

ESTABILIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA
DE UM SOLO RESIDUAL DE ARENITO BOTUCATU,
VISANDO SEU EMPREGO NA PAVIMENTAÇÃO

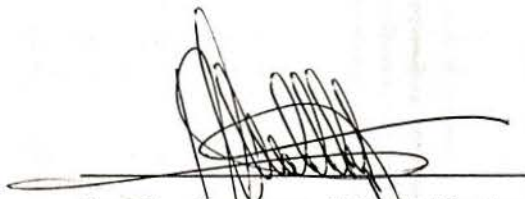
WASHINGTON PERES NÚNEZ

Dissertação apresentada ao corpo docente do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA**.

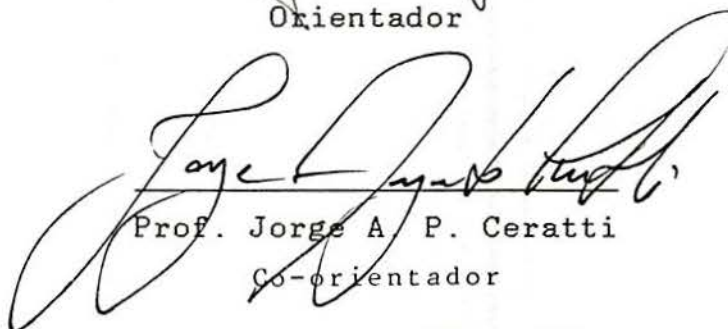
Porto Alegre
Novembro de 1991

ESCOLA DE ENGENHARIA
BIBLIOTECA

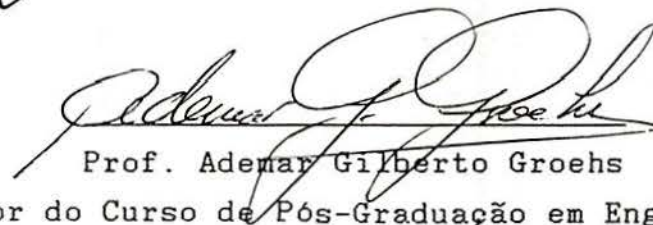
Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pelo Curso de Pós-Graduação.



Prof. Jarbas Milititsky
Orientador



Prof. Jorge A. P. Ceratti
Co-orientador



Prof. Ademar Gilberto Groehs
Coordenador do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil

BANCA EXAMINADORA

- Prof. Jarbas Milititsky (Orientador)
Ph. D. pela University of Surrey
- Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti
D. Sc. pela COPPE/UFRJ (Orientador)
- Prof. Cláudio Dias
D. Sc. pela COPPE/UFRJ
- Prof. Luiz A. Bressani
Ph. D. pelo Imperial College

Dedico esta dissertação aos meus pais
que nunca mediram esforços na minha educação
e na dos meus irmãos.

AGRADECIMENTOS

Desejo externar meus sinceros agradecimentos às seguintes pessoas e instituições:

Aos professores orientadores, em especial ao Professor Jorge Augusto Pereira Ceratti, pela atenção que dedicaram a este trabalho e pelo cordial relacionamento.

A todos os professores do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul pelos ensinamentos ministrados.

Ao Professor Marco Aurélio Azambuja pela idealização desta pesquisa e pelo constante estímulo ao seu desenvolvimento.

Aos funcionários da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, em especial a Jair Floriano da Silva e a João Diniz, pela colaboração nos trabalhos de campo e nas tarefas burocráticas.

Aos professores e funcionários do Departamento de Materiais e Construção e da Superintendência de Pesquisa e Pós-Graduação da Universidade do Rio Grande pelo incentivo ao desenvolvimento desta pesquisa.

A CAPES e à FAPERGS pelo apoio financeiro à pesquisa.

Aos auxiliares de pesquisa do Laboratório de Mecânica dos Solos do CPGEC/UFRGS, em especial a Adriana Tremarin, Cláudio Fallabretti, José Antônio Rohlfs Jr., José Henrique Averbek, Leandro Maia, Rogério Severo e Sandra Scherer, pela valiosa colaboração na realização dos ensaios de laboratório e na compilação de dados, e também pela gratificante amizade.

Ao Engo. Civil Marcos Formoso e ao Geólogo Rodrigo Saraiva, pela contribuição no aperfeiçoamento desta dissertação e pela amizade com que me distinguem.

Aos colegas do CPGEC/UFRGS, em especial a Glacy dos Santos, Marcelo Macedo, Maria Cristina Ferreira Passsos, Mauro Jungblut e Rinaldo Pinheiro, pela solidariedade nos momentos difíceis, pela companhia nas horas festivas, pelas críticas sinceras, pela compreensão e pelo carinho.

A minha família que sempre me incentivou e me brindou com o melhor de si.

A família Harly Bastos André, em especial à Kátia, pelos anos de carinho, amizade e pelo estímulo ao crescimento profissional.

A família Clóvis Azevedo Scherer pela hospitalidade e carinho com que me receberam.

A minha querida namorada Sandra pela colaboração na montagem deste dissertação, mas principalmente pelo carinho dedicado.

SUMARIO

Lista de figuras.....	xi
Lista de quadros.....	xvi
Lista de símbolos e siglas.....	xviii
Resumo.....	xx
Abstract.....	xxi

I INTRODUÇÃO

I.1 Problema de Pesquisa.....	1
I.2 O Material a ser Estabilizado.....	2
I.3 A Estabilização Físico-química.....	4
I.4 As Hipóteses Testadas.....	5
I.5 Conceitos Básicos.....	6
I.6 Organização da Dissertação.....	6

II REVISAO BIBLIOGRAFICA

II.1 A Formação Botucatu.....	9
II.2 A Estabilização com Cal.....	10
II.2.1 Introdução.....	10
II.2.2 Mecanismo de estabilização com cal.....	10
II.2.3 Solos apropriados para a estabiliza- ção com cal.....	17
II.2.4 Alterações nas propriedades mecânicas de solos com a adição de cal.....	21
II.3 A Estabilização com Cimento.....	27
II.3.1 Mecanismo de estabilização com ci- mento.....	27
II.3.2 Solos apropriados para a estabiliza- ção com cimento.....	31
II.3.3 Alterações nas propriedades mecânicas dos solos com a adição de cimento.....	32

III	PROGRAMA DE PESQUISA	
	III.1 Etapas da Pesquisa.....	38
	III.2 Tempos de Cura e Energias de compactação.....	39
	III.3 Esquemas dos Ensaios.....	40
	III.4 Quadro de Ensaios.....	40
IV	METODOS UTILIZADOS	
	IV.1 Preparação do Solo.....	43
	IV.2 Mistura.....	43
	IV.3 Ensaios de Compactação.....	43
	IV.4 Moldagem.....	44
	IV.5 Cura.....	45
	IV.6 Imersão.....	45
	IV.7 Dosagem das Misturas de Solo e Cal.....	46
	IV.8 Dosagem das Misturas de Solo e Cimento.....	46
	IV.9 Densidade Real dos Grãos.....	47
	IV.10 Limites de Consistência.....	47
	IV.11 Análise Granulométrica.....	48
	IV.12 Ensaios de Resistência.....	48
	IV.13 Capacidade de Suporte e Expansão.....	49
	IV.14 Ensaios com Carga Repetida.....	50
	IV.14.1 Módulo resiliente na compressão triaxial.....	50
	IV.14.2 Módulo resiliente na compressão diametral.....	51
	IV.15 Ensaios de Durabilidade.....	53
	IV.16 Determinação do pH.....	54
	IV.17 Difractogramas de Raios-X.....	54
	IV.18 Outros Ensaios.....	55
V	MATERIAIS UTILIZADOS	
	V.1 O Solo.....	57
	V.1.1 A jazida.....	57
	V.1.2 A homogeneidade do horizonte C.....	58

V.1.3	Caracterização do solo.....	59
V.1.3.1	Análise granulométrica.....	59
V.1.3.2	Limites de consistência.....	61
V.1.3.3	Densidade real dos grãos.....	62
V.1.3.4	Ensaio físico-químico.....	62
V.1.4	Classificação do solo.....	64
V.1.5	Propriedades mecânicas de interesse à pavimentação.....	64
V.1.5.1	Características de compactação.....	64
V.1.5.2	Capacidade de suporte.....	65
V.1.5.3	Resistência à compressão simples.....	65
V.1.5.4	Módulo resiliente na compressão triaxial.....	66
V.1.5.5	Expansão.....	67
V.1.5.6	Durabilidade.....	67
V.1.6	Limitações para emprego do solo na pavimentação.....	68
V.2	A Cal.....	69
V.3	O Cimento.....	69
V.4	A Água.....	70

VI APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

VI.1	Dosagem Solo-Cal.....	77
VI.2	Dosagem Solo-Cimento.....	79
VI.2.1	Métodos da ABCP.....	79
VI.2.2	Método físico-químico.....	80
VI.3	Limites de Consistência.....	81
VI.3.1	Efeitos imediatos da adição de estabilizantes.....	81
VI.3.2	Evolução dos limites com o tempo de cura.....	81
VI.4	Características de Compactação.....	82
VI.5	Capacidade de Suporte.....	84
VI.6	Expansão.....	85

VI.7	Resistência à Compressão Simples.....	86
VI.7.1	Evolução da RCS com o tempo de cura.....	86
VI.7.2	Influência do teor de esta- bilizante na RCS.....	91
VI.7.3	Influência da energia de compactação na RCS.....	93
VI.7.4	Influência da demora na compactação na RCS.....	94
VI.8	Resistência à Tração.....	95
VI.9	Módulo Resiliente na Compressão Triaxial.....	98
VI.9.1	O modelo matemático adotado.....	98
VI.9.2	Influência do teor de esta- bilizante no MRC.....	99
VI.9.3	Influência do tempo de cura no MRC.....	102
VI.9.4	Influência do grau de saturação durante o ensaio no comportamen- to resiliente.....	103
VI.9.5	Influência do esforço de com- pactação no MRC.....	105
VI.10	Módulo Resiliente na Compressão Diametral.....	106
VI.10.1	Influência do tempo de cura no MRCD.....	106
VI.10.2	Influência do grau de satura- ção no MRCD.....	106
VI.10.3	Influência da energia de com- pactação no MRCD.....	107
VI.11	Durabilidade.....	108
VI.11.1	O método SC-3 da ABCP.....	108
VI.11.2	O método IOWA.....	109

VII	ANALISE ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS CONTENDO O SOLO ESTABILIZADO USANDO A TEORIA DAS CAMADAS ELASTICAS	
VII.1	Introdução.....	131
VII.2	O Programa Computacional Utilizado.....	131
VII.3	As Estruturas Analisadas.....	133
	VII.3.1 Constituição e espessura das camadas.....	133
	VII.3.2 Carregamento.....	134
VII.4	Valores Admissíveis para as Variá- veis Analisadas.....	134
VII.5	Análise das Estruturas Estudadas.....	135
VII.6	Considerações Finais.....	137
VIII	CONCLUSOES E SUGESTOES	
VIII.1	Conclusões.....	140
VIII.2	Sugestões.....	144
	BIBLIOGRAFIA	145

LISTA DE FIGURAS

Figura	I.1 - Localização da Formação Botucatu no estado do Rio Grande do Sul.....	8
Figura	I.2 - Trechos rodoviários com camadas estabilizadas de solo no estado do Rio Grande do Sul.....	8
Figura	II.1 - Fotografia de uma talude de solo residual do arenito Botucatu.....	37
Figura	II.2 - Estratificação cruzada num horizonte C substrato arenito Botucatu.....	37
Figura	III.1 - Ensaios a serem realizados com o solo não-estabilizado.....	41
Figura	III.2 - Ensaios a serem realizados com misturas de solo com cal.....	41
Figura	III.3 - Ensaios a serem realizados com misturas de solo com cimento.....	42
Figura	IV.1 - Equipamento para determinação do módulo resiliente na compressão triaxial.....	56
Figura	IV.2 - Equipamento para determinação do módulo resiliente na compressão diametral.....	56
Figura	V.1 - Localização da jazida explorada.....	71
Figura	V.2 - Fotografia do talude estudado.....	72
Figura	V.3 - Fotografia do horizonte C do mesmo talude.....	72
Figura	V.4 - Variação das características geotécnicas com a profundidade do talude.....	73
Figura	V.5 - Curvas granulométricas com defloculante ao longo do horizonte C do talude.....	74

Figura	V.6	- Granulometria com defloculante de amostra retirada a 18 m.....	74
Figura	V.7	- Granulometria com e sem defloculante de solo retirado a 5 m.....	74
Figura	V.8	- Enquadramento do solo no gráfico de Casagrande, adaptado por VARGAS.....	75
Figura	V.9	- Difractogramas de raios-X do solo.....	75
Figura	V.10	- Curvas de compactação do solo.....	75
Figura	V.11	- Curvas ISC versus teor de umidade para o solo sem estabilizante.....	76
Figura	V.12	- Comportamento resiliente do solo e seu enquadramento na classificação de PREUSSLER E PINTO.....	76
Figura	VI.1	- Curva de dosagem de cimento pelo método físico-químico.....	110
Figura	VI.2	- Comparação entre dosagens realizada pelos métodos físico-químico e da ABCP.....	110
Figura	VI.3	- Evolução dos limites de consistência com o teor de cal, logo após a mistura.....	111
Figura	VI.4	- Evolução dos limites de consistência com o teor de cimento, logo após a mistura.....	111
Figura	VI.5	- Evolução dos limites de consistência com o teor de cal, após 14 dias de cura úmida.....	112
Figura	VI.6	- Evolução do limite de liquidez de misturas de solo e cimento, com o tempo de cura.....	112
Figura	VI.7	- Curvas de compactação de misturas de solo e cal na energia do ensaio de Proctor Normal.....	112
Figura	VI.8	- Curvas de compactação de misturas de solo e cal na energia do ensaio de Proctor Intermediário.....	112

