fatores limitantes que praticamente inviabilizam a utilização dos solos lateríticos puros como bases de rodovia, pois o material exposto perde resistência pela ação do tráfego e do aumento da umidade na mistura. No caso de misturas de solo e agregado onde, uma parcela considerável da base ou sub-base é granular, este probda ordem de 40%, é substituída por argila laterítica.

No ano de 2002 foi construído um trecho experimental na RS-118 entre Lami-Itapuã, pelo Centro de Pesquisas Rodoviárias do DAER, onde base e sub-base foram executadas com uso de solo-agregado. O comportamento ao tráfego até o momento está sendo considerado satisfatório, sem qualquer indício de ruptura estrutural.

A construção de uma pista experimental, objeto deste estudo, com 600 metros de extensão, na RS 129, permitirá mesmo em curto prazo, obter resultados tanto em nível de projeto, execução e de comportamento ao tráfego.

A principal demanda por pavimentos no Estado do Rio Grande do Sul, consenso na comunidade rodoviária é atender 114 municípios sem acesso asfáltico, com extensão aproximada de 1.700 km. O volume diário médio de veículos que deverão solicitar esses novos pavimentos é menor que 500 veículos/dia, logo, ao validar-se técnica e economicamente a solução do solo- agregado com utilização das argilas lateríticas abundantes no norte do Estado, o meio rodoviário gaúcho terá uma alternativa interessante para rodovias de baixo volume de tráfego.

Outra aplicação interessante do solo-agregado é sua utilização nas camadas inferiores de terraplenagem como reforço da pavimentação com a vantagem de redução da espessura total do pavimento por conta do acréscimo de coeficiente estrutural. Além disso, permite a continuidade das obras em períodos de inverno (no caso do Rio Grande do Sul, bastante úmido) onde a argila pura torna-se de difícil trabalhabilidade.

1.2 OBJETIVOS

- Estudar a viabilidade do uso do solo-agregado em bases e sub-bases rodoviárias, pela análise de resultados obtidos em investigações de:
 - Laboratório, pela caracterização dos materiais e mistura de materiais.
 - Campo, descrevendo técnicas construtivas e controles tecnológicos.
 - Comparação dos custos de construção convencionais com a solução proposta na pista experimental.

- Comparar módulos de resiliência obtidos em laboratório com módulos de resiliência retroanalizados a partir de bacias de deformação medidas em campo pelo Falling Weight Deflectometer (FWD) após a construção de cada camada estrutural.

- Editar procedimentos construtivos e técnicos para execução de bases e sub-bases de solo-agregado contruídos a partir de misturas utilizando argilas lateríticas do Rio Grande do Sul.

- Monitorar o desempenho inicial da pista experimental a partir de:
 - Contagens de tráfego
 - Medição de deflexões com Viga Benkelman ou FWD
 - Medição de afundamentos de trilha de roda

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Em síntese, esta dissertação está estruturada, além deste capítulo inicial, em mais cinco capítulos descritos a seguir:

Capítulo 2: Revisão Bibliográfica.

Busca-se, neste capítulo, a inserção do leitor no contexto da dissertação, através do conhecimento particularizado dos conceitos e temas de importância para o perfeito entendimento do assunto abordado. Destacam-se a discussão sobre as especificações técnicas existentes sobre o assunto, algumas soluções implementadas recentemente em termos de solo

agregado e uma breve revisão sobre sustentabilidade do projeto, pois bases em brita graduada consomem 40% a mais de material produzido industrialmente do que as bases em solo-agregado, o que sem dúvida é um fato que pode agregar valor à solução e possibilitar aprofundamento em trabalhos futuros.

Capítulo 3: Materiais e Métodos.

Descreve-se os materiais utilizados, com ênfase para a argila laterítica, seu comportamento isolado e em conjunto com o material pétreo, além dos métodos de pesquisa, estratégias para construção da pista experimental e detalhe dos equipamentos utilizados.

Capítulo 4: Construção da Pista Experimental.

Talvez a tarefa mais gratificante na busca dos objetivos desta dissertação, através da qual ficaram determinados os principais objetivos da pesquisa, já que a reprodução na escala real de protótipos desenvolvidos em laboratório permitiu conclusões importantes que de outra forma não seria possível.

Capítulo 5: Apresentação e análise dos resultados.

Nesta fase do trabalho são apresentados os resultados obtidos e procedimentos adotados, tanto em nível de ensaios de laboratório, quanto relativos a aspectos construtivos. Mais, algumas discussões são feitas à luz de resultados contundentes como, por exemplo, a contribuição estrutural que cada camada construída impõe ao pavimento através da análise das bacias de deformação.

Capítulo 6: Considerações finais.

Neste capítulo, são apresentadas as conclusões obtidas ao longo do desenvolvimento do trabalho, de forma sintética, objetiva, apontando linhas de pesquisas possíveis para trabalhos futuros que possam complementar este estudo e contribuir para difundir o uso do solo-agregado como estrutura de pavimento.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados conceitos e informações de pavimentos rodoviários e dos principais materiais utilizados na pista experimental construída e ensaiada para obtenção dos resultados práticos relatados, ou seja, os solos tropicais e materiais pétreos britados.

2.1 PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

Pavimento é uma estrutura de múltiplas camadas de espessuras finitas, construída sobre a superfície final de terraplenagem, destinada técnica e economicamente, a resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e do clima, e a propiciar aos usuários melhoria nas condições de rolamento, com conforto, economia e segurança (BERNUCCI *et al*, 2006).

Segundo a Norma Brasileira de Regulamentação, NBR 7207 (1982, p.02) pavimento é assim definido: “O pavimento é uma estrutura construída após a terraplenagem e destinada, econômica e simultaneamente, em seu conjunto, a”:

- a) resistir e distribuir ao subleito os esforços verticais produzidos pelo tráfego;
- b) melhorar as condições de rolamento quanto à comodidade e segurança;
- c) resistir aos esforços horizontais que nela atuam, tornando mais durável a superfície de rolamento.

Medina e Motta (2005, p.14), comentam que: esta definição exprime aquilo que foi, historicamente, o objetivo da pavimentação de estradas e ruas: melhorar as estradas de terra, protegendo-as da ação da água, do desprendimento de poeira e pedras, enfim, tornando-as mais cômodas e seguras ao tráfego e mais duráveis.

Os pavimentos são classificados, de acordo com a rigidez da estrutura como:

- a) pavimento flexível: normalmente associado a revestimentos betuminosos construídos sobre bases granulares, ou solos estabilizados.
- b) pavimento rígido: em geral, constituído por placas de concreto de cimento portland apoiadas em sub-bases de solo cimento ou outro tipo de fundação reforçada com material granular.

A diferença básica entre os dois sistemas construtivos reside na forma com que são distribuídas as tensões decorrentes da solicitação pelo tráfego ao subleito. Os pavimentos rígidos tendem a distribuir os esforços em uma grande área comparada aquela do contato do pneu com a pista, reduzindo os esforços no subleito. Nos pavimentos flexíveis os módulos de rigidez das diversas camadas aumentam gradativamente a partir do subleito e o revestimento absorve apenas parcialmente as cargas, em área mais restrita, permitindo com que as demais camadas absorvam suas parcelas de tensões conforme suas características de rigidez e espessura.

Segundo a NBR 7207 (1982), os pavimentos asfálticos são constituídos por quatro camadas principais, assim definidos:

- a) subleito: é o terreno de fundação do pavimento ou do revestimento.
- b) sub-base: é uma camada corretiva do subleito, ou complementar à base, quando por qualquer circunstância não seja aconselhável construir o pavimento diretamente sobre o leito obtido pela terraplenagem.
- c) base: é uma camada destinada a resistir e distribuir os esforços verticais oriundos dos veículos sobre a qual se constrói um revestimento.
- d) revestimento: a camada, tanto quanto possível impermeável, que recebe diretamente a ação do rolamento dos veículos, que se destina, econômica e simultaneamente: a melhorar as condições do rolamento quanto à comodidade e segurança; a resistir aos esforços horizontais que nele atuam, tornando mais durável a superfície de rolamento.

Eventualmente, o projetista poderá dimensionar uma camada de reforço do subleito quando o material do subleito não atingir o ISC mínimo recomendado pelas normas de projeto, ou, por razões de economia, quando as outras camadas mais nobres e caras poderão ser reduzidas na sua espessura.

Segundo Bernucci *et al.* (2007), as estruturas de pavimento são projetadas para resistirem a numerosas solicitações de carga, dentro do período de projeto, sem que ocorram danos estruturais fora do aceitável e previsto. Os principais danos considerados são a deformação permanente e a fadiga. Para se dimensionar adequadamente uma estrutura de pavimento, deve-se conhecer bem as propriedades dos materiais que a compõe, sua resistência à ruptura, permeabilidade e deformabilidade, frente à repetição de carga e ao efeito do clima.

2.2 AGREGADOS PÉTREOS

Os materiais pétreos granulares, genericamente denominados agregados, são utilizados na pavimentação de rodovias na composição de estruturas de pavimento. Segundo Senço (1997), podem ser naturais como seixos rolados e pedregulhos ou artificiais produzidos por processos de fracionamento mecânico e/ou químico como é o caso dos agregados siderúrgicos e da argila expandida.

2.2.1 Classificação dos agregados

De acordo com o manual de pavimentação do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, DNER (1996), os agregados podem ser classificados de acordo com:

- a) tamanho: graúdo, miúdo e de enchimento
- b) natureza: natural e artificial
- c) graduação: denso, aberto e tipo macadame
- d) microtextura, porosidade, resistência e forma.

Os agregados naturais são constituídos de grãos oriundos da alteração das rochas pelos processos de intemperismo ou produzidos por processos de britagem: pedregulhos, seixos, britas, areais, etc...

Os agregados artificiais são aqueles em que os grãos são produtos ou sub-produtos de processo industrial por transformação física e química do material: escória de alto forno, argila calcinada e argila expandida.

O agregado graúdo é o material retido na peneira de nº 10 (2 mm): britas, cascalhos, seixos, etc. Algumas normas consideram retido na peneira de nº 4 (4,76 mm).

O agregado miúdo é o material que passa na peneira de nº 10 (2 mm) e fica retido na peneira de nº 200 (0,075 mm): pó-de-pedra, areia, etc.

O agregado de enchimento, conhecido como material de enchimento (filler) é o que passa pelo menos 65% na peneira de nº 200 (0,075mm): cal extinta, cimento Portland, pó de chaminé, etc.

Os agregados graúdos, miúdos e material de enchimento são não-plásticos e inertes em relação aos demais componentes de uma mistura de agregados.

O agregado de graduação densa é aquele que apresenta uma curva granulométrica de material bem graduado e contínua, com quantidade de material fino, suficiente para preencher os vazios entre as partículas maiores.

O agregado de graduação aberta é aquele que apresenta uma curva granulométrica de material bem graduado e contínua, com insuficiência de material fino para preencher os vazios entre as partículas maiores.

O agregado tipo macadame é aquele que possui partículas de um único tamanho, o chamado “one size aggregate”. Trata-se, portanto, de um agregado de granulometria uniforme onde o diâmetro máximo é, aproximadamente, o dobro do diâmetro mínimo.

2.2.2 Características tecnológicas

Conforme o Manual de Pavimentação do DNER (1996), as características tecnológicas de um agregado servem para assegurar uma fácil distinção de materiais, de modo a se poder comprovar sua uniformidade, bem como a escolha de um material que resista, de forma adequada, as cargas que o pavimento irá suportar. As características dos agregados, que devem ser levadas em conta nos serviços de pavimentação são os seguintes:

- a) granulometria;
- b) forma;
- c) absorção de água;
- d) resistência ao choque e ao desgaste;
- e) durabilidade;
- f) limpeza;
- g) adesividade;
- h) massa específica aparente;
- i) densidade real e aparente do grão.

De acordo com o Manual de Pavimentação do DNER (1996), a granulometria do agregado, representada pela curva de distribuição granulométrica, é uma das características que assegura

a estabilidade aos pavimentos, em consequência do maior atrito interno obtido por entrosamento das partículas, desde a partícula mais graúda a mais fina.

No Brasil, a forma predominante entre os grãos de um agregado é avaliada por um índice, denominado de Índice de Forma, cuja determinação se faz por meio de ensaio específico, normalizado pelo DNER. Na construção de revestimentos asfálticos do tipo tratamento superficial é importante que os agregados empregados tenham forma cúbica.

A porosidade do agregado é avaliada através do ensaio de absorção de água. Indica a quantidade de água que um agregado é capaz de absorver quando em contato com a mesma. É determinada em função de diferença de pesos, expressos em percentagem, observados em uma amostra que, inicialmente é mergulhada em água por 24 horas e depois seca em estufa a 100°C - 110°C , em constância de peso, conforme o Manual de Pavimentação do DNER (1996).

A resistência ao choque e ao desgaste está associada à ação do tráfego ou aos movimentos recíprocos das diversas partículas. A resistência ao choque é avaliada pelo ensaio Treton e a resistência ao desgaste pelo ensaio Los Angeles, ambos normalizados pelo DNER.

A durabilidade do agregado está relacionada à resistência ao intemperismo. É avaliada por meio de um ensaio em que o agregado é submetido ao ataque de uma solução padronizada de sulfatos de sódio e de magnésio. Esse ensaio, denominado equivalente de areia, é descrito com detalhes nos métodos de ensaios do DNER. Por outro lado, os agregados para serem usados na pavimentação betuminosa devem ser isentos de substâncias nocivas, tais como, argila, matéria orgânica, etc, caracterizando, assim, a limpeza do agregado.

Ainda de acordo com o Manual de Pavimentação do DNER (1996), uma das qualidades essenciais a se exigir de um agregado a ser usado em revestimentos asfálticos é que tenha boa adesividade, isto é, não haja possibilidade de deslocamento da película betuminosa pela ação da água. Em geral, os agregados básicos ou hidrofílicos (calcários e basaltos) têm maior adesividade do que os ácidos ou hidrofóbicos (granitos e gnaiesses).

Atualmente, identifica-se problemas de adesividade ao Cimento Asfáltico de Petróleo – CAP também nos basaltos.

Existem vários procedimentos para avaliar essa característica dos agregados, alguns dos quais normalizados no meio rodoviário. A adesividade satisfatória pode ser conseguida mediante o emprego de pequenas percentagens de substâncias melhoradoras de adesividade.

2.3 SOLOS TROPICAIS

Segundo Nogami e Villibor (1995), solo tropical é aquele que apresenta peculiaridades de propriedades e de comportamento, relativamente aos solos não tropicais, em decorrência da atuação no mesmo de processos geológicos e/ou pedológicos, típicos das regiões tropicais úmidas. Conseqüentemente, para que um solo possa ser considerado tropical, não basta que tenha sido formado na faixa astronômica tropical ou região de clima tropical úmido. É indispensável que possua peculiaridades de interesse geotécnico.

Ainda, segundo Nogami e Villibor (1995) dentre os solos tropicais destacam-se os *solos lateríticos e os solos saprolíticos*. Os solos Lateríticos ou de comportamento laterítico são assim definidos por possuir uma série de propriedades que levam a classificá-lo, como solo de comportamento laterítico, segundo classificação Miniatura, Compactado, Tropical, (MCT). Cabe observar que o conceito de solo laterítico geralmente adotado difere bastante daquele acima definido. Pedologicamente, o solo laterítico é uma variedade de solo superficial pedogenético, típico das partes bem drenadas das regiões tropicais úmidas. Nos meios rodoviários brasileiros, o termo solo laterítico é freqüentemente usado como significando pedregulho laterítico (vide DNER-ES-P 47, 1974). Já os solos Saprolíticos resultam da decomposição e/ou desagregação da rocha (considerada material consolidado da crosta terrestre), mantendo ainda, de maneira nítida, a estrutura (ou fábrica) da rocha que lhe deu origem (Committee on Tropicção Soil of ISSMFE, 1985). É, portanto solo genuinamente residual, razão pela qual é freqüentemente designado residual.

Segundo Martins *et al.* (2000), os solos lateríticos ocorrem em mais de 60 % do território brasileiro e geralmente estão presentes no horizonte B de perfis classificados pela pedologia como Latossolos.

Segundo Streck *et al.* (2008), os Latossolos são solos bem drenados, normalmente profundos a muito profundos, apresentando no perfil uma seqüência de horizontes A-Bw-C, onde o horizonte Bw é do tipo latossólico. Estes solos têm pouco incremento de argila com a profundidade e apresentam transição difusa ou gradual entre horizontes; por isso mostram um

perfil muito homogêneo, em que é difícil diferenciar os horizontes. Por serem solos muito intemperizados, tem predomínio da caolinita e óxidos de ferro, o que lhes confere uma baixa CTC (atividade de argila < 17 cmol/kg).

Ainda, segundo Streck *et al.* (2008), o Neossolo, que, apesar do termo lembrar solos novos, pouco desenvolvidos e, portanto, sugerindo ainda manterem a condição mineral da rocha mãe, podem aparecer como Neossolos Quartzarênicos órticos em condições de boa drenagem e com baixa saturação por bases. Na engenharia rodoviária são os saibros granulares que apresentam baixa expansão (< 1%) e resistência medida no ensaio ISC \geq 50%.

Fica claro que a qualidade dos solos como materiais de construção rodoviária está relacionada ao intemperismo sofrido pelas rochas na formação dos solos, dando a eles comportamento laterítico. O processo de laterilização pode ser descrito como um conjunto de complexas reações químicas, mineralógicas e bioquímicas interligadas (hidrólise, hidratação, oxirredução, quelação, dissolução), agindo sobre rochas preexistentes expostas a superfície da terra. As reações são provocadas pelo contato das rochas com o meio ambiente de clima de floresta tropical e sub-tropical alternado e finalizado com período semi-árido de savana, que ao longo do tempo geológico transformam as rochas preexistentes em lateritas.

Assim, segundo Costa (1990), a lateritização é um processo geológico estritamente dependente de climas específicos, sendo suas rochas importantes registros paleogeográficos, paleoclimáticos e paleobotânicos.

Segundo Melfi (1997), as altas temperaturas encontradas nas regiões tropicais provocam uma aceleração na degradação da matéria orgânica, resultando água e CO₂ (gás carbônico). O gás carbônico confere às soluções de alteração características levemente ácidas (pH \approx 5,5 – 6). Nessas condições de pH há um certo controle no comportamento dos principais elementos constituintes dos minerais formadores das rochas. O alumínio e o ferro são praticamente insolúveis, acumulando-se na forma de óxidos e/ou hidróxidos. Os elementos alcalinos e alcalinos terrosos são totalmente lixiviados, enquanto que a sílica é também mobilizada, porém, com velocidade mais baixa que os alcalinos, havendo possibilidade, em certas situações de recombinação de parte dessa sílica com o alumínio que permanece *in situ*, gerando argilominerais.

O quartzo, por exemplo, imprime ao solo propriedades e comportamentos decorrentes de suas peculiaridades, como resistência, dureza e estabilidade química.

Já Medina e Motta (2005), descrevem os solos lateríticos como provenientes da intemperização dos solos saprolíticos de diferentes origens, ou de colúvios antigos subjacentes. Nesta ampla categoria enquadram-se as areias finas lateríticas aplicadas em camadas de base de estradas de tráfego leve a médio no oeste de São Paulo, às vezes com adição de brita e as argilas vermelhas, presentes em grande parte do Brasil, sendo utilizadas como reforço do subleito e sub-base, embora nesta condição contrariando as especificações mais antigas que recomendam ausência de finos plásticos. Estes solos já tem sido utilizados em camadas de base, sejam puras, misturadas com brita, ou tratadas com aditivos químicos. Os mesmos autores lembram a experiência pioneira que realizou, em 1952, o engenheiro Francisco Pacheco da Silva, do Instituto de Pesquisas Tecnológicas, I.P.T. de São Paulo, com a utilização de argila areno argilosa numa base de 25cm de espessura em trecho de 50m num acesso de Campinas à via Anhanguera, em São Paulo.

Entre os solos denominados tropicais o interesse deste estudo está nos solos tropicais lateríticos cujo comportamento, do ponto de vista geotécnico os credencia para utilização como bases e sub-bases rodoviárias, em especial as argilas lateríticas ou latossolos vermelhos presentes no horizonte B dos perfis pedológicos.

2.3.1 Ocorrência de solos lateríticos

Bernucci (1995), em suas considerações relata que os solos lateríticos ocorrem, em geral, na faixa de terra denominada geograficamente inter-tropical, em regiões com condições climáticas favoráveis ao intemperismo intenso e rápido, com altas temperaturas, ambiente úmido, com chuvas abundantes e percolação d'água. Calcula-se que os solos lateríticos ocupem cerca de 8,1% da superfície dos continentes (UEHARA, 1982). Se os solos lateríticos ocorressem somente na faixa inter-tropical, eles recobririam cerca de 21% desta área.

No Brasil, os solos lateríticos estão presentes em quase todo território em camadas superficiais do horizonte pedológico, com espessuras de ocorrência que variam desde a ordem de dezenas de centímetros até cerca de dez metros.

No Rio Grande do Sul, conforme se pode observar na figura 1, os solos lateríticos, especialmente as argilas lateríticas vermelhas, objeto deste estudo, cobrem grande parte da região norte ou cerca de 30% da área total do estado.

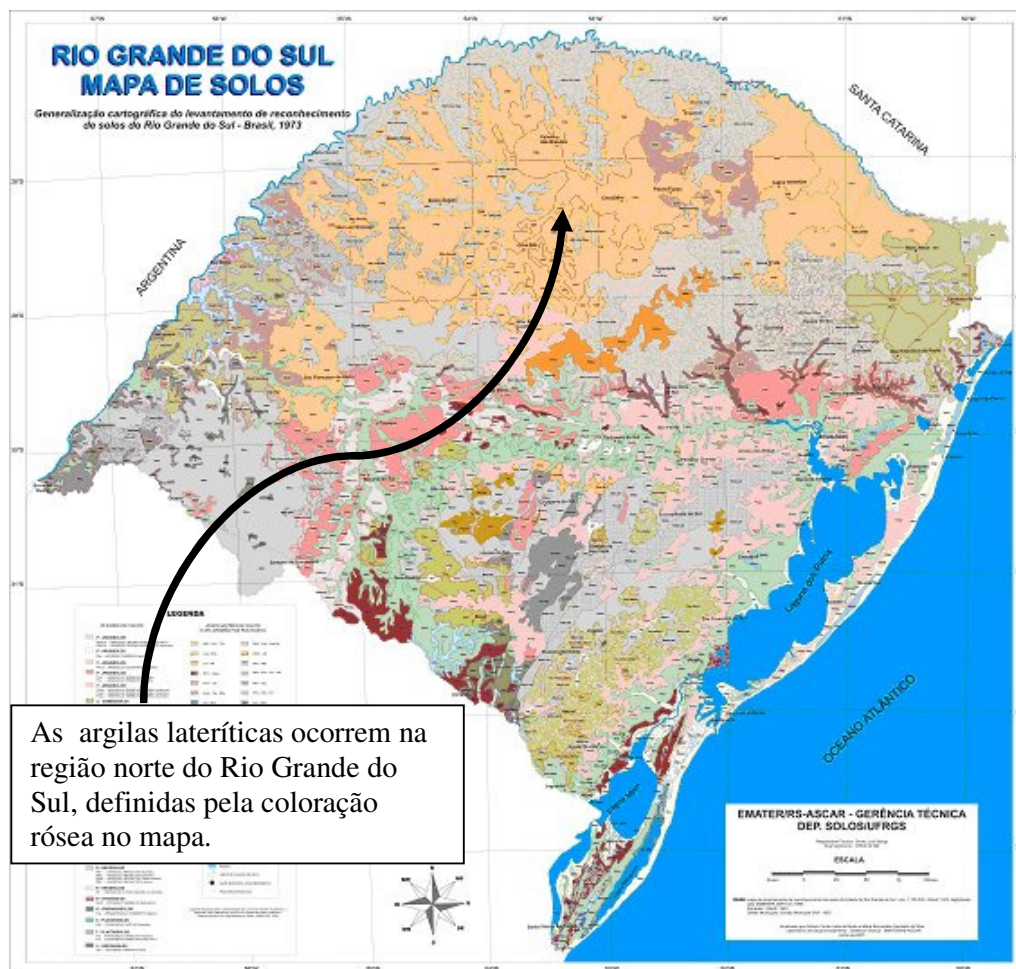


Figura 1: mapa de Solos do Rio Grande do Sul
Fonte: Streck et al. (2008, P.149)

2.3.2 Classificação MCT

A primeira classificação considerada interessante do ponto de vista do uso de solos lateríticos, foi a original do “Public Roads” norte americano, desenvolvido entre 1927 e 1929. Tinha o propósito inicial de classificar solos para servirem de camada de base direta para tráfego dos veículos protegidos por camadas de pavimentos asfálticos esbeltos, utilizando critérios de distribuição granulométrica, plasticidade e contração para a seleção.

Casagrande (1942) concebeu a Classificação de Solos Unificada (Unified Soil Classification System - USCS), baseada praticamente nos mesmos conceitos que levavam em conta, correlações entre os limites de Atemberg e a granulometria dos solos.

Bernucci *et al.* (2007), relatam que com o desenvolvimento dos países de clima tropical, notoriamente com a construção de obras geotécnicas de vulto, como estradas, barragens e aterros, observou-se uma incongruência entre as propriedades esperadas dos solos finos e as que realmente eles exibiam. Conceitos de geologia e pedologia passaram a ser importantes para a geotecnia no sentido de se compreender o mecanismo diferenciador na formação dos solos existentes nas regiões tropicais e sua influência no comportamento geotécnico. A prática da engenharia mostrou que as técnicas tradicionais de classificação e hierarquização aplicadas aos solos tropicais lateríticos e saprolíticos eram ineficientes e inadequadas, pois não inferiam corretamente as propriedades mecânicas.

Mais recentemente, Nogami e Villibor (1981), professores da Universidade de São Paulo - USP e engenheiros do DER/SP – Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo, publicaram a classificação geotécnica MCT (Miniatura, Compactado e Tropical), aplicável a solos tropicais usados em obras viárias.

Os métodos tradicionais praticados pela engenharia rodoviária, desenvolvidos para solos de clima frio e temperado mostraram-se inadequados quando se tratava de classificar solos tropicais principalmente quanto ao dimensionamento e dosagem para uso em obras viárias. As classificações tradicionais praticamente contra-indicavam a utilização de solos finos ou solos agregados com presença de finos - partículas menores que 2 mm (Bernucci *et al.*2006).

Cozzolino e Nogami (1993, p.77) relatam que a classificação MCT foi “ desenvolvida com o objetivo inicial de poder aproveitar mais apropriadamente, em bases de pavimentos, solos

arenosos finos lateríticos, considerados inapropriados pelas classificações e especificações tradicionais”. Mais, “a metodologia MCT baseia-se no princípio de que os limites classificatórios tradicionais não poderiam ser aplicados diretamente sobre solos tropicais. Há a necessidade de desenvolver novos índices mais significativos ainda não disponíveis”.

Conforme relata Silveira (2000), em sua dissertação, a classificação MCT adota um procedimento de compactação adaptado daquele desenvolvido por Parsons, do *Transport and Road Research Laboratory*, em 1976. O procedimento de Parsons é conhecido como MCV (Moisture Condition Value) e o procedimento adaptado como mini-MCV devido à utilização de corpos de prova de 50 mm. Com os resultados do procedimento MCV são obtidos os parâmetros **a** e **b** (**a'** e **b'** na adaptação).

Cozzolino e Nogami (1993), acrescentam que **a'** e **b'** não distinguem os solos lateríticos dos saprolíticos, “daí a necessidade de introduzir um novo coeficiente **c'**, o ensaio de perda de massa por imersão e a consideração da inclinação do ramo seco da curva de compactação que corresponde ao coeficiente **d'**. A determinação do grupo a que o solo estudado pertence na classificação MCT, é obtida através do gráfico apresentado na figura 2, onde nas ordenadas representa-se os valores de **e'** e nas abscissas o coeficiente **c'**.

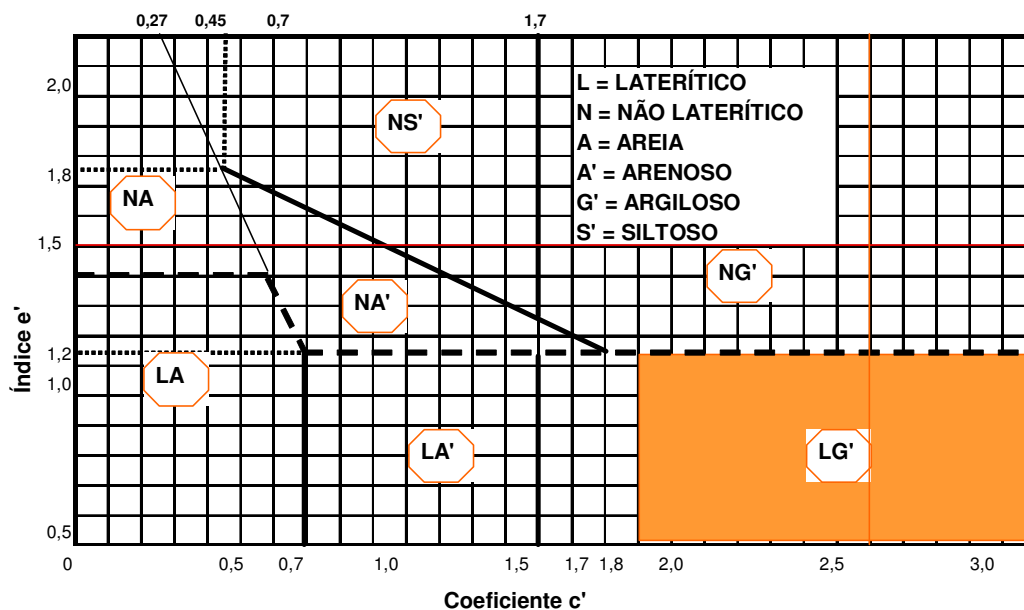


Figura 2: Classificação MCT

Fonte: Nogami e Villibor, 1995, modificado pelo autor.

Pode ser observado na figura 2 que a classificação MCT é dividida em duas classes: L e NL, além de 7 grupos: NA, NA', NS', NG', LA, LA' e LG'. O coeficiente e' é obtido de acordo com a expressão número 1.

$$e' = \sqrt[3]{\left(\frac{P_i}{100} + \frac{20}{d'}\right)} \quad (1)$$

Pi = Perda de massa por imersão obtida do mini MCV.

d' = Inclinação do ramo seco da curva de compactação para 12 golpes.

A classe L são os solos de comportamento laterítico, mais apropriados para uso em obras viárias. A Classe N são os solos não lateríticos, constituídos principalmente pelos solos saprolíticos que, por guardarem características mineralógicas da rocha mãe apresentam comportamento não adequado ao uso em obras viárias, como por exemplo, a expansão na presença d'água. Nogami e Villibor (1995) orientam na tabela 1 a utilização rodoviária dos solos de acordo com a classificação MCT, estabelecendo uma correlação com os métodos tradicionais USCS e AASHTO. Observam os autores que as recomendações são válidas somente para a área em que o comportamento dos solos foi efetivamente verificado, em razão de fatores externos do tipo: clima, topografia, geologia, pedologia, técnica construtiva e classe da rodovia. Os 7 grupos da classificação MCT são descritos como:

- a) Grupo NA: composto por areias, siltes e misturas de areais e siltes, em que os grãos são constituídos essencialmente de quartzo e/ou mica (sericita principalmente). Praticamente não possuem finos passando na peneira de 0,075 mm, de comportamento não laterítico.
- b) Grupo NA': granulometricamente, sobretudo, os solos desse grupo são misturas de areia quartzosas (ou minerais de propriedades similares) com finos passando na peneira de 0,075 mm, de comportamento não laterítico.
- c) Grupo NS': compreendem, sobretudo, os solos saprolíticos silto-arenosos peculiares, resultantes do intemperismo tropical nas rochas eruptivas e metamórficas, de constituição predominantemente feldspática=micácea-quartzosa.
- d) Grupo NG': composto por saprolitos argilosos, que derivam de rochas sedimentares argilosas (folhelhos, argilitos, siltitos) ou cristalinas, pobres em quartzo e ricas em anfibólidos, piroxênios e feldspatos cálcicos. Classificam-se nesse grupo os solos

superficiais pedogenéticos não lateríticos, como os vertissolos, bem como, muitos solos transportados.

- e) Grupo LA: incluem-se neste grupo areais com poucos finos de comportamento laterítico, típicas do horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente como areais quartzosas e regossolos.
- f) 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 podozolicos ou podozoliados arenosos (textura média, segundo metodologia adotada nos mapeamentos pedológicos).
- g) Grupo LG': os integrantes mais frequentes deste grupo têm sido as argilas e as argilas arenosas, que constituem o horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente como os latossolos.

Tabela 1- Dados de solos da classificação MCT

Comportamento	N = não laterítico				L = Laterítico		
	NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG'
Recomendação de utilização em obras viárias							
Base de pavimento de vias de baixo volume de tráfego	NR	4°	NR	NR	2°	1°	3°
Reforço de subleito	4°	5°	NR	NR	2°	1°	3°
Subleito compactado	4°	5°	7°	6°	2°	1°	3°
Corpo de aterro compactado	4°	5°	6°	7°	2°	1°	3°
Camada de proteção à erosão	NR	3°	NR	NR	NR	2°	1°
Revestimento primário	5°	3°	NR	NR	4°	1°	2°
Granulometrias típicas	Argilas e Siltes	Areias Siltosas	Siltes e siltes arenosos	Argilas, Argilas arenosas. Argilas siltosas e siltes argilosos	Areias siltosas	Areias argilosas	Argilas, argilas arenosas, Argilas siltosas e siltes argilosos
Grupos prováveis de classificação de solos							
Classificação unificada dos Solos	SP	MS	SM	MH	SP	SC	MH
	SM	SC	CL	CH	SC		ML
		ML	ML				CH
Classificação Rodoviária	A - 2	A	A - 4	A - 6	A - 2	A - 2	A - 6
		A - 4	A - 5	A-7-5		A - 4	A-7-5
		A - 7	A - 7 -5	A-7-6			

Fonte: Nogami e Villibor,(1995)

Dos parâmetros da classificação MCT o coeficiente c' corresponde à declividade da parte reta da curva N_a versus Mini - MCV (onde N_a é a variação da altura do corpo de prova resultante do aumento da energia de compactação) do ensaio mini - MCV, correspondente a mini -

MCV igual a dez. Como no ensaio não se obtém sempre uma curva correspondente a mini – MCV exatamente igual a dez, c' pode ser obtido pela interpolação gráfica de uma curva com declividade intermediária entre as obtidas para os valores de mini-MCV imediatamente superior e inferior a dez.

O coeficiente c' está relacionado com a textura dos solos. Valores de c' acima de 1,5 caracterizam argilas e solos argilosos; valores abaixo de 1 caracterizam areias siltosas, areias argilosas, argilas arenosas, argilas siltosas, etc.

Nogami e Vilibor (1995) apresentam um estudo com misturas artificiais no qual foram avaliadas três variáveis: percentagem passante na peneira N° 200, o tipo de finos (laterítico ou não) e o tipo de areia (bem e mal graduada) chegando as seguintes conclusões:

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

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

É dado pela equação 1:

$$e' = \sqrt[3]{\frac{20}{d'} + \frac{Pi}{100}} \quad (1)$$

Onde:

d' é a declividade do ramo seco da curva de mini- MCV, correspondente à energia obtida através de doze golpes de soquete.

Pi é a perda da massa por imersão correspondente a mini-MCV igual a 10 ou 15, dependendo da altura do corpo de prova.

2.4 SOLO-AGREGADO

Yoder (1975), ao descrever as propriedades gerais do solo-agregado comenta que a estabilidade de uma mistura deste tipo depende muito da granulometria, da forma das partículas, da densidade relativa, do atrito interno e da coesão. Um material granular terá máxima estabilidade pela mobilização do atrito interno ao resistir a deformação no estado de tensões.

2.4.1 Definições

Considera-se, portanto a graduação entre as parcelas um aspecto muito importante. Este estudo segue classificando o solo-agregado em três estados físicos, (figura 3) que levam em conta conceitos de densidade e estabilidade (YODER, 1975):

- a) solo-agregado sem finos: situação em que a mistura possui uma parcela muito pequena, ou inexistente de finos, ou seja, parcela de material que passa na peneira de número 200. A estabilidade ocorre pela graduação da mistura e a resistência pelo contato entre os grãos. Caracteriza-se pela baixa densidade e sensibilidade as ações de congelamento e variação da umidade. No entanto, são de difícil compactação pelo caráter não coesivo da mistura;
- b) solo-agregado com finos: nesta condição, a quantidade de finos presente é suficiente para preencher os vazios entre os agregados, permite que ocorra o contato entre os grãos, com aumento da resistência. Possui densidade alta, permeabilidade mais baixa e moderadamente susceptível as variações climáticas. Apesar da dificuldade moderada em receber compactação, apresentam os melhores resultados de resistência depois de compactado;
- c) solo-agregado com muitos finos : este caso, não ocorre o contato entre os agregados que, praticamente flutuam entre o solo. Possui baixa densidade, altera o

comportamento frente ao clima e a presença d'água. Paradoxalmente, os aspectos construtivos são facilitados, com comportamento impermeável dependendo dos finos.

Para bases e sub-bases de pavimentos, enquadra-se nas normas do Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem – DAER, Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT e DNER as soluções do tipo (a) e (b) por permitir o contato entre as partículas.

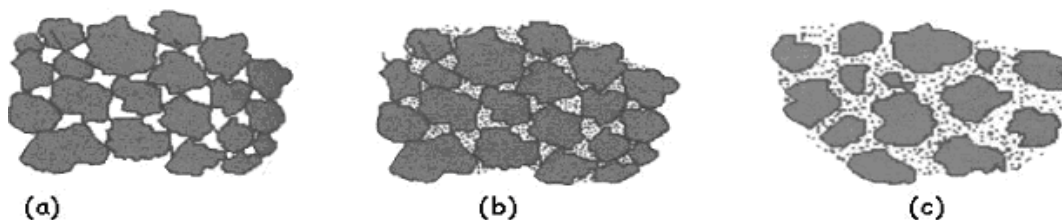


Figura 3: tipos de solo-agregado
Fonte: Yoder e Witczak (1975, p. 711)

Bernucci *et al.* (2007) refere que se têm empregado com frequência misturas do tipo (b) e (c), chamadas de solo-brita ou solo-areia. O tipo (c) tem sido denominado também de solo-brita descontínuo. O importante nessas misturas é a natureza do material fino, que quando tem características lateríticas pode ser usado com sucesso. Este fato se deve principalmente pela ausência do ciclo gelo-degêlo; drenagem favorecida; umidade de equilíbrio abaixo da umidade ótima de compactação em algumas regiões, favorecida pela secagem do material da base; natureza e estado peculiar dos solos lateríticos, que expandem muito pouco na presença d'água, apesar da plasticidade às vezes elevada. Essas misturas, por prevalecer a matriz do solo laterítico, são coesivas, muito pouco expansivas e com boa capacidade de suporte. Certas misturas de solo-brita (50% em peso de brita) dão ISC da ordem de 80% na energia modificada. As misturas com 70% em peso de brita e 30% de solo apresentam muitas vezes ISC acima de 100% e apresentam pouca perda de capacidade de suporte após imersão em água.

Ainda, segundo Bernucci *et al.* (2007), conforme a quantidade de finos, a mistura pode sofrer contração por perda de umidade e, como conseqüência, apresentar fissuração, mas se a porcentagem de solo for inferior a 50% do total esse problema não chega a comprometer.

Conforme Nogami e Vilibor (1995), o solo-brita começou a ser empregado no estado de São Paulo ainda na década de 50, denominado de “ virado paulista”. Esse material tem sido empregado, predominantemente em misturas de 80% de brita e 20% de solo ou, no máximo 70% de brita e 30% de solo, em vias de tráfego médio a pesado, com sucesso.

Silveira (2000) estudou misturas de solo-agregado onde foram incorporadas frações de solo nas proporções de 20% e 40% em relação ao peso seco da mistura. Adotou como agregado porções retidas nas peneiras de 1”, ¾”, 3/8”, N° 4 e a parcela de finos foi contribuição exclusiva do solo. Os valores dos parâmetros encontrados para as misturas de solo-agregado mostraram-se muito apropriados para uso como camadas de base e sub-base em estruturas de pavimentos urbanos.

Ainda, segundo Silveira (2000), a utilização de solos lateríticos apresentam melhores resultados em relação às características resilientes. Para misturas com 20% de solos não se observa mais esse efeito, uma vez que, independente do tipo de solo utilizado na mistura os valores de módulo resiliente apresentam-se muito próximos.

2.4.2 Normas e especificações técnicas

Tanto as especificações nacionais quanto as internacionais, para misturas de solo e agregado, via de regra, tratam de classificar granulometricamente os materiais, garantindo que haja uma graduação entre as partículas, que permita o melhor preenchimento dos vazios na mistura. Além disso, procuram eliminar aqueles materiais cuja resistência mecânica e susceptibilidade hídrica possa acarretar deformações frente ao regime de tensões provocado pelo tráfego e/ou expansão dos materiais que causariam rupturas no pavimento.

Neste item, serão descritas algumas especificações de interesse do estudo, ou relacionados a misturas de materiais granulares, cuja ocorrência e disponibilidade abundantes, a custos de produção relativamente baixos em relação a produção industrial convencional, justifica sua abordagem neste trabalho.

2.4.2.1 Especificação americana ASTM Internacional D 1241 – (2000)

Com o título de *Standard Specification for Materials for soil-aggregate subbase, base, and surface courses - D 1241 – 00* – ou Especificação para os materiais utilizados na composição de solo-agregado em sub-bases, bases e revestimentos superficiais de rodovias, trata da qualidade e granulometria de misturas de materiais do tipo: areia-argila, cascalhos, produtos de britagem primária (rachão), britas em geral e combinações desses materiais. Para projetos específicos de misturas, cabe ao usuário providenciar ensaios específicos de validação de acordo com a utilização.

A ASTM, na seção 9 da D 1241, estabelece o rol de procedimentos normalizados a serem realizados na classificação dos materiais como, por exemplo: obtenção das amostras, análise granulométrica, abrasão, caracterização e classificação dos solos e limites de Attemberg (LL, LP, IP). Porém, ressalva que a responsabilidade na utilização dos materiais de acordo com a situação estabelecida em campo é do usuário ou projetista que poderá desenvolver outros estudos para permitir uma utilização segura dos materiais.

As misturas de solo-agregado são classificadas, de acordo com a granulometria em dois tipos:

- a) tipo I: mistura de materiais pétreos granulares britados, areia natural ou partículas minerais que passam na peneira N° 200 nos limites estabelecidos na tabela 2 nas graduações A, B, C ou D.
- b) tipo II: mistura de materiais pétreos naturais, areia e minerais que passam na peneira N° 200 nos limites estabelecidos na tabela 2 nas graduações E ou F.

Requisitos gerais para os agregados:

- a) agregado graúdo: material retido na peneira de N° 10 (2,00 mm), composto por fragmentos duros e resistentes de agregados, excetuando-se aqueles não resistentes a ciclos de gelo e degelo. O desgaste por abrasão no teste Los Angeles inferior a 50.
- b) agregado miúdo: material que passa na peneira de N° 10 (2,00 mm) composto por agregados naturais, areia fina e partículas minerais passantes na peneira N° 200 (75µm). A fração que passa na peneira N° 200 não deve ser superior a dois terços (2/3) da fração que passa na peneira N° 40 (425µm). A fração que passa na peneira N° 40

deve ter $LL \leq 25$ e $IP \leq 6$. Os materiais devem ser isentos de matéria orgânica e torrões. A tabela 2 esclarece em relação às diversas possibilidades de arranjos granulométricos possíveis para solo-agregado de acordo com esta especificação.

Tabela 2: classificação granulométrica adequada para misturas de solo-agregado.

Tamanho da peneira (malha quadrada)	Percentual em peso que passa na peneira quadrada					
	Tipo I				Tipo II	
	Graduação A	Graduação B	Graduação C	Graduação D	Graduação E	Graduação F
2-in (50 mm)	100	100				
1-in (25 mm)		75 - 95	100	100	100	100
3/8-in (9,5 mm)	30 - 65	40 - 75	50 - 85	60 - 100		
Nº 4 (4,75 mm)	25 - 55	30 - 60	35 - 65	50 - 85	55 - 100	70 - 100
Nº 10 (2,00 mm)	15 - 40	20 - 45	25 - 50	40 - 70	40 - 100	55 - 100
Nº 40 (425 µm)	8 - 20	15 - 30	15 - 30	25 - 45	20 - 50	30 - 70
Nº 200 (75 µm)	2 - 8	5 - 15	5 - 15	8 - 15	6 - 16	8 - 15

Fonte:ASTM D 1241 (2000 P.02)

Segundo a especificação o projetista pode utilizar as faixas granulométricas de A a F, tipo I ou tipo II, tanto para bases como sub-bases de estruturas de pavimento que melhor atende o projeto. Ressalva que no caso de sub-bases sujeitas a baixas temperaturas, inclusive ciclos de gelo e degelo, deve-se reduzir a percentagem de material passante na peneira Nº 200.

No caso de revestimentos superficiais a especificação recomenda utilizar misturas do tipo I, graduação C ou D e misturas do tipo II, graduação E ou F. Para superfícies sem revestimento betuminoso recomenda o mínimo de 8% passando na peneira Nº 200, graduação C, D ou E. Além disso, recomenda $LL < 35$ e, $4 \leq IP \leq 9$.

Nota-se uma grande preocupação na redação da ASTM D 1241 em limitar a porção de finos que passam na peneira de nº 200 na composição das misturas, inclusive sugerindo que para bases e sub-bases submetidas a condições climáticas severas deve-se utilizar a menor porção sugerida de finos passantes na peneira de Nº 200.

Isto decorre do fato dos minerais contidos nesta faixa granulométrica serem partículas minerais e siltes com risco de apresentarem comportamento expansivo na presença d'água. Além disso, poderá manifestar-se na mistura uma baixa capacidade resiliente frente às cargas rodoviárias, causando deformações permanentes altamente prejudiciais ao pavimento.

De forma indireta, fica implícita a ação de controle de qualidade dos solos a serem utilizados em bases e sub-bases rodoviárias, pela exclusão das parcelas de solos.

2.4.2.2 Solo-brita – Determinação de dosagem - NBR 12053 da ABNT (1992)

Trata-se de norma que descreve o método para determinação dos teores de solo e brita para comporem misturas de solo-brita empregadas como sub-base ou base de pavimentos, a partir dos valores máximos de massa específica aparente seca e teor de umidade ótima.

Pela realização de ensaios de compactação e Índice Suporte Califórnia - ISC, de acordo com a NBR 9895, na energia intermediária, utilizando-se misturas com 0%, 10%, 20%, 30% e 40% de solo em relação ao total da mistura, em massa seca, traçam-se dois gráficos: um, da variação da massa específica e da umidade ótima em relação ao teor de solo da mistura e outro da variação do ISC em função do teor de solo da mistura. A aceitação da dosagem para bases ocorrerá quando o ISC for $\geq 80\%$ e para sub-bases quando o ISC for $\geq 60\%$. A expansão, em ambos os casos deverá ser $\leq 0,5\%$.

Verifica-se que a NBR 12053 embasa os critérios de aceitação da dosagem nos resultados obtidos nos ensaios de ISC, desconsiderando a possibilidade de melhoria das condições de trabalho da estrutura por características específicas do solo como coesão, ângulo de atrito interno e resiliência.

2.4.2.3 Materiais para sub-base ou base de solo-brita - EB – 2104 da ABNT (1991).

Esta norma fixa as condições exigíveis para os materiais a serem utilizados na execução de camadas de sub-base ou base de pavimentos com solo-brita. Fornece as relações entre os diâmetros das partículas para determinar o coeficiente de curvatura e uniformidade, além das condições gerais de sanidade e limpeza.

Especificamente, para o solo, determina que o ISC, na energia intermediária deve ser no mínimo 20% e a expansão menor que 0,5%.

No caso da brita, deve ter diâmetro máximo menor que 50,8 mm e perda por abrasão Los Angeles menor que 40%. No caso da durabilidade, quando ensaiada de acordo com a ASTM C 88, em cinco ciclos, deve apresentar perdas menores que 20% no sulfato de sódio e 30% no sulfato de magnésio.

Os critérios de aceitação da mistura de solo-brita são baseados exclusivamente nos resultados obtidos em relação ao ISC. No caso de emprego em camadas de bases deverá ser superior ou igual a 80% e para sub-bases igual ou superior a 60%. A expansão, para ambos os casos não poderá ser superior a 0,5%.

2.4.2.4 Especificação - Base estabilizada granulometricamente - DNER – ES 303 (1997)

Define uma sistemática empregada na execução da camada de base do pavimento utilizando solo estabilizado granulometricamente e estabelece os requisitos concernentes ao material, equipamento, execução e controle de qualidade dos materiais empregados, além dos critérios de aceitação e rejeição na medição dos serviços.

Como condição específica, destaca-se a composição granulométrica que deve satisfazer uma das faixas da tabela 3.

Tabela 3: classificação granulométrica DNER ES 303/97

Tipos	Para $N > 5 \times 10^6$				Para $N < 5 \times 10^6$		Tolerâncias da faixa de projeto
	A	B	C	D	E	F	
2"	100	100	-	-	-	-	± 7
1"	-	75-90	100	100	100	100	± 7
3/8"	30-65	40-75	50-85	60-100	-	-	± 7
Nº 4	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	10-100	± 5
Nº 10	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100	± 5
Nº 40	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70	± 2
Nº 200	2-8	5-15	5-15	10-25	6-20	8-25	± 2

Fonte: DNER ES 303 (1997 P.03)

As condições descritas a seguir são determinantes para o uso como base rodoviária:

- a) a fração que passa na peneira de Nº 40 deverá apresentar LL inferior ou igual a 25% e IP inferior ou igual a 6%; quando esses limites forem ultrapassados, o equivalente de areia deverá ser maior que 30%.
- b) a percentagem do material que passa na peneira de Nº 200 não deve ultrapassar 2/3 da percentagem que passa na peneira Nº 40.
- c) o ISC deverá ser superior a 60% e a expansão máxima será de 0,5%, com energia de compactação Intermediária. Para rodovias em que o tráfego previsto para o período de projeto ultrapassar o valor de $N = 5 \times 10^6$, o Índice de Suporte Califórnia do material

da camada de base deverá ser superior a 80%; neste caso, a energia de compactação será a modificada.

- d) o agregado retido na peneira N° 10 deverá ser constituído de partículas duras e resistentes, isentas de fragmentos moles, alongados ou achatados, estes isentos de matéria vegetal ou outra substância prejudicial. Quando submetidos ao ensaio de Los Angeles (DNER – ME 035), não deverão apresentar desgaste superior a 55% admitindo-se valores maiores no caso de utilização anterior terem apresentado desempenho satisfatório.

Esta especificação de serviço estabelece os cuidados em relação ao manejo ambiental a ser feito durante a execução dos serviços. Além disso, descreve os procedimentos de controle tecnológico dos materiais, controle de execução, controle geométrico e critérios de medição.

2.4.2.5 Sub-base ou base de solo de comportamento laterítico – brita descontínua – SLBD - ET – DER - P00/003 (2005).

Editada pelo DER de São Paulo, define critérios que orientam a produção, execução, aceitação e medição de sub-base e bases de solo de comportamento laterítico e brita descontínua em obras rodoviárias daquele Estado.

O método de classificação dos solos é o MCT, para solos de granulação fina, isto é, diâmetro inferior a 2,00mm, pertencentes aos grupos LA', LA ou LG'.

As sub-bases e bases de solo laterítico-brita descontínua são camadas constituídas de misturas artificiais, processadas em usina, com solo de granulometria fina e de comportamento laterítico, que ao serem misturadas com agregado pétreo britado, brita 2, brita 1 e pedrisco, apresentam granulometria descontínua e grande estabilidade e durabilidade quando adequadamente compactadas.

A sub-base e a base de solo laterítico-brita descontínua podem ser utilizadas desde rodovias vicinais até rodovias com elevado volume de tráfego.

Os solos lateríticos empregados nas bases e sub-bases de solo laterítico-brita descontínua devem possuir as seguintes propriedades mecânicas e hidráulicas, quando compactados na energia intermediária:

- a) mini-CBR sem imersão $\geq 40\%$ - DER/SP M 192;
- b) perda de suporte por imersão inferior a 50%, isto é, RIS $\geq 50\%$;
- c) expansão com sobrecarga padrão $\leq 0,3\%$, determinada conforme DER/SP M 192;
- d) contração - kc – entre 0,1 a 0,5%, determinada conforme DER/SP M 193, na umidade e densidade ótima de compactação;
- e) coeficiente de infiltração, isto é, quantidade de água infiltrada no solo em função do tempo, deve situar-se entre $10^{-2} \text{cm/min}^{1/2}$, determinado conforme DER/SP 194.
- f) o solo deve passar integralmente pela peneira de 2,00 mm de abertura ou possuir uma porção pequena de material retido nesta peneira, cuja retirada não altere substancialmente as propriedades do solo, sendo a granulometria determinada conforme NBR 7181;
- g) pertencer aos grupos LA, LA' ou LG' da classificação MCT, determinada conforme DER/SP M 196, através da compactação do mini-MCV, conforme DER/SP M 191 e da perda de massa por imersão de acordo com DER/SP M 197.

Sempre que possível, recomenda-se que seja obedecida a seguinte seqüência de preferência para escolha dos tipos, (ver figura 4):

- a) tipo I, com prioridade da subárea próxima a interface com tipo II, c' compreendido entre 1,3 e 1,8;
- b) tipo II, com prioridade da subárea próxima a interface com tipo I, c' compreendido entre 1,0 e 1,3;
- c) tipo III, com prioridade na subárea próxima a interface com tipo II, c' compreendido entre 0,7 e 1,0;
- d) tipo IV, c' compreendido entre 0,3 e 0,7, e e' maior que 1,0.

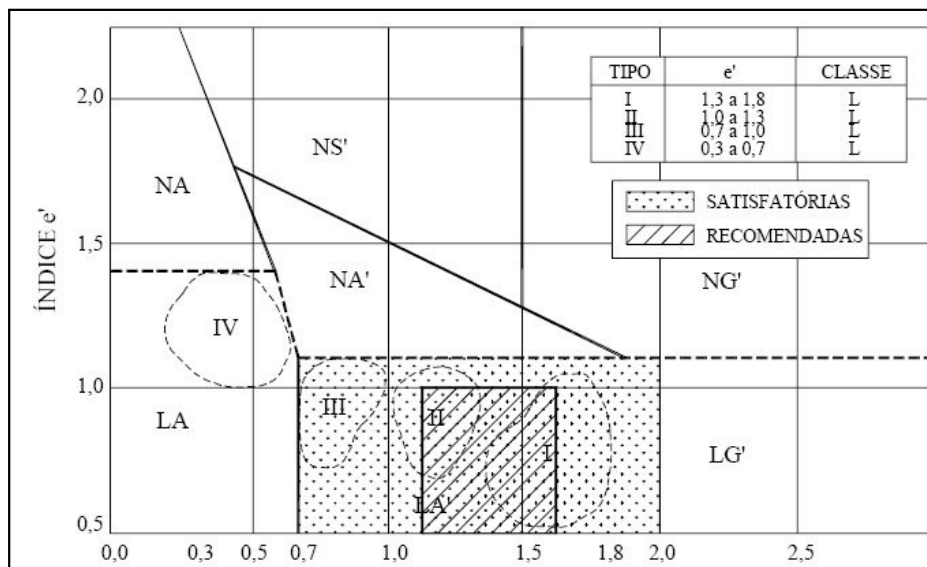


Figura 4: hierarquização dos Solo Arenoso Fino Laterítico (SAFL) - classificação MCT.
 Fonte: ET - DE - P00/003 (2005).

A brita deve ser obtida de agregado pétreo britado, classificada de acordo com NBR 7225, pode ser constituída de pedra 1, pedra 2, pedrisco ou composição destas, com as seguintes características:

- a) os agregados utilizados a partir de britagem e classificação de rocha são devem constituir-se por fragmentos duros, limpos e duráveis, livres de excesso de partículas lamelares ou alongadas, macias ou de frágil desintegração, assim como de outras substâncias ou contaminações prejudiciais;
- b) a granulometria da brita deve ser tal que 100% passe na peneira de 25,00 mm;
- c) o desgaste no ensaio de abrasão Los Angeles, conforme NBR NM 51, deve ser inferior a 50%;
- d) a perda no ensaio de durabilidade, conforme DNER ME 089, em cinco ciclos, com solução de sulfato de sódio, deve ser inferior a 20% e com sulfato de magnésio inferior a 30%;
- e) índice de forma superior a 0,5 e porcentagem de partículas lamelares inferior a 10%, conforme NBR 6954.

A mistura solo laterítico – brita descontínua deve satisfazer às seguintes características:

- a) a porcentagem de brita em massa deve ser no mínimo de 50% em relação a massa de solo seco;
- b) $ISC \geq 80\%$ para $N > 5 \times 10^6$, e expansão $\leq 0,3\%$, na energia modificada, conforme com NBR 9895, para as bases;
- c) $ISC \geq 70\%$, para $N < 5 \times 10^6$, e expansão $\leq 0,3\%$, na energia modificada, conforme NBR 9895, para bases;
- d) $ISC \geq 30\%$ e expansão $\leq 0,3\%$, na energia intermediária, conforme com NBR 9895, para sub-bases;
- e) a curva granulométrica da mistura solo laterítico-brita descontínua deve atender a faixa definida na tabela 4;
- f) a faixa de trabalho, definida a partir da curva granulométrica de projeto, deve obedecer à tolerância indicada para cada peneira na Tabela 4, porém sempre respeitando os limites da faixa granulométrica.

Tabela 4: faixa granulométrica ET – DE - P00/003

Peneira de Malha Quadrada		% em Massa passando	Tolerância (%)
ASTM	mm		
1"	25,0	100	
3/8"	9,5	50 – 75	±7
Nº 4	4,8	40 – 70	±7
Nº 10	2,0	35 – 65	±5
Nº 40	0,42	20 – 60	±5
Nº200	0,075	5 – 35	±2

Fonte: especificação técnica DER/SP ET – DE – P00/003 (2005 P.04)

Esta especificação técnica segue detalhando os equipamentos básicos para execução da sub-base e base, os aspectos e condições gerais para execução, produção e transporte da mistura, o controle tecnológico aplicável aos materiais e a mistura, além dos procedimentos que envolvem a aceitação dos serviços e critérios de medição e pagamento.

2.4.2.6 Sub-base ou base de solo brita - ET – DE/P00/006 (2006).

Editada pelo DER de São Paulo, define os critérios que orientam a produção, execução, aceitação e medição de sub-bases e bases de solo-brita em obras rodoviárias daquele estado. Define base e sub-base de solo-brita como camadas constituídas de mistura artificial em usina de solo com agregado pétreo britado que apresentam grande estabilidade e durabilidade, para resistir às cargas do tráfego e ação de agentes climáticos, quando adequadamente compactadas. Os solos provenientes de ocorrências de materiais de áreas de empréstimo e jazidas, com as seguintes características:

A parcela de solos passante na peneira de Nº 40 (0,42mm) devem ter Limite de Liquidez inferior a 25% e índice de plasticidade inferior a 6 %.

Tolera-se LL e IP acima dos especificados, desde que sejam satisfeitas as seguintes condições:

Condição A: Devem ser satisfeitas as inequações 3 e 4.

$$\frac{X}{100} \times IP \leq \frac{100}{\gamma_s} - \left(X \times \frac{LP}{100} + \frac{100}{\gamma_g} \right) \quad (3)$$

$$\frac{X}{100} \times LL \leq \frac{100}{\gamma_s} - \frac{100}{\gamma_g} \quad (4)$$

Onde:

X – porcentagem em peso de material que passa na peneira de abertura 0,42 mm (Nº 40)

LL – limite de Liquidez;

LP – limite de Plasticidade;

IP – índice de Plasticidade;

γ_s – massa específica aparente seca máxima após a compactação na energia intermediária;

γ_g – massa específica real das partículas sólidas.

Condição B: O equivalente de areia deverá ser determinado conforme NBR 12052 deve ser superior a 30%. A brita pode ser constituída por pedra 1, pedra 2, pedrisco e pó de pedra ou composição destas. Deve seguir as seguintes características:

- a) os agregados utilizados obtidos a partir da britagem e classificação de rocha são devem ser constituídos por fragmentos duros, limpos e duráveis, livres de excesso de partículas lamelares ou alongadas, macias ou de fácil desintegração, assim como, de outras substâncias ou contaminações prejudiciais;
- b) a granulometria da brita deve ser tal que passe 100% na peneira de 19,0 mm;
- c) o desgaste no ensaio de abrasão Los Angeles, conforme NBR NM 51, deve ser inferior a 50%;
- d) a perda no ensaio de durabilidade, conforme DNER ME 089, em cinco ciclos, com solução de sulfato de sódio, deve ser inferior a 20% e com sulfato de magnésio inferior a 30%;
- e) índice de forma superior a 0,5 e percentagem de partículas lamelares inferior a 10%, conforme NBR 6954.

A mistura solo-brita deve satisfazer as seguintes exigências:

- a) a percentagem de brita, em peso da mistura, não pode ser inferior a 50%;
- b) $ISC \geq 80\%$ e expansão $\leq 0,5\%$ na energia modificada, conforme com NBR 9895, para base de pavimento;
- c) $ISC \geq 30\%$ e expansão $\leq 1,0\%$ na energia intermediária, conforme com NBR 9895, para sub-base de pavimento;
- d) a curva de projeto da mistura solo-brita deve apresentar granulometria contínua e se enquadrar em uma das faixas granulométricas especificadas na Tabela 5;
- e) a faixa de trabalho, definida a partir da curva granulométrica de projeto, deve obedecer à tolerância indicada para cada peneira na Tabela 5, porém, sempre respeitando os limites da faixa granulométrica adotada;
- f) a porcentagem do material que passa na peneira N° 200 (0,075 mm) não deve ultrapassar 2/3 da porcentagem que passa na peneira N° 40 (0,42 mm);

- g) o material da mistura que passar na peneira número 40 (0,42 mm) deve atender a uma das condições especificadas na tabela;
- h) para tráfego com N, número de solicitações do eixo padrão simples, de 8,2 toneladas igual ou superior a 10^7 , não devem ser utilizadas misturas com granulometrias correspondentes às faixas IV e V.

Tabela 5: faixa Granulométrica ET – DE/P00/006

Peneiras		% em Massa, Passando					Tolerâncias
ASTM	mm	I	II	III	IV	V	
1''	25,4	100					
3/4''	19,0	-	100	100	100	100	
3/8''	9,5	30 – 65	50 – 85	60 – 100	-	-	±7
Nº 4	4,8	25 – 55	35 – 65	50 – 85	55 – 100	70 – 100	±5
Nº 10	2,0	15 – 40	25 – 50	40 – 70	40 – 100	55 – 100	±5
Nº 40	0,42	8 – 20	15 – 30	20 – 50	20 – 55	30 – 70	±5
Nº 200	0,075	2 – 8	5 – 20	7 – 20	8 – 25	10 – 25	±2

Fonte: especificação técnica DER/SP ET – DE/P00/006 (2006 P 03).

Esta especificação técnica segue detalhando os equipamentos básicos para execução da sub-base e base, os aspectos e condições gerais para execução, produção e transporte da mistura, o controle tecnológico aplicável aos materiais e a mistura, além dos procedimentos que envolvem a aceitação dos serviços e critérios de medição e pagamento.

2.4.2.7 Sub-base estabilizada com utilização de solo laterítico - DERBA – ES – P/03 (2001).

Trata-se de especificação de serviço editada pelo Departamento Rodoviário do Estado da Bahia (DERBA) para definir os critérios que orientam a execução de sub-base estabilizada com utilização de solos lateríticos, em obras rodoviárias sob sua jurisdição.

Para fins desta especificação, definem como solos lateríticos aqueles cuja relação molecular S/R (Sílica/Sesquóxidos) for menor que 2, conforme descrito na expressão Nº 5, e apresentar expansão menor que 0,2%, medida no ensaio de ISC, utilizando a energia do Proctor Intermediário. É o caso da expansão medida no corpo de prova imerso em água por 72 horas. A expansibilidade livre deve apresentar um valor inferior a 10%.

$$\frac{S}{R} = \frac{\frac{SiO^2}{60}}{\left[\frac{Al^2O^3}{102} + \frac{Fe^2O^3}{160} \right]} < 2$$

(5)

Os materiais empregados, com ou sem mistura, terão baixa expansibilidade e alto valor do índice de suporte Califórnia, independentemente de uma granulometria descontínua e de altos valores de limite de liquidez e de índice de plasticidade. Seguem ainda, os seguintes requisitos:

- a) não há restrições a índices de grupo;
- b) devem apresentar ISC mínimo de 20%, para energia do Proctor intermediário.
- c) o agregado retido na peneira de 2,0mm deve ser constituído de partículas duras e duráveis, isentas de fragmentos moles, alongados ou achatados, isento de matéria vegetal ou outra substância prejudicial;
- d) ser isento de Montmorilonita e Nontronita.

Esta especificação segue detalhando os equipamentos básicos para execução da sub-base, as técnicas de preparo, transporte e espalhamento da mistura, manejo ambiental das jazidas, controle tecnológico, forma de medição e pagamento dos serviços.

2.4.2.8 Norma DNIT 098 - ES (2007)

Trata-se de norma preparada pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) para estabelecer sistemática a ser empregada na execução de camada de base de pavimento com solo laterítico, o qual pode ser empregado in natura “ou beneficiado. Na conceituação de solos lateríticos, relaciona a Norma como tais cuja relação molecular sílica-sesquióxido, determinada pelo método DNER-ME 030/94, for menor que 2, e que apresentarem expansão inferior a 0,2%, medida no ensaio DNER- ME 094/94 Solos – determinação de Índice de Suporte Califórnia, utilizando amostras não trabalhadas, com 26 ou 56 golpes por camada. Admite-se valor da expansão até 0,5% no ensaio de ISC desde que, no ensaio de expansibilidade DNER – ME 029 (1994), o valor obtido seja menor que 10%.

Os materiais lateríticos de granulometria graúda devem apresentar as seguintes características:

- a) $ISC \geq 60\%$ para $N \leq 5 \times 10^6$ e $ISC \geq 80\%$ para $N > 5 \times 10^6$
- b) a energia de compactação utilizada em laboratório será conforme a norma DNER – ME 49/74, com 26 golpes ou 56 golpes por camada, para atender aos valores mínimos de ISC especificados no item a, os quais devem ser verificados dentro de uma faixa de variação de umidade, fixada pelo projeto.
- c) a fração que passa na peneira de número 40 deverá apresentar $LL \leq 40$ e $IP \leq 40$.
- d) os solos lateríticos com $IP > 15\%$ poderão ser usados em misturas com outros materiais com IP menor ou igual a 6%, satisfazendo a mistura resultante nos seguintes requisitos: $LL \leq 40\%$ e $IP \leq 15\%$. Ausência de argilas nontritas e/ou montmorilonitas.
- e) o agregado retido na peneira de 2mm deve ser constituído de partículas duras e duráveis, isentas de fragmentos moles, alongados ou achatados, isento de matéria vegetal, apresentando valores de abrasão Los Angeles $\leq 65\%$.
- f) possuir composição granulométrica que satisfaça uma das faixas da tabela 6.
- g) o equivalente de areia deverá ser maior que 30%.
- h) a percentagem de material que passa na peneira número 200 não deve ultrapassar 2/3 da percentagem que passa na peneira número 40.

Tabela 6: classificação granulométrica

Peneira		Faixa Granulométrica % em Peso Passando		Tolerância (%)
ASTM	mm	Faixa A	Faixa B	
2"	50,8	100 - 100	-	
1"	25,0	100 - 75	100 - 100	±7
3/8"	9,5	85 - 40	95 - 60	±7
Nº 4	4,8	75 - 20	85 - 30	±5
Nº 10	2,0	60 - 15	60 - 15	±5
Nº 40	0,42	45 - 10	45 - 10	±5
Nº 200	0,075	30 - 5	30 - 5	±2

Fonte: DNIT 098 - ES (2007 P 02)

Como regra em relação às outras normas e especificações estudadas, esta segue detalhando os equipamentos básicos para execução da sub-base, as técnicas de preparo, transporte e

espalhamento da mistura, manejo ambiental das jazidas, controle tecnológico, forma de medição e pagamento dos serviços.

2.4.2.9 Comentários

A leitura das especificações editadas pelas principais agências e órgãos responsáveis pelo controle e execução de pavimentos rodoviários tem alguns pontos em comum, cuja recorrência nos diversos documentos, mostra a preocupação em relação aos cuidados necessários na manipulação de solos e rochas alteradas. Neste sentido podemos destacar:

- a) classificação Geotécnica: as especificações do DER/SP, fazem referência à metodologia MCT, mais especificamente aos solos de comportamento laterítico, condicionando estarem enquadradas nas classificações LA', LA ou LG' para serem utilizadas como bases ou sub-bases de solos de comportamento laterítico.
- b) índice de Suporte Califórnia: ao referir os limites adequados de ISC para sub-base e base, as normas estudadas, utilizam limites que variam de 20% a 80% do Proctor Intermediário. Algumas delas flexibilizam os resultados para que os menores valores sejam aceitos de acordo com o Volume Diário Médio de veículos – VDM. Via de regra, valores de ISC maiores que 30% são aceitos para sub-bases e valores maiores que 60% são indicados para base.
- c) limites de Attemberg: neste aspecto, a Norma DNIT 09 - ES (2007), estabelece que a fração de solo que passa na peneira N° 40 deverá apresentar $LL \leq 40\%$ e Índice de Plasticidade $\leq 15\%$. Inclusive, aceita valores de IP maiores que 15% no caso de misturas com outros materiais.
- d) composição Granulométrica: todas as especificações contemplam uma tabela de classificação granulométrica que permite uma graduação entre as peneiras de 2" e N° 200, de tal forma que, ocorre a construção de um esqueleto pétreo onde os vazios formados entre as partículas de maior granulometria sejam preenchidos por aquelas de menor tamanho. Com relação às partículas finas, passantes na peneira de N° 200, tem sua contribuição limitada na maioria das classificações, entre 2% e 30%, dependendo da condição de trabalho como base ou sub-base. Neste caso, percebe-se uma clara

intenção de controlar aspectos indesejados que quando presentes nas parcelas de solos finos, podem comprometer a resistência à deformação e comportamento ao tráfego pela elevada expansibilidade e alto grau de resiliência.

2.5 APLICAÇÕES DE SOLO-AGREGADO NO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL

As aplicações de solo-agregado no Rio Grande do Sul limita-se a iniciativas do DAER/RS, em pistas experimentais, das quais destaca-se dois casos a seguir descritos.

2.5.1 Trecho experimental na RS 118, Lami – Itapoã

Através do centro de pesquisas rodoviárias – CPR do DAER, estão sendo desenvolvidos estudos que visam a utilização de solo residual de granito como material alternativo na camada de base em trecho experimental da rodovia RS 118. O estudo propõe avaliar o desempenho de estruturas alternativas em trechos de rodovia com tráfego real e compará-las às estruturas de projeto, através do controle de parâmetros estruturais e funcionais do pavimento como deflexões, Índice de Gravidade Global (IGG), trincamento e Índice de Irregularidade (IRI). A estrutura de projeto consta de: revestimento em Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ), base e sub-base de brita graduada. Já para o trecho experimental propôs-se testar duas estruturas alternativas com base e sub-base de saibro e solo-agregado, mantendo-se o mesmo revestimento. Portanto, o trecho experimental está dividido em três segmentos, em que se está variando somente os materiais das camadas de base e sub-base, mantendo-se as mesmas espessuras de projeto. As obras de implantação, mostradas nas figuras 5 e 6, deste trecho foram concluídas em março de 2002.



Figura 5: execução do solo-agregado
Fonte : CPR/DAER



figura 6: aspecto geral do trecho experimental
Fonte : CPR/DAER

O primeiro segmento é constituído pelos mesmos materiais estabelecidos no projeto da rodovia. Já o segundo segmento é composto de base e sub-base de solo-agregado e o terceiro de base e sub-base de saibro de granito (tabelas 7 e 8). Na figura 7, um croqui do trecho.

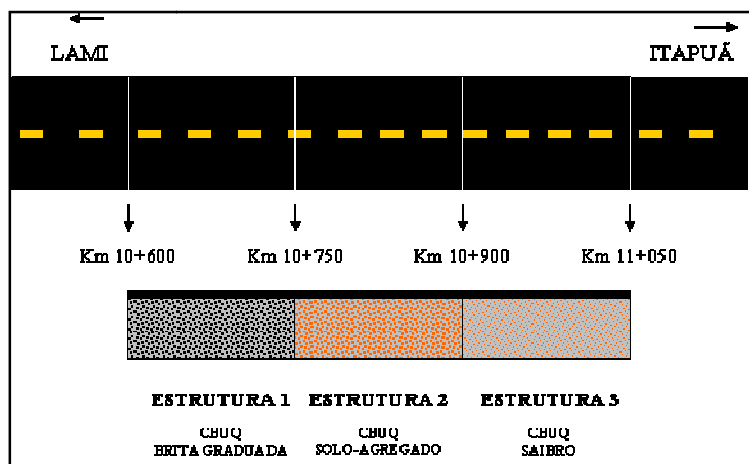


Figura 7: croqui esquemático do trecho experimental
Fonte: CPR/DAER

Tabela 7: características do trecho experimental Lami - Itapuã

	Revestimento		Base + Sub-base		Regularização do subleito		Ext. (m)
	Tipo	Espessura (cm)	Tipo	Espessura (cm)	Tipo	Espessura (cm)	
ESTRUTURA 1 10+600a10+750	CBUQ	3,50	Brita graduada	24,00	Saibro	20,00	150,00
ESTRUTURA 2 10+750a10+900	CBUQ	3,50	Solo-agregado (40% de saibro)	24,00	Saibro	20,00	150,00
ESTRUTURA 3 10+900a11+050	CBUQ	3,50	Saibro	24,00	Saibro	20,00	150,00

Fonte: CPR/DAER

Tabela 8: caracterização dos materiais da pista experimental

CAMADA	Material	γ_s máx (Kg/m ³)	W ót (%)	I.S.C. (%)	Equação do comportamento resiliente
Base e sub-base	Brita graduada	2180	5,0	-	$Mr = 4070\theta^{0,58}$
	Solo-agregado	2140	7,5	125	$Mr = 3970\theta^{0,33}$
	Saibro	1990	9,8	102	$Mr = 2630\theta^{0,53}$
Regularização do subleito	Saibro	1700	18,4	18	-

Fonte: CPR/DAER

Buscando avaliar a condição estrutural do trecho experimental, foram escolhidos pontos em cada segmento para a realização das bacias de deformação. No segmento com base de brita graduada foi escolhido o ponto coincidente da estaca 10+660, já no segmento de solo-agregado foi escolhido o ponto coincidente com a estaca 10+840 e no segmento de saibro o ponto coincidente com a estaca 10+960. Desta forma, obtiveram-se as bacias de deformação medidas em cada segmento e apresentadas na figura 8.

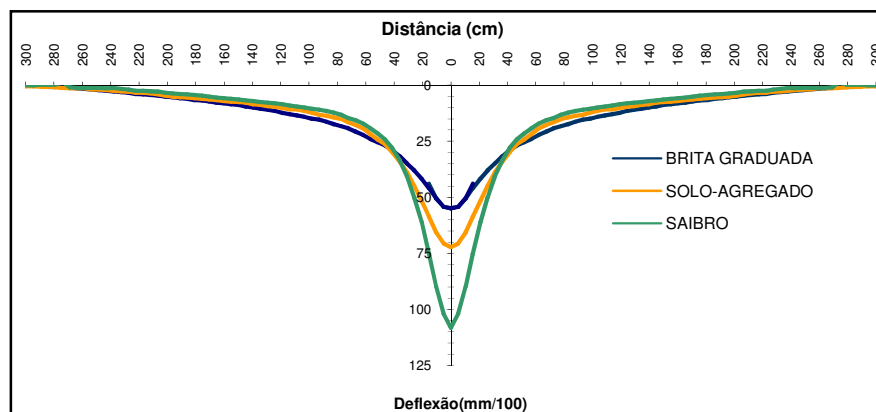


Figura 8: bacias de deformação medidas em cada segmento do trecho experimental.

Fonte: CPR/DAER

É muito perceptível a diferença de condição estrutural entre os três segmentos, uma vez que cada tipo de estrutura manifesta comportamento diferenciado através da evolução da deflexão ao longo do tempo, e conseqüentemente do tráfego suportado, e, também, do nível de deflexão distinto medido em cada bacia de deformação. É importante lembrar que todos os segmentos possuem a mesma espessura das camadas, tipo de subleito, solicitação do tráfego e drenagem.

A estrutura com base de saibro apresentou o surgimento de áreas com trincamento, após dois anos de execução, registrada pelo aumento do valor do IGG, e está claramente associado ao nível de deflexão registrado no segmento.

A condição de afundamento de trilha de rodas ainda não é relevante no desempenho das estruturas, pois todas apresentam valores baixos e similares.

Os primeiros valores de Irregularidade medidos mostraram não haver diferença significativa entre as diferentes estruturas em relação a este parâmetro.

Com relação ao desempenho de cada estrutura comparativamente ao custo de implantação, podemos apresentar até o momento uma relação de custo/benefício obtida de maneira simplificada, dividindo-se o custo do material pela expectativa de vida útil gerada pela equação de desempenho da deflexão. Este parâmetro foi escolhido por apresentar boa correlação quanto comportamento medido e esperado e, também, porque queremos evidenciar as diferenças estruturais de cada alternativa. Desta forma, apresenta-se na tabela 9 os valores obtidos, considerando os dados até 2008.

Tabela 9: relação de custo/benefício de cada alternativa de estrutura

MATERIAL	RELAÇÃO (R\$/m ³ /meses de vida útil estimado)	RELAÇÃO (R\$/m ³ /meses de vida útil estimado/180 meses)
Brita graduada	7,77	23,2
Solo-agregado	5,99	17,6
Saibro	7,58	1,77

Fonte: CPR/DAER

Verifica que a estrutura de pavimento com saibro apresentou elevação significativa do Índice de Gravidade Global a partir da ocorrência de valores de deflexão acima de 101 X 10⁻² mm,

que representa o valor de deflexão máxima admissível calculada para a estrutura com base de brita graduada.

Por fim, destaca que este estudo está em andamento, sendo necessária a continuidade dos levantamentos de campo.

A figura 9 mostra ocorrência de jazida de argila laterítica na faixa de domínio da RS 129, Km 23.



Figura 9: jazida de argila laterítica ao lado da rodovia em construção – RS 129/Km 23
Fonte: Couto (2007, acervo do autor).

As soluções em solo-agregado, pelo fato de permitir a existência de um esqueleto pétreo, mostram-se, a princípio, adequadas como bases e sub-bases de rodovias, conforme os resultados obtidos nos controles tecnológicos e de acompanhamento do comportamento ao tráfego do projeto experimental.

No entanto, as parcelas de solos finos utilizadas, quando proveniente de neossolos ou solos saprolíticos, pelo fato de guardarem algumas características mineralógicas da rocha mãe no estágio em que se encontram, podem agregar a mistura, características de comportamento inadequadas ao uso como estrutura rodoviária, quanto a expansibilidade e resiliência. Neste sentido, registra-se o fato das bases e sub-bases de saibro puro, apresentarem trincamento precoce e elevados valores de deflexão.

2.5.2 Trecho Experimental na Rodovia RS 129, km 23+100 ao km 23+760 – Arroio do Ouro/Estrela-RS – (construído em 2005).

Pela iniciativa do DAER/RS, através do 11º Distrito Operacional, foi pavimentado um trecho de 660 metros da rodovia RS 129 – km 23+100, no distrito de Arroio do Ouro, em Estrela. Por tratar-se de travessia urbana eram recorrentes os problemas de barro e poeira reclamados pela comunidade, os quais, não eram mais possíveis de resolver com revestimento primário.

A investigação do processo construtivo e comportamento ao tráfego deste pavimento construído em solo local, estudado por Couto (2006), conclui pela viabilidade desta solução, onde ocorre o aproveitamento de revestimentos primários estabilizados como sub-base, seguido de base de solo-agregado.

Os materiais predominantes nesta região, com potencial para uso em pavimentos rodoviários, inclusive presentes nos revestimentos primários de estradas não pavimentadas são os seixos rolados e saibros de basalto. A figura 10 mostra depósito de seixo rolado retirado do leito do rio Taquari.



Figura 10: depósito de seixo rolado proveniente do Rio Taquari
Fonte: Couto (2006, acervo do autor).

A região em estudo possui rochas basálticas da formação Serra Geral. Por isso, também são presentes as saibreiras ou jazidas de Basalto decomposto, das quais é proveniente parte dos

materiais utilizados ao longo do tempo em revestimentos primários. O aspecto da jazida pode ser visto na figura 11.



Figura 11: jazida de Basalto Alterado
Fonte: Couto (2006, acervo do autor).

A partir de constatações experimentais descritas na tabela 10 a pesquisa evoluiu na busca de uma mistura seixo x saibro que, composto em laboratório pudesse assemelhar-se em características físicas e granulométricas ao encontrado como revestimento primário. A mistura descrita no ítem 5 apresentou condições adequadas para uso como base de solo-agregado.

Tabela10 - Comportamento dos materiais estudados

item	Sub-bases granulares	Dens. Kg/m ³	Umid. (%)	Equiv. Areia	LL	LP	IP	ISC	Exp. (%)
1	Base da pista experimental	2080	12,6	40,1	28	24,2	3,8	44,5	0,44
2	100% seixo de jazida com finos	2110	10,5	42,5	25,9	22	3,8	48,5	0,44
3	20% saibro e 80% seixo	2145	11	34,6	25	19,8	5,2	33,2	0,48
4	30% saibro e 70% seixo	2130	11,3	36,2	24,2	19,9	4,3	68,1	0,21
5	40% saibro e 60% seixo	2130	11,5	38,4	24,2	20,4	3,8	60,7	0,1
6	50% saibro e 50% seixo	2150	11	43,5	25	21,2	3,8	47,4	0,2
7	60% saibro e 40% seixo	2200	10,5	52,4	24	20,8	3,2	67,3	0,17
8	70% saibro e 30% seixo	2160	10,5	56,3	NP	NP	-	52,2	0,13
9	100% saibro de basalto peneirado	2210	8,5	66,4	NP	NP	-	62,6	0,08

Fonte: Couto (2006)

2.5.2.1 Construção da pista experimental

No processo em estudo, a simples imprimação do solo, retém os materiais finos do solo por meses. Acredita-se que, sob determinados cuidados construtivos a execução de Tratamento Superficial Duplo sobre esta superfície resultará em pavimento com a resistência necessária para aquelas condições de serviço. De fato, as rodovias não pavimentadas do interior do Estado do Rio Grande do Sul possuem pouco tráfego (abaixo de 350 veículos leves) e através

do fator de equivalência de carga – FEC – obtêm-se o número de aplicações equivalentes de um eixo padrão (8,2 t) o qual produz na rodovia a solicitação real.

Conforme ilustrado pela figura 12 a determinação do volume de tráfego, bem como suas características de carga e/ou solicitação do pavimento, é fundamental para o processo de decisão em relação ao tipo de pavimento a ser adotado no projeto de pavimentação. Neste caso, a partir de um subleito existente, cujas características de trabalho foram identificadas, busca-se verificar se as condições impostas pela solicitação do tráfego serão compatíveis com a rodovia projetada.



Figura 12: procedimento usual de contagem de tráfego
Fonte: Couto (2006, acervo do autor).

É fundamental que a estrada tenha largura uniforme e declividade transversal de 5% a partir do seu eixo para garantir a drenagem. Neste sentido foi providenciado para que este trecho tivesse seus bordos reconstruídos e a largura ficasse com 7,5 metros de pista total em tangente e 8,00 metros nas curvas. Providência básica é a demarcação em planta baixa dos bueiros de acesso e desaguadouros das águas pluviais para garantir o perfeito escoamento das águas.

Esta rodovia recebeu por vários anos, como manutenção rotineira, revestimento com capa de solos estabilizados provenientes de saibreiras e cascalheiras, cujas qualidades de suporte admitem-se como melhores que aqueles do leito original. Estas características foram checadas primeiramente observando-se as leituras de deflexão que sugeriam um solo estabilizado e em condições de receber cargas sem maiores deformações. Em casos pontuais ocorreram remoções de solos inadequados, bem como o aterro nos bordos para trazer à rodovia uma condição geométrica uniforme. A figura 13 mostra o processo de escarificação de uma

camada de base para que possa receber acréscimo de espessura pela colocação de outra camada de solo.



Figura 13: escarificação para incorporação de material na camada
Fonte: Couto (2006, acervo do autor).

A remoção de todo elemento estranho à base compactada através da utilização de vassoura mecânica é fundamental. Poeira, resíduos de contaminação proveniente dos acessos, pedras soltas, etc... devem ser retirados. A textura final da pista deve ser o mais rugosa possível. A deficiência identificada neste tipo de base é o seu fechamento, pois a camada final acaba sendo constituída de solos muito finos o que prejudica a penetração do asfalto diluído. A figura 14 mostra o procedimento de limpeza da superfície da base.



Figura 14 : varrição da base de solo-agregado para proceder a imprimação
Fonte: Couto (2006, acervo do autor).

É vital para a integridade do pavimento o perfeito escoamento das águas pluviais o rebaixamento do lençol freático abaixo da base de solo. Isto é conseguido, adotando-se declividade lateral de 3% (a partir do eixo) e valetas laterais bem definidas e limpas.

É importante verificar a partir de amostras obtidas da jazida de saibro, garantindo o comportamento inerte do material utilizado na base de solo mediante a presença d'água, a qual estará submetida em condições de trabalho. Sugere-se que a cada 60 metros de pista executada seja verificada a condição de não expansividade.

A tabela 11 descreve os serviços desenvolvidos para a construção da pista com seu respectivo custo. Para o caso especial obteve-se valor da ordem de 150 mil reais/Km, comparativamente bem menor que o custo de construção rodoviária convencional. Acrescenta-se o benefício social conseguido pela eliminação de lama e poeira e a economia proporcionada pela desmobilização dos serviços de revestimento primário no local.