Figura VI.9	- Curvas de compactação de misturas de solo e cimento na energia do ensaio de Proctor Normal.....	112
Figura VI.10	- Curvas de compactação de misturas de solo e cimento na energia do ensaio de Proctor Intermediário.....	112
Figura VI.11	- Curvas ISC versus teor de umidade de misturas de solo e cal na energia do Proctor Normal.....	113
Figura VI.12	- Curvas ISC versus teor de umidade de misturas de solo e cal na energia do Proctor Intermediário.....	113
Figura VI.13	- Curvas ISC versus teor de umidade de misturas de solo e cimento na energia do Proctor Normal.....	113
Figura VI.14	- Curvas ISC versus teor de umidade de misturas de solo e cimento na energia do Proctor Intermediário.....	113
Figura VI.15	- Relações entre RCS e tempo de cura de misturas compactadas de solo e cal.....	114
Figura VI.16	- Relações entre RCS e tempo de cura de misturas compactadas de solo e cimento.....	114
Figura VI.17	- Difratogramas de raios-X do solo natural e de mistura de solo + 9% de cal, após 90 dias de cura.....	114
Figura VI.18	- Evolução da RCS com o teor de cal.....	115
Figura VI.19	- Evolução da RCS com o teor de cimento.....	115
Figura VI.20	- Evolução da RCS de misturas de solo e cal com a demora na compactação.....	115
Figuras VI.21 (a) e (b)	- Influência da demora na compactação de misturas de solo e cimento.....	115
Figura VI.22	- Relações entre a RCD e o tempo de cura de misturas de solo + 9% de cal.....	116

Figura VI.22 (b) - Relações entre a RCD e o tempo cura de misturas de solo + 11% de cimento.....	116
Figura VI.23 - Inclusão dos resultados RCD/RCS den- tro da faixa determinada por THOMPSON.....	117
Figura VI.24 - Exemplo de adequação do modelo de BIAREZ para solos granulares na aná- lise do comportamento resiliente de misturas compactadas de solo e cal.....	117
Figura VI.25 - Exemplo de adequação do modelo de BIAREZ para solos granulares na análi- se do comportamento resiliente de mis- turas compactadas de solo e cimento.....	117
Figura VI.26 - Influência do teor de estabilizante no comportamento resiliente de mistu- ras de solo e cal.....	118
Figura VI.27 - Influência do teor de estabilizante no comportamento resiliente de mistu- ras de solo e cimento.....	118
Figura VI.28 - Influência do teor de umidade no comportamento resiliente de misturas de solo e cal.....	118
Figura VI.29 - Influência do grau de saturação no comportamento resiliente de mistu- ras de solo e cimento.....	118
Figura VI.30 (a) - Influência do tempo de cura no comportamento resiliente de mistu- ras de solo e cal.....	119
Figura VI.30 (b) - Importância das características de compactação no comportamento re- siliente de misturas de solo e cal.....	119
Figura VI.31 - Influência do tempo de cura no com- portamento resiliente de misturas de solo e cimento.....	119
Figura VI.32 - Influência do grau de saturação no comportamento resiliente de mistu- ras de solo e cal.....	120

Figura VI.33 - Influência do grau de saturação no comportamento resiliente de misturas de solo e cimento.....	120
Figura VI.34 - Influência da energia de compactação no comportamento resiliente de misturas de solo e cal.....	120
Figura VI.35 - Influência de energia de compactação no comportamento resiliente de misturas de solo e cimento.....	120
Figura VI.36 - Evolução do MRCD de misturas de solo + 9% de cal com o tempo de cura.....	121
Figura VI.37 - Evolução do MRCD de misturas de solo + 11% de cimento com o tempo de cura.....	121
Figura VI.38 - Influência do grau de saturação no MRCD de misturas de solo + 9% de cal.....	121
Figura VI.39 - Influência do grau de saturação no MRCD de misturas de solo + 11% de cimento.....	121
Figura VI.40 - Evolução do desgaste (método SC-3 da ABCP) com o teor de cal.....	122
Figura VI.41 - Fotografia de corpos de prova submetidos ao ensaio de durabilidade da ABCP.....	122

LISTA DE QUADROS

Quadro III.1	- Relação de ensaios a serem realizados com o solo natural e com misturas de solo e estabilizantes.....	42
Quadro VI.1	- Limites de consistência logo após a adição de cal.....	123
Quadro VI.2	- Limites de consistência logo após a adição de cimento.....	123
Quadro VI.3	- Evolução dos limites de consistência de misturas de solo e cal com o tempo de cura.....	123
Quadro VI.4	- Evolução dos limites de liquidez e contração de misturas de solo e cimento com o tempo de cura.....	123
Quadro VI.5	- Características de compactação de misturas de solo e cal.....	124
Quadro VI.6	- Características de compactação de misturas de solo e cimento.....	124
Quadro VI.7	- Evolução da capacidade de suporte do solo com a adição de cal.....	124
Quadro VI.8	- Evolução da capacidade de suporte do solo com a adição de cimento.....	124
Quadro VI.9	- Evolução da expansão do solo com a adição de cal.....	125
Quadro VI.10	- Evolução da expansão do solo com a adição de cimento.....	125
Quadro VI.11	- Evolução da RCS de misturas de solo e cal com o tempo de cura.....	125
Quadro VI.12	- Evolução da RCS de misturas de solo e cimento com o tempo de cura.....	125
Quadro VI.13	- Evolução do pH de misturas de solo e cal com o tempo de cura.....	126

Quadro VI.14	- Exemplo da influência das características de compactação na RCS de misturas de solo e cimento.....	126
Quadro VI.15	- Efeito da demora na compactação na RCS de misturas de solo e cal.....	126
Quadro VI.16	- Efeito da demora na compactação na RCS de misturas de solo e cimento.....	126
Quadro VI.17	- Evolução da RCD de misturas de solo + 9% de cal com o tempo de cura.....	127
Quadro VI.18	- Evolução da RCD de misturas de solo + 11% de cimento com o tempo de cura.....	127
Quadro VI.19	- Resumo dos ensaios para determinação do módulo resiliente na compressão triaxial em misturas de solo e cal.....	128
Quadro VI.20	- Resumo dos ensaios para determinação do módulo resiliente na compressão triaxial em misturas de solo e cimento.....	129
Quadro VI.21	- Evolução do MRCD de misturas de solo + 9% de cal com o tempo de cura.....	130
Quadro VI.22	- Evolução do MRCD de misturas de solo + 11% de cimento com o tempo de cura.....	130
Quadro VI.23	- Influência do grau de saturação no MRCD de misturas de solo + 9% de cal, curadas por 28 dias.....	130
Quadro VI.24	- Influência do grau de saturação no MRCD de misturas de solo + 11% de cimento, curadas por 28 dias.....	130
Quadro VII.1	- Estruturas de pavimentos analisadas com emprego do programa computacional ELSYM5.....	138
Quadro VII.2	- Parâmetros obtidos através da análise estrutural com emprego do programa computacional ELSYM5.....	139

LISTA DE SIMBOLOS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transport Officials
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
CAH	Aluminato Hidratado de Cálcio
CASH	Alumino-silicato Hidratado de Cálcio
CBR	California Bearing Ratio
CSH	Silicato Hidratado de Cálcio
CTC	Capacidade de Troca Catiônica
CV	Coefficiente de Variação
DCTC	Diferença de Capacidade de Troca Catiônica
I	Ilita
IG	Indice de Grupo
IP	Indice de Plasticidade
ISC	Indice de Suporte California
ISC _{max}	Indice de Suporte California Máximo
K	Caolinita
K ₁ , K ₂	Parâmetros do Ensaio de Determinação do MRC
LC	Limite de Contração
LFP	Lime Fixation Point
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
Mi	Mica
MRC	Módulo Resiliente na Compressão Triaxial
MRC _D	Módulo Resiliente na Compressão Diametral
N	Número Equivalente de Operações do Eixo-Padrão de 80 kN
P.I.	Proctor Intermediário
P.N.	Proctor Normal
RCD	Resistência à Compressão Diametral
RCS	Resistência à Compressão Simples
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos

TRB	Transportation Research Board
\bar{X}	Média Aritmética
def _{sup}	Deflexão Superficial
dt _{asf}	Deformação Radial Específica por Tração na Face Inferior da Camada Asfáltica
dt _{bas}	Deformação Radial Específica por Tração na Face Inferior da Base Cimentada
dv _{s1}	Deformação Vertical Específica por Compressão no Topo do Subleito
h	Teor de Umidade
h _{ot}	Teor de Umidade Ótimo
k _i	Relação Sílica/Alumina
k _r	Relação Sílica/Sesquióxidos
r	Coefficiente de Correlação
r ²	Coefficiente de Determinação
tc _{s1}	Tensão Vertical de Compressão no Topo do Subleito
tt _{bas}	Tensão Radial de Tração na Face Inferior da Base Cimentada
γ_g	Peso Específico dos Grãos do Solo
γ_s	Peso Específico Aparente Seco
$\gamma_{smáx}$	Peso Específico Aparente Seco Máximo
σ_c	Tensão Confinante
σ_d	Tensão Desvio
σ_1, σ_3	Tensões Principais Maior e Menor

OBSERVAÇÃO: Não foram incluídos nesta lista símbolos que aparecem uma única vez e cujo significado é apresentado ao seu lado, no texto. Igualmente não foram incluídos símbolos de elementos ou compostos químicos de conhecimento geral.

RESUMO

Um solo de horizonte C saprolítico, originário de arenito Botucatu, foi caracterizado através de ensaios geomecânicos e químicos. O emprego deste solo como componente de pavimentos rodoviários não é aconselhado pela sua baixa capacidade de suporte, média expansibilidade, pequena resistência à erosão e mau comportamento resiliente.

Apresentando o solo características que o fazem apropriado para a estabilização físico-química, procedeu-se a dosagem de solo-cal e de solo-cimento. Também foram adotados outros teores de cal e de cimento para o estudo do solo melhorado.

Com a adição de cal ou de cimento foram obtidas substanciais melhorias na expansão, na capacidade de suporte, na resistência, no comportamento resiliente e na durabilidade.

Uma análise estrutural, desenvolvida com auxílio de um programa computacional, revelou que misturas compactadas do solo + 9% de cal ou do solo + 11% de cimento podem ser empregadas como camada de base, e que misturas do solo + 5% de cal podem constituir camada de sub-base de pavimentos rodoviários com volume intenso de tráfego.

ABSTRACT

A saprolitic soil (C horizon), originated from Botucatu sandstone, was characterized by means of geomechanical and chemical tests. Its low bearing capacity, medium expansibility, poor resilient behavior and high erosion prevent its use on pavement construction.

The soil was suitable for physicochemical stabilization and lime and cement contents were investigated. A study was made on stabilized and on treated soil.

The addition of lime or cement made significant changes on the expansibility, bearing capacity, strength and resilient behavior.

A structural analysis, with help of a computing program, revealed that compacted mixtures of soil and 9% of lime or soil and 11% of cement could be used as a base layer and, that mixtures of soil and 5% of lime could constitute a subbase layer of highway pavements with high traffic volume.

I - INTRODUÇÃO

I.1 - Problema de Pesquisa

Um pavimento rodoviário é constituído por uma série de camadas de materiais com funções e características definidas.

Historicamente tem-se dado preferência ao emprego de materiais granulares (pedregulhos, cascalhos, britas e areias grossas) na constituição dessas camadas, em função de suas boas qualidades quanto a capacidade de suporte, permeabilidade, estabilidade volumétrica e durabilidade.

Entretanto, esses materiais nem sempre são disponíveis. Frequentemente as distâncias entre as jazidas e as obras são tão grandes que tornam economicamente inviável seu emprego.

Por outro lado o desenvolvimento de uma consciência ecológica inibe a devastação sistemática da natureza, obrigando a um emprego racional dos recursos disponíveis, que nem sempre se enquadram nas especificações exigidas pelo projeto.

Por sua vez as exigências são cada vez maiores, em função das cargas elevadas que transmitem aos pavimentos e da necessidade de que o transporte se faça com a maior velocidade, conforto e segurança possíveis.

O solo natural é um material complexo e variável, porém devido à sua abundância e baixo custo oferece grandes oportunidades de emprego na engenharia. Entretanto, é comum que o solo de uma localidade não preencha parcial ou totalmente as

exigências do engenheiro construtor. Assim, torna-se necessário escolher entre:

a) aceitar o material tal como ele é e desenvolver o projeto de forma a contemplar as limitações que o solo impõe;

b) remover o material e substituí-lo por outro de melhor qualidade, ou

c) alterar as propriedades do solo existente de modo a criar um novo material capaz de preencher de melhor forma as exigências do projeto.

Esta última escolha é conhecida como estabilização de solos. Ela é empregada na construção de estruturas de engenharia civil, tais como pavimentos rodoviários, canais, aterros, barragens e fundações superficiais.