Tabela 11- Custos/km de Rodovia em Solo Natural

	Serviços	Un.	Quant.	Custo Unit. (R\$)	Custo Total (R\$)
1	Limpeza das Laterais	m2	4000	0,40	1600,00
2	Remoção de Solos nos bordos (1° CAT)	m3	2000	7,00	14000,00
3	Escav. Carga, Transporte e Descarga 1° CAT (4km)	m3	2000	13,68	5400,00
4	Espalhamento e Compactação 1° CAT	m3	2000	2,70	5400,00
5	Conformação do Sub-leito	há	0,75	251,00	188,25
6	Laminagem/Patrolagem	há	0,75	186,00	139,50
7	Regularização do sub-leito	m2	7500	1,03	7725,00
8	Escav. Carga, Transporte e Descarga 1° CAT (4 km)	m3	2250	13,68	30780,00
9	Espalhamento e Compactação 1° CAT	m3	2250	2,70	6075,00
10	Bueiros de Acesso diâmetro 40 mm	m	250	80,00	3250,00
11	Valas Laterais	m3	1200	13,00	15600,00
12	Drenos Cegos	m3	40	40,00	1600,00
13	Imprimação - Exclusive asfalto	m2	7500	0,19	1425,00
14	Tratamento Superficial Duplo (TSD) Excl. Asfalto.	m2	7500	1,91	7200,00
15	Capa Selante (Exclusive Asfalto)	m2	7500	0,96	7200,00
16	CM 30	1	8250	1,30	10725,00
17	RR 2C	1	22500	1,40	31500,00
	Total Parcial				58.050,00
	OBS: Preços unitários Oficiais do DAER/RS (2005)			TOTAL	149.807,75

Fonte: Setor de custos do DAER – 11º Distrito Operacional

2.5.2.2 Comentários

Conforme Couto (2006), a base de solo composta de Seixo Rolado e Saibro de Basalto foi obtida através da análise do composto formado pelas reposições de solos de revestimento primário no decorrer de muitos anos, portanto, com comportamento adequado às cargas rodoviárias da rodovia RS 129 no trecho em estudo. A composição em laboratório de 70 %

Seixo e 30% de saibro que serviram de referência para construção da pista, obteve valores adequados de CBR, Granulometria e demais índices físicos, credenciando para uso no mínimo como sub-base.

A avaliação das condições do pavimento (km 23 da RSC 129), feitas em julho/2008, pelo setor técnico do 11º Distrito Operacional do DAER, decorridos 3 anos da construção mostra que nos locais onde a drenagem superficial ficou prejudicada pela falta de manutenção nas valas laterais, ocorreu a saturação da base e conseqüente colapso do pavimento conforme aparece registrado nas figuras 15 e 16, o que, de certa forma já era esperado. Contudo, nos segmentos com boa drenagem superficial o pavimento está tendo bom comportamento ao tráfego.



Figura 15 : Problemas de deformações plásticas (RSC 129, Km 23+100 em 2007)
Fonte: Couto (2007, acervo do autor).



Figura.16 : Drenagem deficiente (RSC 129, Km 23+150 em 2007)
Fonte: Couto (2007, acervo do autor).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para que uma obra rodoviária tenha a durabilidade esperada é necessário que ocorra o dimensionamento adequado e a construção de acordo com as especificações técnicas. Além disso, é fundamental que os materiais utilizados nas camadas de suporte possuam as características de plasticidade, homogeneidade e granulometria determinadas pelo projeto. No caso dos solos, esta questão torna-se mais complexa pela dificuldade de manter a homogeneidade dos materiais, uma vez que, várias jazidas podem ser utilizadas durante o processo construtivo de uma estrada.

Dos materiais alternativos, a argila laterítica apresenta grande potencial de utilização no meio rodoviário pela sua disponibilidade, homogeneidade e resistência após compactação. Segundo a metodologia MCT, julgado atualmente pela comunidade científica em geral, como o método mais adequado para classificação do solo, pois considera as características dos solos tropicais, as argilas da região de estudo enquadram-se na condição de LG', ou seja, argilas e argilas arenosas, que constituem o horizonte B dos solos.

3.1 ENSAIOS COM A ARGILA LATERÍTICA

A argila escolhida para o projeto de solo-agregado, encontrava-se disponível na faixa de domínio da RS 129 km 23+600, atendendo, portanto ao aspecto econômico do projeto na busca de soluções locais de pavimentação.

Foram realizados ensaios de compactação, utilizando-se as energias: normal, intermediária e modificada do Proctor, para estabelecer densidade e umidade ótima nas três situações, nos moldes de estudo de jazida com cinco amostras individuais, sem reuso do material.

Definida a densidade e umidade ótima procedeu-se os ensaios de ISC, na condição de umidade ótima para as três energias de compactação. Esta série completa de ensaios está apresentada no apêndice B e resumida na tabela 12.

Tabela 12: ensaios de compactação realizados com a argila laterítica

Energia Normal (5 x 12)	Energia Intermediária (5 x 26)	Energia Modificada (5 x 56)
Diâmetro máx 1417Kg/dm ³	Diâmetro máx. 1512 Kg/dm ³	Diâmetro máx. 1605 Kg/dm ³
Umidade Ótima = 31,90 %	Umidade Ótima = 29,40 %	Umidade Ótima = 25,40 %
ISC = 11 %	ISC = 12 %	ISC = 18 %
Expansão = 0,59 %	Expansão = 0,38 %	Expansão = 0,26 %

Fonte: Ensaios triaxiais desenvolvidos pelo autor no laboratório do DAER (Apêndice B)

Procederam-se também, ensaios de módulo de resiliência nas três situações possíveis de energia de compactação, Normal, Intermediária e Modificada. Os resultados estão apresentados no apêndice I, e resumidos na tabela 13, mostrando as expressões de números 8, 9, e 10, através das quais calcula-se os módulos de resiliência em função da tensão desvio.

Tabela 13: resumo dos ensaios triaxiais para obtenção dos módulos de resiliência, parâmetros da classificação MCT e Limites de Atterberg

Módulos Resilientes		
Gráfico obtido pela plotagem MR x Tensão Desvio (Potência)		
Energia do Proctor Normal (8)	Energia do Proctor Intermediário (9)	Energia do Proctor. Modificado (10)
MR = 66.202 $\sigma d^{-0.1075}$	MR = 107.62 $x^{0.0472}$	MR = 238.92 $x^{0.2227}$
R ² = 0.7542	R ² = 0.803	R ² = 0.7048
GC = 99.1 %	GC = 98.6 %	GC = 95.3 %
Parâmetros da classificação MCT		
Pi = 0 % d' = 48 c' = 2.4 e' = 0.77		
Classificação – LG`		
Limites de Atterberg		
LL = 53 LP = 30 IP = 23		

Fonte: Ensaios triaxiais realizados pelo autor no LAPAV/UFRGS (Apêndice B)

Observa-se aumento gradativo dos valores de módulo de resiliência na medida em que aumenta a energia de compactação no material argiloso. Além disso, constata-se a dificuldade de obter o grau de compactação próximo a 100% no caso em que se utiliza a energia do Proctor modificado.

Da análise dos parâmetros da classificação MCT, verifica-se a perda por imersão (Pi), igual a zero e o coeficiente c' elevado (acima de 1,5), característico de solos argilosos e coesivos. Já o coeficiente e' determina o caráter laterítico do solo correlacionando a declividade do ramo seco da curva de compactação (D`) com a perda de massa por imersão.

Quanto aos limites de Atterberg obtidos para o solo (LL, LP e IP), mostram uma argila bastante plástica e sensível as variações de umidade. A umidade ótima é elevada, cerca de 30% e pequenas variações de até 1% para mais ou para menos interferem drasticamente nos valores de ISC.

3.2 ENSAIOS COM O AGREGADO PÉTREO

A brita, proveniente de pedreira de basalto da região, apresentou os seguintes resultados nos ensaios de caracterização:

- a) Abrasão Los Angeles – 23%
- b) Sanidade – 4,7%
- c) Densidade real média – 2.545 Kg/dm³

O comportamento resiliente do material pétreo puro, na condição de brita graduada (BG), foi verificado através do ensaio triaxial e descrito resumidamente pela equação 12, conforme mostra a figura 17.

$$MR = 634,29 \sigma_d^{0,6518} \quad (12)$$

$$R^2 = 0,8135 \quad (13)$$

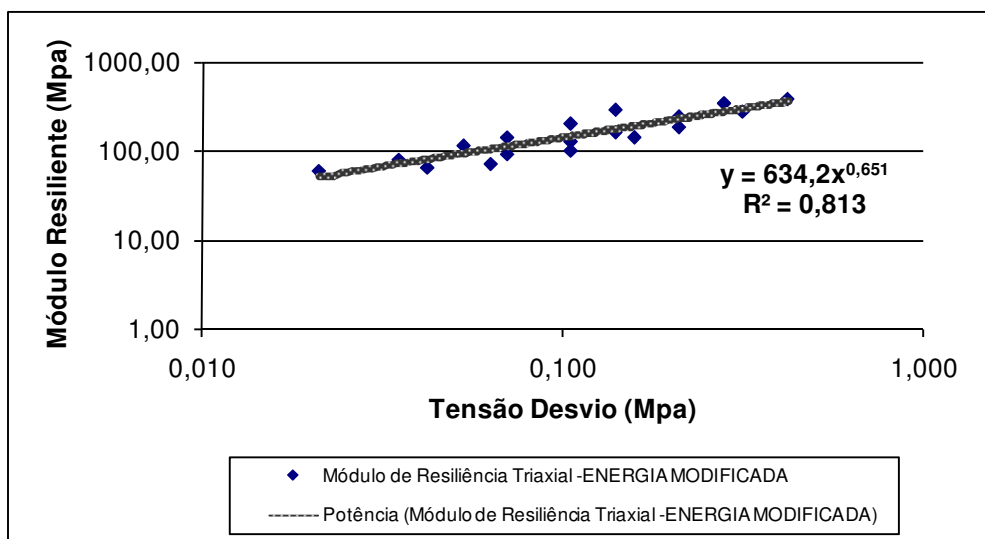


Figura.17 : Ensaio para determinação do módulo de resiliência da Brita Graduada
Fonte: LAPAV/UFRGS

3.3 DEFINIÇÃO DA PROPORÇÃO DE SOLO-AGREGADO

Os estudos iniciais de validação da proposta de mistura de solo-agregado utilizada na construção da pista experimental foram realizados através da análise de diversas composições granulométricas, testadas em laboratórios de campo pelo autor, enquanto coordenador do 11º Distrito Operacional do DAER, levando em conta o desempenho da mistura em relação ao ISC.

Silveira (2000) estudou misturas de solo-agregado onde foram incorporadas frações de solo nas proporções de 20% e 40% em relação ao peso seco da mistura. Adotou como agregado porções retidas nas peneiras de 1", ¾", 3/8", nº 4 e a parcela de finos foi contribuição exclusiva do solo. Os valores dos parâmetros encontrados para as misturas de solo-agregado mostraram-se muito apropriados para uso como camadas de base e sub-base em estruturas de pavimentos urbanos. Algumas dessas misturas foram utilizadas em obras experimentais no Rio Grande do Sul, conforme mostra a tabela 14.

Tabela 14: distribuição granulométrica das soluções estudadas

Projeto de misturas de solo-agregado - Casca - David Canabarro (% que passa)								
Peneira	Tamanho (mm)	Mistura 1*	Mistura 2	Mistura 3	Mistura 4	Lami (**)	Brita Graduada DAER	
1 1/2"	38.1	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	90.0	100.0
3/4"	19.1	79.0	83.2	83.2	74.8	80.0	50.0	85.0
3/8"	9.52	56.3	43.4	61.1	51.5	61.0	40.0	65.0
N 4	4.76	43.3	40.3	44.4	42.3	39.0	30.0	45.0
N 30	0.6	38.6	38.5	38.6	38.6	26.0	10.0	25.0
N 200	0.074	36.7	36.7	36.7	36.7	14.0	2.0	9.0
*Granulometria do Projeto				**Lami (20% 1 1/2" + 40% 3/4" + 40% saibro)				

Fonte: Laboratório do Centro de Pesquisas Rodoviárias – CPR/DAER.

O comportamento das diversas misturas, comparadas com os limites inferior e superior da classe A do DAER para bases de brita graduada, pode ser descrita graficamente na figura 18. Observa-se que o material pétreo utilizado, atende a especificação, permanecendo na faixa até o limite da peneira de Nº 4. A partir deste ponto, propositalmente, é inserida a parcela de solos finos com a responsabilidade de preencher os vazios entre as partículas maiores, incorporando à mistura as características coesivas da argila.

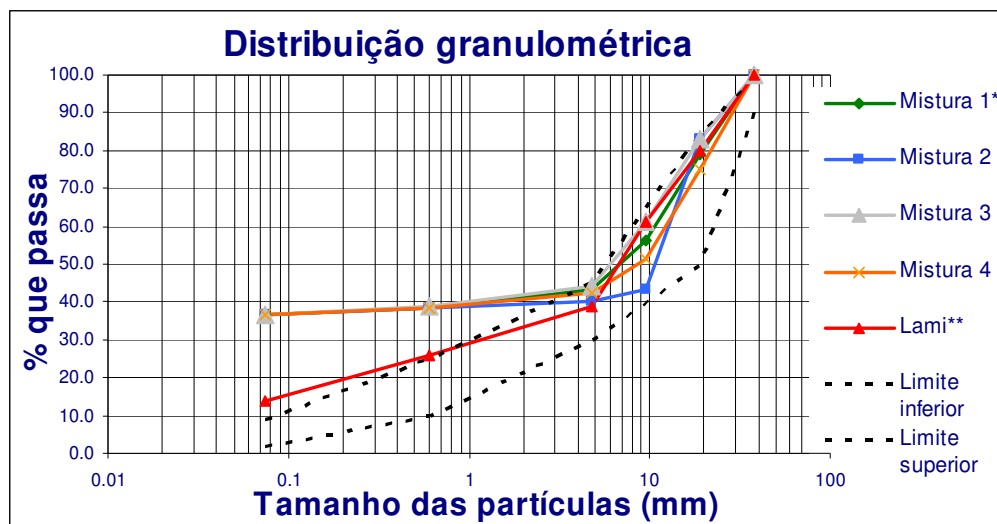


Figura 18: Apresentação gráfica da classificação granulométrica de várias misturas.
 Fonte: Laboratório do Centro de Pesquisas Rodoviárias – CPR/DAER

Diversos testes definiram como mistura adequada para a pista experimental a proporção de 40% de argila laterítica e 60% de agregado pétreo. Esta composição, foi julgada adequada inicialmente por permitir uma parcela substancial de solo local na mistura proporcionando economia na solução proposta. Além disso, nos diversos ensaios de ISC realizados o valor mínimo encontrado foi de aproximadamente 58% o que, para as condições de tráfego da malha rodoviária do interior do Rio Grande do Sul, com número N da ordem de 1×10^6 , deverá ter bom comportamento. Outro aspecto, é o fato de que para realização dos ensaios de ISC, retira-se a parcela de granulometria maior que $\frac{3}{4}$ ", para atender a especificação relativa a relação entre o cilindro de ensaio e o maior diâmetro de agregado. Certamente, essa substituição acarreta resultados de laboratório, piores que os de campo em termos de ISC. Assim, foi definida como mistura adequada a de número 1, mostrada na tabela 15.

Tabela 15: distribuição granulométrica da mistura adotada no projeto

		% que passa		
Peneira	Tamanho (mm)	Mistura 1	Classe A	
1 1/2"	38.1	100.0	90.0	100.0
3/4"	19.1	79.0	50.0	85.0
3/8"	9.52	56.3	40.0	65.0
N 4	4.76	43.3	30.0	45.0
N 30	0.6	38.6	10.0	25.0
N 200	0.074	36.7	2.0	9.0

Fonte: Laboratório do Centro de Pesquisas Rodoviárias – CPR/DAER

Com relação as granulometrias individuais os resultados são mostrados na tabela 16.

Tabela 16: distribuição granulométrica individual do solo-agregado.

Peneiras	Granulometrias individuais				
	Tamanho	Argila laterítica	3/8"	3/4"	1 1/2"
1 1/2"	38.1	100.0	100.0	100.0	100.0
3/4"	19.1	100.0	100.0	100.0	16.1
3/8"	9.52	100.0	96.9	8.4	0.3
Nº 4	4.76	100.0	21.2	0.7	0.0
Nº 30	0.6	96.3	0.5	0.0	0.0
Nº 200	0.074	91.7	0.0	0.0	0.0
Mistura 1		40.0	15.0	20.0	25.0

Fonte: Laboratório do Centro de Pesquisas Rodoviárias – CPR/DAER

3.4 ENSAIOS REALIZADOS COM SOLO-AGREGADO

Procede-se a realização de ensaios de laboratório e ensaios de campo a seguir descritos.

3.4.1 Compactação

Foram realizados ensaios de compactação, utilizando-se a energia intermediária do Proctor, variando-se a umidade ótima em mais ou menos 0,5% para que fosse possível estabelecer uma faixa de trabalho em campo que não prejudicasse as expectativas de $CBR \geq 50\%$ (parâmetro inicial de comparação). Os ensaios são apresentados no apêndice E e apêndice H. As expressões 14, 15 e 16 permitem calcular o módulo resiliente frente às variações no estado de tensões atuantes nas camadas de pavimento, função da variação da umidade ótima.

A figura 56 apresenta o comportamento obtido de amostras de solo-agregado, ensaiadas no laboratório de campo (obra) e laboratório central do DAER - CPR. Fica evidenciado a pequena faixa de variação possível da umidade ótima para que não sejam prejudicados os resultados de ISC.

O ensaio de compactação realizado para a determinação da curva de compactação da mistura estudada seguiu os procedimentos indicados em DAER/RS-EL 008/01 – Ensaio de compactação – método B – cilindro grande. Os valores obtidos no ensaio correspondem à energia de compactação intermediária e são apresentados a seguir na figura 19. A partir do gráfico, foram obtidos os valores de teor de umidade ótima ($W_{ót} = 11,2\%$) e massa específica

aparente seca ($\gamma_d = 1,904 \text{ Kg/dm}^3$), necessários para a definição dos parâmetros utilizados em projeto e no ensaio de módulo de resiliência.

3.4.2 Índice Suporte Califórnia (ISC)

O método de ensaio utilizado denomina-se DAER/RS-EL 009/01 – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas. Para este procedimento utilizam-se as mesmas amostras moldadas no ensaio de compactação, rompendo-as após 4 dias de imersão em água. Apresenta-se na figura 20 os resultados obtidos. O gráfico possibilita determinar a partir da curva obtida o valor de I.S.C. máximo = 60 % e o valor de ISC de projeto = 58 %, relativo ao ponto de umidade ótima definido pela curva de compactação.

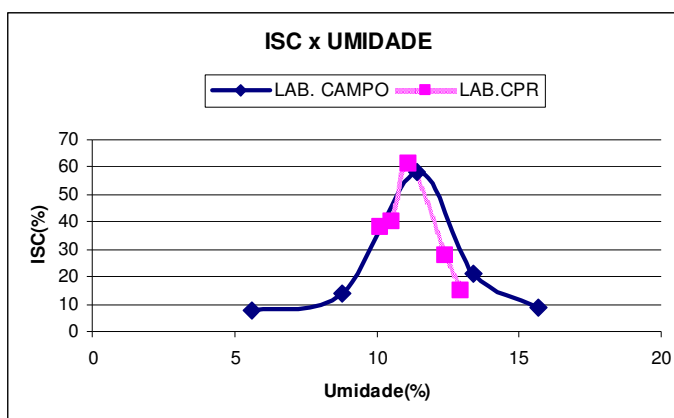


Figura 19: variação do CBR em função da umidade ótica no solo-agregado
Fonte: Laboratórios central e de campo do DAER

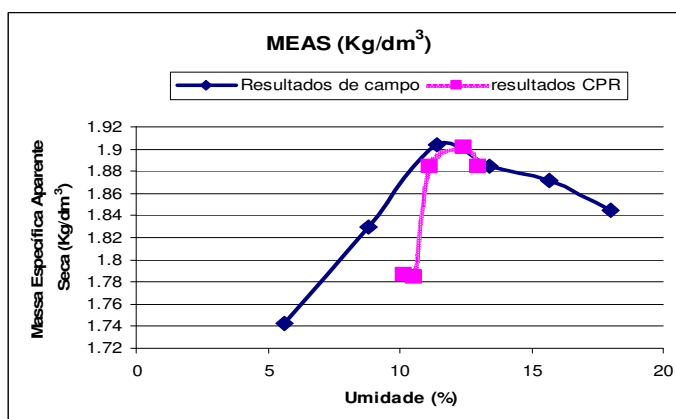


Figura 20: variação da MEAS em função da umidade ótica da mistura de solo-agregado
Fonte: Laboratórios central e de campo do DAER

3.5 COMPOSIÇÃO DA MISTURA DE SOLO-AGREGADO

A mistura proposta pelo estudo entre os dois materiais, solo e agregado pétreo, considera:

- a) agregados nas frações granulométricas 1 ½” , ¾” e 3/8”, na proporção de 60% da mistura. Esta distribuição garante a presença de um esqueleto pétreo responsável pela resistência aos esforços axiais, onde os agregados ficam em permanente atrito interno entre as partículas, sob regime de carga.
- b) argila laterítica local na proporção de 40 %. A característica coesiva do solo permite o envolvimento das partículas de agregado, acrescentando resistência aos esforços de tração e compressão a que está sujeita a estrutura. O comportamento resiliente do solo acrescenta flexibilidade ao pavimento com tendência a aumentar a vida útil do pavimento.

A opção pela proporção de 40 % solo + 60% agregado, baseou-se nos resultados obtidos por Silveira (2000), em seus estudos de misturas de solo-agregado, além de inúmeros ensaios de compactação e ISC realizados com esses materiais pelo laboratório do 11º Distrito Operacional do DAER, não publicados neste trabalho, mas que serviram de parâmetros iniciais de comparação.

Observa-se que, na medida em que aumenta a proporção de agregado na mistura, os valores de ISC aumentam até ultrapassarem os valores da brita padrão. Da mesma forma, menores quantidades de agregado, reduzem os valores de ISC gradativamente. Fica claro que, determinada proporção de agregado na mistura, garante a possibilidade de contato direto entre os grãos após compactação.

Finalmente, assume-se, por razões essencialmente experimentais que a base ou sub-base de solo-agregado, terá capacidade estrutural para manter sua integridade frente ao volume de tráfego típico das rodovias do Estado do Rio Grande do Sul e da ação de intempéries por determinado tempo. No caso, a variável a ser identificada a partir deste estudo, é a vida útil da nova estrutura e o enquadramento ao tipo de tráfego rodoviário (leve, médio ou pesado), considerados os custos de implantação e manutenção. Isto porque a pesquisa aborda também questões de viabilidade econômica do projeto: quanto maior for a presença de solo local na mistura, maior será a expectativa de retorno econômico.

3.6 SEÇÕES PROPOSTAS NO PROJETO DA PISTA EXPERIMENTAL

Foi construído em escala real, num segmento de rodovia estadual, estruturas alternativas utilizando solo-agregado, de acordo com o controle tecnológico e as especificações técnicas do DAER-RS. A mistura é formada por 60% de agregado nas frações granulométricas 1½ “, ¾” e 3/8 “, garantindo que ocorra contato entre os grãos da estrutura sob regime de tensões e 40% de argila laterítica. Após, são comparadas com a solução prevista no projeto específico da rodovia RS-129, projetada em material granular.

As estruturas em estudo, mostradas na figura 21, estão separadas em dois lotes de 300 metros, onde serão testadas duas novas combinações de sub-base e base utilizando solo-agregado.

Uma terceira solução representa o projeto original em material granular (base e sub-base), sendo parâmetro comparativo dos resultados da ação do tráfego e intempéries.

Além disso, testa-se a eficiência de uma camada de ligação/desgaste comparada com a imprimação betuminosa convencional.

O revestimento utilizado é o de projeto, ou seja, tratamento superficial duplo (TSD) com capa selante (CS) para o segmento localizado entre os km`s 23+310 e 23+610. Já o segmento localizado entre os km`s 22+910 e 23+210 será revestido com camada de 5 cm de CBUQ, por tratar-se de trecho em rampa máxima de 7,5%. A ponte sobre o rio São Domingos com extensão de 100 metros divide os dois lotes.

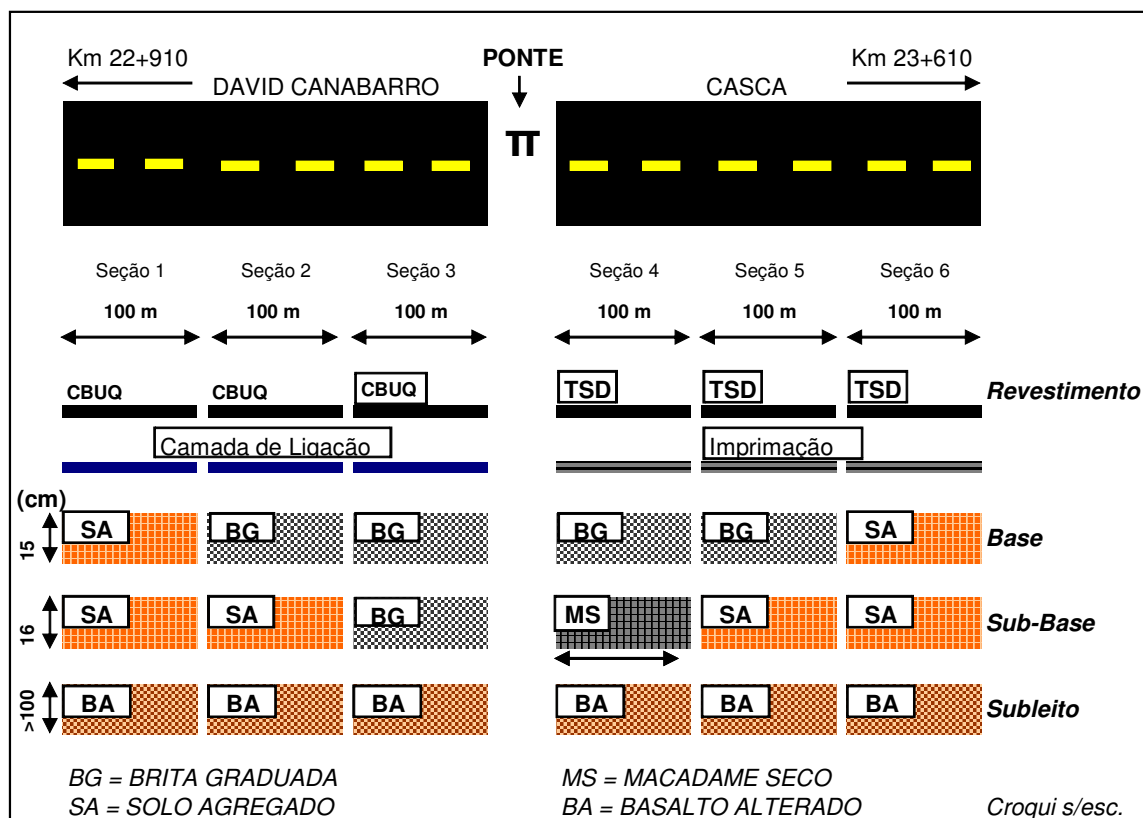


Figura 21 : Estruturas de pavimento da pista experimental na RS 129.

Fonte: Projeto da pista experimental elaborado pelo autor.

3.7 ESTUDOS DE LABORATÓRIO

Foram realizados os ensaios de análise granulométrica, compactação e Índice Suporte Califórnia (ISC) no laboratório do Centro de Pesquisas Rodoviárias e no laboratório do 11º DOP – Lajeado do DAER/RS, já os ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente ocorreram no Laboratório de Pavimentação do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS (LAPAV).

3.7.1 Granulometria

Nos ensaios relativos à análise granulométrica da mistura utilizaram-se os procedimentos descritos em DAER/RS-EL 003/01 – Análise granulométrica de solos. Os resultados obtidos neste ensaio para a mistura de solo-agregado são apresentados na forma de gráfico na figura 22. Além disto, apresenta-se na tabela 17 abaixo os valores das granulometrias dos materiais

individuais utilizados, a mistura e a faixa de projeto para bases granulares especificada pelo DAER/RS. Um ensaio de granulometria da argila laterítica é apresentado no apêndice C.

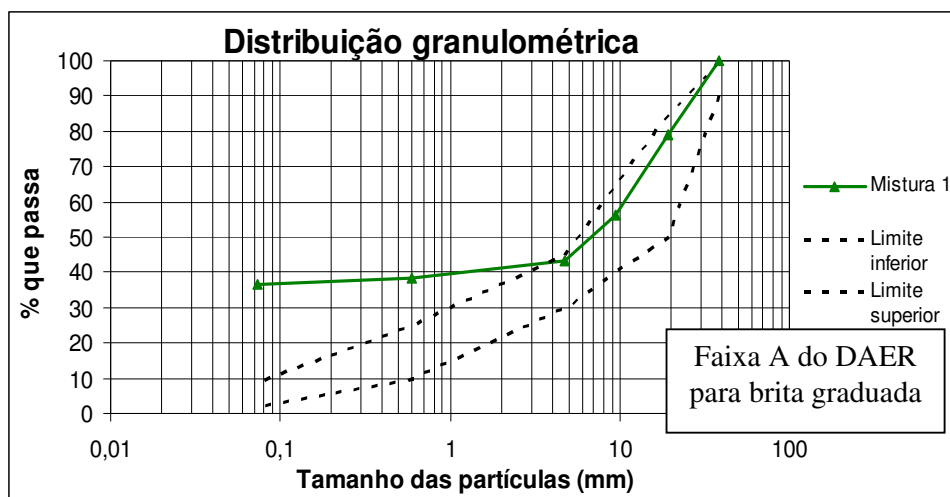


Figura 22 : Distribuição granulométrica da mistura de solo-agregado
 Fonte: Ensaio de granulometria Laboratório DPR/DAER

Tabela 17: Distribuição granulométrica da mistura e dos materiais individuais da mistura de solo-agregado

Frações	Solo (%)	Agregado (%)			Solo-agregado	Faixa A do DAER	
	Argila	3/8"	3/4"	1 1/2"		Inferior	Superior
1 1/2"	100	100	100	100	100	90	100
3/4"	100	100	100	16,1	79	50	85
3/8"	100	96,9	8,4	0,3	56,3	40	65
n° 4	100	21,2	0,7	0	43,3	30	45
n° 30	96,7	0,5	0	0	38,6	10	25
n° 200	91,7	0	0	0	36,7	2	9
% mistura	40	15	20	25	100		

Fonte: Ensaio de granulometria Laboratório DPR/DAER

3.7.2 Compactação

O ensaio de compactação realizado para a determinação da curva de compactação da mistura estudada, seguiu os procedimentos indicados em DAER/RS-EL 008/01 – Ensaio de compactação – método B – cilindro grande, mostrados no apêndice A para a argila pura e no apêndice E para o solo agregado.

Os valores obtidos no ensaio correspondem à energia de compactação intermediária e são apresentados na figura 23. A partir do gráfico, foram obtidos os valores de teor de umidade

ótima ($W_{ót} = 11,2\%$) e massa específica aparente seca ($\gamma_d = 1,904 \text{ Kg/dm}^3$), necessários para a definição dos parâmetros utilizados em projeto e no ensaio de módulo de resiliência.

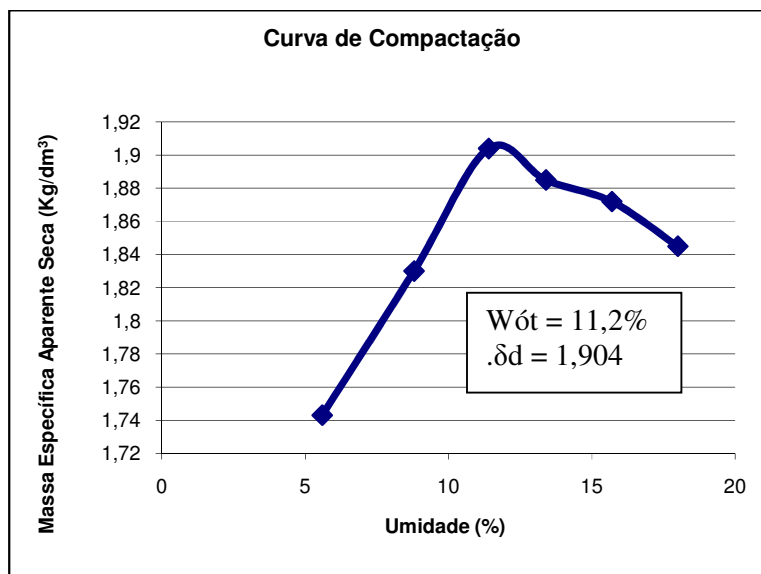


Figura 23 : Curva de compactação da mistura de solo-agregado
Fonte: Ensaio DAER

3.7.3 Índice Suporte Califórnia – ISC

O método de ensaio utilizado denomina-se DAER/RS-EL 009/01 – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas. Para este procedimento utilizam-se as mesmas amostras moldadas no ensaio de compactação, rompendo-as após 4 dias de imersão em água. Apresenta-se na figura 24 os resultados obtidos para o solo-agregado e no apêndice F, um ensaio realizado na condição de umidade ótima. O gráfico possibilita determinar a partir da curva obtida o valor de I.S.C. máximo $\cong 60\%$.

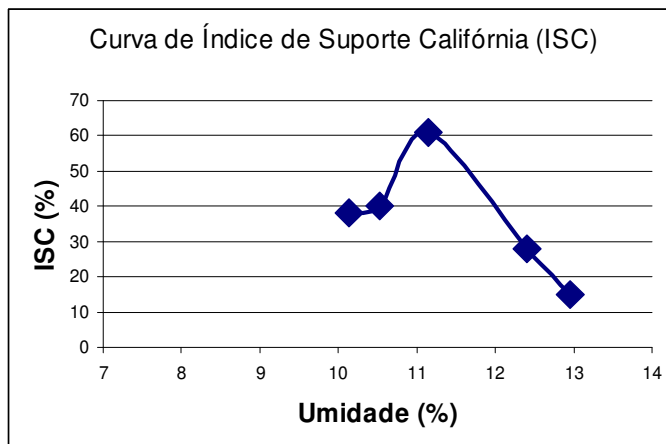


Figura 24: Curva de Índice de Suporte Califórnia da mistura de solo-agregado
Fonte: Ensaios DPR/DAER

3.7.4 Módulo de resiliência e ensaio consolidado isotrópico drenado (CID)

Os ensaios de módulo de resiliência realizados em corpos de prova de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, basearam-se nos procedimentos descritos em DNER-ME 131/94 (Solos – Determinação do Módulo de Resiliência). Plotando-se os gráficos em escala logarítmica da tensão desvio versus o módulo de resiliência para a mistura, retiram-se os coeficientes k_1 , k_2 , que possibilitam montar as equações de comportamento resiliente do material. Este comportamento resiliente é apresentado na figura 25, com amostras ensaiadas na condição de moldagem na umidade ótima (11,2%) mais dois pontos, variação de $\pm 0,5\%$ a partir da umidade ótima (10,7% e 11,7%). Ver os ensaios no apêndice H.

O cuidado em avaliar o comportamento resiliente em uma faixa de variação da umidade, justifica-se pela sensibilidade do material argiloso puro em relação à água. Verificou-se módulos resilientes maiores na umidade ótima. No entanto, ao avaliar o comportamento nas outras duas opções testadas, verifica-se resultados de módulos menores mas lineares, o que não compromete a solução durante o processo construtivo onde a umidade poderá variar até a estabilização numa condição de umidade de equilíbrio.

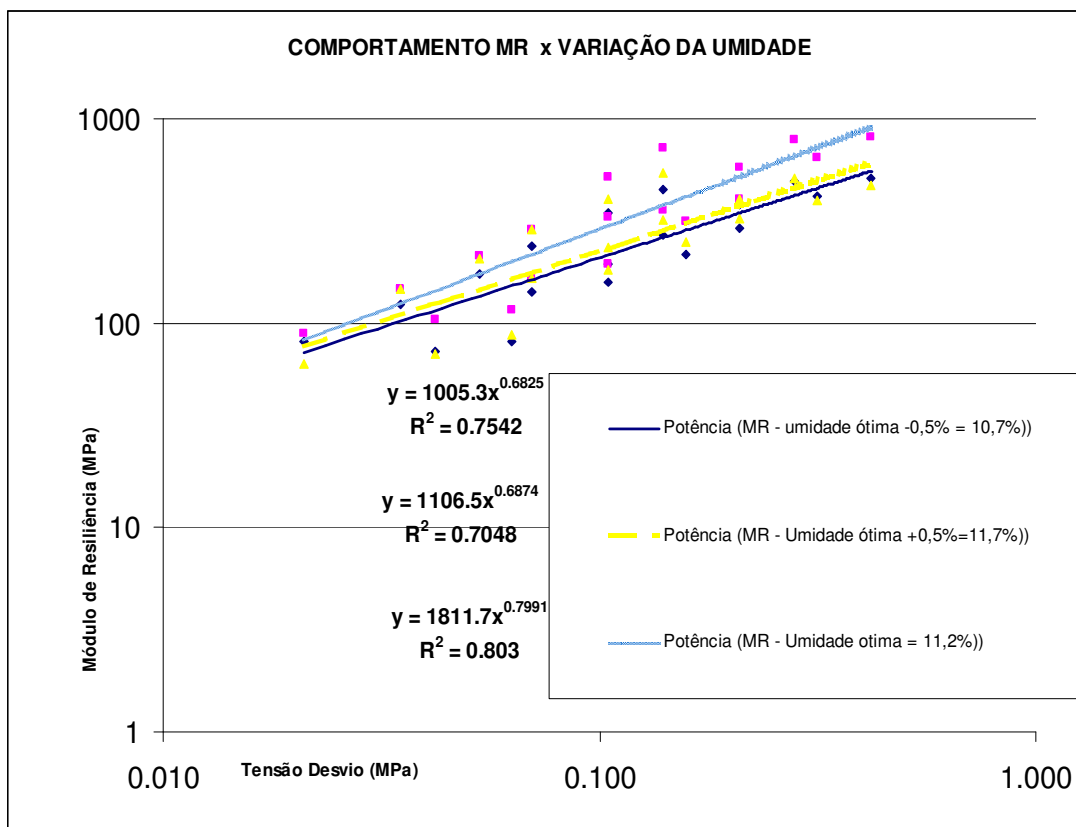


Figura 25: variação do módulo de resiliência x tensão desvio em função da umidade.

Fonte: Ensaios LAPAV/UFRGS

Na tabela 13, são mostrados os resultados de um ensaio triaxial CID, para o solo-agregado nas condições de umidade ótima e mistura 40% argila e 60% material pétreo, através do qual obteve-se os parâmetros da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb. Os gráficos representativos destes parâmetros são apresentados no apêndice G. Ainda na tabela 18, mostra-se a equação do comportamento resiliente obtida por ensaio triaxial específico.

Os ensaios realizados no laboratório LAPAV/UFRGS para determinação do módulo de resiliência da argila laterítica (utilizando-se as três energias de compactação possíveis do ensaio ISC) e do solo-agregado na energia intermediária são mostrados no apêndice I.

Tabela 18: resultado dos ensaios de compactação, ISC, módulo de resiliência e resistência ao cisalhamento na condição Consolidado Isotrópico Drenado (CID) para composição de 40% solo e 60% agregado

Densidade Compactada a energia intermediária	Umidade Ótima	Índice de Suporte Califórnia	Parâmetros da envoltória de ruptura Mohr - Coulomb		Equação do comportamento resiliente $MR=1112,30^{1,0489}$	
γ_s máx (kN/dm ³)	W ót (%)	ISC (%)	c' (MPa)	ϕ .(°)	k1 (MPa)	k2
19	11,2	58	0,033	39,3	1811,7	0,7991

Fonte: Ensaios LAPAV/UFRGS

A equação 6 representa a função potência obtida na relação MR versus somatório das tensões totais.

$$MR=1811,7,30^{0,7991} \quad (6)$$

4 PISTA EXPERIMENTAL

O segmento de rodovia em estudo, mostrado na figura 26, faz parte de uma variante de projeto da rodovia RSC 129, localizada na região limítrofe entre os municípios de Casca e São Domingos, com seis seções de cem metros, separadas por uma ponte de concreto de único fluxo, com aproximadamente 100 metros de extensão.

Existe no projeto executivo, a indicação para construção de uma nova ponte sobre o Rio São Domingos, que, por restrição orçamentária, não tem previsão para ser executada. Por isso, o trecho experimental, fará a ligação entre os dois municípios por um tempo que poderá ser de vários anos, permitindo aos técnicos rodoviários acompanhar o desempenho do solo-agregado durante esse período.

Todos os procedimentos necessários à construção de uma rodovia estão presentes neste projeto, desde a caracterização de laboratório dos materiais, a investigação geotécnica nas jazidas e a adaptação do projeto executivo às peculiaridades da pista experimental. Porém, neste momento, aborda-se os aspectos construtivos relativos à construção da base e sub-base de solo-agregado, por ser a novidade do processo em estudo.



Figura 26: segmento da RSC129 Km 23+300 lado Casca.
Fonte: Registro fotográfico do autor

4.1 LOCALIZAÇÃO DOS MATERIAIS

De acordo com o Mapa de Solos do Rio Grande do Sul (Streck et.al. p.149 – 2008) a jazida de argila laterítica em estudo enquadra-se como Nitossolo Vermelho Disférico (NVDf1), predominantes do horizonte B e muito similar aos Latossolos. Da caracterização MCT de laboratório, classifica-se com argila laterítica do grupo LG' com os parâmetros para energia de compactação intermediária: ISC = 12,3%, IP = 23, Wót = 29,4% e perda por imersão = zero. A rocha utilizada na produção do agregado é o basalto de pedreira da região. A figura 27 obtida do antigo mapa exploratório de solos RADAM/Brasil, foi escolhida por mostrar o exato local da obra.

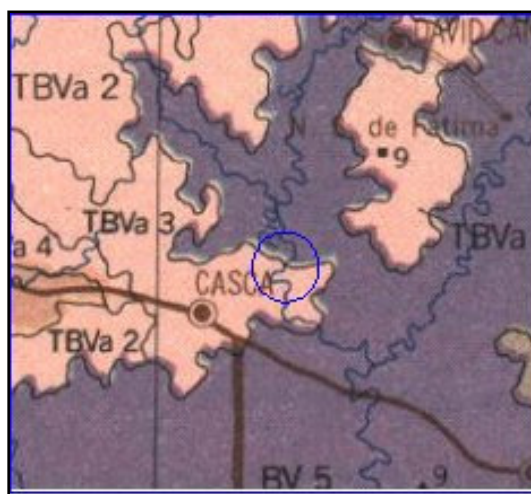


Figura 27: mapa RADAM/BRASIL exploratório de solos, Região de Casca/RS.
Fonte: Mapa IBGE – RADAM/BRASIL

4.2 LOCALIZAÇÃO DA PISTA EXPERIMENTAL

A RSC 129 está sendo construída para atender os municípios gaúchos de David Canabarro – Vanini e Casca, terá uma extensão total de 37,63 km. A obra é investimento do Governo do Estado do Rio Grande do Sul tem como executor o DAER. O projeto é de autoria da empresa consultora Magna Engenharia Ltda e tem como empreiteira a empresa Conpasul Engenharia Ltda. O Volume diário médio, a partir de contagens de tráfego realizadas em Março/2008 foi de 542 veículos (423 de passeio+ 16 de transporte coletivo e 103 de carga), resultando em número $N= 1,2 \times 10^6$, para o ano de projeto de 2020. Isto caracteriza rodovia com tráfego de leve a médio.

4.3 EXECUÇÃO DA PISTA EXPERIMENTAL

A pista experimental foi construída em duas fases distintas:

- a) primeira fase: do km 23+310 ao km 23+610, nos meses de Janeiro a Abril/2008, serve de base para as observações e conclusões deste estudo, pela publicação dos ensaios e acompanhamento de todas as fases construtivas.
- b) Segunda fase: do km 22+910 ao km 23+210, nos meses de Março a Maio de 2009, constituindo-se de segmento “espelho” do primeiro trecho, com algumas variantes construtivas nas soluções de sub-base e revestimento consideradas importantes para avaliações futuras, como por exemplo, utilização de camada de desgaste (com emulsão RR2C) substituindo a imprimação convencional (com CM-30) e a troca da solução de revestimento utilizada na primeira fase (TSD+CS) por camada de 5 cm em CBUQ.

A figura 28 mostra a localização da obra pela planta de projeto.

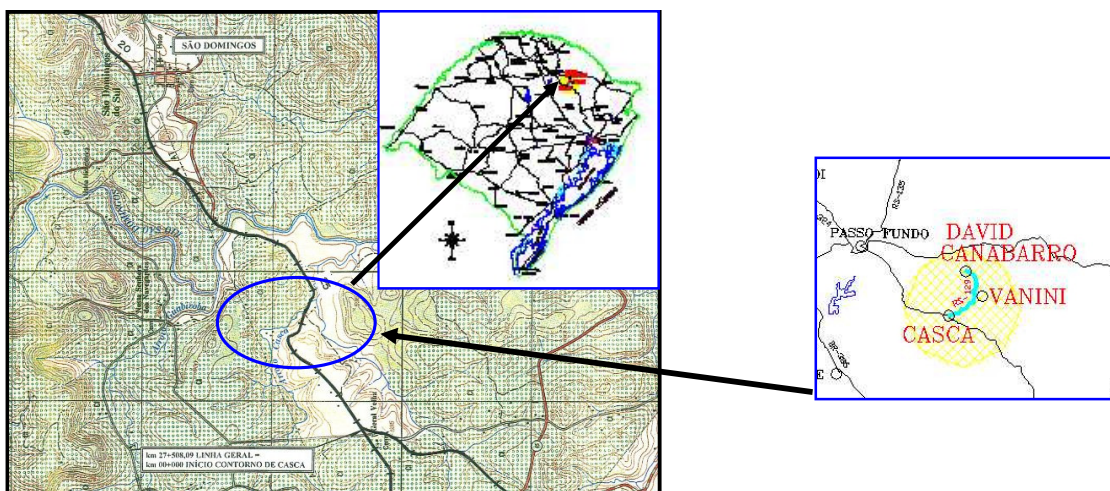


Figura 28: planta de localização do trecho em estudo
Fonte: Projeto executivo da RS 129/DAER

4.3.1 Execução da terraplenagem

A adequação do greide original ao de projeto foi obtida através da construção de um aterro com basalto alterado com alturas que variaram de três a quatro metros. A utilização de um material de qualidade reconhecida em relação à capacidade de suporte resultou na uniformização dos valores deflectométricos medidos com viga Benkelman, em todo trecho

experimental, conforme mostram os dados da tabela 19. A figura 29 mostra no detalhe o material de aterro, abundante na região e de comportamento bastante adequado, inclusive para sub-bases rodoviárias. Neste sentido, registre-se os estudos de Nuñez (1997) em seus estudos sobre o comportamento do basalto alterado como camada de base para pavimentos em vias de baixo volume de tráfego.

Tabela 19: Deflexões no greide original e final de terraplanagem(10^{-2} mm)

Est.	Leito Original	Greide Final de Terraplanagem
23+420	90	41
23+440	136	42
23+460	112	42
23+480	128	52
23+500	54	60
23+520	92	43
23+540	81	62
23+560	115	40
23+580	104	58
23+600	105	38

Fonte: FWD do CPR/DAER

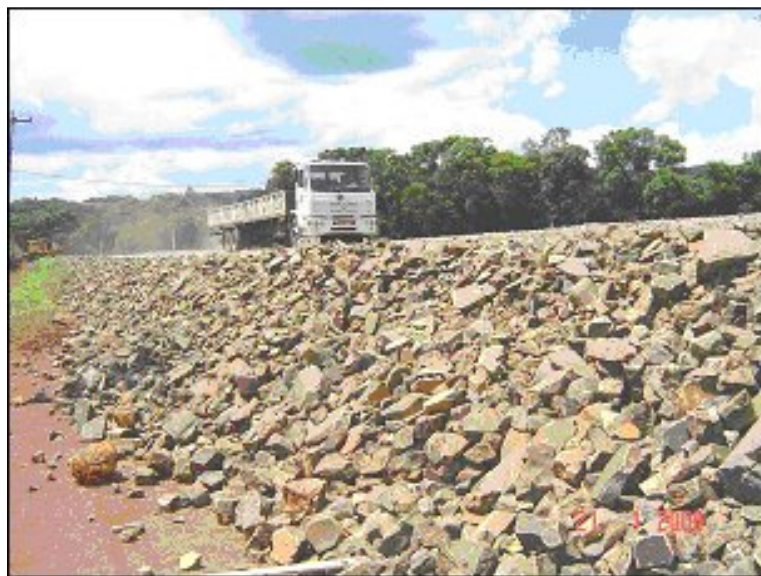


Figura 29: detalhe do subleito em basalto alterado – Km 23+400

Fonte: Registro fotográfico do autor

4.3.2 Produção do solo-agregado

As atividades que compõem a produção e mistura de solo-agregado são muito importantes na validação do processo produtivo, desde a obtenção dos insumos nas jazidas até a deposição em pista para espalhamento. Pode-se descrever o processo através de duas ações distintas, ou seja, a produção dos insumos solo e agregado e a mistura deles em condições de granulometria e umidades controladas.

Com a utilização de uma usina de solos instalada próxima à pedreira, conforme ilustrado na figura 30, obteve-se a granulometria de projeto. As proporções foram definidas no projeto de maneira a atender a Especificação DAER- ES - P-008 (2001), para base granular classe A de acordo com as faixas granulométricas utilizadas. Neste aspecto, diferencia-se de uma brita graduada pelo fato de ser deliberadamente retirada a parcela de agregados com granulometria abaixo de 4,76 mm (peneira de 30), justamente para permitir a introdução do solo na mistura.



Figura 30: processo de carregamento do agregado usinado.
Fonte: Registro fotográfico do autor

O próximo passo é estocar o agregado na jazida de solo argiloso, figura 31, que deve estar localizado o mais próximo possível da frente de serviço, de maneira a valorizar o aspecto de utilização do solo local em relação aos custos de transporte finais.



Figura 31: situação do agregado pétreo na jazida, prestes a ser misturado à argila.
Fonte: Registro fotográfico do autor

Para produção do solo argiloso deve ser retirada a camada vegetal até a profundidade média de 15cm, garantindo assim o expurgo de quaisquer elementos vegetais e orgânicos que possam comprometer a homogeneidade do solo. Neste momento, verifica-se a umidade natural do solo e compara-se com a umidade ótima de compactação. No caso, foram obtidos valores até 5% acima da umidade ótima, o que não prejudicou o processo de produção, uma vez que, observou-se perda de umidade durante o processo de movimentação do material. A seguir, com a ação do escarificador da motoniveladora, retira-se o solo e o deposita em leiras até o volume máximo possível para o equipamento, registrado na figura 32. Em seguida, utilizando-se a pá carregadeira, o material é acomodado em montes (pilhas), para que se mantenha a umidade e possa ser protegido por lonas para o caso de ocorrência de chuva não aumentar a umidade e em caso de altas temperaturas não perder a umidade.



Figura 32: disposição do solo argiloso em leiras.
Fonte: Registro fotográfico do autor

Para produção do solo-agregado, no caso de empreendimentos de maior vulto é necessário a utilização de uma usina de solos, com silo apropriado para que a parcela da argila seja incorporada durante o processo de usinagem da base. Neste caso, tratando-se de produção experimental e de pequeno volume (600m³), recomenda-se a mistura nas proporções 60 x 40 utilizando-se como medida a concha da pá carregadeira, sobrepondo sucessivas camadas de agregado e solo, e misturando-os posteriormente com a própria carregadeira para garantir a homogeneidade da mistura. Quanto a este aspecto, deve-se realizar ensaios de granulometria no local, nas primeiras “bateladas” para aferir a proporção dos materiais. O processo de mistura é mostrado nas figuras 33 e 34.



Figura 33: disposição em camadas do solo-agregado Figura 34: mistura do solo-agregado
Fonte: Registro fotográfico do autor

4.3.3 Execução da sub-base e/ou base de solo-agregado

As figuras 35 e 36 mostram a mistura com umidade um pouco acima da ótima (2 a 3 %) levada à pista e disposta em montes para produção de um segmento de meia pista com cem metros de comprimento. Como exemplo, para produzir uma sub-base com 16 cm de espessura final, é necessário descarregar duas cargas de 12 m³ para cada 20 m de extensão, o que permite, após espalhamento, obter uma espessura de material solto com 20cm que depois de compactada resultará na espessura de projeto (16 cm).



Figura 35: disposição na pista (1/2 pista)

Figura 36: aspecto do material solto na pista.

Fonte: Registro fotográfico do autor

As figuras 37 e 38 mostram que, quando não for possível utilizar algum tipo de distribuidor de agregado ou vibro-acabadora de base, deve ser feito com motoniveladora, com operador experiente, que consiga dispor o material na pista com no máximo duas a três passadas, evitando assim, a segregação do material. Uma equipe de topografia deve estar mobilizada para aferir a espessura da camada a cada passada da motoniveladora. Inclusive, recomenda-se que o estaqueamento marginal indicativo das cotas, tradicionalmente feito a cada 20 metros, neste caso, seja feito a cada 10 metros para facilitar o trabalho da equipe.



Figura 37: Espalhamento com motoniveladora

Figura 38: logo após espalhamento.

Fonte: Registro fotográfico do autor

Após a liberação pela topografia através da conferência da espessura da camada, executa-se a primeira rolagem com rolo pé de carneiro (CA-25), deslocando-se sempre do bordo para o eixo da pista (figuras 39 e 40). No trecho experimental executado, duas passadas (ida e volta) foram suficientes para a primeira etapa de compactação da camada.

A experiência mostrou que a qualidade na compactação da camada, como não poderia ser diferente, é proporcional ao cuidado em manter a mistura na umidade ótima. Não que o trabalho fique definitivamente prejudicado, mas o custo da obra irá aumentar pela necessidade de aeração ou acréscimo d'água à mistura ou pelo aumento do número de passadas do rolo compactador.



Figura 39: Compactação com rolo corrugado

Figura 40: aspecto final da compactação

Fonte: Registro fotográfico do autor

A compactação com rolo liso tipo CA 25 inicia imediatamente após a conclusão da primeira etapa através do deslocamento do bordo para o eixo da pista de tal forma que haja a

superposição de meio tambor de rolagem em relação à passada anterior. Observou-se que 4 passadas (duas idas e duas voltas) foram suficientes para se alcançar o grau de compactação desejado. Caso seja necessário, umidifica-se a superfície e dá-se continuidade na rolagem para alcançar a compactação final do projeto. Na figura 41 pode ser visto à esquerda a pista recém compactada pelo rolo corrugado e à direita o aspecto quando concluído o processo pela passagem do rolo liso.



Figura 41: Compactação com rolo liso
Fonte: Registro fotográfico do autor

4.3.3.1 Controles tecnológicos durante a construção da sub-base e/ou base

A estrutura em solo-agregado, a exemplo de outras construídas em material granular, exige controle tecnológico em todas as fases do processo. Porém, a susceptibilidade hídrica da argila requer cuidados redobrados nos processos de mistura, espalhamento e compactação. Recomenda-se que sejam feitos, durante o processo executivo, os seguintes cuidados:

- a) após a decapagem da jazida, conforme aspecto mostrado nas figuras 42 e 43 coleta-se uma amostra de solo à profundidade de 50cm e verifica-se, pelo método da frigideira, a umidade em que se encontra o material, figura 58. No caso da execução do trecho experimental aqui apresentado, verificou-se que no período da construção, janeiro de 2008, a umidade natural do solo da jazida estava entre 30 e 31%. Observa-se na tabela 20 que estes valores são próximos ao valor da umidade ótima na energia intermediária para este material que é de 29%.



Figura 42: coleta de amostra na jazida

Figura 43: verificação da umidade natural.

Fonte: Registro fotográfico do autor

Tabela 20: controle da umidade obtida na jazida

DIA	TURNO	ARGILA NA JAZIDA (%)	SOLO AGREGADO NO DEPÓSITO (%)
22/01	MANHÃ	30,7	13,4
	TARDE	30,2	13,0
23/01	MANHÃ	32,5	13,4
	TARDE	31,9	12,4
24/01	MANHÃ	31,8	14,9
	TARDE	30,0	12,9
Médias		31,18	13,3
Umidade Ótima		29,0	11,4

Fonte: Laboratório de campo DAER – 11º DOP

- b) para cada processo de mistura recomenda-se realizar ensaios de granulometria para verificar se a composição de projeto (40% solo-60% argila) foi atendida, conforme tabela 21.

Tabela 21: resultados de ensaios de granulometria obtidos em pista.

ESTRUTURA	LOCALIZAÇÃO	SOLO (%)	AGREGADO (%)
Sub-base de Solo Agregado	Km 23+560 LE	31,6	68,4
	Km23+560 LD	41,4	58,6
Sub-Base de Solo Agregado	Km 23+460 LE	42,4	57,6
	Km 23+460 LD	42,1	57,9
Base de Solo Agregado	Km 23+560 LE	41,6	58,4
	Km 23+560 LD	40,9	59,1
Médias		40	60
Base e Sub-Base	Projeto	40	60

Fonte: Laboratório de campo do DAER – 11º DOP

- c) verifica-se o grau de compactação, através do procedimento de determinação de densidade do material (cone de areia) mostrado na figura 44 e na tabela 22.



Figura 44: Realização de ensaio de cone de areia.
Fonte: Registro fotográfico do autor

Tabela 22: controle da densidade aparente pelo método do cone de areia

ESTRUTURA	Localização	Densidade de Projeto (Kg/m ³)	Densidade de Campo (Kg/m ³)	Grau compactação (%)
Sub-base de Solo Agregado	km23+560	1900	1853	97,5
Sub-Base de Solo Agregado	km 23+460	1900	1913	100,6
Base de Solo Agregado	km 23+560	1900	1921	101,0

Fonte: Laboratório de campo do DAER – 11º DOP

4.3.4 Execução do revestimento

O revestimento betuminoso utilizado, após imprimação da base com asfalto diluído CM-30, é o tratamento superficial duplo (TSD) com capa selante. Trata-se de revestimento flexível, de pequena espessura, constituída por duas aplicações sucessivas de ligante betuminoso, cobertas cada uma delas por agregado pétreo. Usualmente, o ligante é aplicado na primeira operação penetrando de baixo para cima no agregado, denominando-se então “penetração invertida”. Este procedimento promove a impermeabilização das camadas inferiores, incorporando a obra características importantes como a alta flexibilidade, proporcionando ao usuário uma superfície antiderrapante e segura ao tráfego. A figura 45 mostra a aplicação de forma controlada, com caminhão espargidor de uma camada de asfalto diluído CM-30, em taxas previamente estipuladas, em meia pista de tráfego. O outro lado da pista recebe a imprimação

somente após a cura da primeira aplicação. No caso do trecho experimental, observou-se que o início do processo de cura ocorreu 24 horas após a aplicação. No caso do segmento com base de solo-agregado, verificou-se que em razão da pouca permeabilidade da mistura, a camada de imprimação atingiu no máximo um centímetro de espessura. Além disso, observou-se que duas semanas foi o tempo limite de exposição da camada ao tráfego, conforme pode ser visto na figura 46. Essa constatação nos levou a propor uma camada de proteção de base a ser testada na execução dos outros 300 metros de trecho experimental.



Figura 45: aplicação da imprimação

Figura 46: aspecto da pista após 2 semanas.

Fonte: Registro fotográfico do autor

Para aplicação da primeira camada de ligante asfáltico, a base deve ser varrida e limpa para retirada de qualquer material solto. As imperfeições decorrentes da ação do tráfego devem ser corrigidas compactando mistura in loco de brita $\frac{3}{4}$ e emulsão asfáltica RR-2C, nas proporções do projeto e aquecido à temperatura de 60°C , como mostram as figuras 47 e 48.



Figura 47: aplicação RR-2C

Figura 48: detalhe da barra de distribuição.

Fonte: Registro fotográfico do autor

Executa-se, a seguir, a camada de brita $\frac{3}{4}$ ", uniforme, formato cúbico, lavada e disposta com distribuidor de agregado sem que hajam grãos superpostos. Procede-se à rolagem da camada com o rolo liso em uma passada, sobrepondo metade do tambor na passada anterior, do bordo para o eixo da rodovia. A seguir, entra-se com rolo de pneus até que o agregado apresente aspecto de mosaico, sem superposição. A seqüência de figuras 49, 50 e 51, registra o restante do processo construtivo do revestimento delgado em TSD sobre a base da pista experimental.



Figura 49: controle de taxa de agregado

Figura 50: camada de tratamento superficial.

Fonte: Registro fotográfico do autor



Figura 51: aspecto final da primeira camada de ligante e agregado.

Fonte: Registro fotográfico do autor

Na aplicação da segunda camada de ligante asfáltico repete-se o procedimento de aplicação de RR-2C nas taxas de projeto e temperatura de 60°C (figuras 52 a 55). Na aplicação da

segunda camada de agregado pétreo utiliza-se brita de granulometria 3/8", uniforme, cúbica e lavada nas taxas de projeto.



Figura 52: aplicação de RR-2C(segunda camada)

Figura 53:detalhe do espargidor.

Fonte: Registro fotográfico do autor



Figura 54: distribuição de agregado 3/8"

Figura 55: rolagem da segunda camada.

Fonte: Registro fotográfico do autor

Decorridos 60 dias da execução do TSD, a pista apresenta aspecto construtivo muito adequado como pavimento rodoviário, conforme mostram as figuras 56 e 57.



Figura 56: pista experimental após 2 meses concluída

Figura 57: detalhe do TSD.

Fonte: Registro fotográfico do autor

4.3.4.1 Controles tecnológicos da execução do TSD

Nas tabelas 23, 24 e 25 são mostrados os controles de campo de responsabilidade do laboratorista da obra, referente a taxa de materiais asfálticos e granulometria dos agregados.

Tabela 23: controle de imprimação com CM-30 – taxa determinada por bandeja.

Nº	LOCAL	LADO	TAXA (Kg/m ²)
1	Km 23+ 540	Esquerdo	1,120
2	Km 23+560	Eixo – Esquerdo	1,176
3	Km 23+580	Esquerdo	1,136
4	Km 23+540	Direito	1,320
5	Km 23+580	Direito	1,320
		Média	1,214

Fonte: Equipe de fiscalização do DAER na obra RS 129

Tabela 24: controle da granulometria dos agregados do TSD

Peneiras	(%) Que Passa da Amostra Total			
	Dia 21/02/2008		Dia 25/02/2008	
	Brita 3/4	Brita 3/8	Brita 3/4	Brita 3/8
¾"	100		100	
½"	49,7	100	54	100
3/8"	5,6	86,2	13,3	84,1
Nº 4	2,0	23,2	3,0	21,7
Nº 8		1,6		9,9
Nº 16		0,4		4,5

Fonte: Equipe de fiscalização do DAER na obra RS 129

Tabela 25: controle de Execução do TSD.

Localização (Km)	Taxa de Agregado (Kg)		Taxa de Material Asfáltico (Litros)	
	Brita ¾"	Brita 3/8"	1ª aplicação RR2C	2ª aplicação RR2C
23+350	14,400	7,008	1,376	1,776
23+320	14,568	7,192	1,424	1,704
23+460	14,176	7,520	1,400	1,720
23+540	14,800	7,440	1,376	1,744
23+580	14,400	7,544	1,408	1,624
Médias	14,47	7,34	1,397	1,714

Fonte: Equipe de fiscalização do DAER na RS129

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste momento, apresenta-se o resultado dos ensaios realizados em laboratório, com os materiais (separados e na condição de solo-agregado), as bacias de deformação medidas nas camadas recém construídas, bem como, comparação entre os módulos de resiliência calculados em laboratório através de ensaios triaxiais e os de campo obtidos pela retroanálise das deformações obtidas com o FWD.

5.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Foram realizados os ensaios de análise granulométrica, compactação e Índice Suporte Califórnia (ISC) no laboratório do Centro de Pesquisas Rodoviárias e no laboratório do 11º DOP – Lajeado do DAER/RS, já os ensaios de módulo de resiliência, e deformação permanente ocorreram no LAPAV (Laboratório de Pavimentação). O ensaio de comportamento tensão deformação (CID) foi realizado no LEGG (Laboratório de ensaios geotécnicos e geoambientais), ambos pertencentes ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS - PPGEC.

5.2 ENSAIOS DE CAMPO

Durante o processo construtivo das camadas de pavimento realizou-se o controle tecnológico preconizado pelas normas gerais do DAER, através do monitoramento de granulometrias, umidade da mistura, compactação e dimensões de projeto. Esta fase está descrita no capítulo 3, execução da pista experimental.

Foram levantados os dados de deflexão, com o equipamento FWD – *Falling Weight Deflectometer*, nos segmentos em estações a cada 10 metros, nos dois lados da pista. É importante ressaltar que foram medidos os valores de deflexão no topo de cada camada após sua execução, tendo como objetivo estudar a contribuição estrutural de cada camada, obtendo-se nove bacias de cada lado para cada segmento de projeto: MS+BG+TSD – SA+BG+TSD – SA+SA+TSD.

5.2.1 Bacias de deformação obtidas com FWD - Falling Weight Deflectometer

Funciona pela aplicação de uma carga, no caso eixo padrão de 8,2 tons, liberada a determinada altura sobre o pavimento e os resultados de deformação elástica são medidos em 7 pontos com sensores. O primeiro é o ponto de aplicação da carga, denominado ponto zero e os demais, neste caso, estão dispostos à 20, 30, 45, 60, 90 e 120 cm. A figura 58 mostra o equipamento FWD utilizado neste trabalho.



Figura 58: Equipamento FWD utilizado no estudo.
Fonte: Registro fotográfico do autor

As possibilidades de construção das bacias, considerando a riqueza de informações levantadas em campo, são inúmeras.

Propositalmente, escolheu-se a localização da pista experimental na entrada e saída de uma ponte existente, o que exigiu a construção de um aterro relativamente alto (maior que 4 metros). O material utilizado na construção do aterro foi um basalto alterado existente em jazida próxima ao local de construção da pista, resultando em plataforma de comportamento deflectométrico excepcionalmente linear. Toda a variação deflectométrica observada após construção de cada camada, pode ser atribuída ao material utilizado na base e sub-base. Os

dados referentes às bacias deflectométricas, bem como, os gráficos resultantes das combinações de cada camada, são mostrados nas figuras 59 a 64 e no anexo J.

A figura 59 mostra o aspecto da bacia de deformação obtida no segmento experimental construído sobre um subleito de basalto alterado, constituído de sub-base de macadame seco, base de brita graduada e revestimento em TSD (MS+BG+TSD/CS – km 23+300 ao 23+400 – LE). De imediato, verifica-se que os valores deflectométricos apresentam-se próximos nas diversas camadas quando a medição afasta-se do ponto de aplicação da carga. Neste caso, as variações deflectométricas são de exclusiva responsabilidade das sucessivas camadas de pavimentação construídas.

Observa-se que o valor de deflexão medida no subleito (abaixo do ponto de aplicação da carga) de 45×10^{-2} mm, aumentou para 59×10^{-2} mm na sub-base de macadame a seco (pelo fato do macadame necessitar de tráfego ou ação de rolagem para preenchimento completo dos vazios), reduziu para 50×10^{-2} mm na base de brita graduada e finalmente apresentou resultado de 47×10^{-2} mm no revestimento em TSD. As medidas ocorreram de Janeiro a Março de 2008, logo após a etapa construtiva.

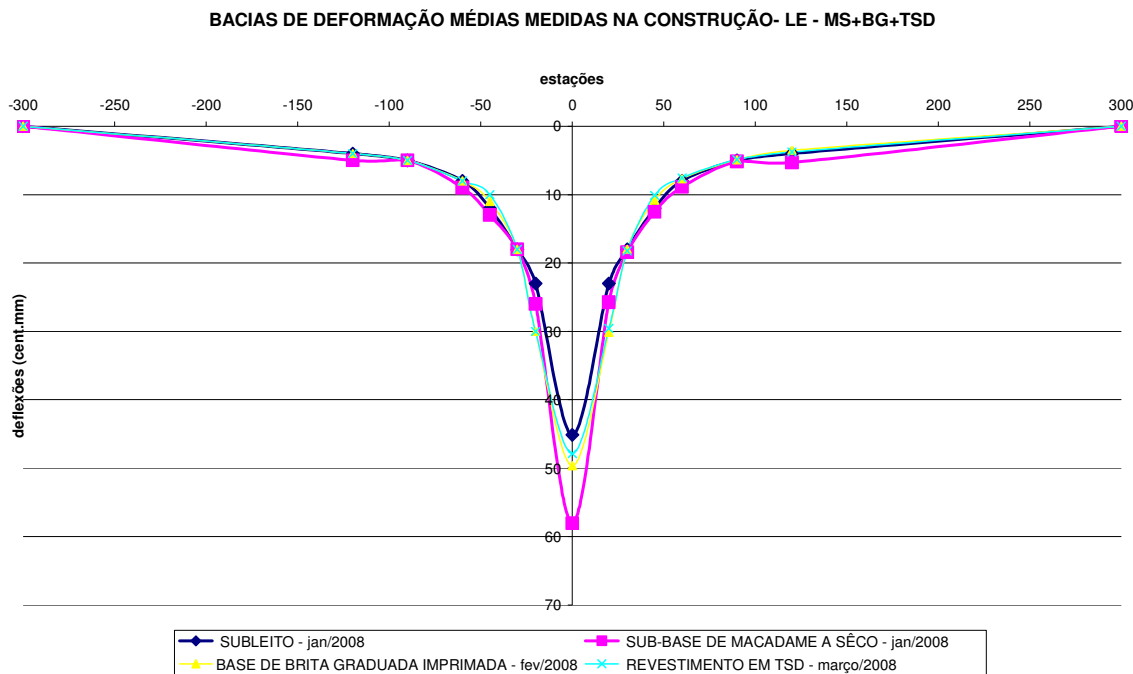


Figura 59: Bacias de deformação - MS+BG+TSD/CS – km 23+300 ao 23+400 – LE
Fonte: Relatório de deflexões medidas com FWD pelo DAER com FWD (Apêndice J)

A figura 60 mostra o aspecto da bacia de deformação obtida no segmento experimental construído sobre um subleito de basalto alterado, constituído de sub-base de macadame seco, base de brita graduada e revestimento em TSD (MS+BG+TSD/CS – km 23+300 ao 23+400 – LD). O comportamento da bacia, salvo pequenas alterações nos valores deflectométricos, segue invariável, mostrando definitivamente que camadas de macadame a seco são mais flexíveis e exigem um tempo maior para estabilização. Por isso, ao se construir as camadas com este tipo de material recomenda-se um período de ação do tráfego para complementar a compactação e preenchimento dos vazios com os finos da mistura.

O formato da bacia deflectométrica revela, entre outros aspectos, a existência de um subleito de comportamento uniforme, constituído de material homogêneo. As demais camadas, por terem características diferentes, principalmente em relação a granulometria, têm comportamento diferenciado ao serem solicitadas pela carga de roda.

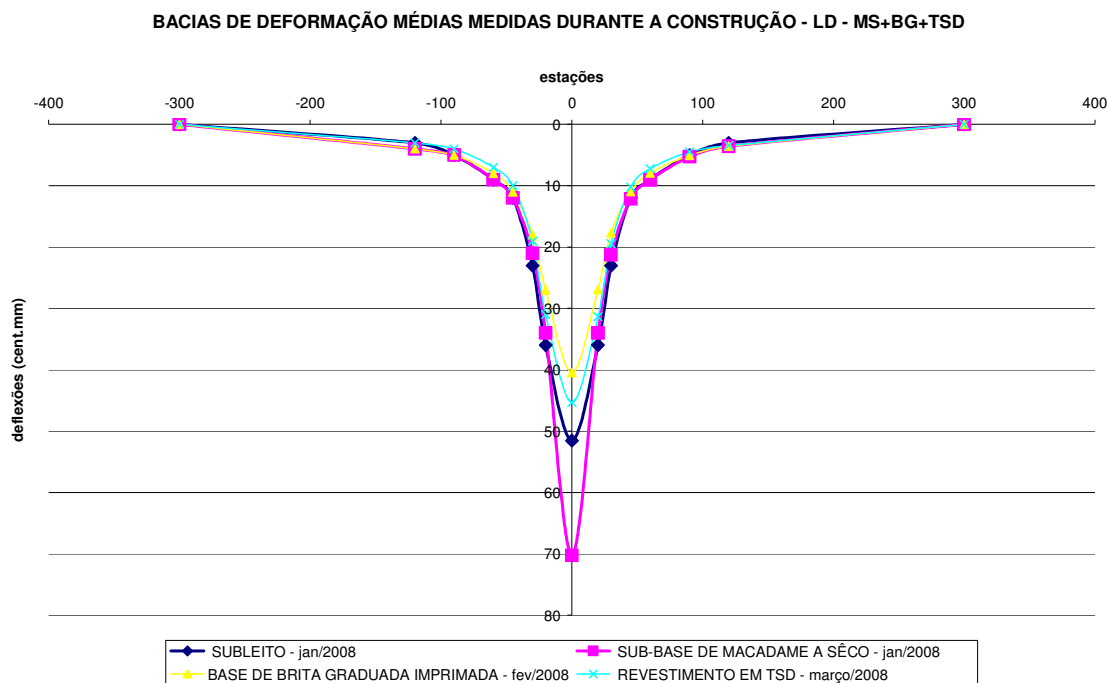


Figura 60: Bacias de deformação - MS+BG+TSD/CS – km 23+300 ao 23+400 – LD
 Fonte: Relatório de deflexões medidas com FWD pelo DAER com FWD (Apêndice J)

A figura 61 mostra o aspecto da bacia de deformação obtida no segmento experimental construído sobre um subleito de basalto alterado, constituído de sub-base de solo-agregado,

base de brita graduada e revestimento em TSD (SA+BG+TSD/CS – km 23+400 ao 23+500 – LE).

As leituras de deflexões na sub-base e base ficaram bem próximas, configurando um comportamento atípico, comparado às outras bacias deflectométricas. Este fato, pode ser atribuído ao processo construtivo, onde é possível a eventual variação na energia de compactação e a utilização de valores médios.

No caso das leituras efetuadas sobre o revestimento após 60 dias de construção, observa-se a redução de deflexões para valores médios próximos aqueles obtidos no subleito.

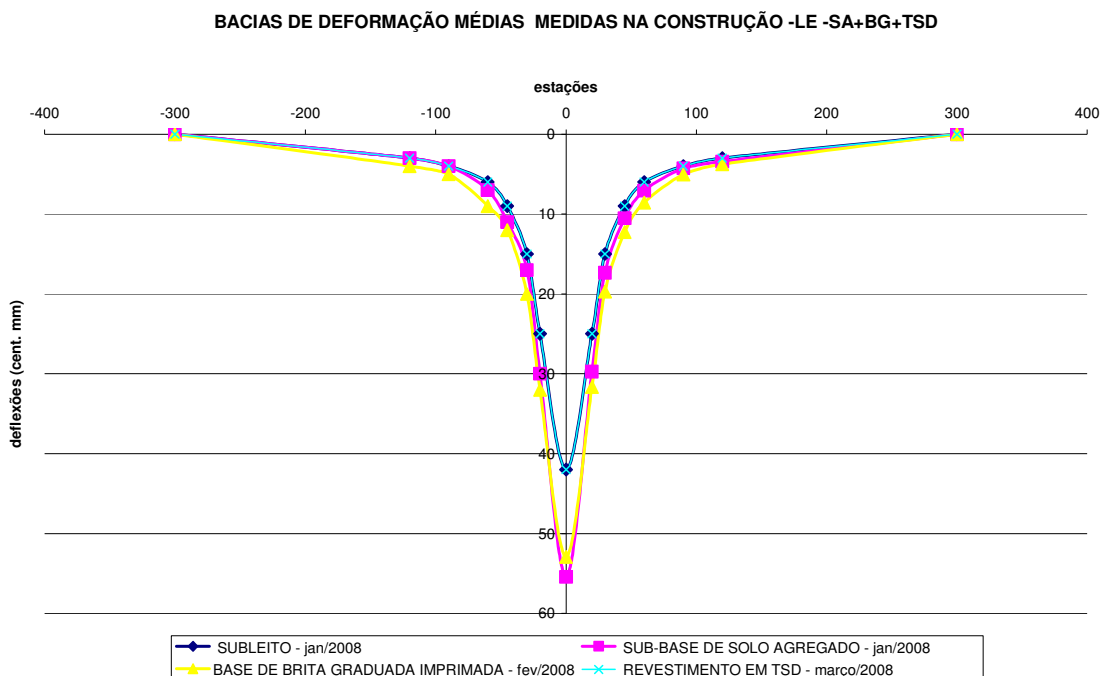


Figura 61: Bacias de deformação - SA+BG+TSD/CS – km 23+400 ao 23+500 – LE
 Fonte: Relatório de deflexões medidas com FWD pelo DAER com FWD (Apêndice J)

A figura 62 mostra o comportamento típico de deformação resiliente das camadas com maiores valores para sub-base, reduzindo na base e revestimento.

O mesmo comportamento pode ser observado nas figuras 63 e 64 de forma clara pelo fato das duas camadas (sub-base e base) serem constituídas do mesmo material (solo-agregado).

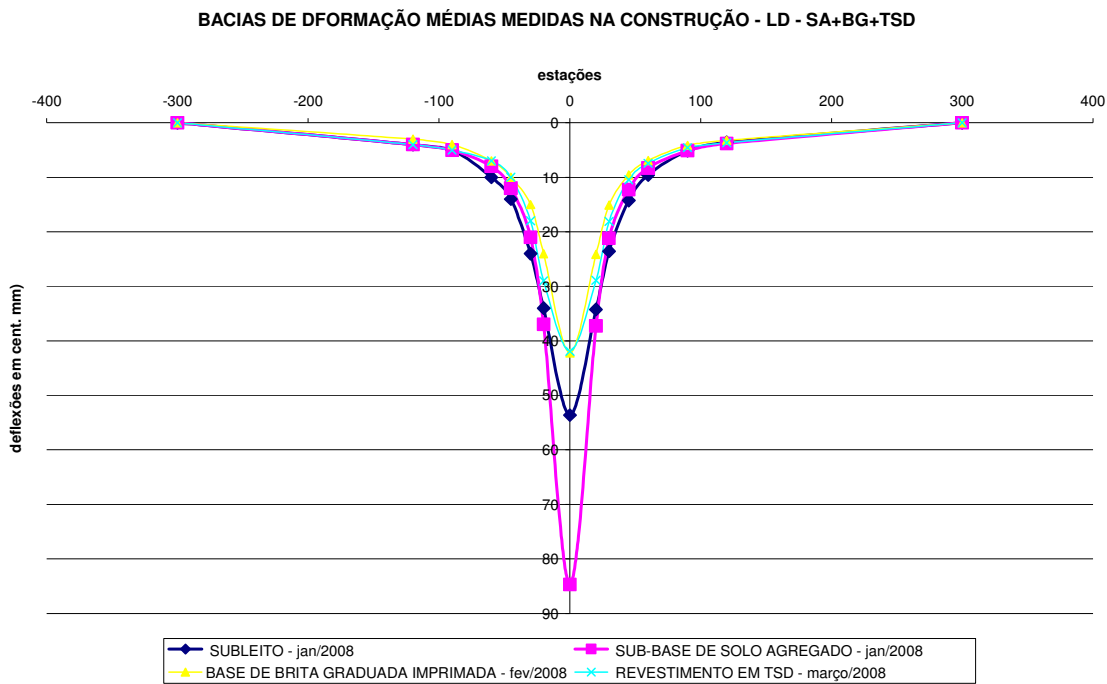


Figura 62: Bacias de deformação - SA+BG+TSD/CS – km 23+400 ao 23+500 – LD
 Fonte:relatório de deflexões medidas com FWD pelo DAER com FWD (Apêndice J)

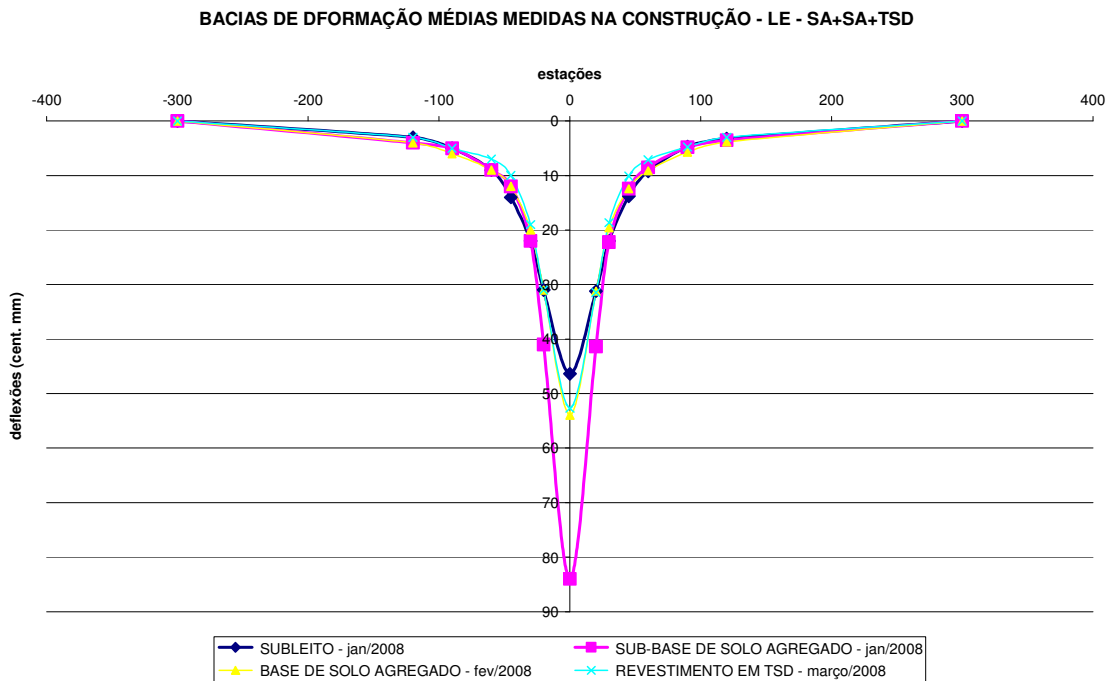


Figura 63: Bacias de deformação - SA+SA+TSD/CS – km 23+500 ao 23+600 – LE
 Fonte:relatório de deflexões medidas com FWD pelo DAER com FWD (Apêndice J)

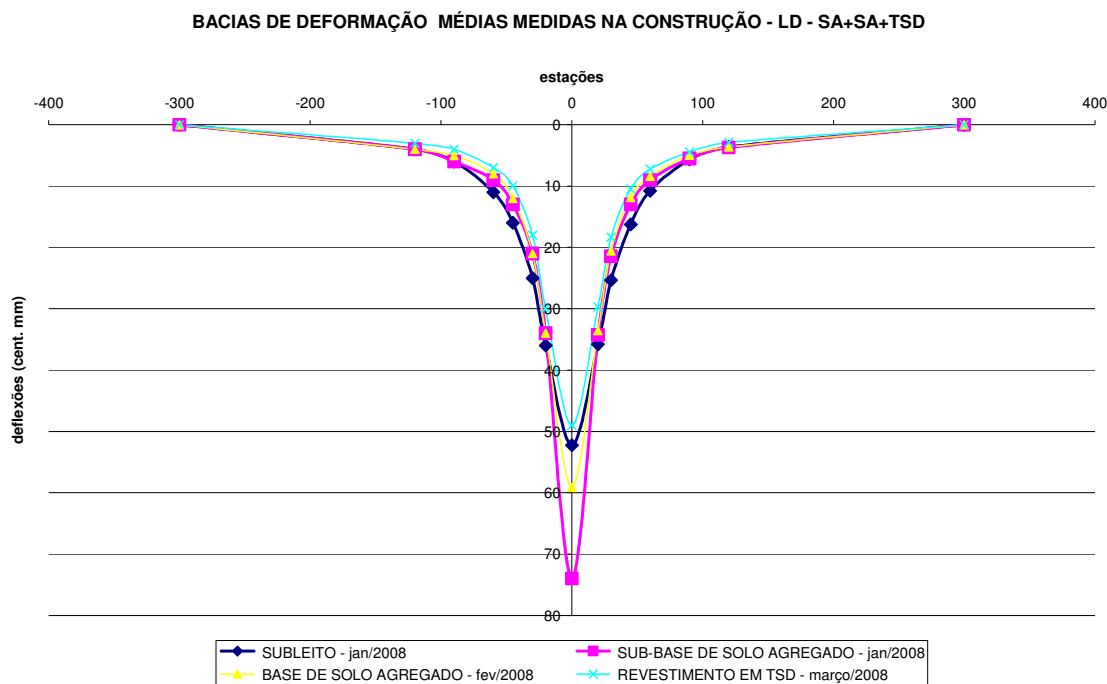


Figura 64: Bacias de deformação - SA+SA+TSD/CS – km 23+500 ao 23+600 – LD
 Fonte: relatório de deflexões medidas com FWD pelo DAER com FWD (Apêndice J)

5.2.1.1 Análise das Bacias de deformação

Cada segmento experimental construído, com 100 metros de extensão, permitiu a medição de 18 bacias (9 em cada lado de pista), totalizando 54 bacias de deformação. Destas, praticamente todas apresentam resultados muito próximos de deformação a partir do sensor localizado à 45 cm do ponto de impacto da carga de teste. Verifica-se, portanto, que preponderaram deflexões exclusivas da camada recém construída.

Fator relevante foi identificado ao observar-se as bacias medidas no subleito comparadas com aquelas medidas na sub-base. Ocorre que o levantamento realizado na sub-base foi feito imediatamente depois de liberada a pista pela equipe de laboratório que inferiu as condições de compactação. No caso do trecho com sub-base de macadame, entende-se normal este comportamento pela necessidade de acomodação das partículas maiores de material pétreo na camada, o que se dá pela ação do tráfego.

No entanto, nos segmentos construídos com solo-agregado, o comportamento deflectométrico resulta em valores bem mais elevados do que aqueles obtidos nas demais camadas superiores. Atribui-se este comportamento ao fato de o levantamento ter sido realizado após decorridos mais de 30 dias. Ou seja, medições deflectométricas realizadas imediatamente após a liberação da camada, no caso do trecho em estudo, foram inicialmente mais elevadas mas tenderam a redução e estabilização com o passar dos dias. Atribui-se este comportamento à questões como: umidade de equilíbrio, acomodação do material pela ação de tráfego (pós compactação), variáveis climáticas e provável parcela de resistência agregada por conta da coesão característica dos solos argilosos.

No caso de pavimentação rodoviária, retroanálise pode ser entendida como sendo um procedimento analítico a partir do qual, conhecendo-se o comportamento de determinada estrutura submetida a carregamento, busca-se verificar quais parâmetros podem representar com maior fidelidade a medida observada. No caso deste estudo, temos os deslocamentos produzidos por carregamento conhecido e iremos conhecer os módulos que produziram tais deformações.

Os módulos retroanalizados serão comparados aqueles obtidos pelos ensaios triaxiais realizados em laboratório e assim, verificar se o comportamento do novo material em estudo, especificamente em relação a tensões, deformações e deflexões ocorridas em condições reais de trabalho corresponde aquelas para as quais o projeto foi desenvolvido. O estudo ora em curso, a partir dessas primeiras conclusões, deverá ser aprofundado oportunamente, através da análise de um número maior de ensaios realizados em outras pistas experimentais.

5.2.1.2 Retroanálise das Bacias de deformação utilizando o programa REPAV

Utilizou-se o programa REPAV – Retroanálise de pavimentos – desenvolvido em DELPHI, versão 5 de domínio público, para analisar 54 bacias de deformação, medidas no revestimento da rodovia e nos três segmentos de projeto: MS+BG+TSD, SA+BG+TSD e SA+SA+TSD, nas pistas de lado esquerdo e direito, conforme figura 65.

A retroanálise dos módulos pode ser visto na figura 66.