As propriedades de um solo podem ser alteradas por meios químicos, térmicos, mecânicos e outros. O tipo de estabilização escolhida em qualquer projeto depende em parte da natureza da estrutura e em parte das propriedades geotécnicas e físico-químicas do solo envolvido. Várias recomendações para determinar a adequação de um solo a dado tipo de estabilização foram apresentadas por INGLES E FRYDMAN (1966) e CROFT (1967), entre outros.

I.2 - O Material a ser Estabilizado

O material a ser estabilizado é um solo residual, horizonte C, substrato de arenito da Formação Botucatu.

Esta formação, que abrange área superior a 1.300.000 km², se desenvolve, no Rio Grande do Sul, desde a fronteira com o Uruguai, na região de Santana do Livramento, constituindo uma faixa de afloramento que se prolonga para o norte, exposta na região de Cavera, na BR-290, a oeste de Rosário do Sul, e a leste de Manoel Viana, na rodovia para São Francisco de Assis. Ao norte

dessa mesma localidade, apresenta grande área de exposição na região do rio Itu, onde apresenta inflexão para leste-sudeste, ocorrendo ao longo da escarpa basáltica, conformando uma faixa estreita e alongada na direção leste, como mostra a figura I.1.

Nas regiões de Candelária, Linha Formosa, Veracruz, Santa Cruz do Sul, Venâncio Aires e Bom Retiro, o Botucatu perde sua continuidade física, aflorando em áreas isoladas, tornando a conformar uma faixa contínua com largura que chega a atingir duas centenas de quilômetros, a leste do rio Taquari, aflorando nos municípios de Estrela, Lajeado, Montenegro, Novo Hamburgo, São Leopoldo, Taquara e Santo Antônio da Patrulha.

Na região do Vale dos Sinos a Formação Botucatu dá origem a um solo que se caracteriza por apresentar um horizonte B textural, denominado na classificação pedológica como podzólico vermelho-escuro (pVe). Esse horizonte B apresenta geralmente pequena espessura (de 1 a 3 m), sendo largamente utilizado como material de aterro nas obras de engenharia. Subjacente ao horizonte B se encontra um profundo perfil de horizonte C saprolítico, que ao ficar descoberto é alvo de processos de erosão.

No estado natural a utilização desse material não é recomendável por não enquadrar-se nas especificações, especialmente por problemas de durabilidade e, de acordo com COULON (1973) apresentar dificuldade em se atingir o peso específico máximo na compactação.

A pesquisa desenvolvida visou a melhoria das propriedades mecânicas (basicamente resiliência, estabilidade volumétrica e durabilidade) desse solo de horizonte C, permitindo a sua utilização como camada constituinte de um pavimento rodoviário. Essa melhoria foi atingida através de estabilização físico-química com o emprego de cimento, ou cal.

I.3 - A Estabilização Físico-química

A melhoria das propriedades físicas dos solos e a estabilização das propriedades favoráveis podem ser atingidas de várias formas. Esses métodos podem ser classificados, segundo KEZDI (1979), em três categorias especiais:

a) Métodos mecânicos que asseguram ao solo estabilidade sem a mistura de aditivos. Assim, as propriedades do solo podem ser melhoradas por compactação, drenagem e/ou pela mistura de diferentes tipos de solos. Deve-se salientar que essas técnicas são geralmente combinadas uma vez que, por exemplo, a compactação é necessária quase sempre.

b) Métodos físicos. As reações físicas que conduzem à estabilização incluem: mudança de temperatura, a hidratação, evaporação e adsorção.

c) Métodos químicos. As reações químicas que proporcionam a estabilização do solo são a troca de íons, a precipitação, a polimerização e a oxidação.

Dos pontos de vista técnico e econômico, vários dos métodos acima podem ser freqüentemente adaptados para solucionar um problema. Em relação ao solo, os seguintes fatores devem ser considerados de forma a selecionar o melhor método: propriedades do solo no estado natural, propriedades desejadas para o solo estabilizado e efeitos no solo após a estabilização. Nesta última categoria o papel mais importante é desempenhado pelo caráter, magnitude e frequência das solicitações (no caso de pavimentos, o tráfego) e pelos efeitos meteorológicos, tais como a secagem, umedecimento, congelamento, lixiviação, etc.

A escolha da estabilização físico-química como forma de melhorar as propriedades do solo alvo da pesquisa se prende ao fato de que os métodos mecânicos, por si só, se mostram insuficientes para permitir a utilização do solo como camada componente do pavimento.

No Rio Grande do Sul a construção de pavimentos com camadas estabilizadas de solo remonta à década de 50, quando foi executado um trecho de 29 km de extensão na BR-116, entre Porto Alegre e São Leopoldo.

Neste estado os pavimentos com base de solo-cimento totalizam quase 800 km, aos quais se acrescentam outros 25 km com sub-base de solo melhorado com cimento. Já a experiência em solo-cal se restringe aos 21 km do acesso a Tupanciretã (BR-392/RS-531). A figura I.2 mostra a localização dos trechos com camadas de solo estabilizado e melhorado no RS.

I.4 - As Hipóteses Testadas

Nesta pesquisa foram testadas as seguintes hipóteses:

a) O solo alvo da pesquisa apresenta homogeneidade nas propriedades características (textura, limites de consistência e densidade real dos grãos), ao longo do horizonte C.

b) O solo apresenta argilominerais expansíveis e baixa durabilidade.

c) A estabilização físico-química neutraliza a ação dos argilominerais expansíveis e aumenta o pH do solo.

d) A estabilização físico-química reduz o índice de plasticidade e aumenta o limite de contração do solo.

e) Com a estabilização físico-química as resistências à compressão simples e diametral do solo atingem valores que permitem sua utilização como camada constituinte de um pavimento.

f) A cura por períodos prolongados melhora as propriedades mecânicas das misturas compactadas de solo e estabilizantes.

g) A estabilização físico-química proporciona ao solo a durabilidade necessária para seu emprego na pavimentação.

h) O comportamento resiliente e a capacidade de suporte do solo melhoram sensivelmente com a estabilização físico-química.

I.5 - Conceitos Básicos

Os termos solo-cal, solo-cimento, solo estabilizado com cal ou com cimento, designam as misturas de solo e aditivo (cal ou cimento) que apresentam durabilidade e resistência que permitem seu emprego como camada de base de um pavimento rodoviário.

Os termos solo melhorado com cal ou com cimento designam aquelas misturas que, devido ao pequeno teor de estabilizante, não apresentam características para uso na base, mas que experimentaram melhorias em outras propriedades mecânicas, tais como plasticidade, variação volumétrica e capacidade de suporte. Nesta pesquisa o solo melhorado (seja com cal ou com cimento) foi analisado, visando seu emprego como material de sub-base.

Camadas estabilizadas de solos e misturas compactadas de solo e estabilizante (cal ou cimento) designam indistintamente os solos estabilizados e os melhorados.

E conveniente esclarecer que na literatura sobre estabilização físico-química é usada a seguinte nomenclatura: C = CaO; S = SiO₂; A = Al₂O₃ e H = H₂O.

I.6 - Organização da Dissertação

No capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica sobre mecanismos de estabilização, parâmetros empregados para avaliar a reatividade de um solo à cal ou ao cimento e propriedades de solos estabilizados ou melhorados com cal ou cimento.

No capítulo 3 é apresentado o programa da pesquisa.

No capítulo 4 são apresentados os métodos empregados na fase experimental.

No capítulo 5 são descritas as características dos materiais utilizados; solo, cal, cimento e água.

No capítulo 6 são apresentados e analisados os resultados de ensaios de laboratório realizados com misturas de solo e estabilizantes.

No capítulo 7 é apresentada e comentada uma análise estrutural de pavimentos contendo camadas estabilizadas de solo, desenvolvida com auxílio do programa computacional ELSYM5.

No capítulo 8 são apresentadas as conclusões do trabalho e feitas sugestões para pesquisas futuras, relacionadas ao assunto abordado nesta dissertação.

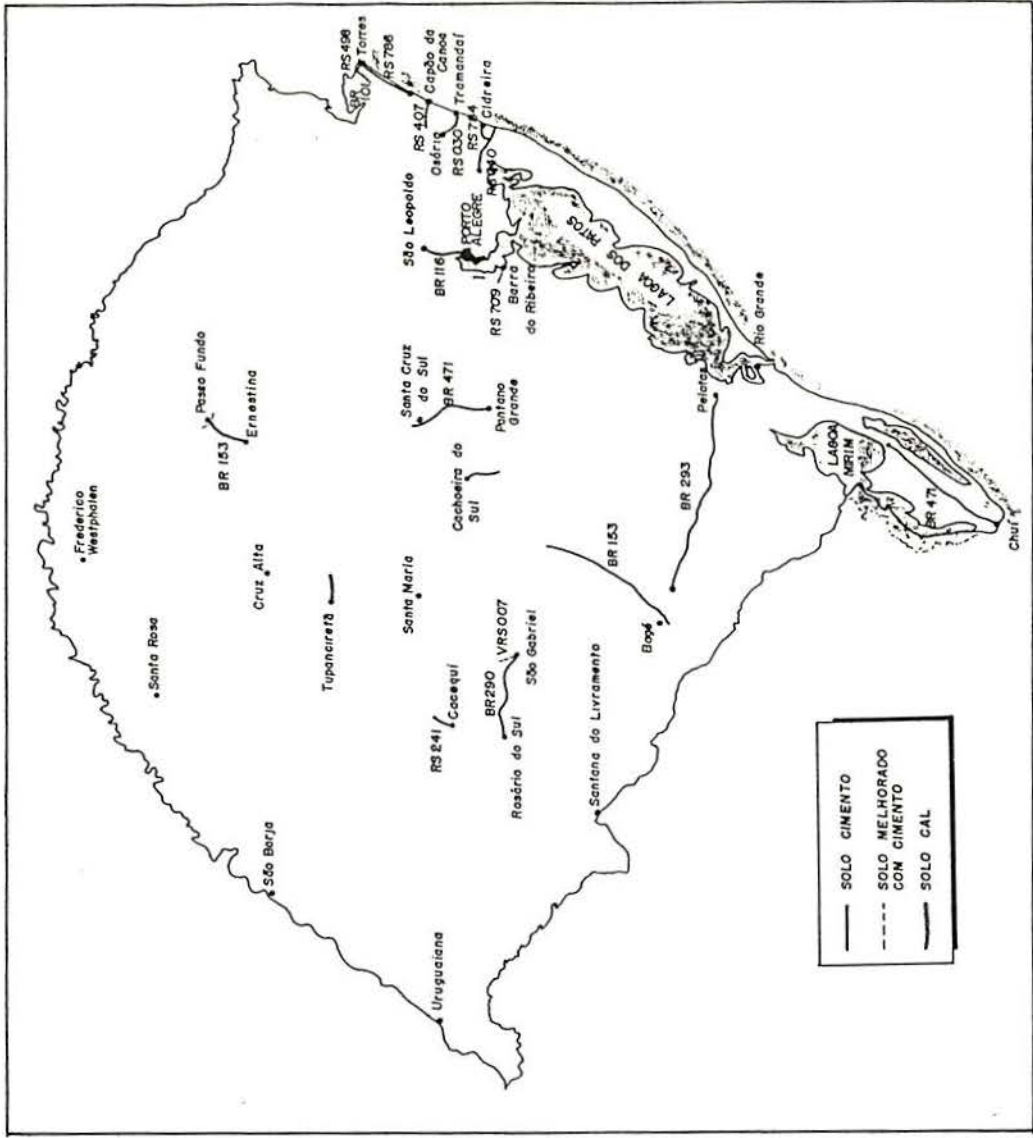


Figura I.2 - Trechos rodoviários com camadas estabilizadas de solo no estado do Rio Grande do Sul.

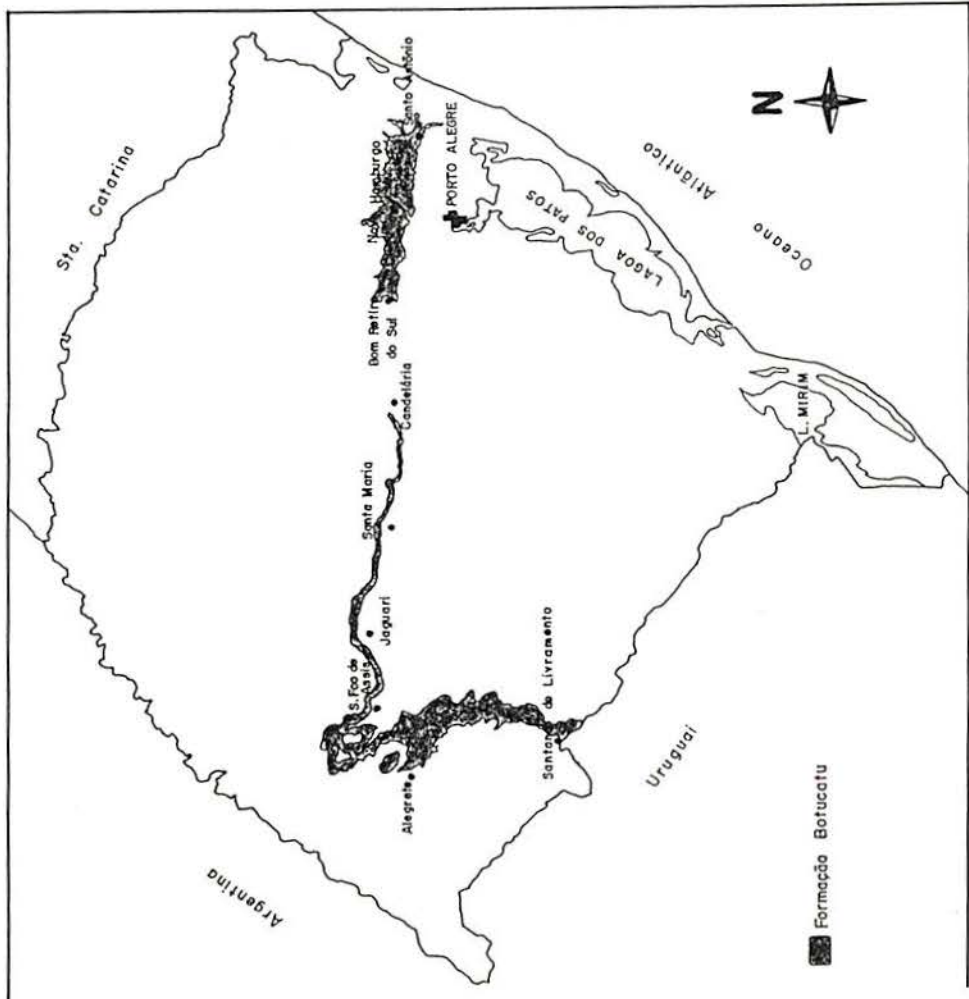


Figura I.1 - Localização da Formação Botucatu no estado do Rio Grande do Sul.

II - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

II.1 - A Formação Botucatu

O primeiro autor a descrever esta formação foi, de acordo com IBGE (1986), Campos que, em 1889, denominou Grés de Botucatu aos arenitos que conformam a serra homônima no Estado de São Paulo.

Segundo TOMMASI e MUHLMANN ET AL., citados em IBGE (1986), a Formação Botucatu no Rio Grande do Sul é constituída por arenitos com estruturas típicas de deposição eólica. Estes arenitos apresentam coloração vermelha, rosa e esbranquiçada, sendo finos a médios, normalmente quartzosos, friáveis devido à matriz reduzida, apresentando grãos foscos e geralmente bem arredondados. Os feldspatos presentes raramente ultrapassam 5% e a impregnação por pigmentos ferruginosos é responsável pela cor e cimentação.

Para GREHS (1976) o arenito Botucatu é constituído por grãos quartzosos interligados por um cimento limonítico, o que lhe dá boa resistência. Quando perde o cimento, por efeito da erosão e intemperização adquire comportamento de arenito friável e até de areia, tornando-se alvo de erosão, como se observa na figura II.1.

Relata IBGE (1986) que a principal característica destes arenitos é a ausência de variação litológica, constituindo uma monótona sucessão de corpos nos quais persistem, de modo geral, as mesmas propriedades texturais, estruturais e mineralógicas, formando um empilhamento de cunhas arenosas que apresentam prolongamento maior na direção do vento. Os estratos ou lâminas de uma unidade mostram-se cruzados em relação aos das cunhas vizinhas. Tal é mostrado na figura II.2. Nesse corte se

identificam, conforme SARAIVA (1991), duas paleodunas em posições diferentes. A camada inferior, onde o corte é feito numa direção aproximadamente paralela à direção de deslocamento da duna, é mais susceptível à erosão.

Na sua dissertação de mestrado COULON (1973) afirmou que os horizontes C residuais do arenito Botucatu apresentam ótima estabilidade nos cortes não alterados, devido ao elevado ângulo de atrito interno. Os taludes podem ser até verticais, como os da jazida explorada, mostrados na figura V.2. Conforme aquele autor, entretanto, esses solos são de difícil compactação, sendo necessário o emprego de elevada energia para se atingir o peso específico aparente seco máximo de projeto. Essa dificuldade, a baixa capacidade de suporte (dificilmente o ISC atinge 10%) e o fato de ser muito erodível, fazem da Formação Botucatu uma fonte de material de aterro de regular a precária. Seu emprego se restringe aos corpos dos aterros.

II.2 - A Estabilização com Cal

II.2.1 - Introdução

E vastíssima a literatura sobre a estabilização de solos com a adição de cal. Na sua dissertação de mestrado, CASANOVA (1981) afirmou que até 1965 de 800 a 1000 artigos tinham sido escritos sobre o assunto. Nesta dissertação são abordados apenas aqueles trabalhos considerados básicos e diretamente relacionados à pesquisa apresentada. Algumas referências bibliográficas citadas no capítulo VI não são incluídas nesta revisão para evitar repetições desnecessárias.

II.2.2 - Mecanismo de Estabilização Solo-Cal

A primeira síntese sobre o mecanismo de estabilização, reações solo-cal e propriedades de misturas solo-cal se deve a CLARE E CRUCHLEY (1957), que referiram, entre outros, trabalhos

de BORISOVA e GOLDBERG E KLEIN. Em 1952, Goldberg e Klein afirmaram que a cal hidratada é convertida em outros compostos de cálcio, ao reagir com solos. No ano seguinte, Borisova atribuiu a resistência mecânica de misturas solo-cal à cristalização e subsequente carbonatação do hidróxido de cálcio.

CLARE E CRUCHLEY (1957) afirmaram que quatro efeitos contribuem para o ganho de resistência das misturas solo-cal: a) formação de hidróxido de cálcio cristalino, com efeito cimentante; b) floculação e troca de íons; c) formação de carbonato de cálcio, com efeito cimentante; e d) formação de silicatos e/ou aluminatos hidratados de cálcio, também com efeito cimentante.

Os mesmos autores concluíram que os efeitos imediatos da adição de cal a um solo se devem à floculação e à troca de íons, e que os efeitos durante a cura se devem à ligação das partículas do solo por silicatos e/ou aluminatos hidratados de cálcio.

Em 1959, DAVIDSON E HANDY, citados por HILT E DAVIDSON (1960), afirmaram que os íons cálcio inicialmente reduzem o Índice de Plasticidade (IP) de solos coesivos, mediante uma troca catiônica ou de uma mudança na carga elétrica em torno das partículas de argila. Uma segunda reação é a carbonatação, que dá origem a um cimento fraco, nocivo à resistência. Seguem-se as reações pozolânicas, que envolvem interações entre a cal hidratada e minerais do solo. A floculação e a ligação por silicatos começam no mesmo instante, sendo que a primeira tem efeitos imediatos, enquanto a segunda leva muito mais tempo para se completar. DAVIDSON E HANDY também observaram que as mudanças nas propriedades de solos argilosos com a adição de cal dependem do cátion adsorvido na superfície da argila e do tipo de argila.

Ao relatarem os resultados de reações entre hidróxido de cálcio e diversos argilominerais, EADES E GRIM (1960) observaram que: a) a caolinita e a cal reagem facilmente; b) a ilita e a montmorilonita exigem maior teor de cal para início das reações; c) o difratograma de raios-X de misturas caolinita-cal mostra a

formação de silicato hidratado de cálcio (CSH) em torno de um núcleo de argilomineral, sendo que o ataque da cal à caolinita inicia pelas arestas; d) ao passo que a adição de cal proporciona ganhos imediatos de resistência à caolinita, para a illita e a montmorilonita esses ganhos somente acontecem após a saturação das camadas com íons cálcio e a destruição do argilomineral.

Concluíram que como o aumento da resistência à compressão simples é acompanhada de mudanças estruturais, ela é permanente.

Ao estudarem a ação da cal em solos, HERRIN E MITCHELL (1961) observaram que quando cal e um solo coesivo são misturados e deixados curar soltos por um período de tempo, o solo se torna friável e adquire uma condição semelhante a um silte. Duas condições justificam o fenômeno. Uma delas é uma reação de troca de bases, com cátions cálcio fortes, substituindo íons metálicos mais fracos (sódio e hidrogênio) na superfície da argila. A outra é o coroamento de cátions cálcio adicionais sobre a superfície da argila. Ambos os processos trocam o número de cargas elétricas na superfície da partícula de argila. Como a ligação entre duas partículas de argila depende da carga e do tamanho dos íons, a preponderância dos íons cálcio, que substituíram os íons univalentes, atrai as partículas entre si, tornando o solo mais friável e reduzindo sua plasticidade.

HERRIN E MITCHELL (1961) também afirmaram que o cálcio da cal reage com certos minerais do solo formando um gel de silicatos e aluminatos de cálcio, que tendem a cimentar as partículas do solo, de modo semelhante a como o fazem os produtos de hidratação do cimento, mas muito mais lentamente.

EADES, NICHOLS E GRIM (1962) avaliaram a formação de novos minerais em subleitos estabilizados de pavimentos com três anos de idade. Através de difratogramas de raios-X observaram a formação de novos produtos (carbonatos e CSH), semelhantes aos formados no concreto, o que garante, por analogia, a permanência da estabilização com cal. Exames microscópicos revelaram a

formação de um material cimentante em volta dos grãos. maiores (quartzo, feldspato e mica). Os autores concluíram que a resistência desenvolvida pela mistura depende da quantidade de cal disponível. Quanto maior for a porcentagem de finos no solo, tanto maior será a quantidade de ions cálcio necessária para que, além de satisfazer a capacidade de troca catiônica (CTC) do solo, haja cal disponível para as reações cimentantes que proporcionam resistência à mistura.

Produtos de reações entre cal hidratada e argilominerais foram identificados, através de difratogramas, por GLEN E HANDY (1963).

MATEOS (1964) afirmou que solos siltosos e argilosos são cimentados pela formação de diversos tipos de CSH, alguns dos quais são semelhantes aos formados no concreto. Salientou que os ions cálcio no início se combinam ou são absorvidos pela argila, causando mudanças físico-químicas nas partículas do solo. Este processo continua até que seja alcançado um teor de cal, que HILT E DAVIDSON (1960) denominaram de "lime fixation point" (LFP). A cal em excesso ao LFP continua na forma molecular e é utilizada na cimentação. Para MATEOS (1964) a fixação da cal está relacionada à CTC do solo.

A formação de CSH, CAH e até de alumino-silicato de cálcio (CASH), pela reação de cal hidratada e argilominerais do solo, também foi relatada por DIAMOND E KINTER (1965 a). Para eles os mecanismos que causam alterações quase imediatas nas propriedades das argilas são de natureza físico-química. O estágio inicial da reação é uma adsorção de hidróxido de cálcio pelas superfícies externas das argilas. No caso da caolinita a adsorção se completa em poucos minutos, sendo reversível nesse estágio (natureza física). A adsorção inicial é acompanhada por outra adicional, que ocorre após duas horas. Esta segunda fase representa a reação química (irreversível) do hidróxido de cálcio com a sílica ou alumina dissolvida e se repete por muitas horas.

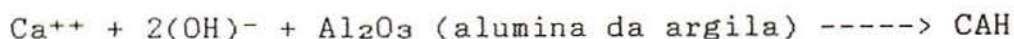
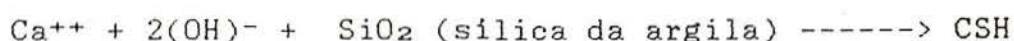
No mesmo ano, numa completa revisão sobre os mecanismos de estabilização solo-cal, DIAMOND E KINTER (1965 b) descartaram a troca catiônica, a floculação e a carbonatação como responsáveis pelos efeitos estabilizantes. Diferenciaram dois estágios de reações: a) melhorias nas propriedades plásticas, sem ganho sensível de resistência; e b) ganho lento e contínuo de resistência, com acúmulo de produtos de reação.

Segundo os autores anteriormente mencionados, as melhorias nas propriedades plásticas se devem a reações químicas imediatas, que ocorrem nos pontos de contato aresta-face das partículas de argila, dentro de flocos. Há, nessa fase inicial, formação de pequenas quantidades de aluminato hidratado tetracálcico, suficientes para estabilizar os flocos e entrelaçar as partículas, com a conseqüente redução do IP, da contração e da expansibilidade do solo.

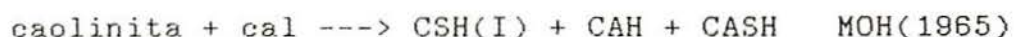
DIAMOND E KINTER (1965 b) também afirmaram que os produtos cimentantes formados dependem do tipo de argila e das condições de temperatura. Há duas fases normalmente produzidas: um CSH, geralmente da família da tobermorita, e um CAH, provavelmente um aluminato hidratado tetracálcico. A temperaturas pouco acima de 30 graus centígrados pode formar-se um aluminato hexa-hidratado cúbico tricálcico. Não apenas os argilominerais, mas também o quartzo, a mica e outros minerais primários reagem e produzem materiais cimentantes.

Concluindo, os mesmos pesquisadores consideraram possível a existência de dois mecanismos químicos de formação de cimentantes, igualmente válidos: a) o fato de as reações serem favorecidas por um pH elevado implica num mecanismo envolvendo reação da sílica e alumina dissolvidas com íons cálcio e; b) por ser precedida por adsorção de hidróxido de cálcio da solução, trata-se de uma reação superficial direta com a argila.