REPAV

Identificação | **Dados de Entrada** | Retroanálise | Dimensionamento | Fatores de Equivalência da carga quanto a fadiga

Dispositivo de Ensaio

Fwd
 Benkelman

Estrutura do Pavimento Existente

Espessura da 1ª camada (cm): 17,5
Espessura da 2ª camada (cm): 15

Carga de Teste

Carga de Teste (Ton): 4
Pressão de Contato (kgf/cm²): 5,6
Área de contato (cm²): 714,3
Raio equivalente da área de contato (cm): 15,08
Constante da viga: 2
Distância entre eixo das rodas (cm): 31

Dados da Bacia

Nº da Leitura	Distância (Crescente)	Leitura do Extensômetro	Distância Corrigida	<input checked="" type="checkbox"/> Deflexões
L0	0	0	0	45
L1	20	0	0	27
L2	30	0	0	17
L3	45	0	0	10
L4	65	0	0	7
L5	90	0	0	4
L6	120	0	0	3
L7	0	0	0	0
L8	0	0	0	0
L9	0	0	0	0
L10	0	0	0	0
L11	0	0	0	0
L12	0	0	0	0

Erro máximo aceitável: 0

Sobre | Ajuda | Sair

Figura 65: Tela de entrada de dados do programa REPAV.
Fonte: Tela do Software REPAV

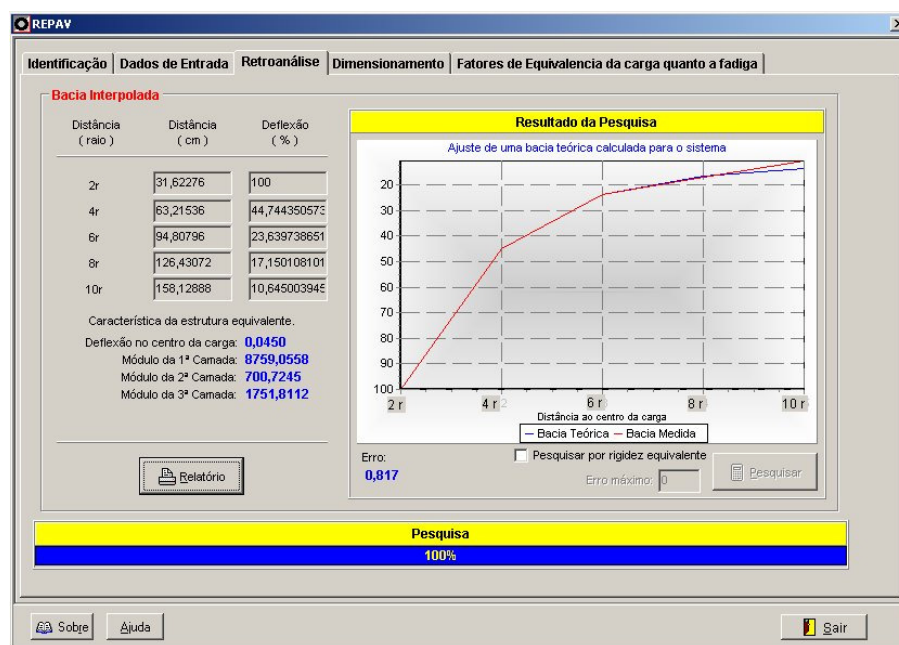


Figura 66: Apresentação dos resultados de retroanálise pelo programa REPAV.
Fonte: Tela do Software REPAV

Escolheu-se analisar as bacias pelo fato do material solo-agregado estar presente na base e sub-base da estrutura, trabalhando como camada única e, portanto de mesmo coeficiente estrutural. Na tabela 26, são apresentados resumidamente para o segmento SA+SA+TSD – do

km 23+500 ao 23+600 (LE), respectivamente as bacias 19 a 27 entre os km's 23+520 á 23+600.

Tabela 26: retroanálise de módulos resilientes pelo REPAV obtidos das bacias de deformações (FWD)

PROJETO SA + SA + TSD

	estaca	Deflexão (10^{-2} mm) - LE							Módulo Resiliente (MPa)			
		0	20	30	45	60	90	120	Base	Sub-base	Subleito	erro
19	23+520	45	30	19	11	7	5	3	825	62	206	3,278
20	23+530	53	33	19	10	7	5	3	700	52	175	3,356
21	23+540	41	33	20	11	7	5	3	803	80	241	3,224
22	23+550	60	30	19	10	7	5	3	618	46	155	3,356
23	23+560	48	28	17	10	7	5	3	832	62	164	3,315
24	23+570	51	32	18	9	7	4	3	683	68	171	0,918
25	23+580	80	36	20	10	8	5	3	522	31	104	2,911
26	23+590	51	34	19	10	7	5	3	727	55	182	3,356
27	23+600	45	27	17	10	7	4	3	876	70	175	0,817

Fonte: Relatório das deformações medidas pelo autor com FWD do DAER.

A tabela 27 elimina as bacias 25 e 27 para análise dos resultados a partir da média corrigida:

Tabela 27: módulos resilientes obtidos pela média corrigida das bacias.

	estaca	Deflexão (10^{-2} mm) - LE							MR em Kpa			
		0	20	30	45	60	90	Base	Sub-base	Subleito	Erro	
19	23,52	45	30	19	11	7	5	825	62	206	3,278	
20	23,53	53	33	19	10	7	5	700	53	175	3,356	
21	23,54	41	33	20	11	7	5	803	80	241	3,224	
22	23,55	60	30	19	10	7	5	618	46	155	3,356	
23	23,56	48	28	17	10	7	5	832	62	165	3,315	
24	23,57	51	32	18	9	7	4	683	68	171	0,918	
26	23,59	51	34	19	10	7	5	728	55	182	3,356	
MÉDIAS		50	31	19	10	7	5	741	61	185	3,00	

Fonte: Relatório das deformações medidas pelo autor com FWD do DAER.

Portanto, verifica-se que o módulo resiliente atuante no centro das camadas do pavimento é:

MR = 741 MPa (Base)

MR = 61 MPa (Sub-base)

5.2.1.3 Retroanálise das Bacias de deformação utilizando o programa EVERCALC 5.0

EVERCALC 5.0 é um software que realiza retroanálise das bacias de deflexão para obtenção dos módulos de resiliência das camadas, desenvolvido pelo Departamento de Transportes do Estado de Washington (EUA). É um programa gratuito e de domínio público.

Este software utiliza uma sub-rotina do programa WESLEA (fornecido pelo Waterways Experiment Station, U. S. Army Corps of Engineers) para calcular as deflexões teóricas pelo

modelo de multicamadas elásticas e algoritmo modificado de Gauss-Newton para a otimização, ou seja, calcula a bacia de deflexões teóricas e compara-a com a bacia de deflexões medida pelo FWD ajustando os valores dos módulos das camadas do pavimento por iterações até uma diferença entre a bacia calculada e a bacia medida que se considere adequada.

As camadas dos pavimentos, neste software, são consideradas infinitas no sentido longitudinal, com as espessuras uniformes e compostas de materiais elástico linear, homogêneos e isotrópicos, caracterizados por módulos elásticos e coeficiente de Poisson. O subleito é considerado semi-infinito no sentido vertical.

O Evercalc 5.0 utiliza uma técnica de solução inversa para determinar os módulos elásticos através das medidas de deflexão da superfície obtidas com o FWD. Para cada seção estudada o programa pode utilizar até 10 sensores e simular até doze quedas com o disco do FWD. Consegue avaliar uma estrutura de pavimento flexível com até cinco camadas (ver figura 67).

No.	Layer ID	Poisson Ratio	Initial Modulus (MPa)	Min. Modulus (MPa)	Max. Modulus (MPa)
1	0	0.00	0.0	0.0	0.0

Figura 67: tela para entrada de dados do pavimento e do FWD.

Fonte: Programa EVERCALC 5.0

O primeiro passo para rodar o programa de retroanálise é criar um arquivo “general”, arquivo esse que contém os dados gerais do pavimento e as especificações gerais do ensaio não destrutivo utilizado para obter os dados de deflexão.

Na tabela 328 são apresentados resumidamente os resultados da retroanálise pelo EVERCALC para o segmento SA+SA+TSD – do km 23+500 ao 23+600 (LE), e as bacias 19 á 27.

Tabela 28: módulos de resiliência a partir do EVERCALC 5.0 obtidos das bacias de deformações medidas com FWD

Projeto SA+SA+TSD											
	estaca	Deflexão (10^{-2} mm) - LE							Módulo Resiliente (MPa)		
		0	20	30	45	60	90	120	Base	Sub-base	Subleito
19	23,52	45	30	19	11	7	5	3	700	168	200
20	23,53	53	33	19	10	7	5	3	700	154	200
21	23,54	41	33	20	11	7	5	3	700	160	200
22	23,55	60	30	19	10	7	5	3	700	136	200
23	23,56	48	28	17	10	7	5	3	700	103	200
24	23,57	51	32	18	9	7	4	3	700	124	200
25	23,58	80	36	20	10	8	5	3	700	172	200
26	23,59	51	34	19	10	7	5	3	700	232	200
27	23,6	45	27	17	10	7	4	3	700	214	200
MÉDIAS									700	160	200

Fonte: Módulos de resiliência obtidos com FWD na pista experimental retroanalizados pelo EVERCALC 5.0

Verifica-se que os módulos de resiliências atuante no centro das camadas do pavimento obtido através de retroanálise pelo programa EVERCALC 5.0 são:

MR = 700 MPa (Base)

MR = 160 MPa (Sub-base)

5.3 CÁLCULO DE TENSÕES ATUANTES NO MEIO DAS CAMADAS DE PAVIMENTO PELA TEORIA DA ELASTICIDADE

A análise de tensões, deformações e deslocamentos para pavimentos rodoviários tem origem na teoria da elasticidade em modelos desenvolvidos por Boussinesq (meios homogêneos) e Burmister (meios estratificados).

As fórmulas mostradas na figura 87 são aplicadas para o cálculo das tensões no meio das camadas de base e sub-base do estudo conforme as equações 17, 18, 19, 20, 21 e 22.

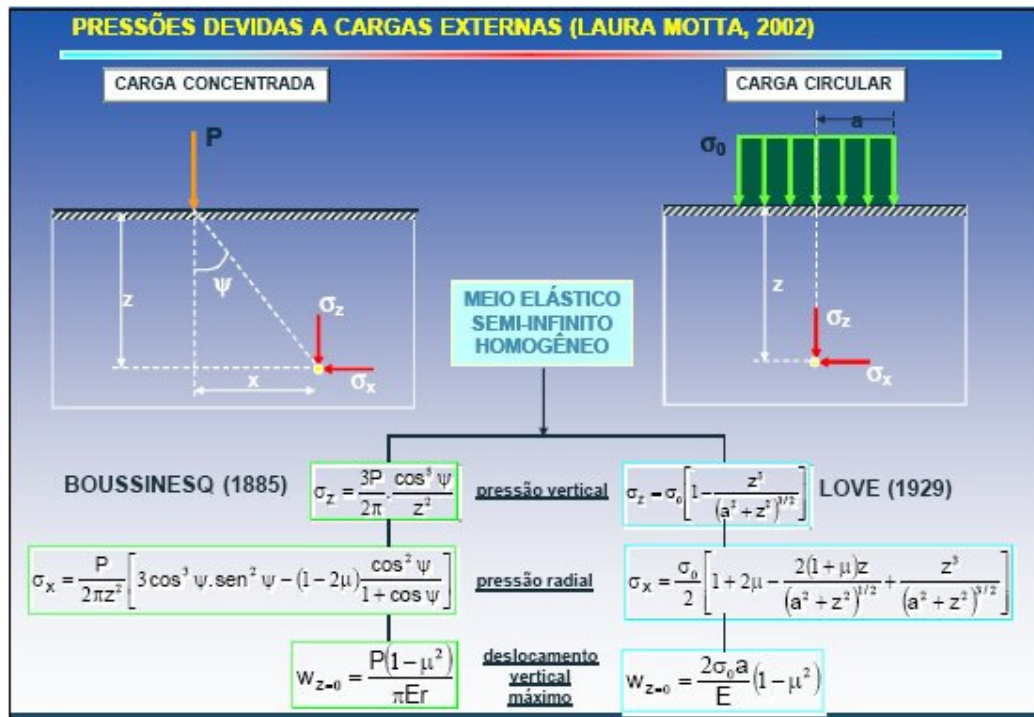


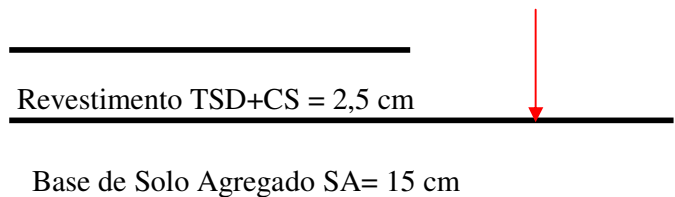
Figura 68: Equações para determinação das tensões
 Fonte: Motta (2002, apresentação notas de aula)

Considera-se as cargas, via de regra, distribuídas uniformemente em áreas circulares sobre o pavimento. Considera-se um meio semi-infinito, elástico, homogêneo e isotrópico, com forças aplicadas na superfície.

Os modelos desenvolvidos na forma de programas computacionais seguem os mesmos fundamentos, mas podem analisar situações mais complexas, como é o caso de diferentes camadas com diferentes padrões estruturais.

A seguir análise das tensões atuantes no meio da camada de base de solo agregado, através da teoria da elasticidade de meios semi-infinitos.

a) Tensões atuantes na zona central da camada de base.



Sub-Base de Solo Agregado SA = 16 cm

Subleito SL = ∞

onde:

q = carga uniformemente distribuída..... q = 5,59 Kgf/cm²

a = Raio da carga..... a = 10,8 cm

z = profundidade..... z = 10 cm

(σ_z)=Tensão vertical 1..... $\sigma_z = ?$

Determinação da Tensão Vertical (σ_z)

$$\sigma_z = q * \left\{ 1 - \left[\frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{3/2}} \right] \right\} \quad (17)$$

$\sigma_z = 3,837 \text{ Kgf/cm}^2$ (TENSÃO VERTICAL 1)

Determinação da tensão Horizontal, cisalhante máxima ou de Confinamento (σ_r)

$$\sigma_r = \frac{q}{2} \left\{ 1 + 2\mu - \left[\frac{[2*(1+\mu)*z]}{[(z^2+a^2)*0,5] + \left[\frac{z^3}{(z^2+a^2)^{1/2}} \right]} \right] \right\} \quad (18)$$

$\sigma_r = 2,795 * [1,78 - (27,8/14,7187) + (1000/3188,65)]$

$\sigma_r = 2,795 * [1,8 - 1,9023 + 0,3136]$

$\sigma_r = 2,795 * 0,2113$

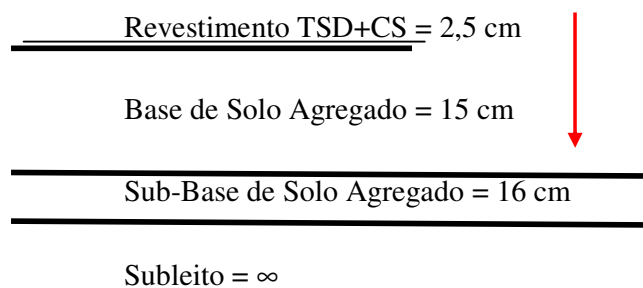
$$\sigma_r = 0,5958 \text{ Kgf/ cm}^2 \text{ (CONFINANTE)}$$

Determinação da tensão desvio (σ_d)

$$\sigma_d = \sigma_z - \sigma_r$$

$$\sigma_d = 3,837 - 0,5958 = 3,246 \text{ Kgf/ cm}^2 \text{ (DESVIO) ou } 325 \text{ kPa} \quad (19)$$

b) Tensões atuantes na zona central da camada de Sub-base.



$$q = \text{carga uniformemente distribuída} \dots \dots \dots q = 5,59 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$a = \text{Raio da carga} \dots \dots \dots a = 10,8 \text{ cm}$$

$$z = \text{profundidade} \dots \dots \dots z = 25,5 \text{ cm}$$

$$(\sigma_z) = \text{Tensão vertical 2} \dots \dots \dots \sigma_z = ?$$

Determinação da Tensão Vertical (σ_z)

$$\sigma_z = q * 1 - \frac{z^3}{(z^2 + a^2)^{3/2}}$$

$$\sigma_z = q * [1 - z^3 / (z^2 + a^2)^{3/2}] \quad (20)$$

$$\sigma_z = 5,59 [1 - 25,5^3 / (25,5^2 + 10,8^2)^{3/2}]$$

$$\sigma_z = 5,59 [1 - ((16.581,4 / (650,25 + 116,64))^{1,5})]$$

$$\sigma_z = 5,59 [1 - (16.581,4 / 21.237,3)]$$

$$\sigma_z = 1,225 \text{ Kgf/ cm}^2 \quad (\text{TENSÃO VERTICAL II})$$

Determinação da tensão Horizontal, cisalhante máxima ou de Confinamento (σ_r)

$$\sigma_r = \frac{q}{2} * \{(1 + 2\mu) - \frac{[2 * (1 + \mu) * z]}{(z^2 a^2)^{1/2} + \frac{z^3}{(z^2 a^2)^{3/2}}}\} \quad (21)$$

$$\sigma_r = 2,795 [1,8 - (71,4/27,67) + (16581/21237)$$

$$\sigma_r = 2,795 [1,8 - 2,578 + 0,7807$$

$$\sigma_r = 2,795 * 0,0027$$

$$\sigma_r = 0,008 \text{ Kgf/ cm}^2 \quad (\text{TENSÃO CONFINANTE II})$$

Determinação da tensão desvio (σ_d)

$$\sigma_d = 1,225 - 0,008 = 1,217 \text{ Kgf/ cm}^2 \quad (22)$$

5.3.1 Cálculo do Módulo de Resiliência - Tensões obtidas pelas equações de Love

Para dar prosseguimento a análise é necessário estabelecer o modelo em gráfico do comportamento do módulo de resiliência *versus* tensões totais, obtendo assim a fórmula 23, através da qual será calculado o módulo resiliente de laboratório para o estado de tensões definido pelas equações da teoria da elasticidade.

$$MR = k_1 \theta^{k_2} \quad (23)$$

Do ensaio apresentado no apêndice H, obtêm-se o comportamento mostrado na figura 69.

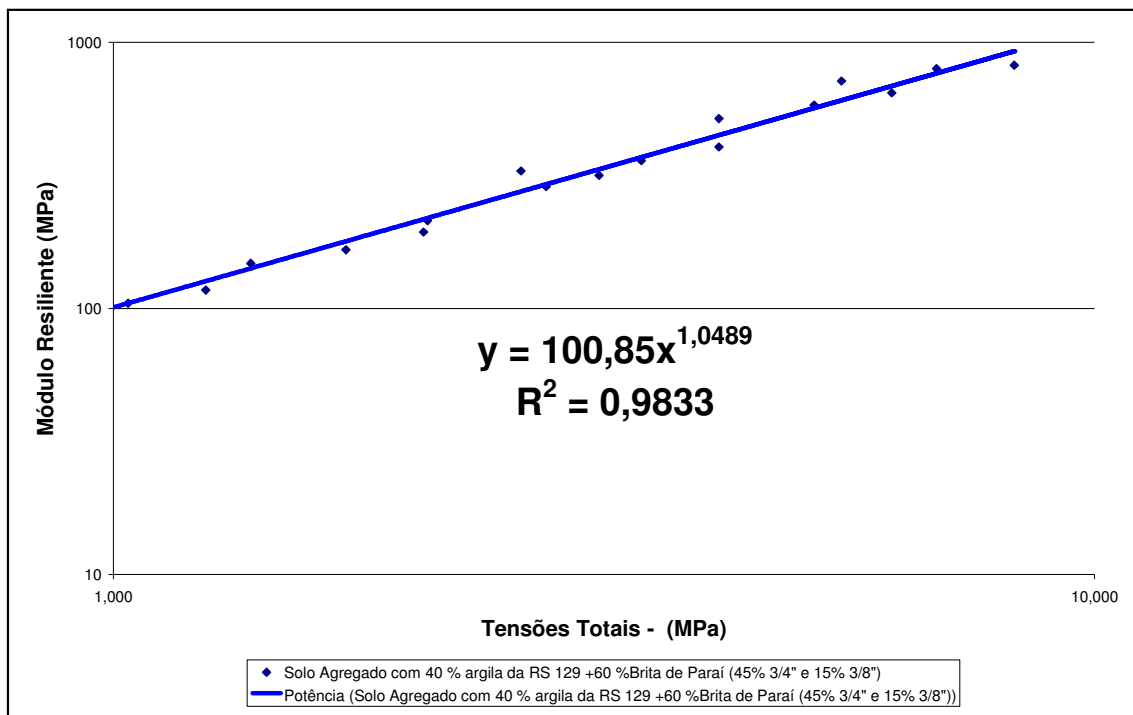


Figura 69: Módulo resiliente do solo-agregado em função das tensões totais (θ)
 Fonte: Ensaio Triaxial, apêndice H, p.146

Assim:

Módulo resiliente para a camada de Base (profundidade 10 cm) :

$$MR = 100,85 \theta^{1,0498} \quad (24)$$

$$MR = 100,85 * (3 * 0,5958 + 3,2624)^{1,0489}$$

$$MR = 100,85 * 5,4739$$

$$MR = 552 \text{ MPa}$$

Módulo resiliente para a camada de Sub-base (profundidade 25,5 cm) :

$$MR = 100,85 \theta^{1,0498} \quad (24)$$

$$MR = 100,85 * (3 * 0,008 + 1,27)^{1,0489}$$

$$MR = 100,85 * (1,31072)$$

$$MR = 132,94 \text{ MPa}$$

A tabela 29 resume os resultados obtidos do estado de tensões atuante nas camadas de base e sub-base, sob o ponto de vista da teoria da elasticidade.

Tabela 29: tensões atuantes no meio das camadas de base e sub-base de acordo com a teoria da elasticidade (Boussinesq – Love)

Tensões atuantes no meio da camada Boussinesq – adaptado por Love (1929)			
Estado de Tensões		Base	Sub-base
σ_z	Vertical	3,837 Kgf/cm ²	1,225 Kgf/ cm ²
σ_r	Confinante	0,5958 Kgf/ cm ²	0,008 Kgf/ cm ²
σ_d	Desvio	3,246 Kgf/ cm ²	1,277 Kgf/ cm ²
θ	Tensões totais	5,0498 Kgf/ cm ²	1,3107 Kgf/ cm ²

Fonte: Cálculos desenvolvidos a partir das fórmulas 17 á 24.

5.3.2 Cálculo do Módulo de Resiliência - tensões obtidas pelo EVERSTRESS – 5.0

O EVERSTRESS 5.0 é um software que realiza análise do comportamento tensão x deformação de uma estrutura de pavimento fornecendo, entre outros elementos, as tensões atuantes em determinada profundidade da camada e as deformações provocadas pela carga de superfície. A entrada de dados segue o padrão da estrutura de estudo em termos de espessura e módulos. A figura 70 mostra, nas duas últimas linhas, nas profundidades de 10 cm (base) e 25,5 cm (sub-base), o estado de tensões que o carregamento da estrutura provoca nas camadas do pavimento. A tabela 30 apresenta as tensões totais atuantes nas camadas de base e sub-base, calculadas a partir do programa EVERSTRESS 5.0.

Tabela 30: tensões atuantes no meio das camadas de base e sub-base obtidos através do programa EVERSTRESS 5.0

Tensões atuantes no meio da camada EVERSTRESS 5.0			
Estado de Tensões		Base	Sub-base
σ_z	Vertical	3,492 Kgf/cm ²	1,012 Kgf/ cm ²
σ_r	Confinante	0,447 Kgf/ cm ²	0,0035 Kgf/ cm ²
σ_d	Desvio	3,040 Kgf/ cm ²	1,01 Kgf/ cm ²
θ	Tensões totais	4,381Kgf/ cm ²	1,020Kgf/ cm ²

Fonte: Aplicação do programa EVERSTRESS 5.0

Verifica-se que o módulo resiliente atuante no centro das camadas do pavimento é, EVERSTRESS 5.0, retirados da figura 70, é:

MR = 498,33 MPa (Base)

MR = 126,54 MPa (Sub-base)

Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0							
Title: solo-agregado		No of Loads: 2		No of X-Y Evaluation Points: 2			
No of Layers: 4							
Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)	Moduli(2) (MPa)	Multiplier (MPa)	Power	
1	.25	2.500	500.00				
2	.40	15.000	500.00	498.33	100.85	1.049	
3	.40	16.000	120.00	126.54	100.85	1.048	
4	.30		100.00				
Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)		
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795		
2	.00	30.00	20500.0	560.00	10.795		
No of Iteration: 4			Maximum Error in Modulus: .2				
Location No: 1		X-Position (cm): .000		Y-Position (cm): .000			
Normal Stresses							
Z-Position (cm)	Layer	Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
2.499	1	-322.31	-283.36	-553.64	8.23	.00	.00
10.000	2	-44.68	-65.99	-349.22	25.78	.00	.00
25.500	3	.35	-12.70	-101.12	17.35	.00	.00

Figura 70 : Tela típica de saída dos resultados de análise pelo programa EVERSTRESS.
Fonte: Programa EVERSTRESS 5.0

Pode-se checar o valor de módulo resiliente, utilizando-se a equação 24 e as tensões fornecidas pelo programa EVERSTRESS 5.0 :

Módulo resiliente para a camada de Base (profundidade 10 cm)

$$MR = 100,85 \theta^{1,0498} \quad (24)$$

$$MR = 100,85 * (4,381)^{1,0489}$$

$$MR = 100.85 * 4,709$$

$$\mathbf{MR = 475 MPa}$$

Módulo resiliente para a camada de Sub-base (profundidade 25,5 cm) :

$$MR = 100,85 \theta^{1,0498} \quad (24)$$

$$MR = 100,85 * (1,020)^{1,0489}$$

$$MR = 100,85 * (1,021)$$

$$\mathbf{MR = 103 MPa}$$

5.3.3 Comentários

Os módulos obtidos através de retroanálise a partir das bacias de deformação medidas pelo FWD, mobilizados pela condição real de carregamento, para a profundidade equivalente ao meio da camada de base foram da ordem de 700 e 741 MPa, enquanto que aqueles medidos em laboratório ficaram na faixa de 551, 498 e 475 MPa.

A comparação entre os resultados pode ser melhor visualizada a partir da tabela 31.

Tabela 31: comparativo entre os módulos obtidos em laboratório e retroanalizados

TABELA RESUMO			
METODOLOGIA	FERRAMENTA DE CÁLCULO	BASE	SUB-BASE
RETROANÁLISE	REPAV	741 MPa	61 MPa
	EVERCALC	700 MPa	160 MPa
LABORATÓRIO	MOTTA (2002)	552 MPa	132,94 MPa
	EVERSTRESS	498,3 MPa	126,54 MPa
	DIRETO DO PROGRAMA	475 MPa	103 MPa

Pode-se levantar as seguintes hipóteses para justificar essa diferença:

- a) na condição de campo, o esqueleto mineral da base é formado pela fração granulométrica de 1 ½” enquanto que o corpo de prova (CP) moldado em laboratório têm o agregado maior limitado a ¾”.
- b) os modelos matemáticos para o cálculo de tensões atuantes no meio da camada levam em conta as condições de isotropia do meio elástico, enquanto que na prática esses fatores não ocorrem de forma linear.
- c) existe o aspecto da coesão promovida pela presença da argila, cuja ação no acréscimo de tensões internas, após decorrido o período de acomodação da base e equilíbrio de umidade, deve acrescentar maior capacidade de mobilização de tensões na camada.

Os módulos retroanalizados para a camada de sub-base foram de 61MPa utilizando-se o programa REPAV e da ordem de 160KPa para o programa EVERCALC 5.0.

Os módulos obtidos pela aplicação da equação 24 obtida no ensaio triaxial, função das tensões totais, produziram valores entre 100MPa e 130MPa para sub-base.

Neste caso, os níveis de tensões mobilizados são menores e os valores de módulo ficaram muito próximos, da ordem de 100MPa para sub-base.

5.4 MONITORAMENTO DO TRECHO EXPERIMENTAL

Com o objetivo de verificar o desempenho das estruturas estudadas no trecho experimental foram realizados, além da deflexão e bacias de deformação já abordados, levantamentos de trincamento, afundamento de trilha de roda e tráfego.

5.4.1 Trincamento

Foram realizados inventários do estado da superfície do pavimento através dos procedimentos estabelecidos pela norma DNIT 006/2003 – PRO. Não foi constatada nenhuma ocorrência de trincamento nos segmentos levantados.

5.4.2 Afundamento de trilha de roda

Através da norma DNIT 006/2003 – PRO, foram levantados também os dados de trilha de roda. Desta forma, apresenta-se a seguir na tabela 32 os valores medidos para trilha de roda média nos segmentos avaliados, logo após a execução.

Tabela 32: trilha de roda média nos segmentos avaliados

Trilha de roda média (mm)	LE		LD	
	TRI	TRE	TRI	TRE
23+320 ao 23+400 – Base de BG e sub-base de MS	2	1	1	2
23+420 ao 23+500 - Base de BG e sub-base de SA	3	1	2	1
23+520 ao 23+600 – Base e sub-base de SA	1	1	2	1

Fonte: Equipe técnica do 11º DOP - DAER

5.4.3 Tráfego

Faz-se interessante comparação com os volumes de tráfego obtidos a partir do projeto da rodovia no ano de 1995 e dados atualizados por contagem realizada em 2008.

5.4.3.1 Contagem de tráfego do projeto (1995)

Segundo informações do DAER, o volume diário médio da rodovia, no ano de 1995, bem como suas projeções até o ano de abertura ao tráfego, apresentam-se conforme a tabela 33.

Tabela 33: VDM na RSC 129 projetado de 1995 – 1998.

ANO	PASSEIO	COLETIVO	CARGA	TOTAL
1995	196	7	73	276
1996	204	7	75	286
1997	212	7	76	296
Desviado	42	2	69	113
Total	254	9	145	409
1998	265	9	148	422
Taxa %	4,06	1,04	2,13	

Fonte: Projeto executivo da RS 129 elaborado por Magna Engenharia Ltda.

Para o cálculo do Número N, os parâmetros adotados pelo DAER foram os seguintes:

Taxas de crescimento: Veículos de Passeio	4,06%
Veículos de Carga	2,13%
Coletivos	1,04%

O número N adotado para o segmento projetado, considerando a abertura do tráfego em 2009, será no ano de 2020, correspondendo a $1,20 \times 10^6$.

5.4.3.2 Contagem de tráfego atual (2008)

Com o objetivo de atualizar os parâmetros característicos do tráfego circulante na rodovia ERS-129, trecho compreendido entre o entroncamento com a ERS-324 (Casca) até São Domingos do Sul – RS, procedeu-se uma coleta dos dados de tráfego através de contagem realizada no local, no período de 11 a 13 de março de 2008. A delimitação da área de estudo foi específica visando à análise do trecho experimental entre os kms 23+000 ao 23+600 da rodovia ERS-129, trecho Casca – David Canabarro. Foi executada contagem volumétrica empregando-se o método manual. A contagem foi direcional, classificatória e por intervalos horários; tendo como período três dias úteis e consecutivos e duração de 16 horas diárias. A expansão de 16 para 24 horas foi realizada através da aplicação do coeficiente 1,13.

Comparando-se o número N de projeto com o obtido em recente contagem, verifica-se que o tráfego de projeto ($1,90 \times 10^6$), para o ano de 2009 não se realizou. Em decorrência do atraso

nas obras, o novo número N, considerando a contagem atual é de $1,20 \times 10^6$ para o ano de 2018, o que, para fins de dimensionamento estrutural, não altera os critérios iniciais de projeto, preconizados pelas especificações do DAER. Os resultados obtidos são apresentados de forma resumida, na tabela 34.

Tabela 34: resultados de contagem realizada de 11 à 13 de março de 2008.

TRÁFEGO E NÚMERO N									
Ano	Passeio	Tx Cres	Coletivo	Tx Cres	Carga	Tx Cres	TOTAL	Número N(10E ⁶)	N Acum (10E ⁶)
2008	297	3	11	3	72	3	380	0,08	0,08
2009	306	3	11	3	74	3	391	0,08	0,16
2010	315	3	12	3	76	3	403	0,08	0,24
2011	325	3	12	3	79	3	416	0,08	0,32
2012	334	3	12	3	81	3	427	0,09	0,41
2013	344	3	13	3	83	3	440	0,09	0,50
2014	355	3	13	3	86	3	454	0,09	0,59
2015	365	3	14	3	89	3	468	0,09	0,68
2016	376	3	14	3	91	3	481	0,10	0,78
2017	388	3	14	3	94	3	496	0,10	0,88
2018	399	3	15	3	97	3	511	0,10	0,98
2019	411	3	15	3	100	3	526	0,11	1,09
2020	423	3	16	3	103	3	542	0,11	1,20
Período: 12 anos Fator Regional: 1,00 Fator de expansão: 1,13			Fatores de veículo			Coletivo: 0,3450 Carga Leve: 0,0630 Carga Média: 1,3710 Carga Pesada: 4,9860 Carga Ultra Pesada: 11,2050			

Fonte: Equipe de Economia Rodoviária do DAER

5.4.4 Custo do solo-agregado

Utilizando-se o sistema de custos do departamento de programação rodoviária/DAER foi calculado o custo da base ou sub-base de solo-agregado, considerando-se os tempos de execução verificados em campo dos diversos equipamentos utilizados.

O transporte dos materiais tem papel importante na definição do custo do serviço, por isso, foi produzida uma planilha em separado de forma que as distâncias de transporte puderam ser consideradas como uma variável adicional.

A seguir foram comparadas, nas mesmas condições de ocorrência em campo, com as bases e sub-bases produzidas com brita graduada. A tabela 36 apresenta o demonstrativo de custos calculados a partir de distâncias de transporte iguais para ambos materiais permitindo assim uma análise comparativa a ser descrita pela equação 25 para cálculo do transporte do agregado até a jazida.

$$Y = 1,74 X_s + 0,73 X_r + 0,52 X_p + 1,08 \quad (25)$$

onde:

Y = Custo em R\$/m³ para transportar a parcela de agregado até o local de mistura.

X_s = Distância percorrida em caminho de serviço = zero,

X_r = Distância percorrida em estrada revestida = 5 Km,

X_p = Distância percorrida em estrada pavimentada = 20 Km

$$Y = 1,74(0) + 0,73(5) + 0,52(20) + 1,08$$

$$Y = R\$ 15,13$$

Para o transporte do solo-agregado (40% - 60%) até a pista usou-se a equação 26.

$$Y = 2,65 X_s + 1,14 X_r + 0,79 X_p + 1,66 \quad (26)$$

onde:

Y = Custo em R\$/m³ para transportar o solo-agregado já misturado até a pista.

X_s = zero,

X_r = 2 Km

X_p = 2 Km

$$Y = 2,65(0) + 1,14(2) + 0,79(2) + 1,66.$$

$$Y = R\$ 5,52$$

Transporte da brita graduada até a pista – Y = 2,88X_s + 1,23X_r + 0,87 X_p + 1,81, onde:

Y = Custo em R\$/m³ para transportar a brita graduada da usina até a pista.

X_s = zero,

X_r = 5 Km

X_p = 20 Km

$$Y = 2,88(0) + 1,23(5) + 0,87(20) + 1,81$$

$$Y = R\$ 25,36$$

Apresentamos a seguir a tabela 35, resumo da análise comparativa dos custos das soluções.

Tabela 35: comparativo entre o custo do solo-agregado e da brita graduada.

SOLO-AGREGADO	R\$/ m ³	BRITA GRADUADA	R\$/m ³
Sub-base ou base de solo-agregado	43,11	Sub-base ou base de brita graduada	56,96
Transporte do agregado até a jazida $Y=1,74Xs+0,73Xr+0,52Xp+1,08$	15,13	Transporte da Brita Graduada $Y=2,88Xs+1,23Xr+0,87Xp+1,81$	25,36
Transporte do solo-agregado $Y=2,65Xs+1,14Xr+0,79Xp+1,66$	5,52		
TOTAL	63,76		82,32

* A solução em solo-agregado resulta 22,5% menor que a brita graduada.

Fonte: Tabela de referência para custos da construção pesada DAER/2006

Na tabela 36, as Distâncias Médias de Transporte - DMT's adotadas correspondem a uma situação perfeitamente admissível em campo, ou seja, adotou-se que a pedra fica distante 20 km da obra, com percurso por estrada pavimentada, acrescidos de 5 km por estrada revestida. No caso da jazida, adotou-se, como distância da obra, 2 km em estrada pavimentada e 2 Km em estrada revestida, pois as jazidas normalmente estão acessíveis quando se encontram na faixa de domínio da rodovia ou propriedades lindeiras.

Em outras simulações, com DMT's acima de 30 km os custos quando da utilização da brita graduada ficam até 28% mais caros em comparação com o solo-agregado.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O trabalho foi desenvolvido dentro de um contexto onde os custos da construção rodoviária atingiram patamares que estão inviabilizando investimentos em rodovias de baixo volume de tráfego no Rio Grande do Sul, pelo fato da solução estrutural disponível para pavimentos no mercado ser exclusivamente construída a partir de material pétreo britado.

Apesar da grande disponibilidade de argilas lateríticas no Estado, os estudos para validação de seu uso em pavimentos não tem ido além de caracterização de laboratório. A ambição deste estudo avançou neste sentido, com a construção de uma pista experimental em escala real, utilizando mistura exaustivamente estudada e validada em laboratório, através dos ensaios disponíveis para solos.

Têm-se conhecimento do avanço que a pesquisa na área de solos tem feito no Brasil, desde a região Centro-Oeste até o Norte e Nordeste, com grande sucesso. As argilas da região Sul são diferentes, segundo os critérios clássicos, bastante plásticas e finas, sugerindo dificuldades no seu manuseio. No entanto, aprofundando um pouco o foco da análise, no sentido da caracterização de solos tropicais, verificou-se que não são expansivas, estão disponíveis nos horizontes B do solo em espessuras consideráveis (às vezes maiores que 5 metros) e quando misturadas em proporções adequadas com agregado pétreo transformam-se em um novo material, com resistência adequada ao tráfego existente leve e pesado e agregam ao produto final na forma de base ou sub-base rodoviária, uma condição de trabalho adequada, mostrada nos ensaios triaxiais de resiliência, onde os módulos mobilizados em função do estado de tensões é bem maior daqueles verificados na brita graduada. Esta condição sinaliza a possibilidade desse novo material apresentar menores deformações permanentes frente a cargas majoradas – caso típico de excesso de peso nas rodovias – comparadas na mesma condição de trabalho imposta no caso de soluções em brita graduada.

A pista experimental, entre outras inúmeras possibilidades de análise servirá para comparar as soluções estruturais, em condições de tráfego real, inclusive em relação ao excesso de carga proveniente da retirada de produtos agrícolas do campo, durante os procedimentos de colheita anual. A seguir, estão listadas aquelas considerações finais de maior consistência já obtidas, permitindo ao leitor apreciar os resultados de uma pesquisa validada em laboratório e reconstituída em campo verificando sugestões de variantes do estudo de futuros trabalhos.

6.1 CONCLUSÕES

O solo-agregado resultante da mistura de 40% de argila laterítica e 60% de agregado pétreo, mostrou resistência da ordem de $ISC = 60\%$, utilizando energia intermediária do ensaio de compactação e bacias deflectométricas com deformações médias e constantes da ordem de 50 centésimos de mm, portanto, adequadas à construção de bases e sub-bases rodoviárias para rodovias de baixo volume de tráfego.

O processo construtivo dessas bases e sub-bases mostrou-se viável, produtivo e de fácil assimilação pela equipe da empreiteira, sem maiores adaptações nos equipamentos usualmente utilizados no mercado. Aquele aspecto do manuseio do material na umidade ótima, apesar do intervalo mínimo e máximo aceito pela argila pura ser muito limitado (entre 1 e 1,5%), quando na mistura com agregado parece ficar facilitado. Explica-se: a umidade natural verificada na argila em condições naturais, é da ordem de 3% a 5% maior que a ótima, dependendo da estação do ano, se seca ou chuvosa. O processo de mistura, homogeneização, disposição em pista provoca a aeração do material com perda de umidade, fazendo com que, no momento da compactação a umidade esteja adequada.

A aplicação da primeira camada betuminosa sobre a base de solo, conhecida como imprimação, deu-se pelo espalhamento com equipamento espargidor de asfalto diluído tipo CM-30, na proporção de 1 á 1,2 litros/m², a qual teve a durabilidade de 15 dias sob ação das intempéries e tráfego pesado de obra. Foi necessário uma reaplicação para corrigir alguns pontos de arrancamento do material e o Tratamento Superficial Duplo foi executado em 30 dias. Isto permitiu concluir que, apesar da condição de base construída com solo fino a penetração do material asfáltico foi adequada para dar a base de solo-agregado a resistência inicial necessária.

Neste trabalho, a utilização do solo-agregado proporcionou economia de 20 á 30% no custo por m³ das bases e sub-bases rodoviárias, comparadas com as de brita graduada. Como se trata de materiais com coeficiente estrutural diferentes, somente o monitoramento da durabilidade da solução experimental frente ao tráfego poderá determinar o custo real da solução proposta.

A análise dos levantamentos deflectométricos executados com o FWD – Falling Weight Deflectometer - durante o processo construtivo, mostrou que deflexões medidas imediatamente após a construção da camada de solo-agregado, apresentam resultados

deflectométricos acima do esperado, muitas vezes da ordem de 80 centésimos de milímetros. A prova disso são os resultados obtidos quando a medição foi realizada na base imprimada e no revestimento final, após alguns decorridos alguns meses, onde as deformações estabilizaram-se em valores da ordem de 50 centésimos de milímetros.

A constatação acima leva o pesquisador a sugerir, neste momento, que os procedimentos usuais utilizados pelo DAER, na liberação de camadas de reforços, sub-bases ou bases rodoviárias durante o processo construtivo, onde muitas vezes utiliza-se os resultados de medições deflectométricas para atestar a qualidade do processo construtivo, seja revisto, utilizando outros mecanismos de aferição. No máximo, pode-se atestar a qualidade dos procedimentos construtivos pela linearidade dos resultados obtidos. Por exemplo, se o comportamento deflectométrico de uma camada de sub-base for constante em todo segmento homogêneo de pista, reflete um processo construtivo confiável.

A retroanálise das bacias deflectométricas mostrou valores maiores de módulos resilientes, mobilizados nas camadas construídas na base de solo-agregado, comparados aos obtidos através de ensaios triaxiais de laboratório. Os valores de campo obtidos são da ordem de 700 MPa enquanto os valores de laboratório ficaram em 500 MPa, aproximadamente.

De certa forma, a retroanálise validou os procedimentos de laboratório pelo fato de ser coerente uma maior mobilização de tensões no campo pelo caráter coesivo do solo-agregado e por ter transcorrido o tempo necessário para a estabilização física da mistura, principalmente em relação à umidade de equilíbrio.

Os módulos resilientes obtidos no meio das camadas de base e sub-base de solo-agregado são maiores dos que foram encontrados nas bases de brita graduada, confirmando a condição de material mais resiliente do solo-agregado em comparação com a brita graduada. Os níveis de tensões mobilizadas no solo-agregado são maiores. Esta condição sinaliza a possibilidade desse novo material apresentar menores deformações permanentes frente a cargas majoradas – caso típico de excesso de peso nas rodovias – comparadas na mesma condição de trabalho imposta no caso de soluções em brita graduada.

Através do monitoramento da pista experimental, será possível determinar a vida útil do pavimento em condições de tráfego real e fornecer os subsídios necessários para avaliar a viabilidade técnica quanto à elaboração de novos projetos rodoviários.

Nesta fase da pesquisa, estão sendo divulgados os aspectos iniciais da construção e monitoramento da pista experimental.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Encontra-se em processo de elaboração novas abordagens do tema solo-agregado. A propósito de sugestão para futuras pesquisas, recomenda-se:

A construção da segunda fase da pista experimental deu-se entre os meses de Março a Maio de 2009, restando executar trabalhos complementares, tipo, sinalização. Todos os procedimentos adotados na primeira fase em relação ao controle tecnológico e medidas deflectométricas foram anotados e estão em fase de compilação, assegurando a continuidade deste trabalho na forma de comparação entre os resultados conseguidos entre a primeira e segunda fase.