Uma visão puramente qualitativa e muito simplificada de algumas reações típicas solo-cal, apresentada pela circular No. 180 da TRB (1976), é reproduzida a seguir:



Uma grande variedade de formas hidratadas pode ser obtida, dependendo das condições de reação (quantidade e tipo de cal, características do solo, temperatura e tempo de cura). Para solos com predominância de caolinita TRB (1976) apresentou duas reações típicas:



RUFF E HO (1966) estudaram as interrelações entre tempo, temperatura de cura, resistência e reações em misturas de cal e bentonita. Concluíram que o ganho de resistência em misturas argila-cal, a diferentes temperaturas, se deve às diferentes fases da complexa reação, a seguir esquematizada:



Quanto mais se estender esta reação, tanto maior será a resistência atingida pela mistura.

Todos esses hidrossilicatos apresentam estrutura, tamanho de partícula, superfície específica e outras propriedades análogas às de argilominerais. CASANOVA (1981) os diferenciou em função de suas morfologias e razões Ca/Si. Assim, a tobermorita cristalina tem a forma de placas finas ou ripas. O CSH(I) e o CSH(II) são composições de tobermorita semi-cristalina com a forma de lâminas ou folhas enrugadas; a primeira tem a razão Ca/Si inferior a 1,5, enquanto que para a outra a referida razão é maior ou igual a 1,5. Por fim o CSH(gel), também chamado de tobermorita gel, tem provavelmente razão Ca/Si não inferior a 1,5, e geralmente a forma de placas irregulares ou lâminas, podendo também em certos casos apresentar morfologia fibrosa.

Para INGLES (1970) este último composto é responsável pela resistência do concreto de cimento portland.

DE WET (1967) identificou produtos de reação caolinita-cal em meio aquoso. O principal foi o CAH, que inicialmente se apresenta como aluminato hidratado tetracálcico, e, em menores quantidades o CSH. Quando o teor de cal ataca um nível crítico o CAH é reabsorvido e transformado em aluminato hexa-hidratado tricálcico. O pesquisador mencionado, explicou o ganho de resistência através de um enfoque químico: o ganho estaria intimamente ligado à disponibilidade de cal, a qual reage exclusivamente com a fração argila do solo. A temperaturas normais as reações pozolânicas podem demorar vários anos.

Para INGLES (1968) a adsorção de hidróxido de cálcio e o deslocamento de íons precedem o ataque químico dos estabilizantes, num meio de pH elevado, à estrutura cristalina da argila. Esse ataque prossegue por longo tempo, depositando produtos cimentantes, inicialmente amorfos, que cristalizam lentamente (CSH, CAH e CASH), proporcionando ganhos de resistência. E o que INGLES (1968) chamou de cimentação silícea e se segue à degradação química da estrutura da argila. O ataque parece ocorrer apenas nas arestas dos cristais, preferencialmente nos vértices. Os produtos, entretanto, aparecem, e em abundância, nas faces. O tipo de produto e a velocidade de ataque dependem muito da estrutura da argila.

Mais tarde INGLES (1970), analisando reações entre caolinita e hidróxidos, observou que: a) os íons cálcio migram e reagem na superfície da argila (rica em sílica ou alumina), envolvendo-a com um produto insolúvel; sendo a reação de formação de CSH muito rápida (mais rápida do que a de formação de CAH); b) o pH decrescente indica que o hidróxido é rapidamente aprisionado dentro de um esqueleto de grãos de argila, selados por um silicato; c) o ganho de resistência ocorre, se, e somente se, da degradação da argila resultar um produto insolúvel na água; embora a deposição desses produtos nem sempre conduza a ganhos de resistência; d) os produtos devem ser formados em

quantidade suficiente e uniformemente distribuídos para evitar a entrada de água na argila não afetada, o que poderia causar a sua expansão e; e) a degradação do argilomineral por um meio de pH superior a 12 é condição necessária, porém não suficiente, para que ocorram ganhos de resistência; sendo imprescindível a formação de componentes minerais insolúveis nas zonas de maior fraqueza.

ORMSBY E KINTER (1973), ao analisarem ensaios de difração de raios-X de misturas de caolinita e cal, observaram uma pequena redução de intensidade nos picos do argilomineral. Para eles, a degradação pouco notável da caolinita seria indicativo de que os produtos de reação são amorfos aos raios-X e escassos. Assim, atribuíram a cimentação à formação de um gel pouco organizado.

BRANDL (1981) afirmou que a estabilização de um solo pela adição de cal se deve a uma série de reações físico-químicas, parcialmente reversíveis e interligadas. Essas reações seriam: troca e adsorção de íons, troca de prótons, desenvolvimento de géis e cristalização, formação de novos minerais e compostos químicos com cimentação, alteração do pH, da viscosidade e da capilaridade, e alteração de tensões superficiais elétricas de argilominerais.

Finalmente, deve-se destacar o estudo físico-químico-matemático da estabilização alcalina de solos argilosos, apresentado por CASANOVA (1981) na sua dissertação de mestrado. Esse pesquisador não acredita que a troca catiônica seja mecanismo razoável da estabilização alcalina e argumenta em favor das reações por contato da cal com os minerais argílicos do solo.

II.2.3 - Solos apropriados para a estabilização com cal

A extensão das reações pozolânicas solo-cal é influenciada principalmente pelas propriedades do solo natural.

Com alguns solos a reação pozolânica é inibida e agentes cimentantes não são formados de forma intensa.

THOMPSON (1966) denominou de reativos aqueles solos que ao reagirem com a cal sofrem substancial ganho de resistência, qual seja, 345 kN/m^2 , após 28 dias de cura à temperatura de $22,8$ graus centígrados. Solos que apresentam limitada reatividade pozolânica (ganho de resistência inferior a 345 kN/m^2) são chamados de não-reativos.

INGLES (1968), relatando um seu e de Metcalf, afirmou, baseado em resultados de ensaios com quinze grupos de solos da Austrália, que parece não haver correlação entre a resposta do solo à estabilização com cal e a mineralogia do mesmo.

Para MOORE E JONES (1971) a reatividade de um solo à cal é pouco correlacionada com a superfície específica do solo, e menos ainda com a disponibilidade de sílica e/ou alumina dissolvida. Constataram, entretanto, que a reatividade à cal parece ser fortemente inibida pela presença de ferro pulverizado, distribuído de forma homogênea através da massa do solo; uma condição que é típica de perfis bem drenados.

Resultados um pouco diferentes, e bem mais consistentes, foram apresentados por HARTY E THOMPSON (1973). Esses pesquisadores desenvolveram estudos, visando identificar propriedades de solos tropicais e sub-tropicais que afetem a velocidade de reação e o máximo potencial de reação da cal e do solo.

HARTY E THOMPSON (1973) adotaram o sistema americano de classificação de solos ("Soil Taxonomy"), dividindo-os em oxissolos e ultissolos; designações definidas por FONTES E FONTES (1982) da forma a seguir apresentada. "Os oxissolos apresentam um horizonte óxico, caracterizado por concentração relativa de óxidos livres, argilas pouco ativas e virtual ausência de minerais de fácil intemperização. Os ultissolos possuem um

horizonte argílico e suficiente grau de lixiviação e alteração para produzir baixa saturação de bases em todo o solo".

Como parâmetro de reatividade, HARTY E THOMPSON (1973), adotaram o critério de THOMPSON (1966).

As principais conclusões formadas foram as seguintes: a) nenhuma propriedade do solo é suficiente, por si só, para prever com precisão a reatividade de solos intemperizados, tropicais ou sub-tropicais, à cal; sendo necessário pelo menos duas propriedades: b) a quantidade de sílica ou alumina necessária para a ocorrência de reações pozolânicas parece ser relativamente pequena; c) o tipo de processo de intemperismo que predominou num perfil de solo influencia significativamente o potencial de reatividade do solo à cal; d) para os ultissolos, o pH do solo é um índice confiável tanto de intemperismo quanto de reatividade à cal, sendo o coeficiente de correlação (r) igual a 0,92. De forma semelhante, a CTC ($r = -0,718$) e a porcentagem de saturação de bases ($r = 0,702$) são indicativos confiáveis de reatividade à cal nos ultissolos; e) para os oxissolos, a relação sílica/sesquióxidos, k_2 , ($r = -0,782$) e, em menor extensão, a relação sílica/alumina, k_1 , ($r = -0,750$), são excelentes indicadores de intemperismo e de reatividade à cal; f) a drenagem do solo, o teor de ferro removível, a presença de carbonatos livres e de sulfatos não são de valor como índices de reatividade à cal em solos intemperizados, tropicais e sub-tropicais; g) os teores de cal para maximizar resistências de solos, nas regiões tropicais e sub-tropicais, são maiores do que em regiões de clima temperado.

Também BRANDL (1981) afirmou que a quantidade de sílica removível pode ser um critério prático para avaliar a reatividade do solo à cal.

Outros critérios, tais como a classificação, a textura e a plasticidade, também têm sido usados para avaliar a reatividade de solos. Assim, em 1952 LEVCHANOVSKII, citado por CLARE E

CRUCHLEY (1957), afirmou que o teor de cal necessário para a obtenção de efeitos benéficos, depende da textura do solo.

De acordo com EPPS, DUNLAP E GALLAWAY (1971) a cal reage com solos médios, moderadamente finos e finos, diminuindo a plasticidade, melhorando a trabalhabilidade, reduzindo a expansão e aumentando a resistência. Para esses autores todos os solos dos grupos A-5, A-6, A-7 e alguns A-2-6 e A-2-7, do sistema de classificação da AASHTO, são suscetíveis à cal. Solos classificados como CH, CL, MH, ML, CL-ML, SC, SM, GC e GM pelo SUCS, devem ser considerados como potencialmente capazes de serem estabilizados com cal.

Já em 1969 ROBNETT E THOMPSON, citados por EPPS, DUNLAP E GALLAWAY, tinham indicado que a cal pode ser eficiente em solos com porcentagem de partículas com diâmetro inferior a 2 microns de pelo menos 7% e, IP não inferior a 8.

Por sua vez, THOMPSON (1975) salientou que uma vez que os efeitos benéficos da estabilização com cal resultam de várias reações com os finos do solo, os solos mais finos respondem mais favoravelmente. Ele fixou em 10% o teor mínimo de partículas com diâmetro inferior a 2 microns, embora também tenham sido notados benefícios em solos siltosos com menor teor de argila.

Finalmente cabe destacar o trabalho de QUEIROZ DE CARVALHO E CABRERA (1979), que descreveram um método simples para avaliar a reatividade de solos vermelhos tropicais à estabilização com cal. O método consiste em calcular a diferença de capacidade catiônica (DCTC), que é definida como sendo a diferença entre a CTC medida num meio alcalino (pH = 10) e a CTC medida num meio neutro (pH = 7).

A DCTC é altamente correlacionada com o critério de THOMPSON (1966) e serve de base para uma classificação de solos proposta pelos autores. Assim, os solos com DCTC inferior a 1,0 miliequivalentes/100 g são ditos não reativos; os que apresentam DCTC maior ou igual a 1 e menor do que 1,5 meq/100 g são reativos

e próprios para sub-bases e subleitos, e os com DCTC não inferior a 1,5 meq/100 g são altamente reativos e próprios para bases.

II.2.4 - Alterações nas propriedades mecânicas de solos com a adição de cal

Um fenômeno notável, mencionado em quase todos os artigos sobre estabilização com cal, é a sua capacidade de modificar a plasticidade do solo.

Os primeiros registros datam do fim da década de 40. CLARE E CRUCHLEY (1957) citam que Johnson, em 1948, e Woods, em 1949, relataram que a adição de 5% de cal hidratada reduz o índice de plasticidade (IP) dos solos coesivos.

HERRIN E MITCHELL (1961) afirmaram que, com a adição de cal, o limite de plasticidade (LP) aumenta e o limite de liquidez (LL) normalmente diminui, embora em alguns solos se observe o seu aumento. Geralmente, mas não sempre, o LL é reduzido nas argilas mais plásticas e aumentado em solos menos plásticos. De qualquer forma, o IP é usualmente reduzido com a adição de pequenos teores de cal. Entretanto, o IP de solos pouco plásticos pode sofrer um ligeiro aumento, embora os autores salientem que essa ocorrência é muito rara.

HERRIN E MITCHELL (1961) também afirmaram que à medida que o IP tende a cair, com o aumento do teor de cal, o limite de contração (LC) aumenta.

HILT E DAVIDSON (1960) observaram grandes aumentos no LP de solos argilosos. Esse efeito é mais acentuado em solos contendo montmorilonita, ao passo que aqueles que continham caolinita são pouco afetados.

Mas a grande contribuição do trabalho de HILT E DAVIDSON (1960) foi a conceituação do chamado "lime fixation point" (LFP), que é o teor de cal, até o qual a sua adição contribui para melhoria na trabalhabilidade do solo, sem produzir aumento de

resistência. Esse teor seria o ótimo para modificação da plasticidade. Para teores de cal superiores ao LFP, o solo ganha resistência, sem ter o IP e a trabalhabilidade afetados.

O conceito do "lime fixation point" foi fortalecido pela pesquisa desenvolvida por PIETSCH E DAVIDSON (1962). Eles estudaram o comportamento de vinte solos do estado americano de Iowa e verificaram que a adição de cal até um teor igual ao LFP aumentava o IP dos mesmos.

MATEOS (1964) observou que solos argilosos e siltosos tratados com cal melhoram quanto à plasticidade e à contração e adquirem aparência de friáveis. Também afirmou que o hidróxido de cálcio é o principal responsável pela redução da plasticidade, sendo que o IP de solos ricos em illita é pouco afetado pela adição de cal.

BRANDL (1981), ao analisar o comportamento dos Limites de Atterberg de solos estabilizados, afirmou que a transformação estrutural e a floculação começam imediatamente após a adição de cal. Quanto maior a fração coloidal do solo, ou seja quanto maior a atividade da argila, tanto maior o decréscimo do LL. BRANDL (1981) verificou que o LL e o LP de misturas de solo e cal aumentam com o tempo.

MATEOS (1964) relatou que a adição de cal reduz o peso específico aparente seco máximo e aumenta o teor de umidade ótimo do solo. A demora na compactação da mistura solo-cal acentua esses efeitos. Igualmente constatou que em solos ricos em montmorilonita a adição de cal distorce a curva de compactação.

HERRIN E MITCHELL (1961) afirmaram que a mudança no peso específico aparente seco de um solo, pela adição de cal, não pode, aparentemente, ser correlacionado com o tipo de solo, o seu IP ou o seu peso específico aparente seco sem estabilizante.

MATEOS (1964) observou que o Índice de Suporte California (ISC) de um solo fino aumenta instantaneamente com a

adição de cal, e continua aumentando com o tempo de cura, se o teor de cal for superior ao LFP.

THOMPSON (1975) afirmou que, embora seja usado de forma extensiva, o ISC não é apropriado para caracterizar a resistência de solos estabilizados com cal. Os valores de ISC para muitas misturas curadas de solo e cal podem ser superiores a 100. Nesses casos é notório que o resultado do ensaio é de escasso significado prático. Mas, se as reações pozolânicas não tiverem se desenvolvido, como no caso de amostras não curadas, o ISC pode servir como um indicador geral de resistência.

Já em 1952, Goldberg e Klein, citados por CLARE E CRUCHLEY (1957), relataram que a adição de 2% a 6% de cal hidratada reduz marcadamente a pressão de expansão de solos argilosos.

HERRIN E MITCHELL (1961) afirmaram que a cal influencia a expansão de solos, e que a sua adição, até certo teor, causa decréscimo nas suas variações volumétricas. Reduções adicionais muito pequenas são obtidas com a adição de cal em quantidades superiores ao teor ótimo. Também salientaram que quanto mais expansivo for o solo, maior é a influência da cal na redução das variações volumétricas.

CLARE E CRUCHLEY (1957), citaram trabalhos de JOHNSON, em 1948, e de WOODS, em 1949, relatando aumento de resistência de solos finos e granulares. Em 1953 MCDOWELL citado pelos mesmos autores, observou que a resistência à compressão de misturas de solo e cal aumenta com o tempo de cura úmida.

HERRIN E MITCHELL (1961) afirmaram que não há, aparentemente, um teor ótimo de cal, que produza a máxima resistência em um solo estabilizado. Apontaram o teor e tipo de cal, o tipo de solo, o peso específico, o tempo e tipo de cura, como sendo os principais fatores que influenciam a resistência de misturas de solo e cal.

REMUS E DAVIDSON (1961) observaram que a adição de cal dolomítica proporciona maior resistência a solos que contém ilita e montmorilonita, ao passo que para solos que contém caolinita, a adição de cal cálcica ou dolomítica conduz a idênticos resultados. Constataram, entretanto, que a porcentagem de cal dolomítica, necessária para que o solo atinja a máxima resistência, é maior do que a porcentagem de cal calcítica.

ORMSBY E KINTER (1973), por sua vez, constataram que em solos ricos em caolinita a adição de cal calcica dá maiores resistências do que a dolomítica, sendo a RCS função linear do teor de cal adicionado. Já para solos contendo montmorilonita a relação é uma equação do segundo grau, e os melhores efeitos são obtidos com a adição de cal dolomítica.

AKOTO E SINGH (1986), ao estabilizarem laterita com cal, observaram que o aumento da RCS com o teor de cal não é linear e que as aplicações de tensões repetidas de tração e compressão aumenta a RCS residual.

O aumento da resistência à compressão simples (RCS) de misturas de solo e cal, com o aumento da energia de compactação, foi observado por MATEOS (1964). Esse pesquisador também afirmou que a resistência dessas misturas é fortemente influenciada pela temperatura de cura, recomendando a construção de camadas de pavimentos estabilizadas com cal no início do verão.

THOMPSON (1975) relatou que dados de campo indicam que a resistência de algumas misturas de solo e cal continua aumentando com o tempo, por períodos de 10 ou mais anos.

THOMPSON (1965) observou que a estabilização com aditivos proporciona resistência à tração aos solos. Afirmou que o ensaio de resistência à compressão diametral (RCD) conduz a menores valores para a resistência à tração do que o ensaio de resistência à tração na flexão. Obteve para as misturas de solo-cal valores de RCD de 140 a 1400 kN/m² e, constatou que o

quociente RCD/RCS dessas misturas varia de 0,10 a 0,15, não sendo função do tipo e/ou teor de cal.

NICHOLS, citado por THOMPSON (1965), afirmou que a redução de deflexões em pavimentos com subleitos estabilizados com cal manifesta o efeito de placa.

BRANDL (1981), analisando os efeitos da adição de cal na resistência, observou que tanto a RCS como a RCD aumentam linearmente com o logaritmo do tempo a partir do sétimo dia de cura e, que a relação permanece válida para tempos de cura de até 2 anos.

AKOTO E SINGH (1986) observaram que quando as tensões de tração são elevadas as amostras de laterita tratada com cal se deformam notavelmente, antes de romperem. THOMPSON (1965), entretanto, afirmou que a análise da curva tensão deformação revela o comportamento frágil das misturas solo-cal.

ROBNETT E THOMPSON (1976) relataram melhorias no comportamento resiliente de solos com a adição de cal, mesmo para teores de umidade acima do ótimo. Salientaram, entretanto, a dramática influência de valores muito elevados do teor de umidade e do grau de saturação nesse comportamento. Observaram igualmente aumento do módulo resiliente com o aumento do tempo de cura.

SVENSON (1981), ao estabilizar um solo arenoso com cal, constatou que: a) o módulo resiliente é tanto maior quanto maiores os níveis da tensão desvio aplicada; b) o acréscimo do módulo resiliente com o tempo de cura não é muito significativo e nem sempre é verificado; d) o módulo resiliente aumenta com a tensão de confinamento e; e) o acréscimo de cal nem sempre conduz a um aumento do módulo resiliente.

Da estabilização de laterita com cal, AKOTO E SINGH (1986) concluíram que o módulo resiliente aumenta com o teor de cal e com o tempo de cura e diminui com o nível de tensões e a umidade de moldagem.

Em 1952, WHITEHURST E YODER, citados por CLARE E CRUCHLEY (1957), relataram que a adição de 5% de cal aumenta acentuadamente a durabilidade de solos a ciclos de congelamento e degelo, e que esta aumenta com o tempo. Em 1953, Ardamen, citado pelos mesmos autores, sugeriu que a máxima durabilidade para misturas solo-cal seria obtida compactando-as a altas densidades e baixos teores de umidade.

HERRIN E MITCHELL (1961) afirmaram que, geralmente, a durabilidade de misturas de solo e cal, no campo, tem sido satisfatória. Isso, entretanto, não é consistente com os resultados de certos ensaios de laboratório, que predizem, repetitivamente, fracos desempenhos. Ao que parece, as misturas de solo e cal, quando protegidas do intemperismo por uma camada de revestimento asfáltico, são mais duráveis do que indica a maioria dos ensaios de laboratório.

A resistência das misturas de solo e cal ao intemperismo é influenciada pelo teor e tipo de cal, o tempo de cura, a energia de compactação e o tipo de solo. O teor de cal é tão crítico que um mínimo de 5% é recomendado, mesmo que teores menores possam produzir as resistências especificadas. A durabilidade aumenta igualmente com o tempo de cura e com a energia de compactação.

Em trabalhos publicados em 1969 e 1970, THOMPSON, citado por TRB (1976), abordou o problema da durabilidade das misturas de solo e cal. No artigo de 1970 afirmou que a principal consideração a ser feita é a resistência a ciclos de congelamento e degelo. A exposição prolongada à água causa efeitos pouco nocivos e o quociente entre as resistências imersa e não imersa é elevado (0,7 a 0,85). No artigo publicado em 1969, em conjunto com DEMPSEY, relatou que algumas misturas de solo e cal apresentam a propriedade de auto-selamento de trincas ("autogenous healing").

II.3 - A Estabilização com Cimento

II.3.1 - Mecanismo de estabilização solo-cimento

O mecanismo de combinar solos granulares com cimento não difere substancialmente daquele do concreto.

HANDY (1958) enfatizou que as ligações químicas que se desenvolvem entre o cimento e as superfícies minerais são mais importantes nas misturas de granulação mais fina, como a do solo-cimento, do que em misturas de graduação grosseira, tal qual o concreto.

Esse autor explicou o desenvolvimento de resistência a longo prazo, em certas misturas solo-cimento, a partir de uma hipótese que segue as propostas de polarização de ions próximos às superfícies de sílica, formuladas por Weyl em 1953. Essa polarização se destinaria a compensar o desequilíbrio de forças naquelas superfícies.

Segundo Weyl, quando um mineral entra em contato com um gel cimentante inorgânico, as ligações que se desenvolvem tendem a reduzir aquele desequilíbrio. A redução da polarização permite, desta maneira, a melhoria das ligações químicas na superfície do mineral, o que por sua vez, permite uma redução adicional da polarização. Assim, uma ligação apresenta gradual aumento de resistência ao longo do tempo. A camada polarizada, relativamente inerte, é dissolvida no meio alcalino e convertida em gel-silicato, o qual se liga diretamente ao mineral ativo.

Para NISHIDA E KAWAMURA (1971), o conceito de HANDY (1958) é aplicável a misturas solo-cimento, produzidas a partir de solos que incluam silte e areia como principais constituintes (assim sendo, os minerais predominantes são o quartzo e feldspatos).

Os mesmos autores sugeriram que a resistência do solo-cimento seria principalmente originada por ligações químicas

secundárias, tais como forças de Van der Waals, que atuam entre as partículas de quartzo ou feldspato e as de gel de cimento hidratado.

Contudo, para NISHIDA E KAWAMURA (1971), as propriedades químicas coloidais das partículas de gel de cimento (quase unicamente tobermorita-gel) devem ser consideradas ao discutir-se ligações entre partículas de quartzo e cimento. Os processos físico-químicos em desenvolvimento, na zona de contato entre partículas de quartzo e tobermorita-gel, bem como as propriedades das partículas desse gel, devem ser de maior importância para o desenvolvimento de resistência de misturas solo-cimento.

Os produtos de reação entre pozolanas e cimento foram pesquisados por BENTON (1960), que afirmou que esses produtos são difíceis de identificar, devido às complicações decorrentes da presença de fases hidratadas adicionais, assim como de minerais clínquer não hidratados.

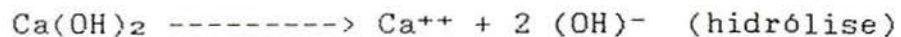
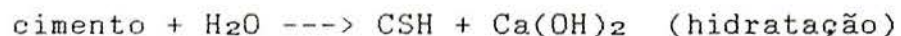
BENTON (1960) observou que numa mistura de caolinita e cimento o aluminato formado é de composição intermediária, ou constituído por camadas mistas de aluminatos hidratados. Também salientou que, a julgar pela quantidade de clínquer não hidratado, parece que as pozolanas geralmente retardam a hidratação de, pelo menos, o silicato dicálcico. Esse efeito é parcialmente responsável pelo desenvolvimento mais lento de resistência das misturas de agregados e cimento pozolânico.

A formação de produtos de reações secundárias pela reação da cal liberada durante a hidratação, com caolinita e montmorilonita, foi demonstrada por HERZOG E MITCHELL (1963). Eles sugeriram que o processo de endurecimento do solo-cimento se deve à cimentação de partículas de argila pelos produtos de hidratação e pelos produtos de reações secundárias. A rigidez e a resistência do solo-cimento foram atribuídas à formação de um esqueleto composto desses materiais, através da massa do solo.

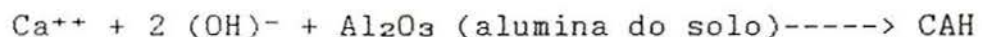
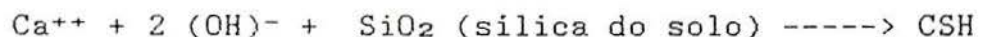
MOH (1965) estudou a natureza dos produtos de reações secundárias formadas a partir de quartzo, caolinita e silicato tricálcico e identificou silicatos e aluminatos de cálcio. Observou reduções nos picos de difração do quartzo e do hidróxido de cálcio, bem como a formação de CSH fracamente cristalizado. Essas observações parecem provar que as superfícies das partículas de quartzo são dissolvidas no meio alcalino e convertidas em gel silicato.

MOH (1965) apresentou o seguinte esquema de reação para um sistema solo-cimento:

Reações primárias:



Reações secundárias:



Também NOBLE (1967) explicou o mecanismo de reação de argilominerais com cimento portland. Atribuiu o ganho de resistência, observado em corpos de prova curados por sete dias, à: a) floculação inicial das partículas de argila que facilita a cimentação; b) hidratação do cimento, com geração de partículas cimentantes de grande superfície específica, e possível combinação química de sílica e alumina com hidróxido de cálcio para produção adicional de partículas cimentantes e; c) cristalização do hidróxido de cálcio, que cimenta as partículas discretas e as flocula.