Além disso, as dificuldades construtivas identificadas na primeira fase, considerando o ineditismo da solução utilizando argilas do Rio Grande do Sul, foram corrigidas com sucesso na segunda fase, melhorando a energia de compactação, principalmente do rolo liso e a condição de controle nas espessuras do material quando da disposição em pista de forma a evitar excessos ou falta de material na camada, exigindo re-trabalho.

Com a construção na segunda fase de segmento utilizando camada constituída exclusivamente por material granular (BG + BG+ TSD) será possível a comparação com o segmento construído em solo-agregado (SA+ SA + TSD). Esta homogeneidade permite visualizar melhor o comportamento do material dentro das ferramentas que utilizam a teoria da elasticidade, podendo encaminhar análises que visem identificar o coeficiente estrutural desse solo-agregado, levando em conta aspectos reais de durabilidade e custos construtivos.

Testar a primeira camada betuminosa, dentro dos modernos conceitos de *camada de desgaste ou camada de proteção*, onde ocorre a eliminação do asfalto diluído em querosene (CM -30) e passa-se a utilizar os asfaltos diluídos em água, menos agressivos a natureza. Sua aplicação também é diferente, permitindo o tráfego imediato, pela aplicação de uma granilha de material pétreo britado sobre a camada recém aspergida. Acredita-se, que a durabilidade da pista protegida desta forma deverá ser muito maior em condições de igualdade de trabalho. No

entanto, as condições topográficas (curva e rampas), são muito severas no segundo trecho, o que deverá poderá conduzir a resultados interessantes de serem observados.

Verificar o comportamento da camada de rolamento construída em CBUQ (5 cm), diretamente aplicada sobre a base de solo-agregado e comparar seu desempenho ao da camada delgada (TSD+CS) executada na primeira fase.

Realizar retroanálise das bacias deflectométricas medidas durante a construção das camadas, permitindo, por exemplo, identificar os módulos reais do subleito, fixando-o e ajustando as análises dos módulos das camadas superiores.

A partir do resultado obtido de bacias deflectométricas, estudar o dimensionamento dos pavimentos em solo-agregado, considerando os módulos de campo obtidos.

Estudar a deformação permanente do solo-agregado, levando em conta o conceito de *shakedown*, ou seja, a inexistência de deformação plástica apesar do acréscimo da carga, justificado pelo comportamento (equilíbrio) de tensões de elásticas e residuais. Sugere-se utilizar os resultados dos ensaios de deformação permanente e parâmetros de resistência do tipo ângulo de atrito interno (ϕ) e intercepto coesivo (c') como elementos iniciais de pesquisa.

Estudar a sustentabilidade do projeto, sob o ponto de vista ambiental, considerando a substituição de processos construtivos mais agressivos ao meio ambiente, como, por exemplo, detonações em rocha e transporte de materiais a longas distâncias, utilização de emulsões asfálticas ao invés de alfalto diluído.

Estudar o comportamento do solo-agregado em substituição a camadas de reforço estrutural construídas com argila. Percebe-se que esta alternativa deverá proporcionar menores espessuras nas camadas de reforço pelo coeficiente estrutural maior. Além disso, em função da drástica redução na umidade ótima da mistura em relação a argila pura, permitirá maior produtividade em períodos chuvosos ou impraticáveis para atividades de pavimentação.

Criar especificação técnica para o solo-agregado utilizando argilas lateríticas do Rio Grande do Sul, permitindo que novos projetos possam ser dimensionados com esta solução.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **ASTM D 1241**: standard specification for soil-aggregate subbase, base, and surface courses. Philadelphia, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6954**: determinação do índice de forma. Rio de Janeiro, 1989.

_____. **NBR 12052**: solo ou agregado miúdo – determinação do equivalente de areia. Rio de Janeiro, 1989.

_____. **NBR 12053**: solo-brita – determinação de dosagem. Rio de Janeiro, 1992.

_____. **NM 51**: resistência a compressão niaxial – rochas. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **EB – 2104**: materiais para sub-base ou base de solo-brita. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 7207**: pavimentação – terminologia e classificação. Rio de Janeiro, 1982.

BERNUCCI, L. B. et.al. **Formação Básica para Engenheiros**. Rio de Janeiro: PETROBRÁS: ABEDA, 2007.

BERNUCCI, L. L. B. **Considerações sobre o Dimensionamento de Pavimentos Utilizando Solos Lateríticos para Rodovias de Baixo Volume de Tráfego**. 1995. 237 f. Tese (doutorado) Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP. São Paulo, 1995.

CASAGRANDE, A. Classification and identification of soils. **Papers American Society of Civil Engineers**, p 783-810, June, 1947.

COUTO, J.B. Pavimentação asfáltica com uso de base de solo natural. In: ENCONTRO NACIONAL DE CONSERVAÇÃO RODOVIÁRIA – 11 ENACOR / REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO –37 RAPv. **Anais...** Goiânia: [s.n], 2006.

COZZOLINO, V. M. N.; NOGAMI, J.S. Classificação Geotécnica MCT para Solos Tropicais. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 2, p. 77-91,1993.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME – 035**: agregados – determinação da abrasão “Los Angeles”, Rio de Janeiro, 1994.

_____. **ME – 089**: ensaio de sanidade. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **Manual de Pavimentação** – 2 ed. – Rio de Janeiro, 1996.

_____. **ES – 303**: pavimentação – base estabilizada granulometricamente, Rio de Janeiro, 1997.

_____. **PRO 008:** avaliação objetiva da condição de superfície de pavimentos rígidos e semi-rígidos. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **ME 131:** solos - determinação do módulo de resiliência. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DAER). **ES-P03:** especificações de serviço. sub-base com produto total de britagem primária (rachão). Porto Alegre, 1991.

_____. **ES-P 04:** especificações de serviço.– sub-base granular. Porto Alegre, 1991.

_____. **ES-P 08:** especificações de serviço.– base granular. Porto Alegre, 1991.

_____. **ES-P 15:** especificações de serviço. tratamento superficial duplo. Porto Alegre, 1991.

_____. **EL 003/99:** métodos de ensaio.– análise granulométrica de solos. Porto Alegre, 1999.

_____. **EL 008:** métodos de ensaio.– ensaio de compactação – método B – cilindro grande. Porto Alegre, 2001.

_____. **EL 009:** métodos de ensaio.– determinação do índice de suporte califórnia. Porto Alegre, 2001.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DER/SP). **ET-DE-P00/003:** sub-base ou base de solo de comportamento laterítico – brita descontínua – SLBD. São Paulo, 2005.

_____. **ET – DE – P00/006:** sub-base ou base de solo brita. São Paulo, 2006.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DA BAHIA (DERBA/BA). **ES-P 03:** sub-base estabilizada com utilização de solo laterítico. Bahia, 2001.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **098 – ES:** Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente com utilização de solo laterítico – especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **ME 131/94 :** métodos de ensaio.– solos – determinação do módulo de resiliência. Rio de Janeiro, 1994.

MARTINS, K.P.; R. D.; SANTOS, G. T. Geoprocessamento e mapeamento geotécnico dos latossolos do estado do Rio Grande do Sul. In. CONGRESSO BRASILEIRO DE CADASTRO TÉCNICO MULTIFINALITÁRIO, **Anais...** Florianópolis, Cobrac, 2000.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica de Pavimentos**, Rio de Janeiro, 2005.

MELFI, A. J.; (1997). **Lateritas e processos de laterização**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 1997.

MOTTA, L. M. G.; ARANOVICH, L. A.; CERATTI, J. A. P. Comportamento resiliente de solos utilizados em pavimentos de baixo custo. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 8, n. 3, p. 15-42, 1985.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. In: SIMPÓSIO BASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1981, **Anais...** Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1981. v.1, p. 30-41.

NOGAMI, J. S., VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos**. São Paulo: Villibor, 1995.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. ; SERRA, P. R. M. Metodologia MCT para dosagem de solo-agregado - misturas finas lateríticas. REUNIÃO ANUAL D PAVIMENTAÇÃO, 22, 1987. **Anais...** Rio de Janeiro: ABPv, v.1, p.583 – 602.

NUÑEZ, W.P. **Análise Experimental de Pavimentos Rodoviários Delgados com Basaltos Alterados**. 1997 Tese (Doutorado em engenharia civil). Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

SILVEIRA, J. **Metodologia para Projeto de Pavimentos Flexíveis em Vias Urbanas da Região Metropolitana de Porto Alegre**. 2000, 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, [s.n], 2000.

SILVEIRA, J.; CERATTI, J. C. **Resultados obtidos do estudo de misturas solo-agregado**. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 32, 2000, Brasília - DF. **Anais...** Brasília-DF, ABDER, [s.n.], 2000.

SILVEIRA, J.; CERATTI, J. C. **Procedimentos utilizados na elaboração de um catálogo de estruturas-tipo de pavimentos flexíveis em vias urbanas**. CONGRESSO PAN-AMERICANO DE ENGENHARIA DE TRÂNSITO E TRANSPORTE.11.2000, Gramado - RS. **Anais...** Porto Alegre, 2000.

SILVEIRA, J.; CERATTI, J. C. **Catálogo de estruturas-tipo de pavimentos flexíveis em vias urbanas da região metropolitana de Porto Alegre**. REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA. 11, 2002, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre, 2002.


STRECK E.V. et.all; **Solos do Rio Grande do Sul**, 2008 EMATER/RS.2.ed.. Porto Alegre. Editora da UFRGS, 2008.

SISTEMA RODOVIÁRIO ESTADUAL DO RIO GRANDE DO SUL - SRE. Porto Alegre:DAER/RS, 2001.

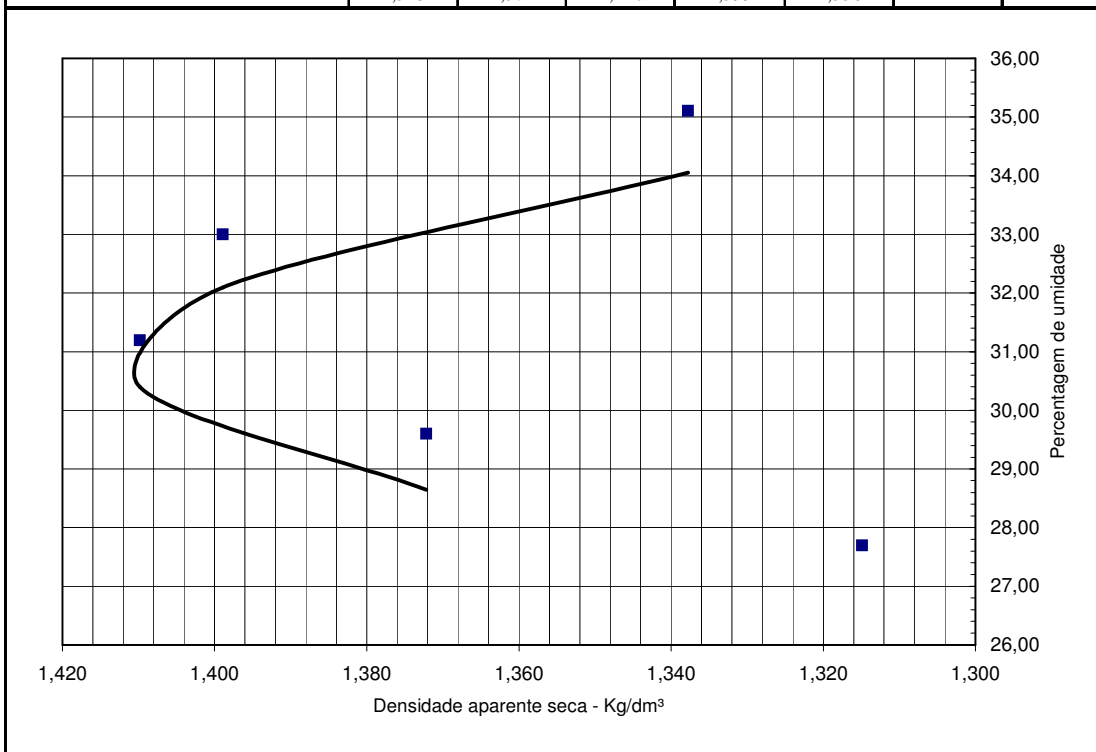
UEHARA, G. **Soil science for the tropics**. In: ASCE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION SPECIALTY CONFERENCE – Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils. Honolulu, Hawaii. Pg 13-26. ASCE, 1982.

YODER, E. J. e WITCZAK, M. W. **Principles of Pavement Design**, 2, ed. John Wiley & Sons, 1975.


APÊNDICE A – ENSAIO DE COMPACTAÇÃO DA ARGILA

	UNP	RODOVIA: RS 129 KM 23	PROJETO: DISSERTAÇÃO MESTRADO	
	Laboratório	TRECHO: DAVID CANABARRO- CASCA	REGISTRO:	
	Central	O.S.Nº :	OPERADOR: Jeferson	DATA: set/2007
		OBSERVAÇÃO: ARGILA LATERÍTICA		

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO								
RESULTADOS				DADOS DE ENSAIO				
Densidade máx. aparente:	1417,00	(Kg/dm ³)		Peso da amostra:	3000	g	Molde nº:	1
Umidade ótima:	31,90	%		Peso:	2390	g	Volume:	0,997
Observações:				Esforço de compactação:	NORMAL			
ENSAIO								
Ponto nº	1	2	3	4	5	6	7	
Peso da amostra compactada e peso do cilindro - g	4064	4163	4234	4245	4192			
Peso da amostra compactada - g	1674	1773	1844	1855	1802	-2390		
Densidade do solo úmido - Kg/dm ³	1,679	1,778	1,850	1,861	1,807			
DETERMINAÇÃO DE UMIDADE	Capsula nº	6	7	8	9	10		
	Peso do solo úmido+cápsula	111,71	112,17	107,52	110,7	112,92		
	Peso do solo seco+cápsula	92,52	91,33	86,26	88,92	89,22		
	Peso da água	19,19	20,84	21,26	21,78	23,7		
	Peso da cápsula	23,23	20,93	18,1	22,92	21,71		
	Peso do solo seco+cápsula	69,29	70,4	68,16	66	67,51		
	Porcentagem de umidade	27,70	29,60	31,19	33,00	35,11		
Densidade do solo seco - Kg/dm ³	1,315	1,372	1,410	1,399	1,338			

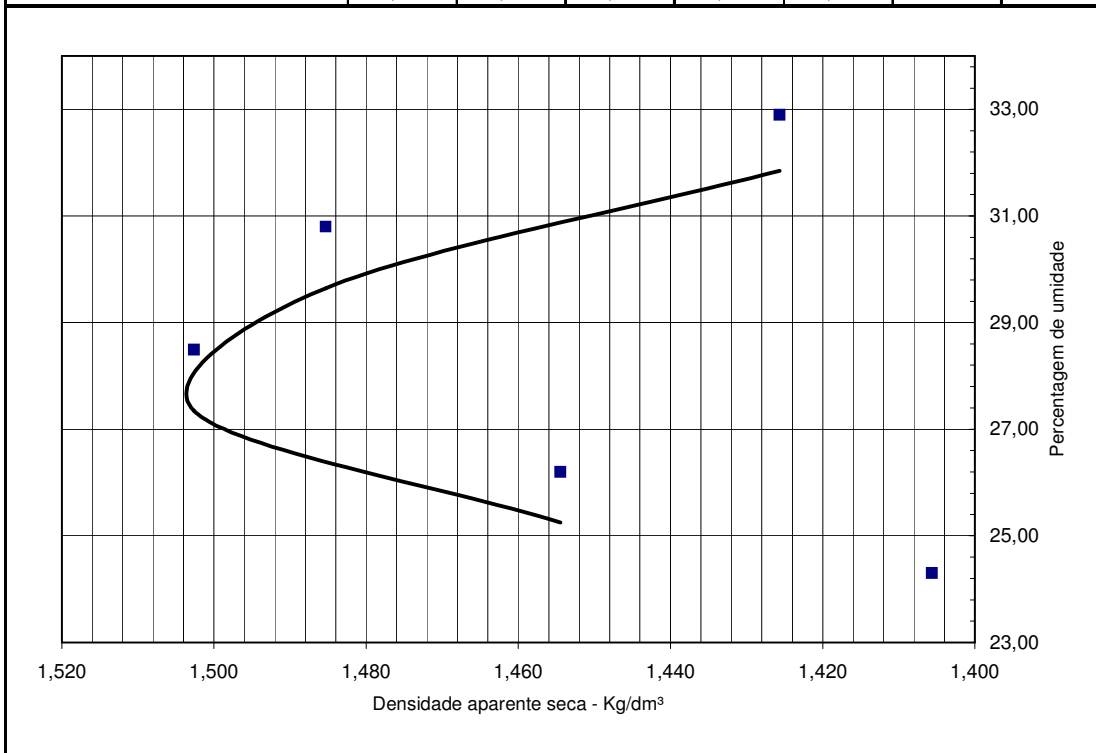


APÊNDICE A – ENSAIO DE COMPACTAÇÃO DA ARGILA

	UNP	RODOVIA: RS 129	PROJETO: Dissertação de Mestrado	
	Laboratório Central	TRECHO: 23+300 ao 23+600	REGISTRO: RS/129	
		O.S.Nº :	OPERADOR: Caiê	DATA: set/2007
		OBSERVAÇÃO: ARGILA LATERÍTICA		

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO			
RESULTADOS		DADOS DE ENSAIO	
Densidade máx. aparente:	1512,00 (Kg/dm ³)	Peso da amostra:	3000 g Molde nº: 1
Umidade ótima:	29,40 %	Peso:	2390 g Volume: 0,997 dm ³
Observações:		Esforço de compactação:	INTERMEDIÁRIO

ENSAIO							
Ponto nº	1	2	3	4	5	6	7
Peso da amostra compactada e peso do cilindro - g	4132	4220	4315	4327	4279		
Peso da amostra compactada - g	1742	1830	1925	1937	1889	-2390	
Densidade do solo úmido - Kg/dm ³	1,747	1,836	1,931	1,943	1,895		
DETERMINAÇÃO DE UMIDADE	Capsula nº	21	22	23	24	25	
	Peso do solo úmido+cápsula	114,66	112,02	104,97	108,37	111,67	
	Peso do solo seco+cápsula	96,36	93,11	85,68	87,89	89,22	
	Peso da água	18,3	18,91	19,29	20,48	22,45	
	Peso da cápsula	21,06	20,93	17,98	21,4	20,98	
	Peso do solo seco+cápsula	75,3	72,18	67,7	66,49	68,24	
	Porcentagem de umidade	24,30	26,20	28,49	30,80	32,90	
Densidade do solo seco - Kg/dm ³	1,406	1,454	1,503	1,485	1,426		



APÊNDICE A – ENSAIO DE COMPACTAÇÃO DA ARGILA


	UNP	RODOVIA: RS/129	PROJETO: Dissertação de Mestrado	
	Laboratório Central	TRECHO: Casca-David Canabarro	REGISTRO: RS/129	
		O.S.Nº : km 23+300	OPERADOR:	
		OBSERVAÇÃO: ARGILA LATERÍTICA	DATA: set/2007	

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO							
RESULTADOS				DADOS DE ENSAIO			
Densidade máx. aparente:	1605,00	(Kg/dm ³)		Peso da amostra:	3000	g	Molde nº: 1
Umidade ótima:	25,40	%		Peso:	2390	g	Volume: 0,997 dm ³
Observações:				Esforo de compactação:	MODIFICADO		
ENSAIO							
Ponto nº	1	2	3	4	5	6	7
Peso da amostra compactada e peso do cilindro - g	4145	4252	4375	4383	4351		
Peso da amostra compactada - g	1755	1862	1985	1993	1961	-2390	
Densidade do solo úmido - Kg/dm ³	1,760	1,868	1,991	1,999	1,967		
DETERMINAÇÃO DE UMIDADE	Capsula nº	1	2	3	4	5	
	Peso do solo úmido+cápsula	107,43	104,93	104,67	108,08	106,47	
	Peso do solo seco+cápsula	92,77	89,45	88,06	89,83	87,76	
	Peso da água	14,66	15,48	16,61	18,25	18,71	
	Peso da cápsula	22,62	20,95	21,35	21,49	21,86	
	Peso do solo seco+cápsula	70,15	68,5	66,71	68,34	65,9	
	Porcentagem de umidade	20,90	22,60	24,90	26,70	28,39	
Densidade do solo seco - Kg/dm ³	1,456	1,523	1,594	1,578	1,532		

Densidade aparente seca - Kg/dm³

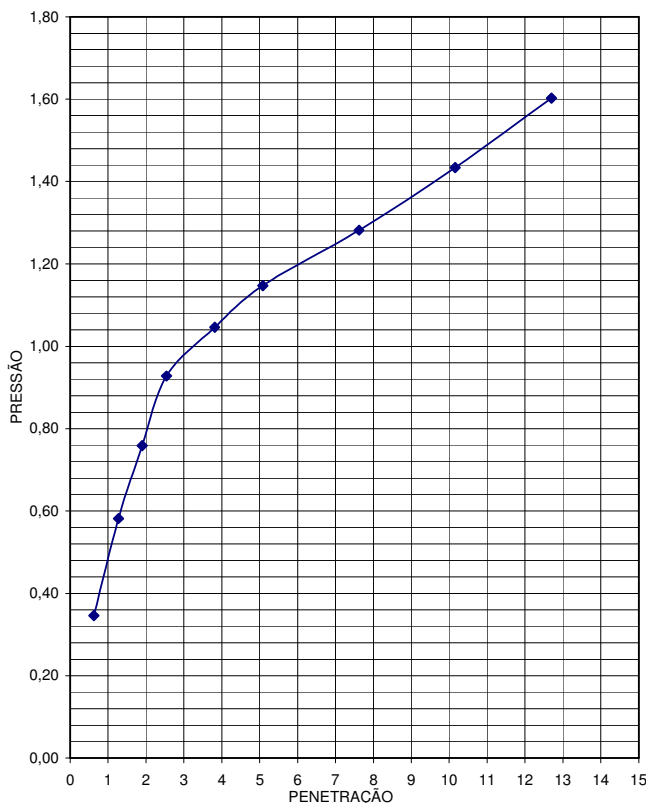
Porcentagem de umidade

APÊNDICE B – ENSAIOS DE ÍNDICE SUPORTE CALIFÓRNIA DA ARGILA

	UNP	RODOVIA: RS/129	PROJETO: ARGILA LATERÍTICA
	Laboratório	TRECHO: David Canabarro - Casca	OBSERVAÇÃO: Projeto base de solo agr
	Central	O.S.Nº :	OPERADOR: Caiê/Jeferson

ENSAIO ÍNDICE SUPORTE CALIFÓRNIA

DADOS DO ENSAIO				ENSAIO DE COMPACTAÇÃO			RESULTADOS		
Molde N°	4			D. Máx.	1410	Kg/dm³	Densidade Aparente Seca:	1,388	Kg/dm³
Ponto N°				h. ótimo	31,0	%	I.S.C.	11	%
Esforço de Compactação	Normal						Expansão	0,59	%
DADOS DO ANEL				PENETRAÇÃO					
Anel N°				Tempo em minuto	Penetração em mm	Leitura Defletômetro	Pressão		I.S.C %
Constante K	0,8435						Calculada	Corrigida	
EXPANSÃO				0,5	0,63	0,41	0,35		
Data	Hora	Leitura	Diferença	Expansão	1,0	1,27	0,69	0,58	
18/5	14:00	0			1,5	1,90	0,9	0,76	
19/5					2,0	2,54	1,1	0,93	9,20
20/5					3,0	3,81	1,24	1,05	
21/5					4,0	5,08	1,36	1,15	11,50
22/5		0,68	0,68	0,59	6,0	7,62	1,52	1,28	
DETERMINAÇÃO DE TEOR DE UMIDADE HIGROSCÓPICA				8,0	10,16	1,7	1,43		
				10,0	12,70	1,9	1,60		
Cápsula N°	29		30						
Peso úmido+cápsula	132,36		136,77						
Peso seco+cápsula	116,28		120,14						
Peso da água	16,08		16,63						
Peso da cápsula	21,5		22,1						
Peso do solo seco	94,78		98,04						
Teor de umidade	16,97		16,96						
Teor de umid. Médio	17,0								
MOLDAGEM									
Peso amostra seca	4275								
Peso amostra na umid. Ótima	5600								
Peso amostra na umid. Higroscópica	5000								
Água	Teórica	600							
	Evaporação	21							
	Total	621							
DENSIDADE APARENTE SECA									
Volume Amostra	2105								
Peso do Molde + solo + água	9190								
Peso do Molde	5355								
Peso do solo + água	3835								
Densidade solo úmido	1,822								
Densidade solo seco	1,388								
DETERMINAÇÃO DE TEOR DE UMIDADE DE MOLDAGEM									
Cápsula N°	5		6						
Peso úmido+cápsula	107,85		111,5						
Peso seco+cápsula	87,4		90,41						
Peso da água	20,45		21,09						
Peso da cápsula	21,86		23,23						
Peso do solo seco	65,54		67,18						
Teor de umidade	31,20		31,39						
Teor de umid. Médio	31,3								

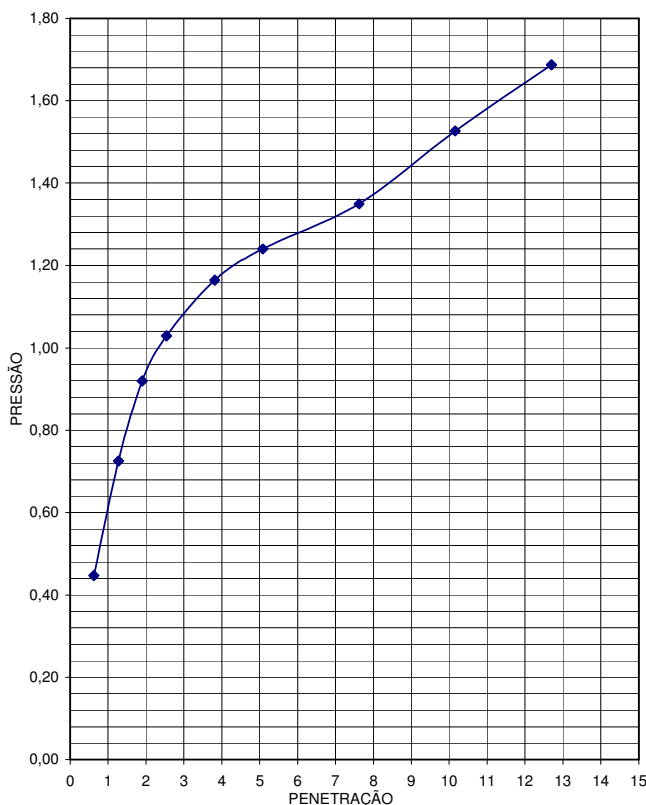


APÊNDICE B – ENSAIOS DE ÍNDICE SUPORTE CALIFÓRNIA DA ARGILA

	UNP	RODOVIA: RS 129	PROJETO: ARGILA LATERÍTICA
	Laboratório	TRECHO: David Canabarro - Casca	OBSERVAÇÃO: 0
	Central	O.S.Nº : OPERADOR: Caiê/Jeferson	DATA: set/2007

ENSAIO ÍNDICE SUPORTE CALIFÓRNIA

DADOS DO ENSAIO					ENSAIO DE COMPACTAÇÃO			RESULTADOS			
Molde N°		10			D. Máx.	1485	Kg/dm ³	Densidade Aparente Seca:		1,548	Kg/dm ³
Ponto N°		5x26			h. ótimo	30,5	%	I.S.C.		12	%
Esforço de Compactação Intermediária								Expansão		0,38	%
DADOS DO ANEL					PENETRAÇÃO						
Anel N°					Tempo em minuto	Penetração em mm	Leitura Defletômetro	Pressão		I.S.C %	
Constante K		0,8435						Calculada	Corrigida		
EXPANSÃO					0,5	0,63	0,53	0,45			
Data	Hora	Leitura	Diferença	Expansão	1,0	1,27	0,86	0,73			
28/4	14:00	1			1,5	1,90	1,09	0,92			
29/4					2,0	2,54	1,22	1,03	10,20	1,5	
30/4					3,0	3,81	1,38	1,16			
1/5					4,0	5,08	1,47	1,24	12,30	11,7	
3/5		1,44	0,44	0,38	6,0	7,62	1,6	1,35			
DETERMINAÇÃO DE TEOR DE UMIDADE HIGROSCÓPICA					8,0	10,16	1,81	1,53			
					10,0	12,70	2	1,69			
Cápsula N°		27	28								
Peso úmido+cápsula		136,13	132,72								
Peso seco+cápsula		118,85	115,76								
Peso da água		17,28	16,96								
Peso da cápsula		21,67	19,31								
Peso do solo seco		97,18	96,45								
Teor de umidade		17,78	17,58								
Teor de umid. Médio		17,7									
MOLDAGEM											
Peso amostra seca		4245									
Peso amostra na umid. Ótima		5540									
Peso amostra na umid. Higroscópica		5000									
Água	Teórica	540									
	Evaporação	21									
	Total	561									
DENSIDADE APARENTE SECA											
Volume Amostra		2096									
Peso do Molde + solo + água		8338									
Peso do Molde		4324									
Peso do solo + água		4014									
Densidade solo úmido		1,915									
Densidade solo seco		1,548									
DETERMINAÇÃO DE TEOR DE UMIDADE DE MOLDAGEM											
Cápsula N°		7	8								
Peso úmido+cápsula		105,41	104,83								
Peso seco+cápsula		85,57	84,41								
Peso da água		19,84	20,42								
Peso da cápsula											
Peso do solo seco		85,57	84,41								
Teor de umidade		23,19	24,19								
Teor de umid. Médio		23,7									

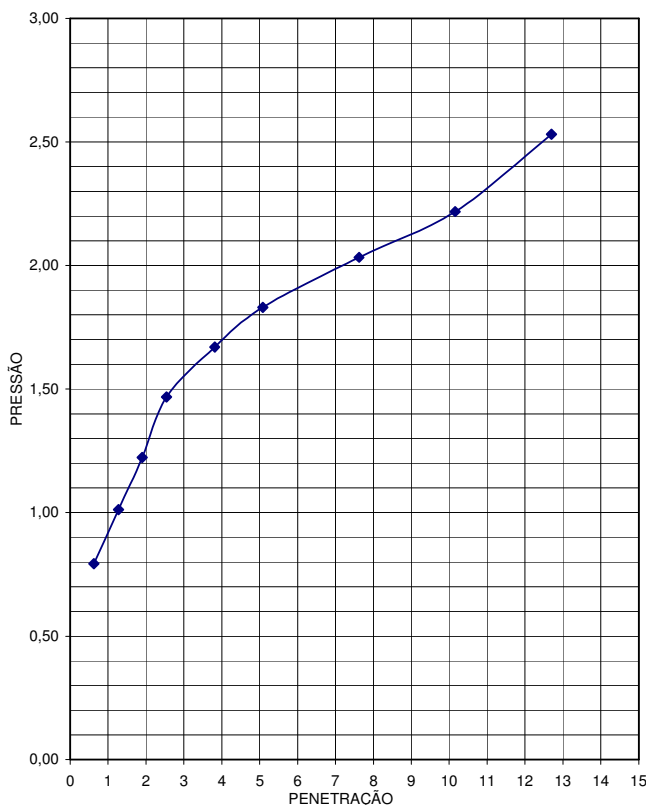


APÊNDICE B – ENSAIOS DE ÍNDICE SUPORTE CALIFÓRNIA DA ARGILA

	UNP	RODOVIA: RS/129	PROJETO: ARGILA LATERÍTICA
	Laboratório	TRECHO: David Canabarro Casca	OBSERVAÇÃO: 0
	Central	O.S.Nº : OPERADOR: Caiê/Jeferson	DATA: set/2007

ENSAIO ÍNDICE SUPORTE CALIFÓRNIA

DADOS DO ENSAIO					ENSAIO DE COMPACTAÇÃO			RESULTADOS			
Molde N°		19			D. Máx.	1605	Kg/dm ³	Densidade Aparente Seca:		1,591	Kg/dm ³
Ponto N°		5x56			h. ótimo	25,4	%	I.S.C.		18	%
Esforo de Compactação Modificado								Expansão		0,26	%
DADOS DO ANEL					PENETRAÇÃO						
Anel N°					Tempo em minuto	Penetração em mm	Leitura Defletômetro	Pressão		I.S.C %	
Constante K		0,8435						Calculada	Corrigida		
EXPANSÃO					0,5	0,63	0,94	0,79			
Data	Hora	Leitura	Diferença	Expansão	1,0	1,27	1,2	1,01			
18/5	16:40	0			1,5	1,90	1,45	1,22			
14/5					2,0	2,54	1,74	1,47	14,50	2,1	
20/5					3,0	3,81	1,98	1,67			
21/5					4,0	5,08	2,17	1,83	18,50	17,6	
22/5	16:40	0,3	0,30	0,26	6,0	7,62	2,41	2,03			
DETERMINAÇÃO DE TEOR DE UMIDADE HIGROSCÓPICA					8,0	10,16	2,63	2,22			
					10,0	12,70	3	2,53			
Cápsula N°		29	30								
Peso úmido+cápsula		132,36	136,77								
Peso seco+cápsula		116,28	120,14								
Peso da água		16,08	16,63								
Peso da cápsula		21,5	22,1								
Peso do solo seco		94,78	98,04								
Teor de umidade		16,97	16,96								
Teor de umid. Médio		17,0									
MOLDAGEM											
Peso amostra seca		4275									
Peso amostra na umid. Ótima		5361									
Peso amostra na umid. Higroscópica		5000									
Água	Teórica	361									
	Evaporação	21									
	Total	382									
DENSIDADE APARENTE SECA											
Volume Amostra		2069									
Peso do Molde + solo + água		8510									
Peso do Molde		4376									
Peso do solo + água		4134									
Densidade solo úmido		1,998									
Densidade solo seco		1,591									
DETERMINAÇÃO DE TEOR DE UMIDADE DE MOLDAGEM											
Cápsula N°		11	12								
Peso úmido+cápsula		102,22	98,22								
Peso seco+cápsula		85,74	82,69								
Peso da água		16,48	15,53								
Peso da cápsula		21,61	21,77								
Peso do solo seco		64,13	60,92								
Teor de umidade		25,70	25,49								
Teor de umid. Médio		25,6									

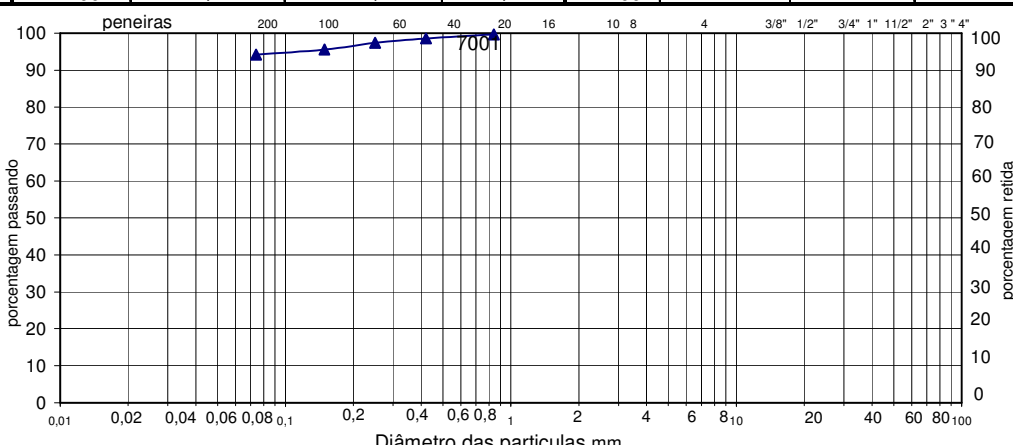


APÊNDICE C – ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DA ARGILA

	UNP	RODOVIA: RS/129	PROJETO: ARGILA LATERÍTICA
	Laboratório Central	TRECHO: David Canabarro	
		O.S.Nº : 001	OPERADOR: Ledi

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA										
Umidade Higroscópica	Registro N°	7001			Amostra seca	Total	Registro N°	7001		
	Cápsula N°	409					Amostra total umida	393,3		
	Peso solo úmido + Cápsula	123					Pedregulho	0,0		
	Peso solo seco + Cápsula	120					Passado nº 10 úmida	393,3		
	Peso da água	2,85					Passado nº 10 seca	378,9		
	Peso da Cápsula	45,21					Amostra total seca	378,9		
	Peso solo seco	74,97					Amostra umida	123,5		
	Porcentagem de umidade	3,80					Amostra seca	119,0		
		Registro N°	7001					Registro N°		
Peneiração da amostra	Total	Peneira	P. Acumulado Material Retido	P. acumulado Mat. que passa	% que passa da amostra Total	Peneira	P. Acumulado Material Retido	P. Acumulado Mat. Que passa	% que passa da Amostra Total	
		4"				4"				
		3 1/2"					3 1/2"			
		3"					3"			
		2 1/2"					2 1/2"			
		2"					2"			
		1 1/2"					1 1/2"			
		1"					1"			
		3/4"					3/4"			
		1/2"					1/2"			
	Parcial	3/8"					3/8"			
		nº 3					nº 3			
		nº 4					nº 4			
		nº 8					nº 8			
		nº 10					nº 10			
		nº 16					nº 16			
		nº 20	0,4	118,6	99,66		nº 20			
		nº 30					nº 30			
		nº 40	1,7	117,3	98,57		nº 40			
		nº 50					nº 50			
nº 60	3,1	115,9	97,39		nº 60					
nº 80					nº 80					
nº 100	5,3	113,7	95,55		nº 100					
nº 200	6,9	112,1	94,20		nº 200					

DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA



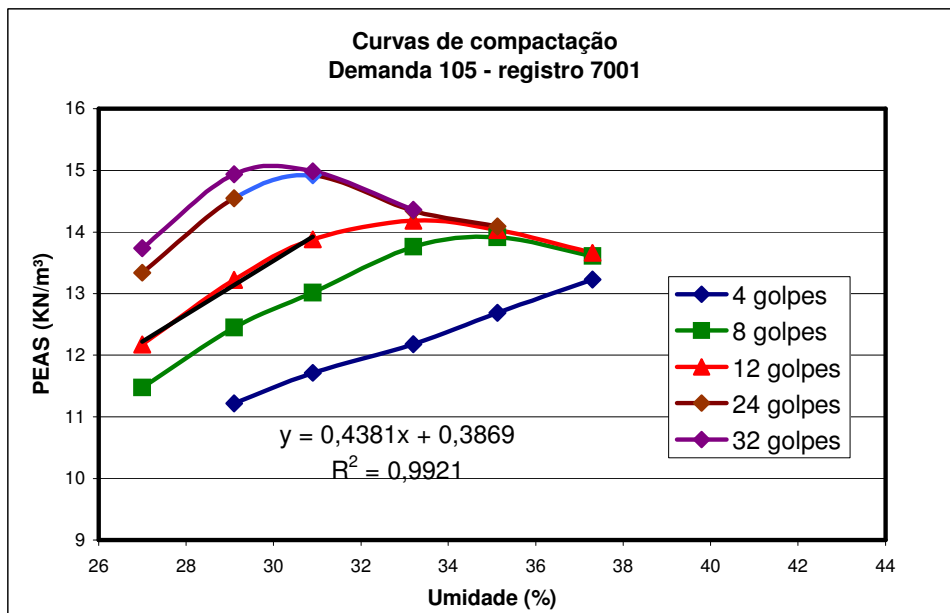
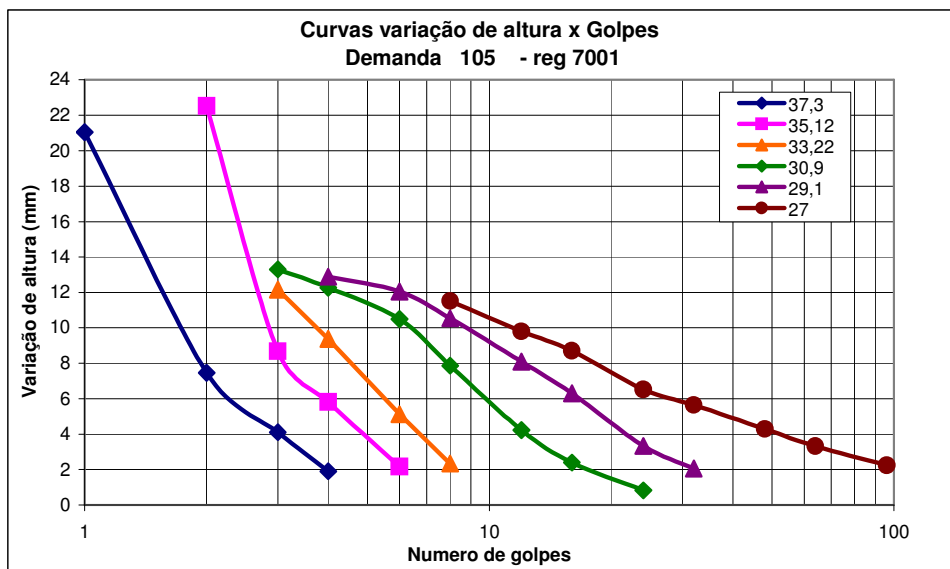
APÊNDICE D – CLASSIFICAÇÃO MCT DA ARGILA

	CLASSIFICAÇÃO MCT	
	RODOVIA RS/129	DEMANDA: ARGILA LATERÍTICA 7001
	TRECHO : Jazida 03 - Casca	O.S.Nº : 1 OPERADOR: BATISTA / ROBERTO DATA: nov-07

Parâmetros da Classificação MCT

$P_i = 0\%$
 $d' = 48$
 $c' = 2,4$
 $e' = 0,77$

Classificação MCT: LG' - Argila Laterítica



APÊNDICE E – ENSAIO DE COMPACTAÇÃO DO SOLO-AGREGADO

	UNP	RODOVIA: RS 129	PROJETO: SOLO-AGREGADO			
	Laboratório Central	TRECHO: km 23+300 ao km 23+600	REGISTRO: Mestrado Acadêmico UI			
		O.S.Nº :	OPERADOR: Jeferson x Caiê		DATA: Set/2007	
		OBSERVAÇÃO:	60% Britas(45%-3/4", 15%-3/8") e 40% Argila laterítica			


ENSAIO DE COMPACTAÇÃO								
RESULTADOS				DADOS DE ENSAIO				
Densidade máx. aparente:	1900,00	(Kg/dm ³)		Peso da amostra:	0	g	Molde nº:	1
Umidade ótima:	11,50	%		Peso:	4365	g	Volume:	2,079
Observações:				Esforço de compactação:	INTERMEDIÁRIO			

ENSAIO							
Ponto nº	1	2	3	4	5	6	7
Peso da amostra compactada e peso do cilindro - g	8189	8505	8768	8795	8845	8901	
Peso da amostra compactada - g	3824	4140	4403	4430	4480	4536	
Densidade do solo umido - Kg/dm ³	1,839	1,991	2,118	2,131	2,155	2,182	
DETERMINAÇÃO DE UMIDADE	Capsula nº	1	2	3	4	5	6
	Peso do solo umido+cápsula	2467,8	3062	2827	2897,7	2964,1	2297
	Peso do solo seco+cápsula	2362,2	2911,6	2662,2	2698,5	2727,2	2030,5
	Peso da água	105,6	150,4	164,8	199,2	236,9	266,5
	Peso da cápsula	486,6	1209,8	1215	1211,9	1218,4	550
	Peso do solo seco+cápsula	1875,6	1701,8	1447,2	1486,6	1508,8	1480,5
	Porcentagem de umidade	5,63	8,84	11,39	13,40	15,70	18,00
Densidade do solo seco - Kg/dm ³	1,741	1,830	1,901	1,879	1,862	1,849	