Observou, entretanto, que a hidratação de grãos de cimento pode ser inibida pelo encapsulamento do cimento por argilas de granulação muito fina e por géis de CSH e/ou CAH, recém formados.

A influência de vários componentes mineralógicos do solo na estabilização com cimento foi pesquisada por CROFT (1967). Esse autor observou que a hidratação do cimento resulta na rápida formação de cal e na elevação do pH da fase aquosa para aproximadamente 12,2. Também constatou que os produtos formados após curtos períodos de cura são muito gelatinosos e amorfos, mas que para períodos adicionais de cura, variedades fracamente organizadas de CSH e aluminato tetracálcico cristalizam.

Ainda de acordo com CROFT (1967), durante os estágios iniciais de hidratação produtos gelatinosos se formam em torno de núcleos de cimento anidro e se precipitam nos vazios entre as partículas. O endurecimento dos produtos se deve à dissecação gradual dos produtos gelatinosos e à cristalização de novos minerais.

CROFT (1967) concluiu que alguns argilominerais interferem com a ação estabilizante do cimento. Solos caoliniticos ou ilíticos são mais apropriados para estabilização com cimento do que solos que contém grandes quantidades de argilominerais expansivos. A ação do cimento nos argilominerais é reduzir o IP e aumentar o LC, e a estabilidade do solo-cimento ao intemperismo depende da composição do solo.

Ao apresentarem um método físico-químico de dosagem do solo-cimento, CERATTI E CASANOVA (1988) igualmente analisaram o processo de estabilização com esse aditivo, diferenciando duas fases. A primeira consiste na hidrólise do cimento, durante a qual é gerada cal (in situ), o pH aumenta até aproximadamente 12 e a mobilidade da fase líquida é diminuída. Após alguns minutos se observa forte floculação. Na segunda fase substâncias cimentantes são formadas sobre as superfícies das partículas de argila ou em sua vizinhança, causando cimentação dos grãos de argila floculados nos pontos de contato. Ligações fortes ainda podem ser criadas entre o cimento hidratado e partículas de argila localizadas sobre grãos de cimento.

II.3.2 - Solos apropriados para a estabilização com cimento

A textura e a plasticidade de um solo podem servir como indicativo de sua aptidão para a estabilização com cimento.

EPPS, DUNLAP E GALLAWAY (1971) afirmaram que o cimento deve ser usado como estabilizante de materiais com menos de 35% do seu peso seco passando na peneira 200, e com IP inferior a 20, ou seja, solos dos grupos A-1, A-2 e A-3 da classificação da AASHTO.

CROFT (1967) assinalou que argilas muito expansivas, do tipo da montmorilonita, são difíceis de estabilizar com cimento.

Também o NATIONAL INSTITUTE FOR TRANSPORT AND ROAD RESEARCH (1986) observou que o cimento é particularmente eficiente na estabilização de materiais de baixa a média plasticidade, para emprego na pavimentação. De acordo com essa instituição, areias finas ou de dunas exigem altos teores de cimento (10 a 14%) para atingirem a RCS exigida em camadas de pavimentos (em torno de 2,5 MPa).

A Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) adotou os critérios da AASHTO e estipulou que, para fins de pavimentação em geral podem ser empregados, na execução do solo-cimento, os solos com as seguintes características:

- diâmetro máximo = 75 mm;
- passando na peneira 4 (4,8 mm) \geq 50%
- passando na peneira 40 (0,42 mm) de 15% a 100%
- passando na peneira 200 (0,075 mm) \leq 50%
- limite de liquidez \leq 40%
- índice de plasticidade \leq 18%

A presença de matéria orgânica e/ou sulfatos, bem como um pH ácido, são fatores que podem inibir o desenvolvimento de resistência em um solo tratado com cimento.

EPPS, DUNLAP E GALLAWAY (1971) relataram que pesquisas, desenvolvidas no Road Research Laboratory do Reino Unido, mostram que solos de pH superior a 7 desenvolvem elevadas resistências ao serem tratados com cimento. Já estudos realizados pela Portland Cement Association dos Estados Unidos não apresentaram correlação entre pH do solo e desempenho de misturas de solo-cimento.

ROBBINS E MUELLER (1960) afirmaram, que embora o pH não constitua um indicativo de baixa reatividade de areias a estabilização com cimento, um solo arenoso com pH inferior a 5,3 não reagirá normalmente com o cimento.

De acordo com MACLEAN E SHERWOOD, citados por EPPS, DUNLAP E GALLAWAY (1971), o ensaio de pH realizado numa pasta de solo-cimento 15 minutos após sua mistura é um método satisfatório de determinação de presença de matéria orgânica ativa. Esse ensaio indica essencialmente a reatividade do solo ao cimento. Entretanto, como já afirmara CATTON (1940), a reatividade não é função apenas do teor, mas também do tipo de matéria orgânica. Compostos orgânicos de alto peso molecular (celulose) têm pouco efeito na resistência da mistura. Já os compostos de peso molecular mais baixo (destrose, ácido nucleico) podem retardar a hidratação e impedir a ação do cimento.

Estudos desenvolvidos por SHERWOOD (1958) indicaram que teores de sulfatos superiores a 0,5% (no solo) podem provocar aumento de volume com a conseqüente perda de resistência a solos tratados com cimento

II.3.3 - Modificações nas propriedades mecânicas dos solos com a adição de cimento

As propriedades mecânicas das misturas compactadas de solo e cimento dependem em primeiro lugar do cimento e em segundo lugar da compactação. A importância da compactação reside não apenas no grau, mas também no tempo, visto que se realizada após a hidratação do cimento é ineficiente.

As propriedades naturalmente mudam com o aumento no teor de cimento; a resistência, a capacidade de suporte e a durabilidade a ciclos de molhagem e secagem aumentam. A tendência à contração pode aumentar em solos granulares, mas em compensação há redução na expansibilidade de solos argilosos. As formas mais comuns de se avaliar a eficiência da estabilização com cimento são a RCS, o ISCe a resistência a ciclos de congelamento e degelo ou molhagem e secagem.

Geralmente a resistência aumenta linearmente com o teor de cimento, embora com diferentes velocidades para diferentes solos. Quase tão importante quanto o teor de cimento é a densidade. INGLES E FRYDMAN (1966) demonstraram que o logaritmo da resistência é linearmente proporcional à densidade, numa função do tipo:

$$S = Ae^{bD}$$

onde S é a resistência, D a densidade e A e b são constantes

A demora na compactação, que permite que a hidratação se complete e que os grumos adquiram resistência, é a causa principal de perda de resistência, pois a mistura se torna mais difícil de compactar. Assim a densidade alcançada será menor.

O tempo também é importante porque a resistência aumenta gradualmente com a idade de cura. AKPOKODJE (1985) estudou o comportamento de alguns solos da Austrália estabilizados com cimento e concluiu que a textura e a composição mineralógica influenciam a relação entre resistência e idade de misturas de solo-cimento.

O tipo de cura também afeta a resistência, mas a única generalização que pode ser feita é que as maiores temperaturas aumentam a velocidade de ganho de resistência. A imersão reduz a resistência, particularmente em solos argilosos. As especificações convencionais estipulam perdas de RCS, devidas à imersão, não superiores a 20%. CROFT (1967) alertou para a baixa correlação existente entre a RCS especificada aos 7 dias e o

desempenho dos pavimentos. Este fato faz que a redução da resistência, devida à imersão, seja cada vez mais considerada como critério mais prático e real. Conforme AKPOKODJE (1985) o quantum de perda de resistência está relacionado à granulometria do solo e ao tipo de argilomineral presente. A maior perda em solos argilosos foi atribuída à maior capacidade de absorção de água por parte da fração argila.

AKPOKODJE (1985) afirmou que a contração é geralmente maior do que a expansão nos solos estabilizados com cimento. Isso se deve ao fato de que a hidratação do cimento é susceptível à contração durante a secagem, enquanto não se expande necessariamente quando imerso. De fato, a adição de cimento reduz a permeabilidade do solo, retardando assim a absorção de água.

Se um pavimento de solo-cimento rompe sob o carregamento de uma roda, a ruptura é causada por tensões de tração na base da placa carregada ou por tensões superficiais distantes da carga. A resistência à tração do solo-cimento é, portanto, de interesse, sendo que quando o corpo de prova é compactado na umidade ótima e peso específico máximo, ela atinge um valor de aproximadamente 10% da RCS.

BOFINGER (1970) observou que, devido ao complexo comportamento do solo-cimento sob tensão, estimativas da sua resistência à tração, a partir de ensaios de compressão diametral ou de tração na flexão, são incertas. O ensaio de tração direta, que independe das características de deformação, forneceria uma indicativa mais confiável.

Se um solo plástico for tratado com cimento seu IP diminuirá. Deve-se observar que essa redução é ocasionada principalmente pelo aumento do LP. Pode ocorrer, entretanto, que o LL sofra mudança semelhante e o IP permaneça inalterado.

Em relação à curva de compactação KEZDI (1979) observou que a umidade ótima e o peso específico aparente seco máximo não variam muito com a adição de cimento. O peso específico máximo

aumenta se o solo estabilizado for arenoso, não se modifica no caso de argilas médias e leves, aumenta ligeiramente no caso de argilas gordas e sofre pequena redução no caso de siltes. Pequenas mudanças também são observadas no teor de umidade ótimo para compactação.

Para esse autor outra consequência da adição de cimento é que o solo se torna muito mais sensível aos efeitos da água, ou seja, os dois ramos da curva de compactação se aproximam muito em relação à curva do solo estabilizado. Assim, pequenas variações no teor de umidade podem alterar acentuadamente o peso específico aparente seco.

O projeto de pavimentos com solo-cimento usualmente se baseava em ensaios tais como RCS e ISC, na avaliação da resistência, e de molhagem e secagem ou congelamento e degelo, para durabilidade. MITCHELL E SHEN (1967) questionaram se esses ensaios, particularmente os de resistência, que usam condições de carga estática, realmente avaliam as propriedades materiais relevantes ao desempenho, sob condições dinâmicas de carregamento.

Estudos desenvolvidos pelos mesmos autores em 1966 forneceram uma avaliação mais realística do desempenho de camadas de solo-cimento em pavimentos. Esses estudos se centraram no comportamento do solo-cimento sob a ação de tensões repetidas de tração e compressão.

Para MITCHELL E SHEN (1967) vários fatores devem ser considerados na seleção de valores de propriedades adequadas de materiais, para uso na análise e no projeto de seções de pavimentos flexíveis. Assim, a) sob tensões repetidas constantes o módulo resiliente em compressão depende da densidade seca para as misturas de areia-cimento e da densidade seca e do teor de umidade de moldagem para as misturas argila siltosa e cimento. Variações relativamente pequenas em densidade e em teor de umidade podem provocar grandes variações do módulo; b) quanto maior o período de cura anterior ao início da compressão

repetida, maior o módulo resiliente e; c) a saturação de corpos de prova conduz a decréscimo do módulo resiliente.

A durabilidade de um material cimentado é importante, especialmente se o material se destina a ficar sujeito a condições severas de molhagem e secagem e/ou de carga, como é o caso de uma sub-base de solo-cimento, sujeita a bombeamento, sob uma placa de concreto.

A avaliação da durabilidade de misturas solo-cimento é feita geralmente através de ensaios de molhagem e secagem e de congelamento e degelo, embora este último não seja exigido em regiões tropicais e sub-tropicais.

NORLING (1963) explicou que os ciclos de molhagem e secagem se destinam a simular forças de contração e que o escovamento foi desenvolvido para resolver o problema de as perdas de peso, durante os ensaios, serem erráticas. O critério de máxima perda de peso por escovamento é usado como indicativo de que as forças de contração, resultantes dos ciclos de molhagem e secagem, foram resistidas.

O NATIONAL INSTITUTE FOR TRANSPORT AND ROAD RESEARCH (1986) comentou que o ensaio às vezes é considerado muito severo e difícil de reproduzir.

Entretanto, AZAMBUJA (1991), citando PELTIER, considera que sendo o solo-cimento um material constituído de blocos com minifissuras entre si, o atrito interface é importante, tornando significativo o escovamento ou outro método de avaliação do desgaste.

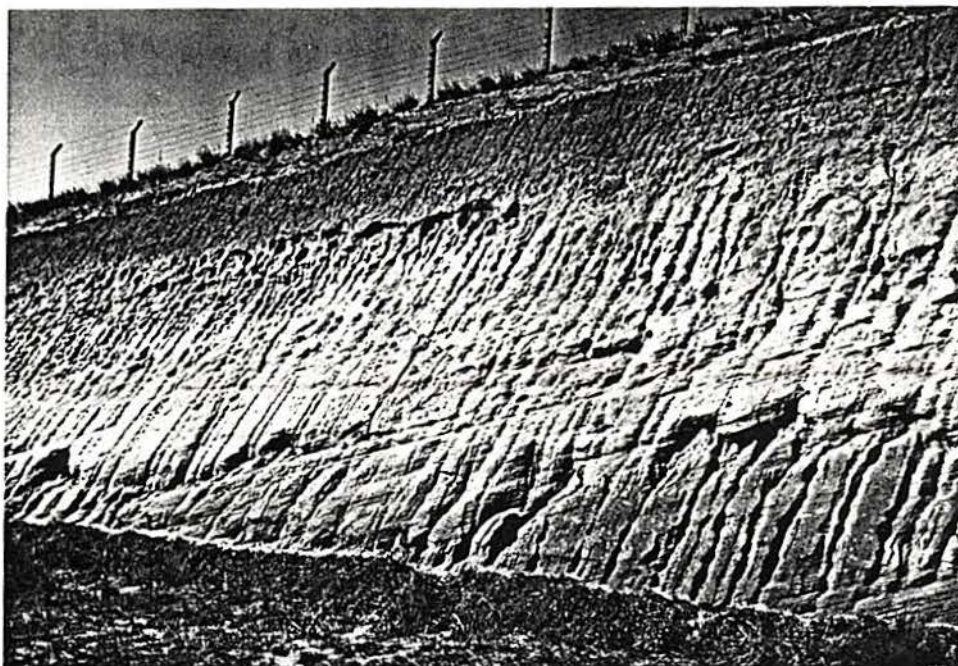


Figura II.1 - Fotografia de um talude de solo residual do arenito Botucatu. Observa-se a acentuada erosão no horizonte C.