Densidade aparente seca - Kg/dm³

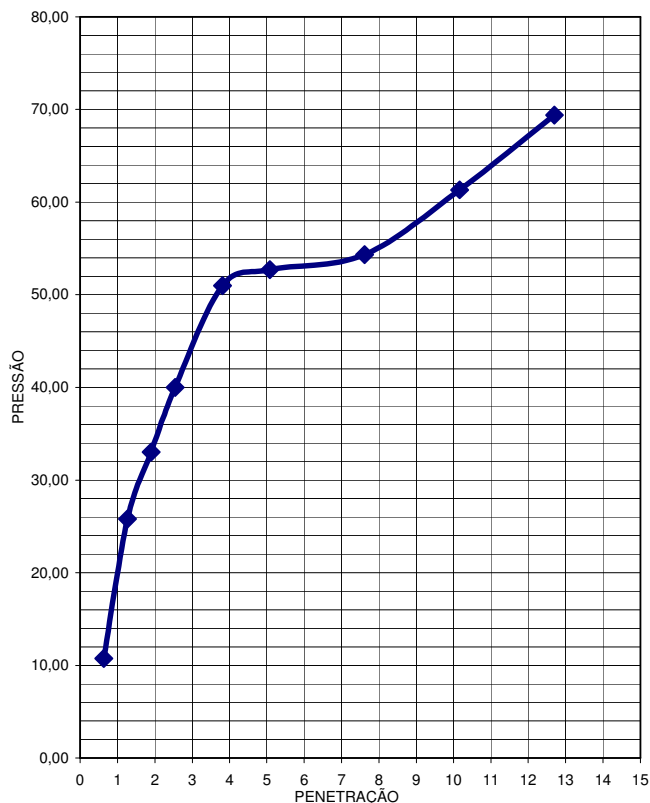
Porcentagem de umidade

APÊNDICE F – ENSAIO DE ISC DO SOLO-AGREGADO

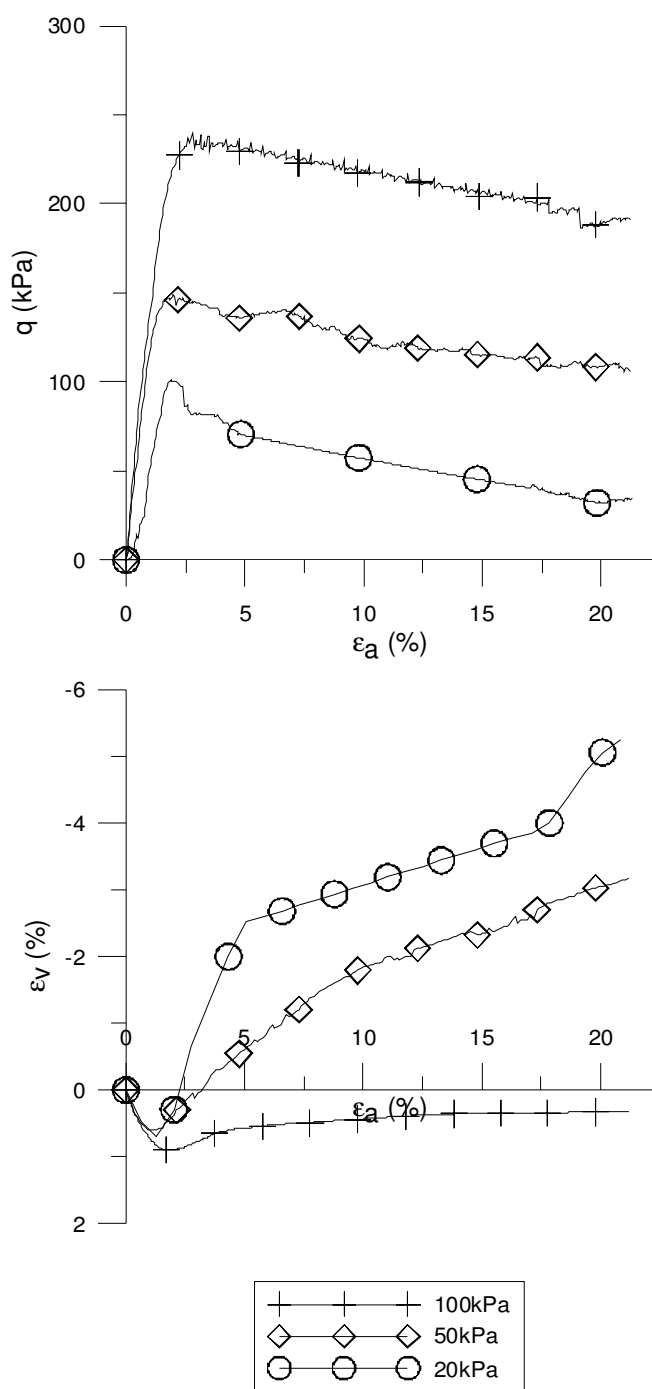
	UNP	RODOVIA: RS/129	PROJETO: Solo-agregado
	Laboratório Central	TRECHO: David Canabarro - Casca	OBSERVAÇÃO: 60% Brita_40%argila
		O.S.Nº :	OPERADOR: Caiê/Jeferson

ENSAIO ÍNDICE SUPORTE CALIFÓRNIA

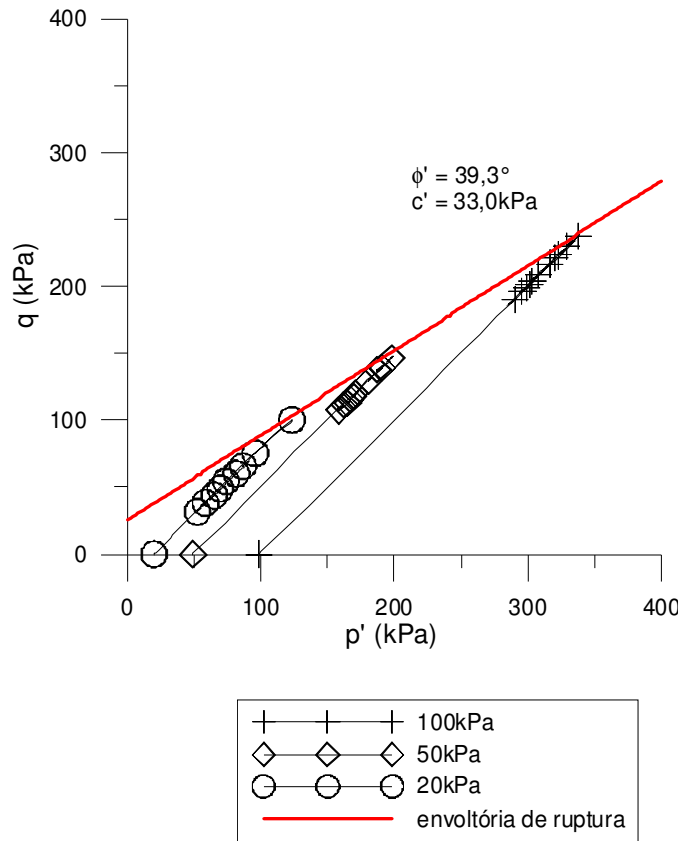
DADOS DO ENSAIO				ENSAIO DE COMPACTAÇÃO			RESULTADOS		
Molde N°	4			D. Máx.	1904	Kg/dm³	Densidade Aparente Seca:	1,905	Kg/dm³
Ponto N°				h. ótimo	11.4	%	I.S.C.	57	%
Esforço de Compactação TERMEIÁF							Expansão	0,45	%
DADOS DO ANEL				PENETRAÇÃO					
Anel N°				Tempo em minuto	Penetração em mm	Leitura Defletômetro	Pressão		I.S.C %
Constante K							10.75806452	Calculada	
EXPANSÃO				0,5	0,63	1	10,76		
Data	Hora	Leitura	Diferença	Expansão	1,0	1,27	2,4	25,82	
18/5	14:00	0			1,5	1,90	3,07	33,03	
19/5					2,0	2,54	3,72	40,02	41,00
20/5					3,0	3,81	4,74	50,99	
21/5					4,0	5,08	4,9	52,71	53,00
22/5		0,52	0,52	0,45	6,0	7,62	5,05	54,33	
DETERMINAÇÃO DE TEOR DE UMIDADE HIGROSCÓPICA				8,0	10,16	5,7	61,32		
				10,0	12,70	6,45	69,39		
Cápsula N°		29	30						
Peso úmido+cápsula		110	110						
Peso seco+cápsula		108	108						
Peso da água		2	2						
Peso da cápsula		10	10						
Peso do solo seco		98	98						
Teor de umidade		2,04	2,04						
Teor de umid. Médio		2,0							
MOLDAGEM									
Peso amostra seca		4339							
Peso amostra na umid. Ótima		4834							
Peso amostra na umid. Higroscópica		4428							
Água	Teórica	406							
	Evaporação	22							
	Total	428							
DENSIDADE APARENTE SECA									
Volume Amostra		2087							
Peso do Molde + solo + água		8768							
Peso do Molde		4340							
Peso do solo + água		4428							
Densidade solo úmido		2,122							
Densidade solo seco		1,905							
DETERMINAÇÃO DE TEOR DE UMIDADE DE MOLDAGEM									
Cápsula N°		5	5						
Peso úmido+cápsula		2827	2827						
Peso seco+cápsula		2662,2	2662						
Peso da água		164,8	165						
Peso da cápsula		1215	1215						
Peso do solo seco		1447,2	1447						
Teor de umidade		11,39	11,40						
Teor de umid. Médio		11,4							



APÊNDICE G – RESISTÊNCIA DO SOLO AGREGADO AO CISALHAMENTO NA CONDIÇÃO CONSOLIDADO – ISOTRÓPICO – DRENADO (CID)



APÊNDICE G – RESISTÊNCIA DO SOLO AGREGADO AO CISLHAMENTO NA CONDIÇÃO CONSOLIDADO – ISOTRÓPICO – DRENADO (CID)



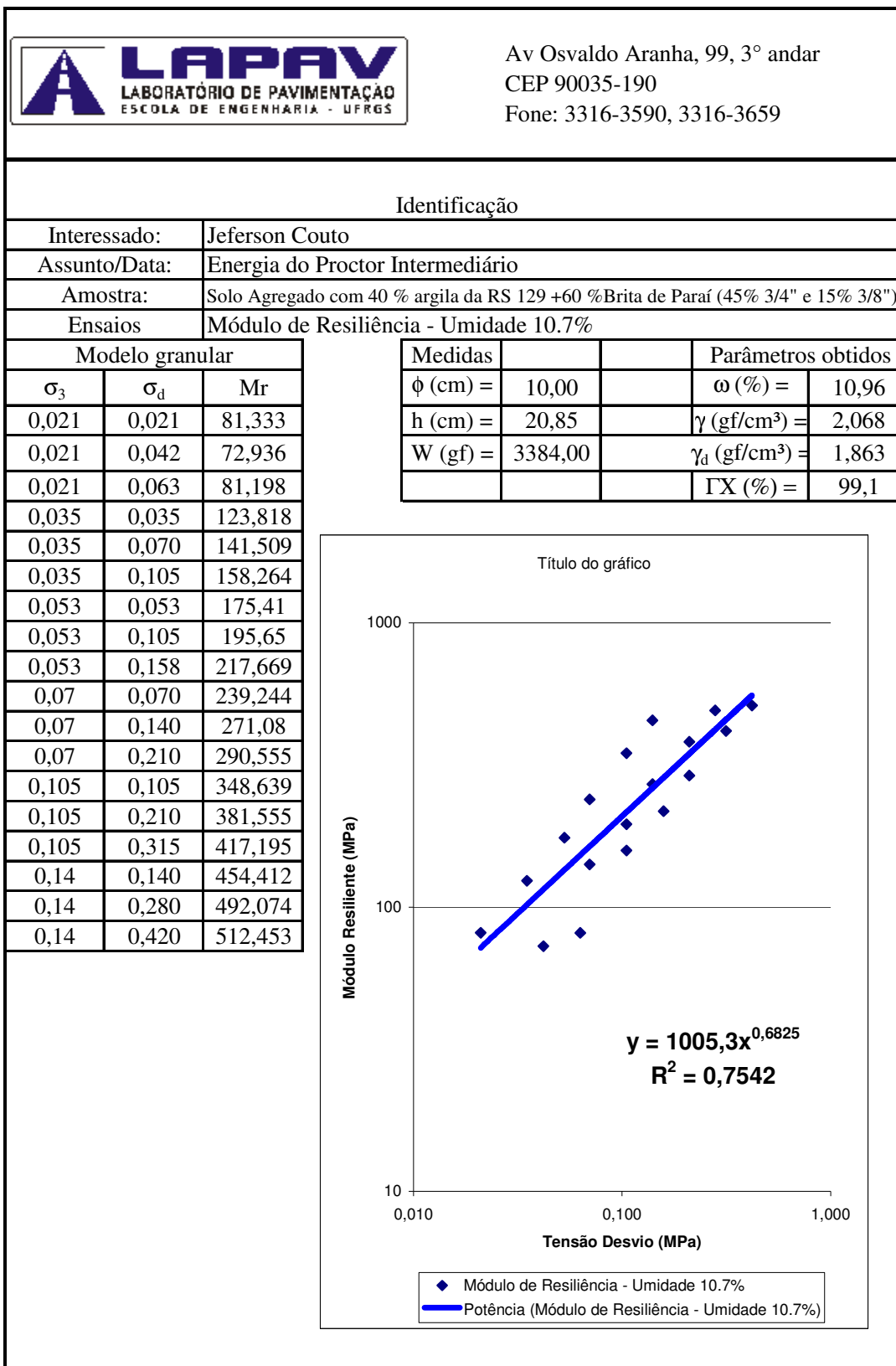
Este ensaio possibilita definir a envoltória de ruptura ao cisalhamento deste solo-agregado, bem como, suas características de resistência, como o ângulo de atrito interno (ϕ) e o intercepto coesivo (c').

Submeteu-se três corpos de prova a ensaio triaxial, considerando três níveis de tensão de confinamento, levando cada um deles a ruptura, conforme mostrado no primeiro gráfico deste apêndice G (tensão x deformação).

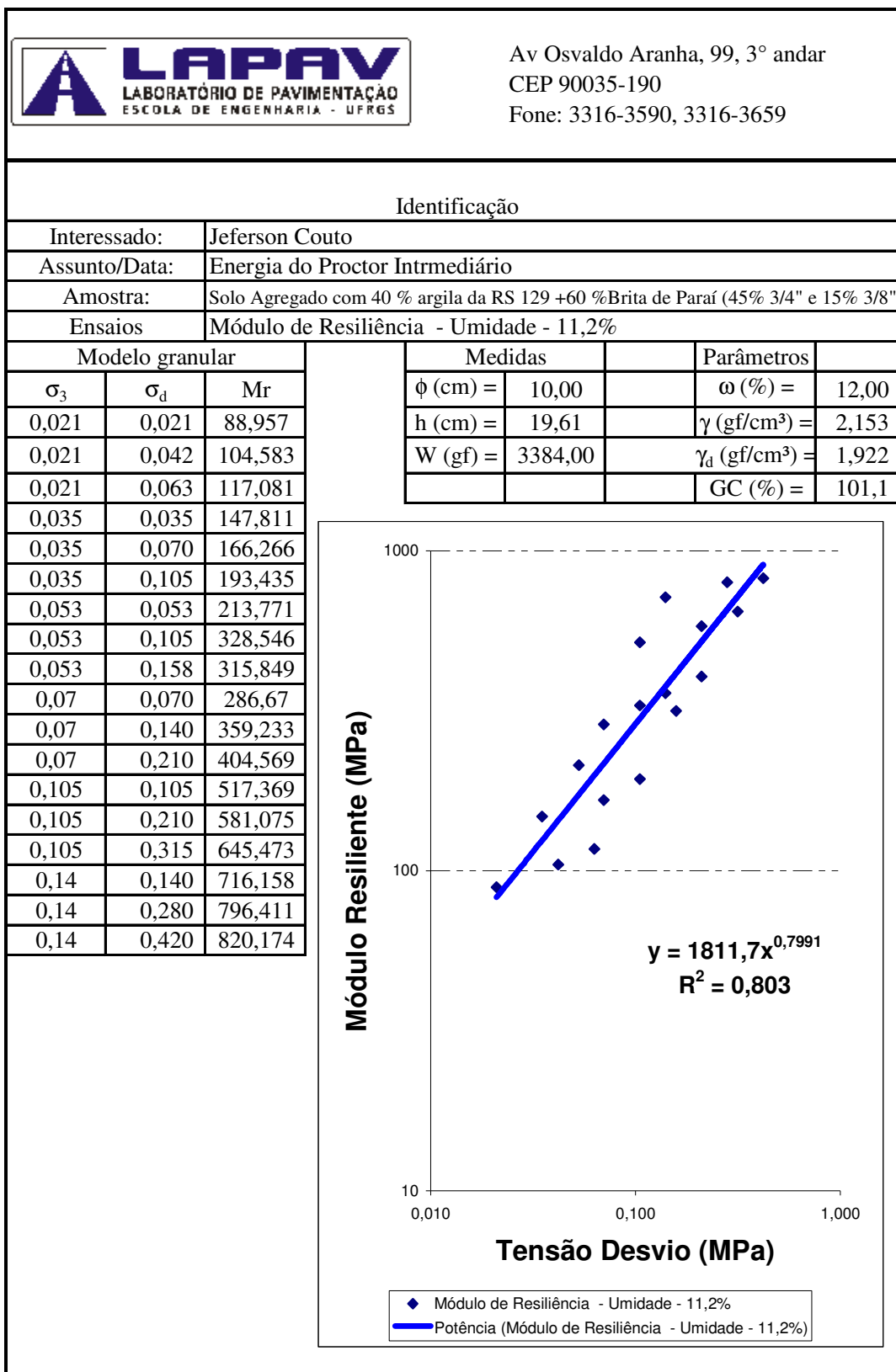
Trabalhou-se com baixos níveis de tensão de confinamento (20, 50 e 100 kPa), pois na prática são esses níveis de tensões que ocorrem.

Este ensaio foi realizado no laboratório LEGG/UFRGS.

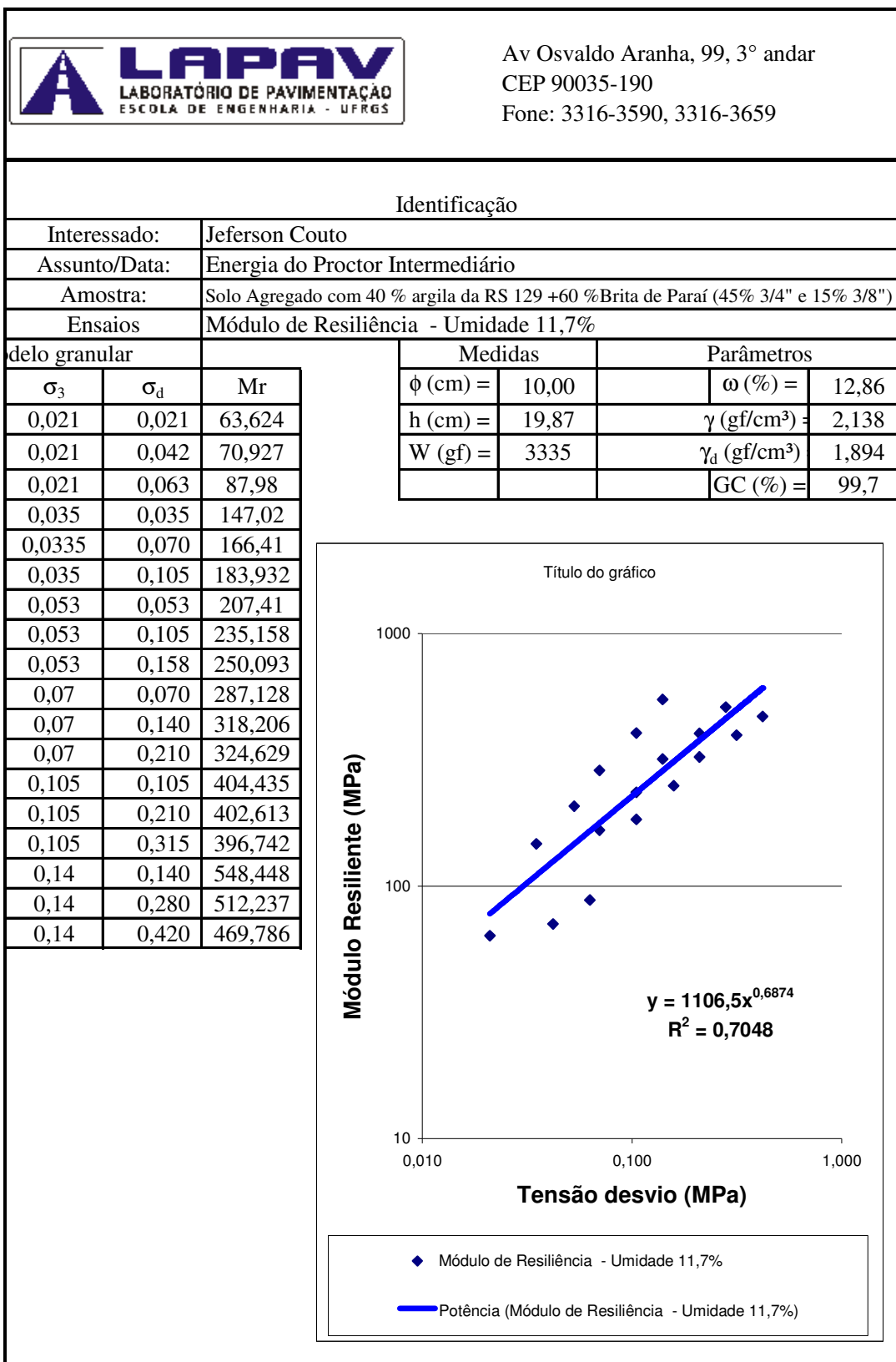
APÊNDICE H: ENSAIO TRIAXIAL PARA MÓDULO DE RESILIÊNCIA DO S.A.




APÊNDICE H: ENSAIO TRIAXIAL PARA MÓDULO DE RESILIÊNCIA DO S.A.

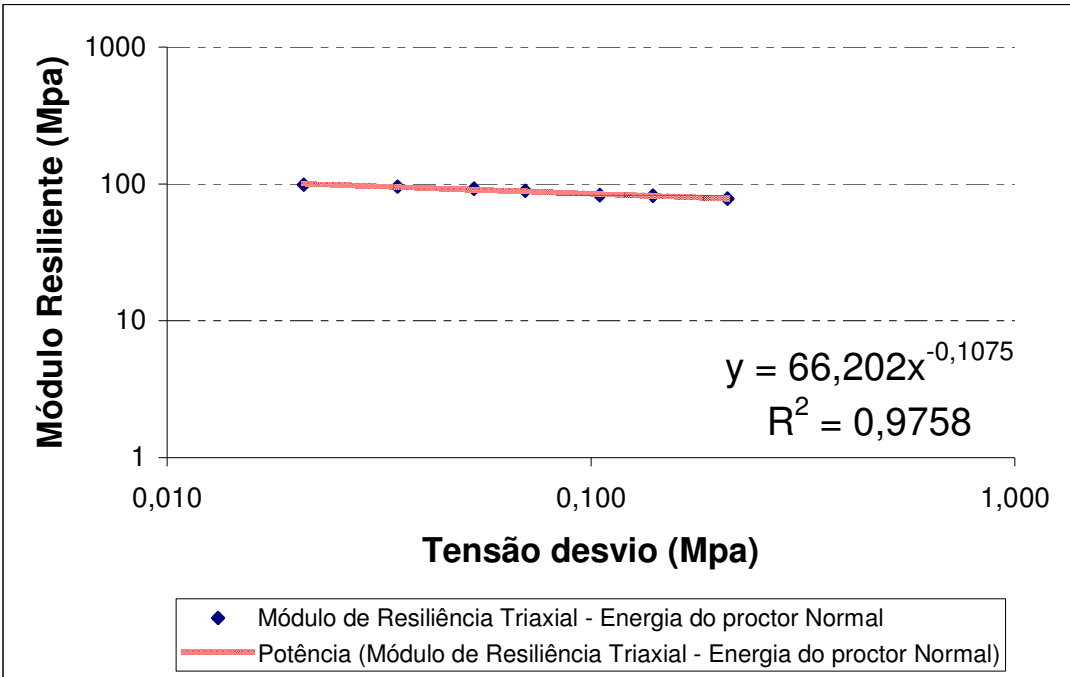


APÊNDICE H: ENSAIO TRIAXIAL PARA MÓDULO DE RESILIÊNCIA DO S. A



APÊNDICE I: ENSAIO TRIAXIAL PARA MÓDULO DE RESILIÊNCIA DA ARGILA

		Av Osvaldo Aranha, 99, 3º andar CEP 90035-190 Fone: 3316-3590, 3316-3659	
Identificação			
Interessado:		Jeferson Couto	
Assunto/Data:		Dissertação de Mestrado em Dezembro/2007	
Amostra:		Solo Argila Casca Normal	
Ensaio		Módulo de Resiliência Triaxial - Energia do proctor Normal	
Modelo coesivo			Medidas
σ_3	σ_d	Mr	Parâmetros obtidos
0,021	0,021	98,776	ϕ (cm) = 10,05
0,021	0,035	95,389	h (cm) = 20,12
0,021	0,053	92,45	W (gf) = 2941,00
0,021	0,070	89,217	ω (%) = 31,94
0,021	0,105	82,784	γ (gf/cm ³) = 1,844
0,021	0,140	81,944	γ_d (gf/cm ³) = 1,397
0,021	0,210	78,037	GC (%) = 99,1




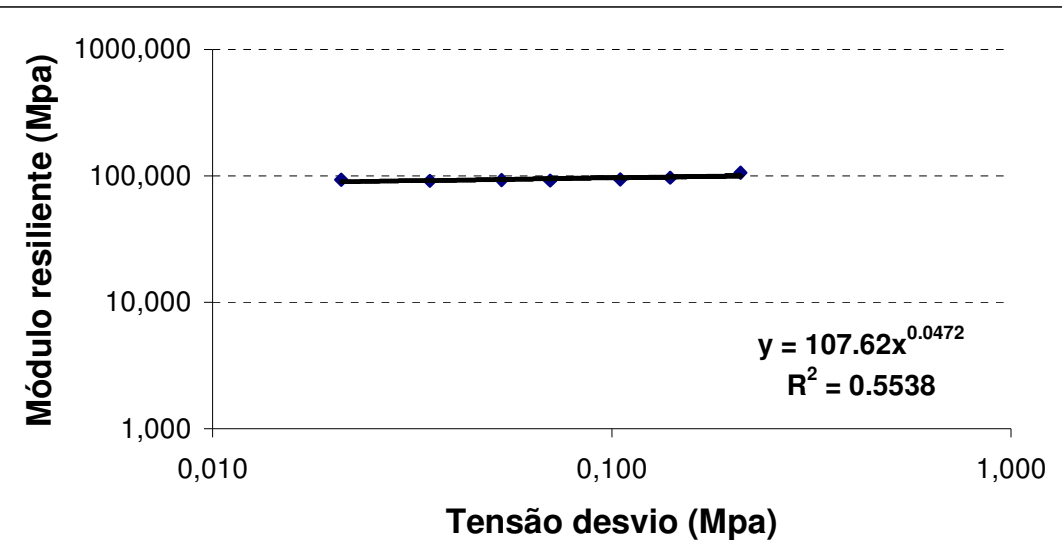
$y = 66,202x^{-0,1075}$
 $R^2 = 0,9758$

◆ Módulo de Resiliência Triaxial - Energia do proctor Normal
— Potência (Módulo de Resiliência Triaxial - Energia do proctor Normal)

Observações	
-------------	--

APÊNDICE I: ENSAIO TRIAXIAL PARA MÓDULO DE RESILIÊNCIA DA ARGILA

		Av Osvaldo Aranha, 99, 3º andar CEP 90035-190 Fone: 3316-3590, 3316-3659	
Identificação			
Interessado:	Jeferson Couto		
Assunto/Data:	Dissertação de Mestrado em Dezembro/2007		
Amostra:	Solo Argila Casca		
Ensaio	Módulo de Resiliência Triaxial - Energia do Proctor Intermediário		
Modelo coesivo		Medidas	Parâmetros
σ_3	σ_d	ϕ (cm) =	ω (%) =
0,021	0,021	10,05	28,72
0,021	0,035	h (cm) =	γ (gf/cm ³) =
0,021	0,053	20,12	1,886
0,021	0,070	W (gf) =	γ_d (gf/cm ³) =
0,021	0,105	2941,00	1,465
0,021	0,140		GC (%) =
0,021	0,210		98,6
0,021	93,224		
0,021	91,296		
0,021	92,660		
0,021	91,931		
0,021	93,728		
0,021	96,858		
0,021	105,669		



Módulo resiliente (Mpa)


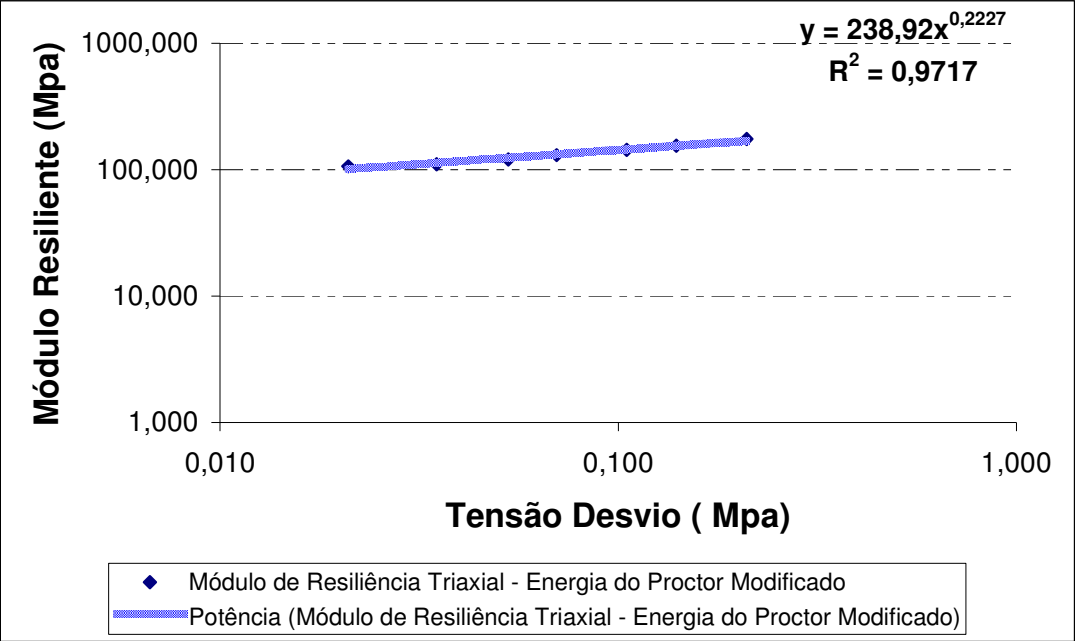
Tensão desvio (Mpa)

$y = 107.62x^{0.0472}$
 $R^2 = 0.5538$

◆ Módulo de Resiliência Triaxial - Energia do Proctor Intermediário
— Potência (Módulo de Resiliência Triaxial - Energia do Proctor Intermediário)

Observações	
-------------	--

APÊNDICE I: ENSAIO TRIAXIAL PARA MÓDULO DE RESILIÊNCIA DA ARGILA

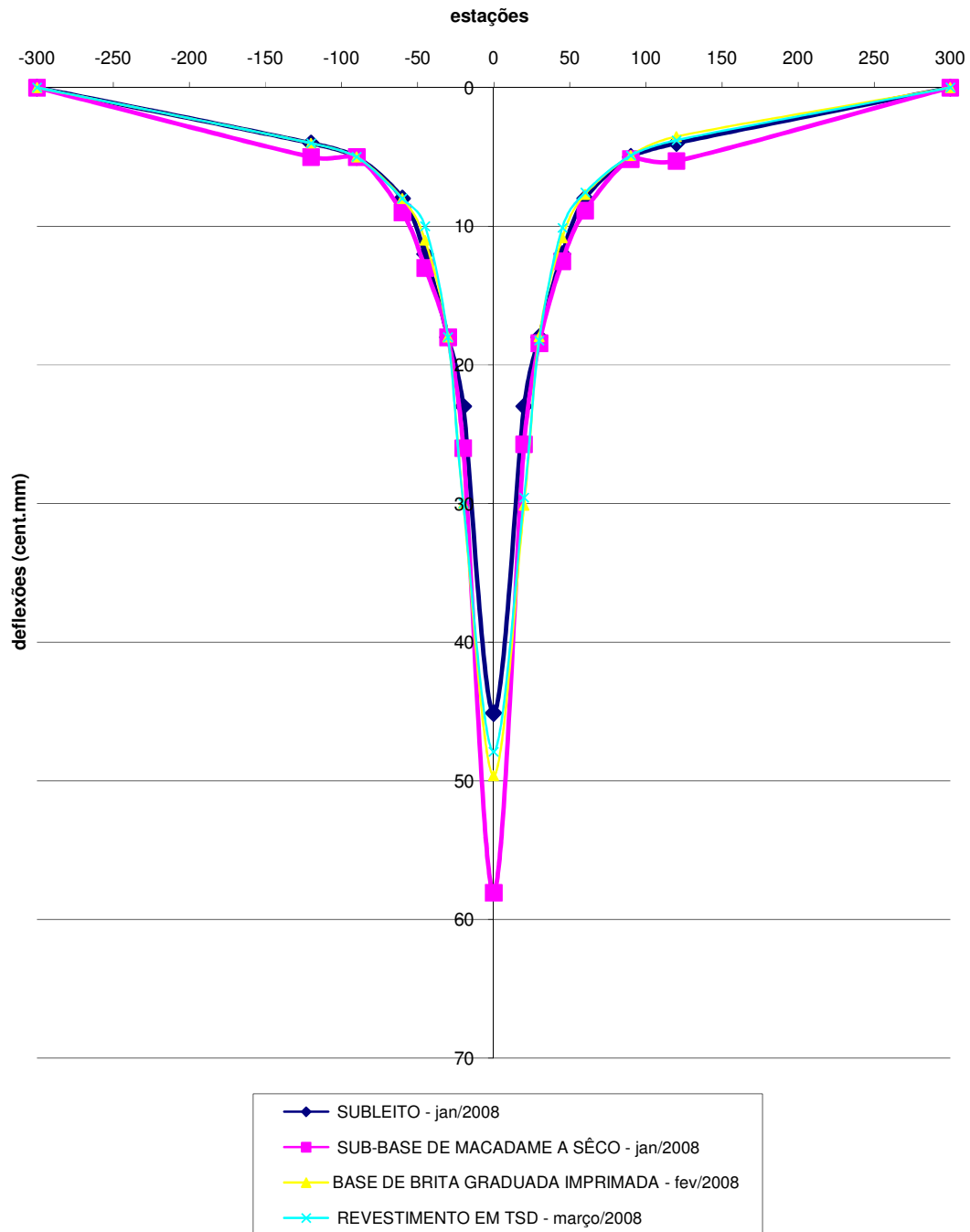
		Av Osvaldo Aranha, 99, 3º andar CEP 90035-190 Fone: 3316-3590, 3316-3659	
Identificação			
Interessado:	Jeferson Couto		
Assunto/Data:	Dissertação de Mestrado em Dezembro/2007		
Amostra:	Solo argila Casca		
Ensaio:	Módulo de Resiliência Triaxial - Energia do Proctor Modificado		
Modelo coesivo		Medidas	
σ_3	σ_d	M_r	Parâmetros
0,021	0,021	106,217	ϕ (cm) = 10,02 ω (%) = 25,95
0,021	0,035	110,169	h (cm) = 21,85 γ (gf/cm ³) = 1,724
0,021	0,053	120,380	W (gf) = 2969,00 γ_d (gf/cm ³) = 1,369
0,021	0,070	130,310	GC (%) = 85,3
0,021	0,105	143,016	
0,021	0,140	154,452	
0,021	0,210	174,333	
			
Observações	O grau de compactação do ensaio ficou abaixo do adequado Sugere-se repetir este ensaio para conseguir Grau ? 98%		

APÊNDICE J: DEFLECTOMETRIA DA PISTA EXPERIMENTAL

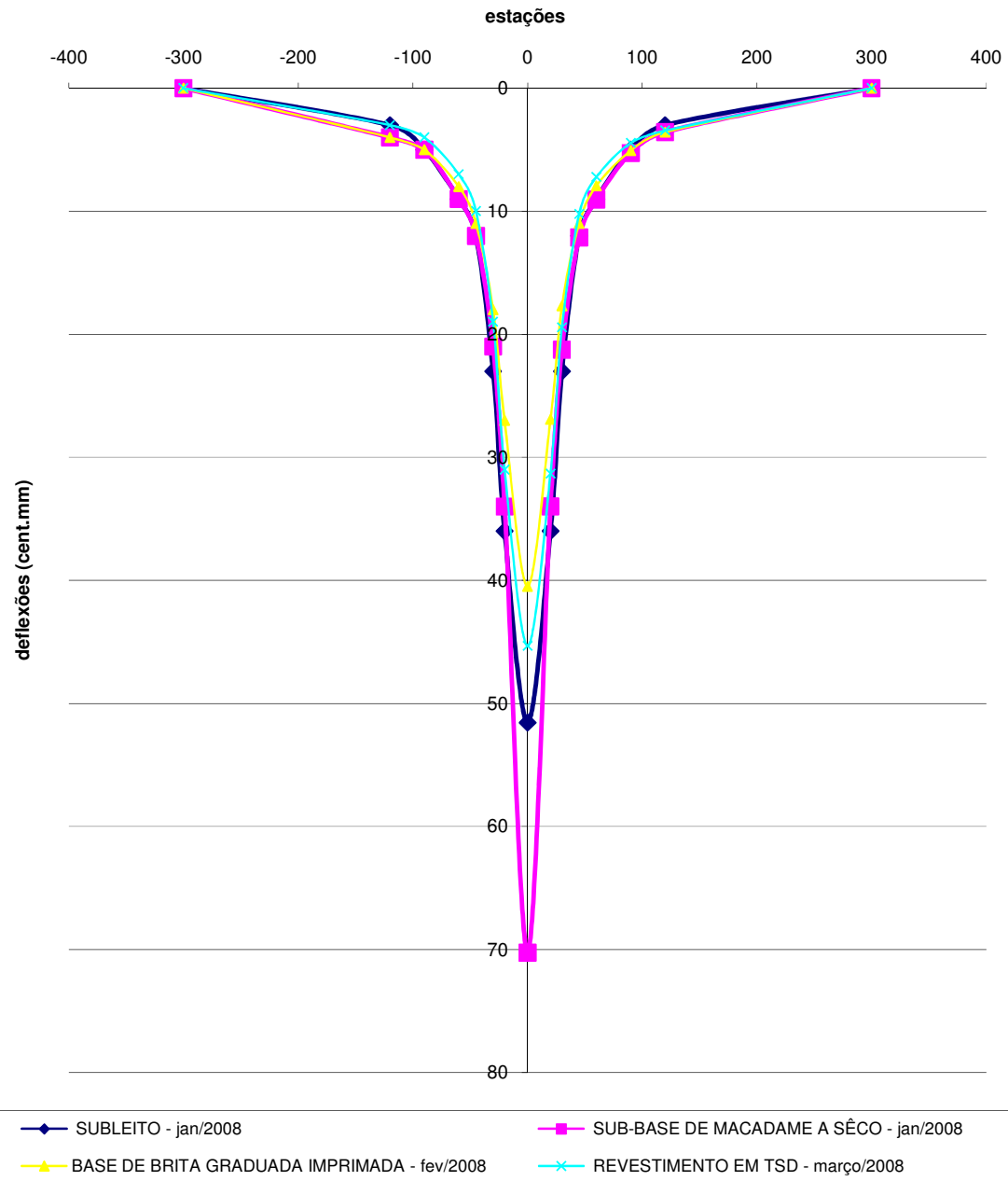
DEFLEXÕES MEDIDAS DURANTE A CONSTRUÇÃO DA PISTA EXPERIMENTAL (jan/2008)																	
LOCAL : ERS 129 do km 23+300 ao km 23+400																	
SEGMENTO 1: sub-base de macadame a seco e base de brita graduada + TSD																	
SUBLEITO - jan/2008																	
Deflexão (10 ⁻² mm) - LE									Deflexão (10 ⁻² mm) - LD								
estaca	0	20	30	45	60	90	120	300	estaca	0	20	30	45	60	90	120	300
23,32	42							0	23,32	43							0
23,33	41							0	23,33	52							0
23,34	43							0	23,34	61							0
23,35	47							0	23,35	55							0
23,36	43							0	23,36	41							0
23,37	42							0	23,37	47							0
23,38	51							0	23,38	49							0
23,39	53							0	23,39	56							0
23,4	44	23	18	12	8	5	4	0	23,40	60	36	23	12	9	5	3	0
Média	45	23	18	12	8	5	4	0	Média	52	36	23	12	9	5	3	0
SUB-BASE DE MACADAME A SECO - jan/2008																	
Deflexão (10 ⁻² mm) - LE									Deflexão (10 ⁻² mm) - LD								
estaca	0	20	30	45	60	90	120	300	estaca	0	20	30	45	60	90	120	300
23,32	60	31	20	14	10	7	6	0	23,32	80	30	15	9	8	5	4	0
23,33	63	32	21	15	10	6	5	0	23,33	61	29	15	13	9	6	4	0
23,34	66	31	18	12	10	3	6	0	23,34	75	31	18	12	9	5	3	0
23,35	63	24	23	15	11	7	6	0	23,35	84	27	27	17	10	6	4	0
23,36	60	25	18	12	9	5	4	0	23,36	68	44	30	14	10	5	4	0
23,37	61	32	20	11	9	6	4	0	23,37	76	34	22	13	9	4	3	0
23,38	38	22	19	10	5	4	1	0	23,38	68	44	19	12	8	5	3	0
23,39	65	6	10	15	8	4	12	0	23,39	67	37	24	8	8	5	3	0
23,4	46	28	17	10	7	5	3	0	23,40	52	29	21	12	10	5	4	0
Média	58	26	18	13	9	5	5	0	Média	70	34	21	12	9	5	4	0
BASE DE BRITA GRADUADA IMPRIMADA - fev/2008																	
Deflexão (10 ⁻² mm) - LE									Deflexão (10 ⁻² mm) - LD								
estaca	0	20	30	45	60	90	120	300	estaca	0	20	30	45	60	90	120	300
23,32	51	34	19	11	8	5	4	0	23,32	39	31	20	12	9	6	4	0
23,33	52	31	19	11	9	6	4	0	23,33	38	31	20	13	9	6	5	0
23,34	50	31	17	10	6	5	3	0	23,34	38	27	19	11	9	6	4	0
23,35	49	31	18	10	7	5	4	0	23,35	41	27	18	11	8	6	4	0
23,36	50	29	18	11	8	5	3	0	23,36	36	25	16	10	7	5	3	0
23,37	52	33	18	10	7	5	4	0	23,37	43	27	17	11	8	5	3	0
23,38	46	29	19	12	8	5	3	0	23,38	43	23	15	10	7	5	3	0
23,39	50	25	17	11	7	5	2	0	23,39	49	28	19	11	8	4	3	0
23,4	47	29	18	11	7	5	4	0	23,40	38	24	15	9	7	4	3	0
Média	50	30	18	11	8	5	4	0	Média	40	27	18	11	8	5	4	0
REVESTIMENTO EM TSD - março/2008																	
Deflexão (10 ⁻² mm) - LE									Deflexão (10 ⁻² mm) - LD								
estaca	0	20	30	45	60	90	120	300	estaca	0	20	30	45	60	90	120	300
23,32	50	31	19	11	8	6	4	0	23,32	47	32	21	11	9	5	4	0
23,33	45	32	19	11	9	6	5	0	23,33	47	36	22	12	8	5	4	0
23,34	55	27	17	10	8	5	4	0	23,34	58	32	20	12	8	5	4	0
23,35	54	31	19	10	8	5	4	0	23,35	48	30	19	9	6	4	3	0
23,36	47	29	18	10	7	5	4	0	23,36	46	32	19	10	7	5	4	0
23,37	47	34	22	13	8	4	4	0	23,37	40	34	20	9	7	4	3	0
23,38	50	28	18	9	7	5	3	0	23,38	42	30	19	10	7	4	3	0
23,39	49	30	18	9	7	4	3	0	23,39	42	27	16	9	6	4	3	0
23,4	34	24	14	8	6	4	3	0	23,40	38	29	19	10	7	4	3	0
Média	48	30	18	10	8	5	4	0	Média	45	31	19	10	7	4	3	0

APÊNDICE J: DEFLECTOMETRIA DA PISTA EXPERIMENTAL

BACIAS DE DEFORMAÇÃO MÉDIAS MEDIDAS NA CONSTRUÇÃO- LE - MS+BG+TSD

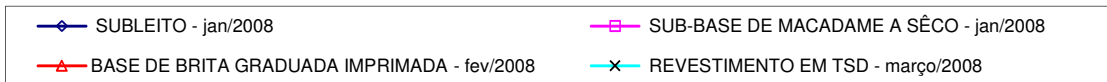
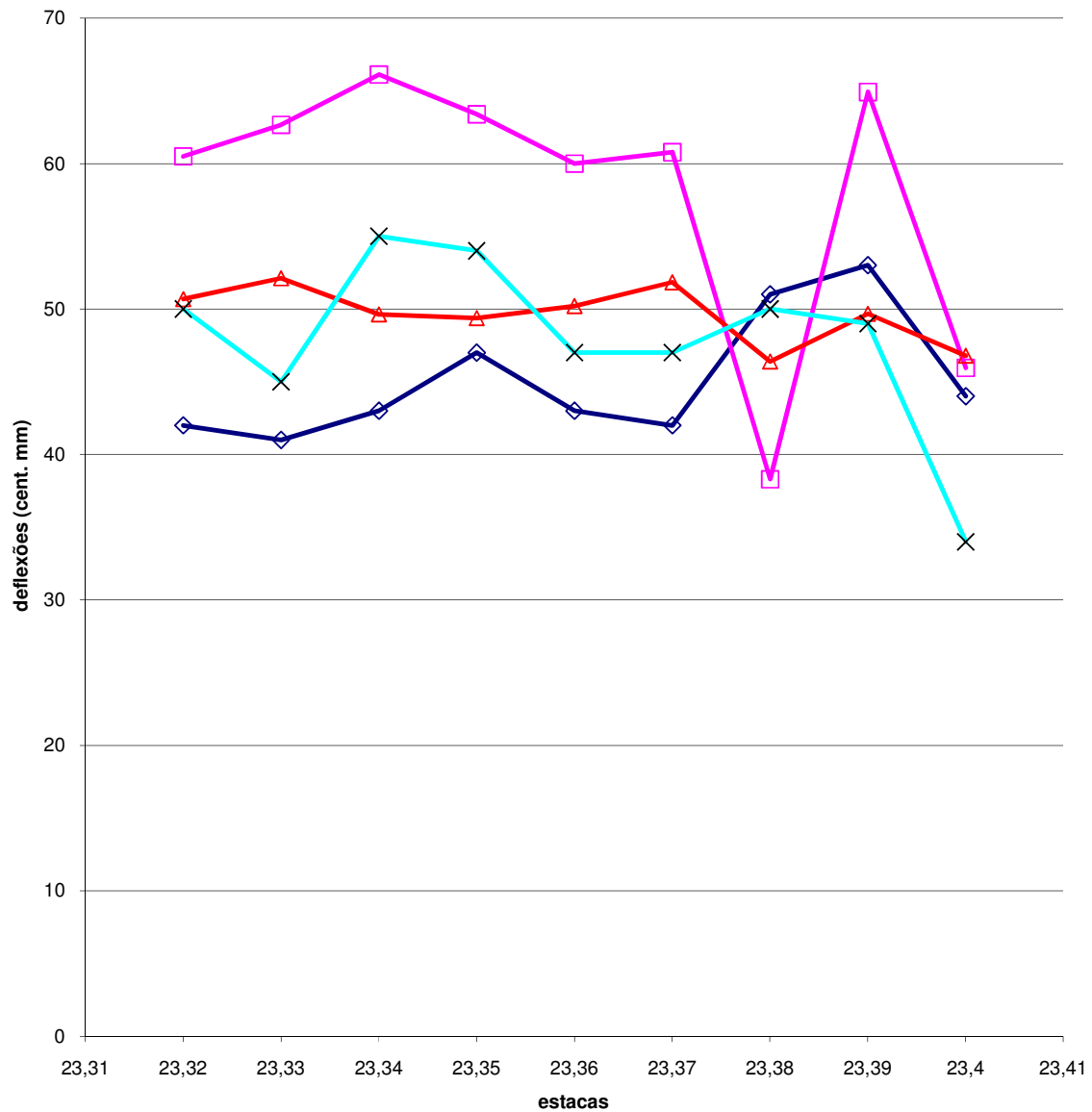


APÊNDICE J: DEFLECTOMETRIA DA PISTA EXPERIMENTAL

BACIAS DE DEFORMAÇÃO MÉDIAS MEDIDAS DURANTE A CONSTRUÇÃO - LD -
MS+BG+TSD

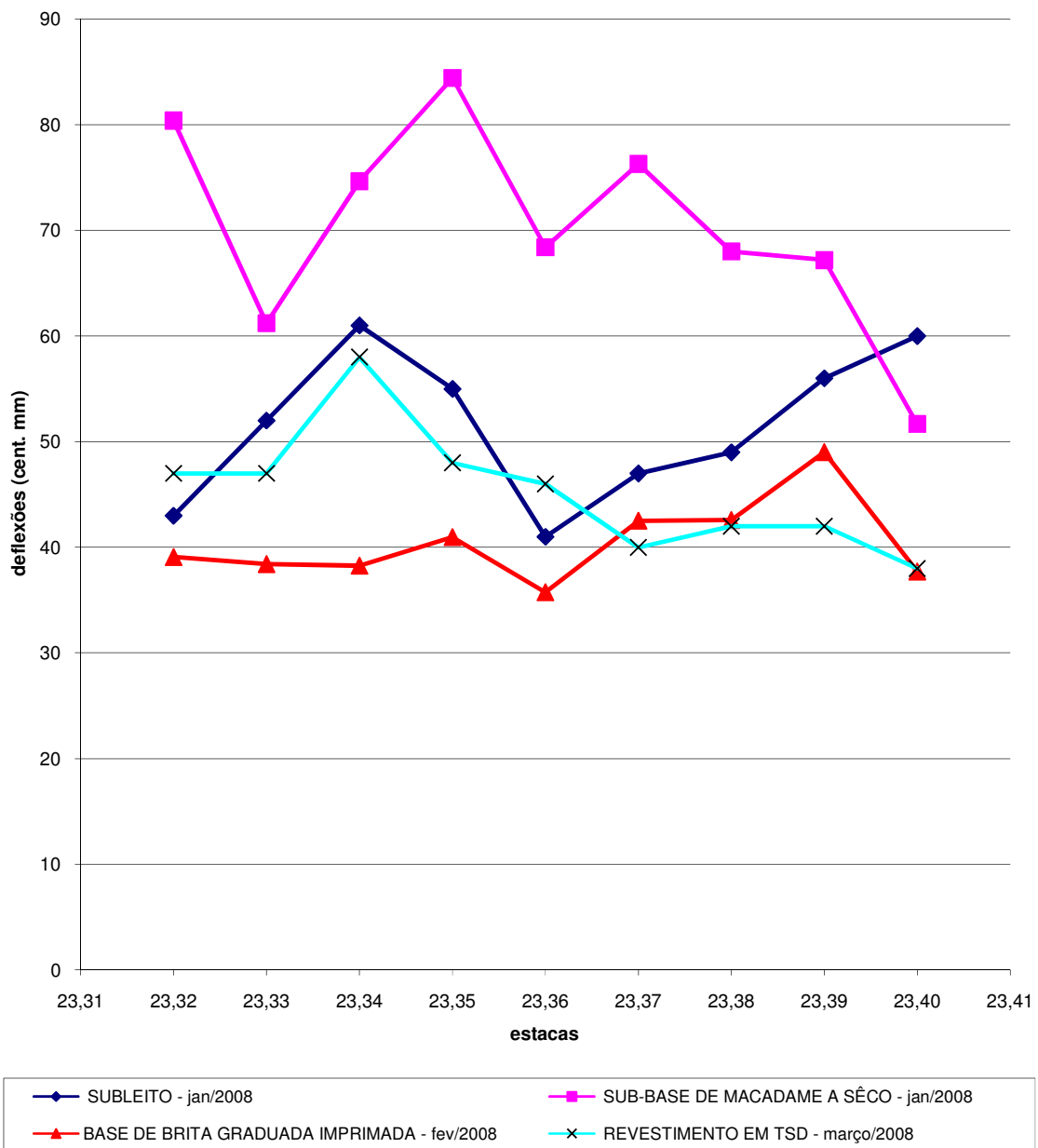
APÊNDICE J: DEFLECTOMETRIA DA PISTA EXPERIMENTAL

DEFLEXÕES MEDIDAS NA CONSTRUÇÃO - LE - MS+BG+TSD



APÊNDICE J: DEFLECTOMETRIA DA PISTA EXPERIMENTAL

DEFLEXÕES MEDIDAS DURANTE A CONSTRUÇÃO - LD - MS+BG+TSD

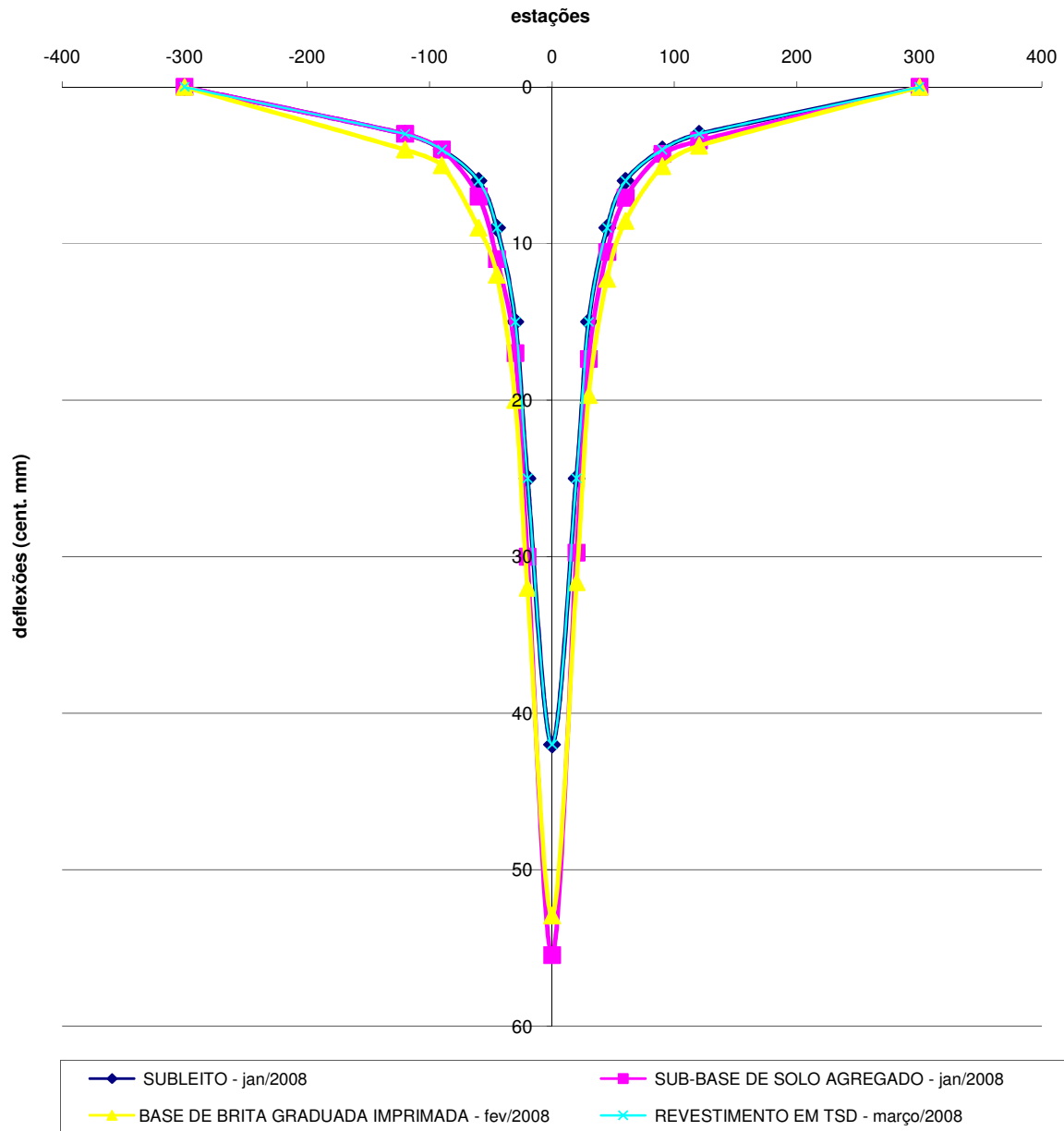


APÊNDICE J: DEFLECTOMETRIA DA PISTA EXPERIMENTAL

DEFLEXÕES MEDIDAS DURANTE A CONSTRUÇÃO DA PISTA EXPERIMENTAL (jan/2008)																	
LOCAL : ERS 129 do km 23+400 ao km 23+500																	
SEGMENTO 1: sub-base de solo-agregado e base de brita graduada + TSD																	
EITO - jan/2008																	
Deflexão (10 ⁻² mm) - LE									Deflexão (10 ⁻² mm) - LD								
estaca	0	20	30	45	60	90	120	300	estaca	0	20	30	45	60	90	120	300
23,42	45	30	22	15	10	5	5	0	23,42	61	33	21	12	8	5	3	0
23,43	56	41	21	13	9	6	4	0	23,43	51	39	22	13	8	4	3	0
23,44	42	32	21	12	8	4	5	0	23,44	56	43	28	16	9	5	4	0
23,45	51	41	24	14	9	4	4	0	23,45	43	26	22	17	12	5	3	0
23,46	54	31	22	13	8	5	3	0	23,46	47	29	22	14	10	6	4	0
23,47	33	21	15	10	8	6	4	0	23,47	62	35	25	15	10	5	4	0
23,48	43	28	19	12	9	5	3	0	23,48	56	35	25	15	10	5	4	0
23,49	39	28	19	12	8	5	4	0	23,49	58	36	25	14	10	6	4	0
23,5	29	23	16	11	7	4	3	0	23,5	49	32	21	13	9	5	4	0
Média	44	31	20	12	8	5	4	0	Média	54	34	24	14	10	5	4	0
SUB-BASE DE SOLO AGREGADO - jan/2008																	
Deflexão (10 ⁻² mm) - LE									Deflexão (10 ⁻² mm) - LD								
estaca	0	20	30	45	60	90	120	300	estaca	0	20	30	45	60	90	120	300
23,42	50	33	20	11	8	5	4	0	23,42	76	32	18	10	7	4	4	0
23,43	49	32	20	11	7	4	3	0	23,43	79	31	17	10	7	4	3	0
23,44	46	32	18	10	7	4	4	0	23,44	72	34	20	11	7	4	4	0
23,45	48	35	20	12	8	5	4	0	23,45	77	41	22	13	9	6	4	0
23,46	72	35	21	12	8	4	3	0	23,46	95	41	21	12	8	5	4	0
23,47	39	28	16	10	7	4	4	0	23,47	95	42	22	13	9	5	4	0
23,48	84	25	11	9	7	4	4	0	23,48	70	37	24	14	9	6	4	0
23,49	50	23	15	9	6	4	3	0	23,49	113	41	25	15	10	5	4	0
23,5	61	26	15	10	6	4	3	0	23,5	84	37	23	14	9	5	4	0
Média	55	30	17	11	7	4	3	0	Média	85	37	21	12	8	5	4	0
BASE DE BRITA GRADUADA IMPRIMADA - fev/2008																	
Deflexão (10 ⁻² mm) - LE									Deflexão (10 ⁻² mm) - LD								
estaca	0	20	30	45	60	90	120	300	estaca	0	20	30	45	60	90	120	300
23,42	51	29	19	12	9	5	4	0	23,42	47	26	16	10	7	5	3	0
23,43	47	27	18	12	7	4	3	0	23,43	43	25	16	9	7	4	3	0
23,44	49	34	21	13	9	5	3	0	23,44	42	23	15	10	6	4	3	0
23,45	52	30	19	12	9	5	4	0	23,45	55	29	16	10	7	4	4	0
23,46	53	31	20	12	9	5	4	0	23,46	38	25	16	11	8	4	3	0
23,47	55	32	20	13	8	5	3	0	23,47	30	20	13	8	6	4	3	0
23,48	54	35	19	11	7	5	4	0	23,48	39	22	15	9	7	4	4	0
23,49	59	34	21	13	10	6	4	0	23,49	43	24	15	9	7	4	3	0
23,5	58	34	20	13	9	5	4	0	23,5	44	24	14	10	7	4	3	0
Média	53	32	20	12	9	5	4	0	Média	42	24	15	10	7	4	3	0
REVESTIMENTO EM TSD - março/2008																	
Deflexão (10 ⁻² mm) - LE									Deflexão (10 ⁻² mm) - LD								
estaca	0	20	30	45	60	90	120	300	estaca	0	20	30	45	60	90	120	300
23,42	40	25	16	9	6	5	3	0	23,42	47	27	16	10	7	4	3	0
23,43	38	25	15	9	7	4	3	0	23,43	39	28	17	10	7	3	3	0
23,44	43	25	14	8	6	4	3	0	23,44	37	28	17	10	7	4	3	0
23,45	52	32	18	10	7	4	4	0	23,45	44	33	19	9	7	5	4	0
23,46	42	28	18	10	6	4	3	0	23,46	43	27	18	10	7	5	4	0
23,47	39	22	13	8	6	4	4	0	23,47	45	30	19	11	8	5	4	0
23,48	42	25	14	8	6	4	3	0	23,48	39	26	16	10	7	5	4	0
23,49	41	24	13	7	6	4	3	0	23,49	41	31	21	12	9	5	4	0
23,5	37	23	13	8	6	4	3	0	23,5	42	30	20	12	8	5	4	0
Média	42	25	15	9	6	4	3	0	Média	42	29	18	10	7	5	4	0

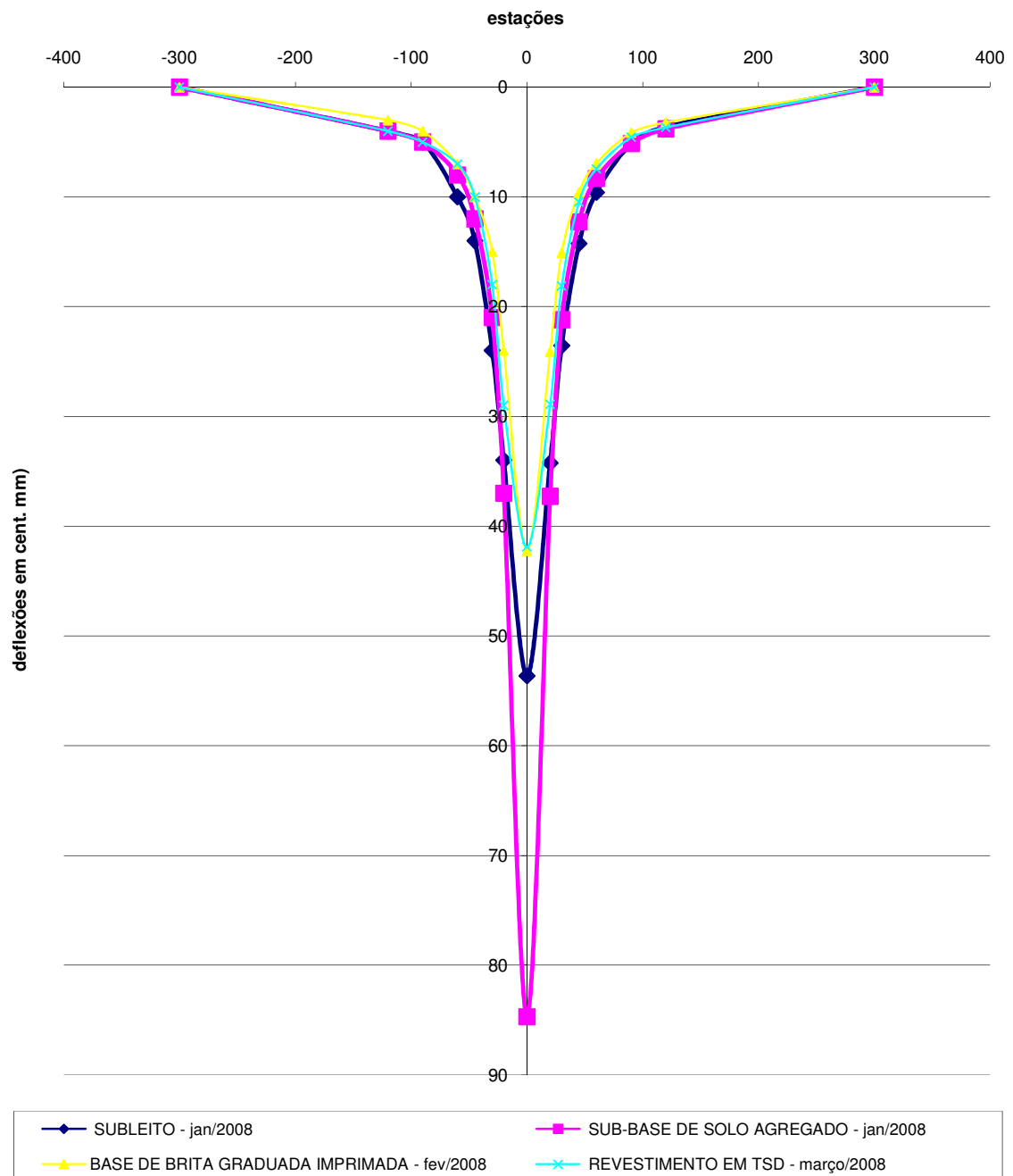
APÊNDICE J: DEFLECTOMETRIA DA PISTA EXPERIMENTAL

BACIAS DE DEFORMAÇÃO MÉDIAS MEDIDAS NA CONSTRUÇÃO -LE -SA+BG+TSD



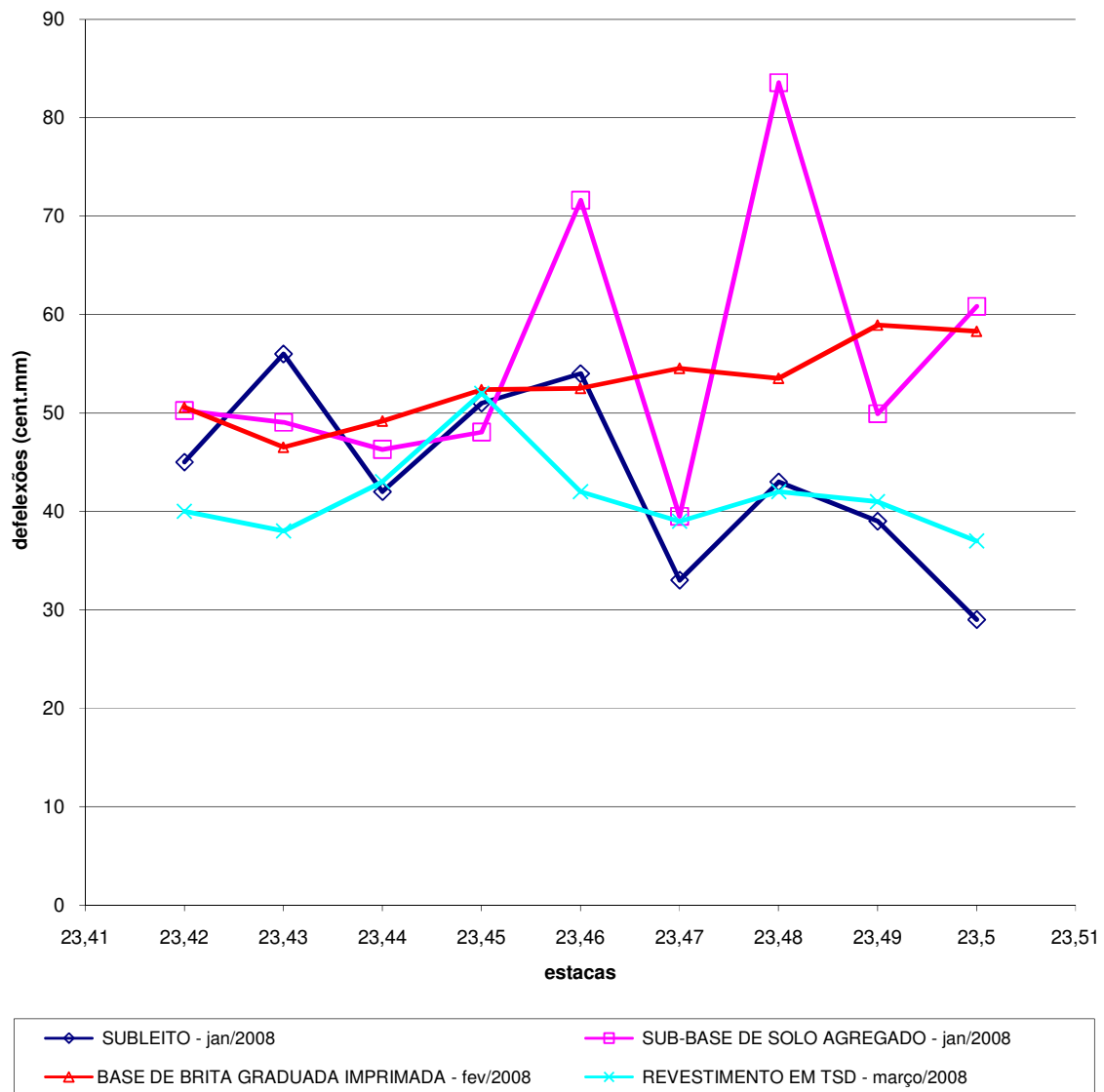
APÊNDICE J: DEFLECTOMETRIA DA PISTA EXPERIMENTAL

BACIAS DE DFORMAÇÃO MÉDIAS MEDIDAS NA CONSTRUÇÃO - LD - SA+BG+TSD



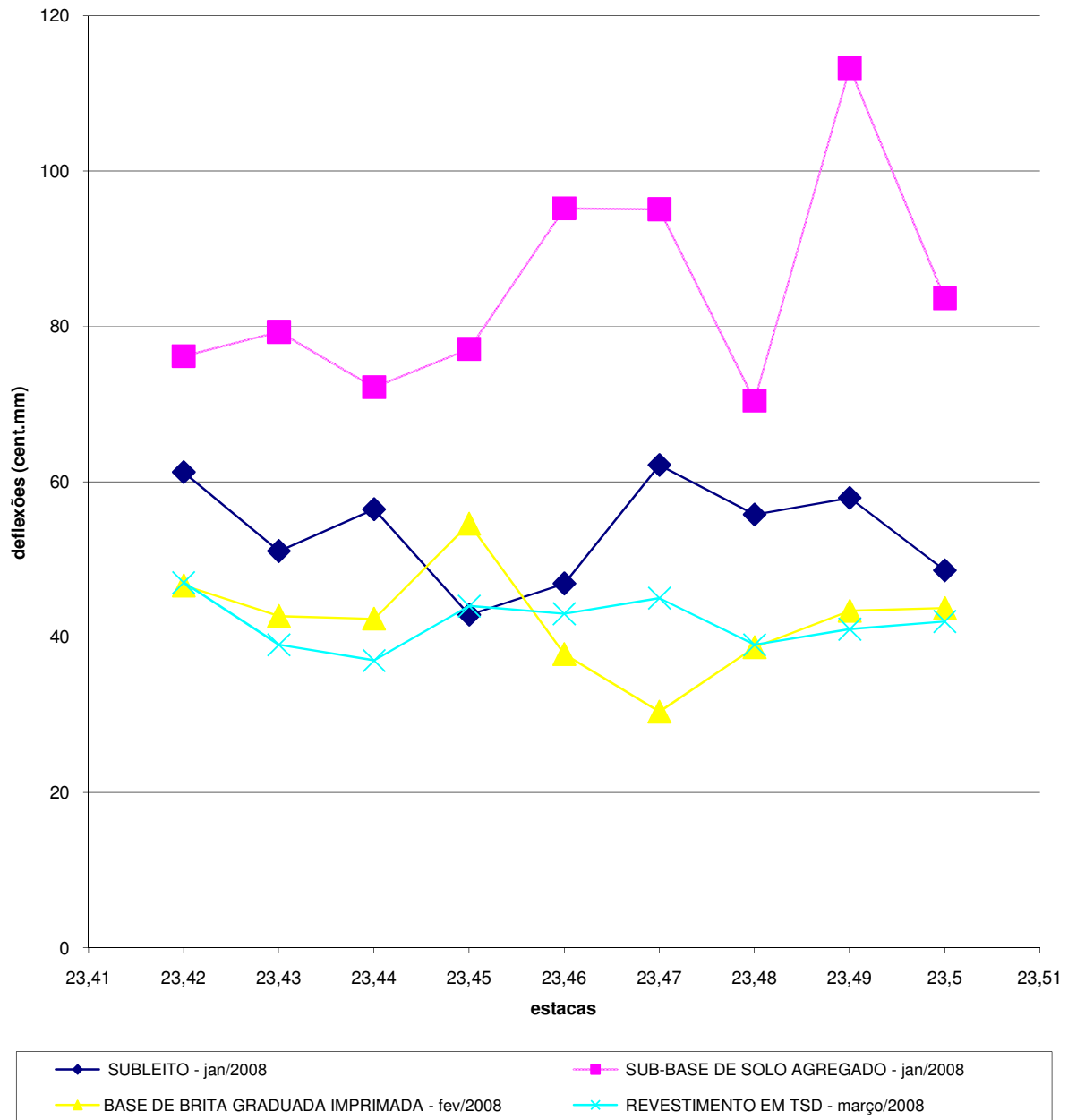
APÊNDICE J: DEFLECTOMETRIA DA PISTA EXPERIMENTAL

DEFLEXÕES MEDIDAS DURANTE A CONSTRUÇÃO - LE - SA+BG+TSD



APÊNDICE J: DEFLECTOMETRIA DA PISTA EXPERIMENTAL

DEFLEXÕES MEDIDAS NA CONSTRUÇÃO_LD_SA+BG+TSD

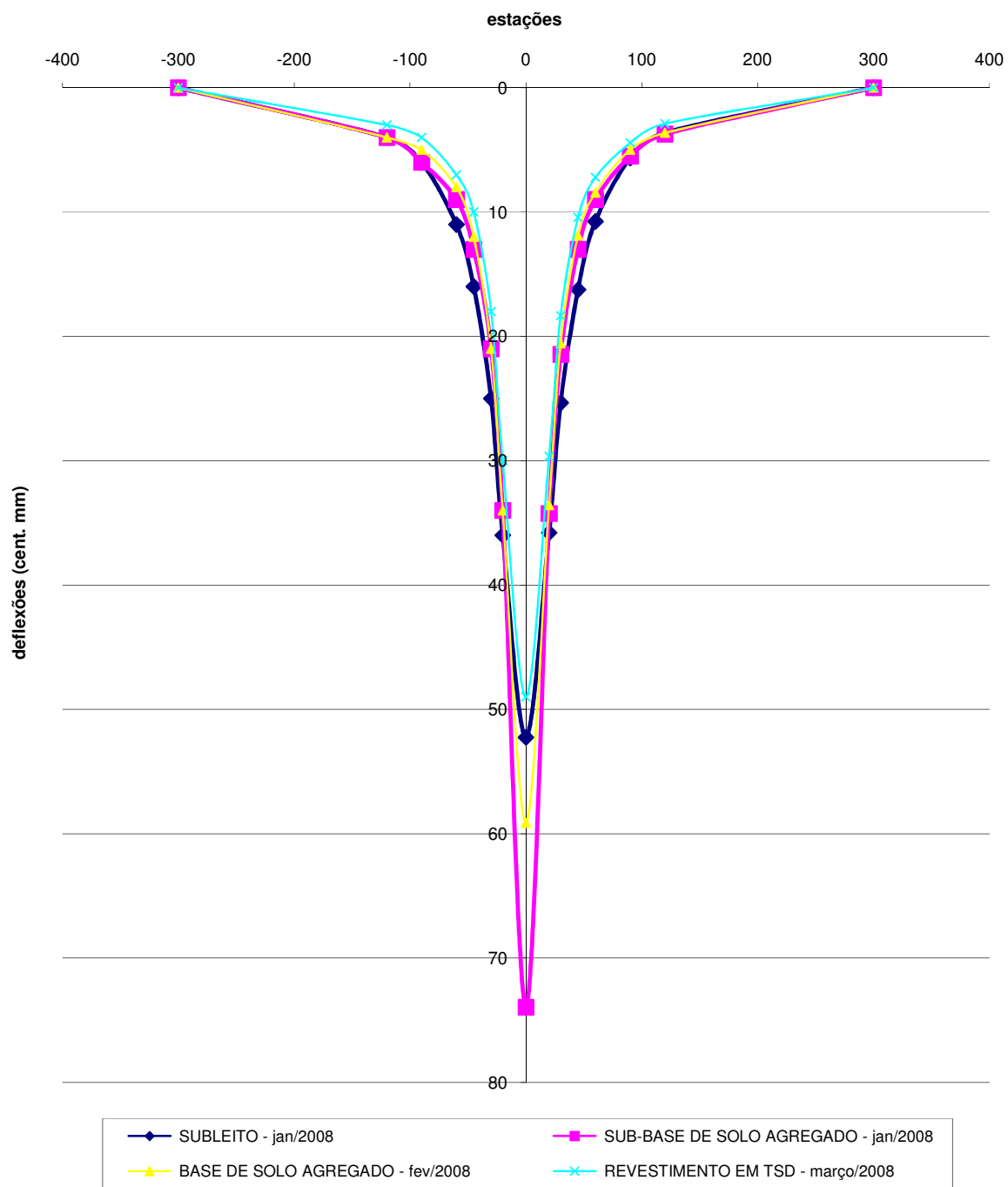


APÊNDICE J: DEFLECTOMETRIA DA PISTA EXPERIMENTAL

DEFLEXÕES MEDIDAS DURANTE A CONSTRUÇÃO DA PISTA EXPERIMENTAL																
LOCAL : ERS 129 do km 23+500 ao km 23+600																
SEGMENTO 1: sub-base de solo-agregado e base de solo-agregado																
SUBLEITO - jan/2008																
Deflexão (10 ⁻² mm) - LE								Deflexão (10 ⁻² mm) - LD								
estaca	0	20	30	45	60	90	120	estaca	0	20	30	45	60	90	120	300
23,52	39	24	16	11	7	4	3	23,52	52	34	23	15	10	6	4	0
23,53	49	33	22	13	8	4	3	23,53	53	30	24	15	12	6	3	0
23,54	50	32	23	14	9	4	4	23,54	55	36	23	15	9	5	4	0
23,55	45	33	25	14	9	4	3	23,55	46	37	25	14	9	5	3	0
23,56	45	28	20	13	8	4	3	23,56	48	33	24	16	10	5	3	0
23,57	50	34	24	14	10	5	4	23,57	51	39	28	18	12	6	4	0
23,58	41	33	24	16	10	5	3	23,58	49	43	31	20	11	6	4	0
23,59	42	30	22	15	10	6	3	23,59	52	37	26	17	11	6	3	0
23,6	57	34	23	15	10	5	3	23,6	63	35	24	16	12	6	4	0
Média	46	31	22	14	9	5	3	Média	52	36	25	16	11	6	4	0
SUB-BASE DE SOLO AGREGADO - jan/2008																
Deflexão (10 ⁻² mm) - LE								Deflexão (10 ⁻² mm) - LD								
estaca	0	20	30	45	60	90	120	estaca	0	20	30	45	60	90	120	300
23,52	83	40	17	10	7	4	3	23,52	69	36	22	14	10	6	4	0
23,53	100	36	25	14	9	5	4	23,53	52	35	23	13	9	5	4	0
23,54	77	40	23	13	9	5	4	23,54	60	34	23	14	9	6	4	0
23,55	72	37	22	12	8	4	3	23,55	75	33	21	14	9	5	4	0
23,56	82	38	22	13	8	5	3	23,56	86	36	20	13	9	6	4	0
23,57	85	53	25	15	9	5	4	23,57	76	29	20	12	9	5	4	0
23,58	80	48	22	13	10	5	4	23,58	87	38	23	13	9	7	4	0
23,59	88	37	19	11	7	5	3	23,59	79	31	19	11	8	5	3	0
23,6	89	44	25	12	7	5	3	23,6	82	36	22	13	8	5	3	0
Média	84	41	22	12	9	5	4	Média	74	34	21	13	9	6	4	0
BASE DE SOLO AGREGADO - fev/2008																
Deflexão (10 ⁻² mm) - LE								Deflexão (10 ⁻² mm) - LD								
estaca	0	20	30	45	60	90	120	estaca	0	20	30	45	60	90	120	300
23,52	56	24	16	11	8	5	4	23,52	59	30	20	11	7	4	3	0
23,53	55	32	20	12	8	6	4	23,53	62	37	22	12	8	5	3	0
23,54	51	32	21	12	9	5	4	23,54	62	38	24	14	10	6	5	0
23,55	50	31	19	11	9	6	4	23,55	53	35	21	12	9	5	4	0
23,56	48	29	18	11	9	6	4	23,56	46	29	17	10	7	5	3	0
23,57	59	41	20	14	9	7	4	23,57	52	30	18	11	8	5	3	0
23,58	52	29	20	13	11	7	4	23,58	69	38	22	14	10	6	4	0
23,59	55	31	22	14	10	5	4	23,59	60	33	21	12	9	5	4	0
23,6	59	32	21	15	10	5	4	23,6	70	31	19	11	8	5	4	0
Média	54	31	20	12	9	6	4	Média	59	34	21	12	8	5	4	0
REVESTIMENTO EM TSD - março/2008																
Deflexão (10 ⁻² mm) - LE								Deflexão (10 ⁻² mm) - LD								
estaca	0	20	30	45	60	90	120	estaca	0	20	30	45	60	90	120	300
23,52	45	30	19	11	7	5	3	23,52	51	27	16	9	6	4	3	0
23,53	53	33	19	10	7	5	3	23,53	46	30	18	10	7	4	3	0
23,54	41	33	20	11	7	5	3	23,54	46	30	19	11	7	4	3	0
23,55	60	30	19	10	7	5	3	23,55	49	32	20	11	7	4	3	0
23,56	48	28	17	10	7	5	3	23,56	59	30	18	10	7	4	3	0
23,57	51	32	18	9	7	4	3	23,57	52	32	19	11	8	5	3	0
23,58	80	36	20	10	8	5	3	23,58	22	31	18	11	8	5	3	0
23,59	51	34	19	10	7	5	3	23,59	60	20	17	10	7	5	2	0
23,6	45	27	17	10	7	4	3	23,6	56	35	20	11	8	5	3	0
Média	53	31	19	10	7	5	3	Média	49	30	18	10	7	4	3	0

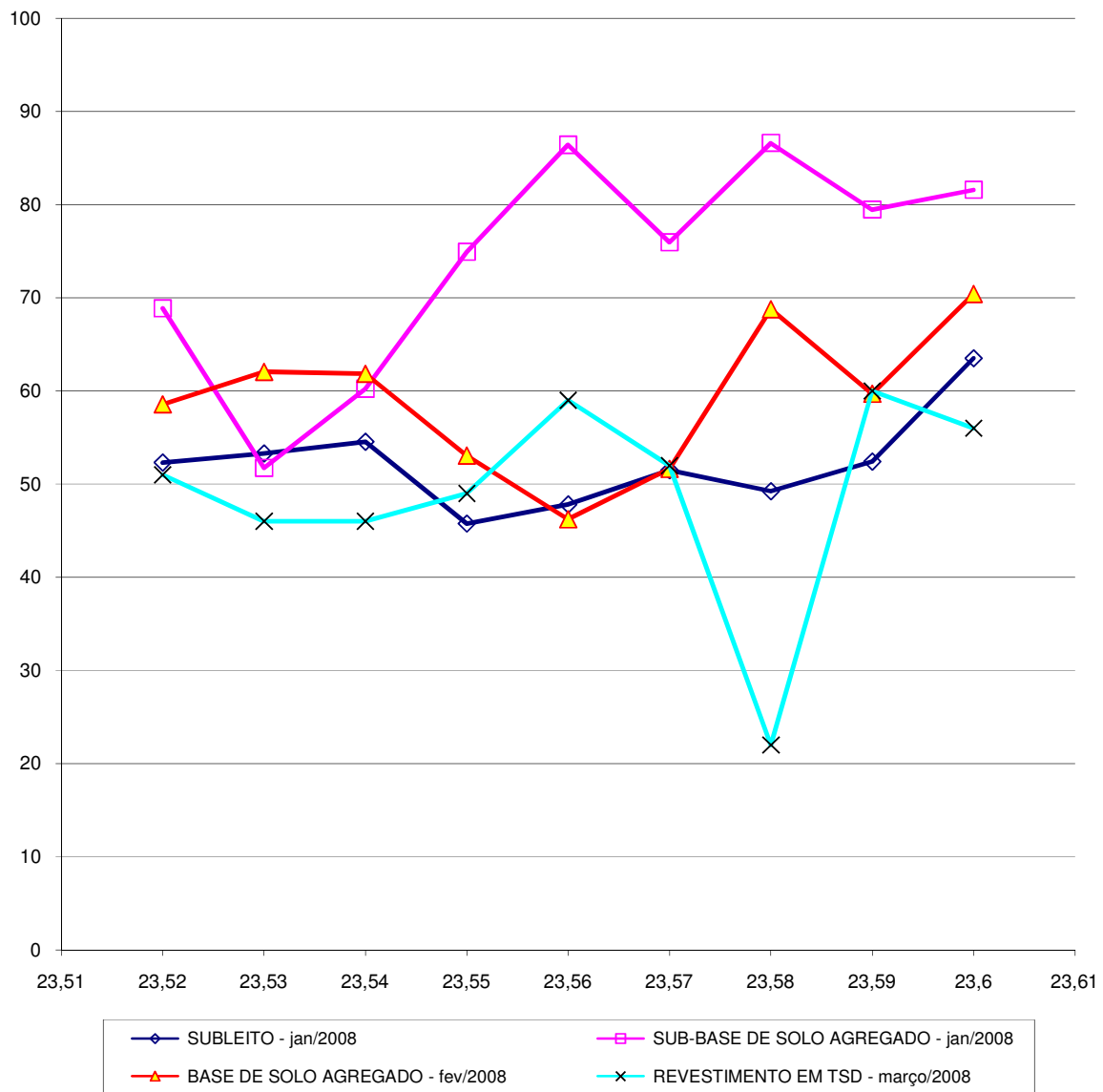
APÊNDICE J: DEFLECTOMETRIA DA PISTA EXPERIMENTAL

BACIAS DE DEFORMAÇÃO MÉDIAS MEDIDAS NA CONSTRUÇÃO - LD - SA+SA+TSD



APÊNDICE J: DEFLECTOMETRIA DA PISTA EXPERIMENTAL

DEFLEXÕES MEDIDAS NA CONSTRUÇÃO - LD - SA+SA+TSD



APÊNDICE J: DEFLECTOMETRIA DA PISTA EXPERIMENTAL

DEFLEXÕES MEDIDAS NA CONSTRUÇÃO - LE - SA+SA+TSD