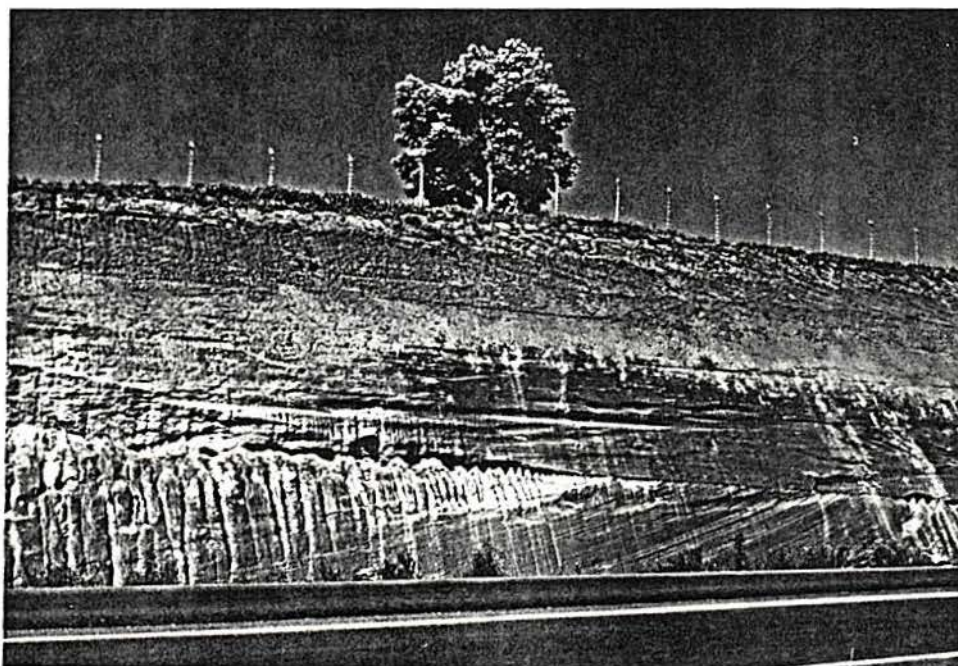


Figura II.2 - Estratificação cruzada num horizonte C substrato arenito Botucatu.

III - PROGRAMA DA PESQUISA

III.1 - Etapas da Pesquisa

A pesquisa a ser desenvolvida pode ser dividida em três etapas.

Numa primeira etapa será revisada a literatura existente sobre o arenito Botucatu, os mecanismos de estabilização físico-química de solos, os métodos de dosagem de misturas de solo com cal e de solo com cimento e as alterações nas propriedades geotécnicas dos solos devido à estabilização.

A seguir será desenvolvida a etapa experimental que pode ser, por sua vez, subdividida em três fases.

A primeira fase consistirá na caracterização do solo, na verificação da sua homogeneidade ao longo do horizonte C e na determinação de algumas propriedades mecânicas de interesse à pavimentação. A caracterização envolverá ensaios geotécnicos (granulometria, limites de consistência, umidade natural e densidade real dos grãos) e físico-químicos (difração de raios-X, análise química da fração argila, determinação de pH, de matéria orgânica e de capacidade de troca catiônica). Para verificar a homogeneidade do horizonte C os ensaios de caracterização serão realizados a seis profundidades ao longo do talude (5 m, 7 m, 9 m, 11 m, 16 m e 18 m). Se for constatada a homogeneidade, os demais ensaios serão realizados em amostras retiradas a 18 m de profundidade. Também serão realizados ensaios visando a obtenção das curvas de compactação e de variação do Índice de Suporte California (ISC) e expansão, com o teor de umidade, bem como da resistência à compressão simples (RCS) e do módulo resiliente na compressão triaxial (MRC).

Caso se confirme a necessidade de se estabilizar o solo com o emprego de aditivos proceder-se-á, na segunda fase, à dosagem das misturas de solo com cal e de solo com cimento. Para as misturas de solo e cal será determinado um teor ótimo para o solo estabilizado e três outros teores para o solo melhorado. Para as misturas de solo e cimento também será determinado um teor ótimo para o solo estabilizado e outros dois para o solo melhorado. As porcentagens de aditivos serão tomadas em relação ao peso do solo seco. Concomitantemente serão realizados ensaios de caracterização da cal e do cimento.

Na terceira fase serão avaliadas as melhorias nas propriedades geotécnicas do solo com a adição de cal e de cimento. Além das propriedades avaliadas para o solo não-estabilizado serão determinadas a resistência à compressão diametral (RCD), o módulo resiliente na compressão diametral (MRCD) e a durabilidade das misturas.

A última etapa da pesquisa consistirá na análise dos resultados obtidos na etapa experimental e no estudo do comportamento estrutural de pavimentos com camadas de base ou sub-base de solo estabilizado, com o emprego de um programa computacional.

III.2 - Tempos de Cura e Energias de Compactação

Com a finalidade de se analisar a evolução das melhorias obtidas com a adição dos estabilizantes no decorrer do tempo, foram escolhidos três tempos de cura para cada tipo de aditivo.

Como parte significativa das alterações decorrentes da adição de cal ao solo se deve às reações pozolânicas, que podem estender-se por anos, foram escolhidos para as misturas com esse aditivo, os períodos de cura de 14, 28 e 90 dias.

Já para as misturas de solo e cimento foram escolhidos os períodos de cura de 7, 14 e 28 dias, pois com esse aditivo as

reações predominantes (a hidrólise e a hidratação) são mais rápidas; embora a cal liberada durante a hidratação do cimento possa reagir com os argilo-minerais de solos finos, formando neo-compostos, num proceso do tipo reação pozolânica.

Os ensaios de compactação serão realizados nas energias de Proctor Normal e Intermediario.

Para a moldagem dos corpos de prova a serem submetidos a outros ensaios serão utilizados cilindros de dimensões reduzidas. O emprego desses cilindros representa economia de material e de tempo, bem como a obtenção de corpos de prova muito homogêneos. Entretanto, devido ao diâmetro do soquete ser igual ao do molde, o acomodamento horizontal dos grãos pode ser dificultado, exigindo a variação do número de golpes de soquete por camada, de modo a reproduzir-se os pesos esespecíficos aparentes secos obtidos nos ensaios de Proctor Normal e Intermediário. Assim, onde consta no texto a expressão " energia normal ", isto significa a energia necessária para que o corpo de prova apresente o peso específico aparente seco máximo e a umidade ótima correspondentes ao ensaio de Proctor Normal

III.3 - Esquemas dos Ensaios

As figuras III.1 a III.3 apresentam os ensaios a serem realizados no solo não-estabilizado e nas misturas de solo e cal e de solo e cimento.

III.4 - Quadro de Ensaios

O quadro III.1 apresenta os tipos e número de ensaios a serem realizados com o solo não-estabilizado e com as misturas de solo e cal e de solo e cimento.

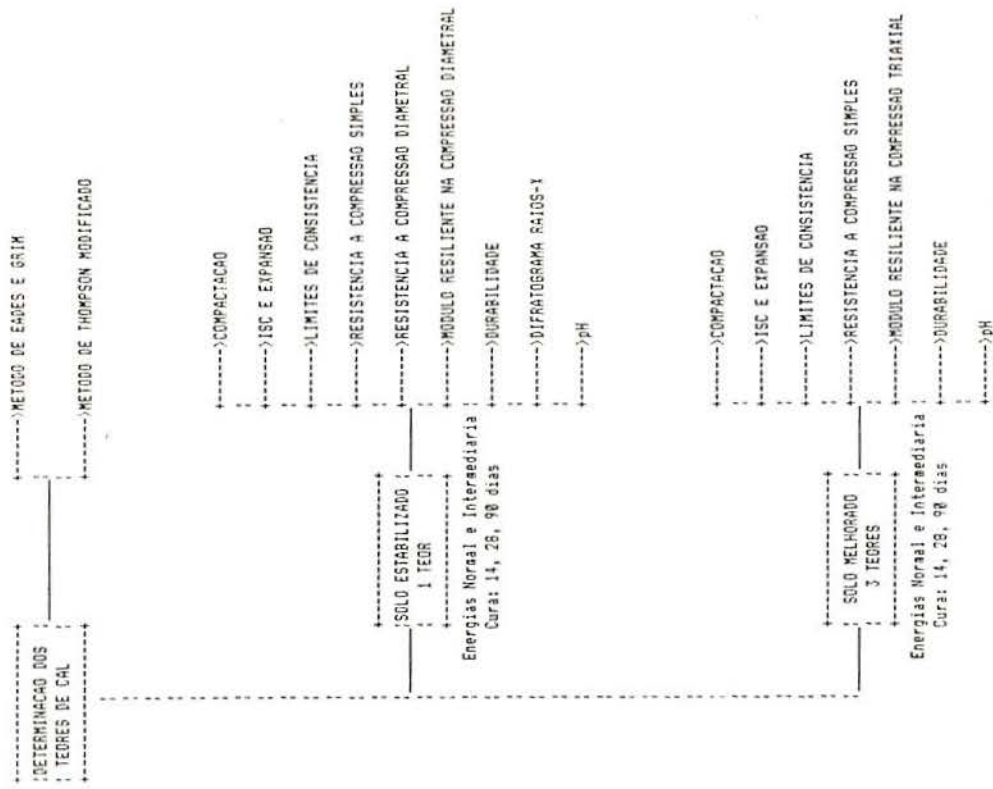


Figura III.1.1 - Ensaio a serem realizados com o solo não-estabilizado.

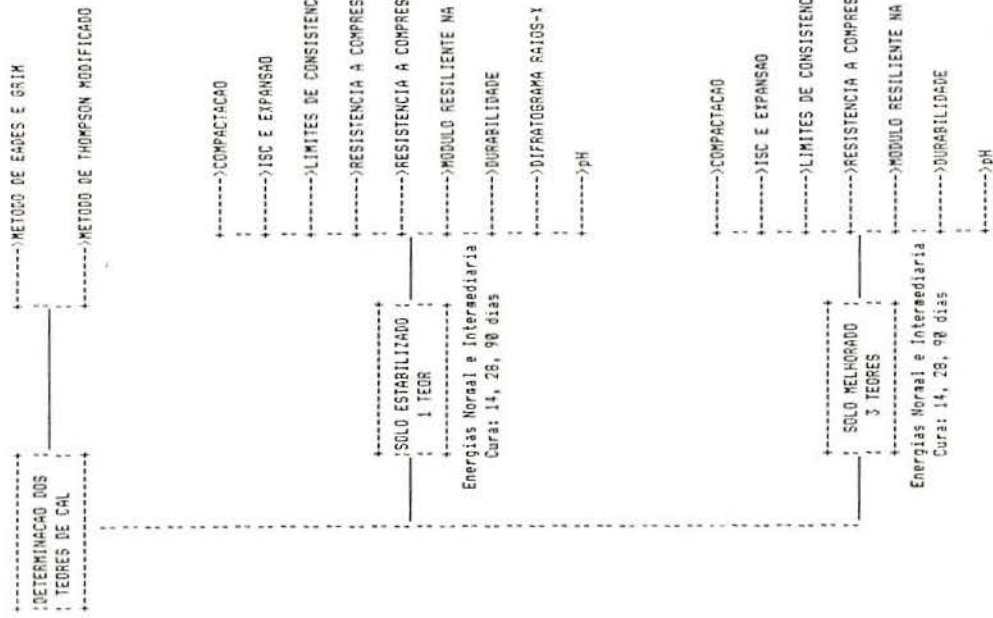


Figura III.2 - Ensaio a serem realizados com misturas de solo com cal.

Ensaio	Material	Solo sem Estabilizante	Misturas de Solo e Cal	Misturas de Solo e Cimento	Total
Granulometria		6	-	-	6
Densidade Real		6	-	-	6
Umidade Natural		6	-	-	6
Limites de Consistência (Conjuntos de LL; LP; LC)		6	16	12	34
Compactação		2	8	6	16
Índice de Suporte California (curvas ISC 1, h c/ 4 pts. cada via)		2	8	6	16
Resistência a Compressão Simples		6	240	98	344
Resistência a Compressão Diametral		-	28	28	56
Módulo Resiliente na Compressão Triaxial		2	30	20	52
Módulo Resiliente na Compressão Diametral		-	10	10	20
Durabilidade		-	6	2	8
pH		1	16	-	17
Difratogramas Raios-X		3	1	-	4
Composição Química		1	-	-	1
Capacidade de Troca Cationica		1	-	-	1
Materia Orgânica		1	-	-	1

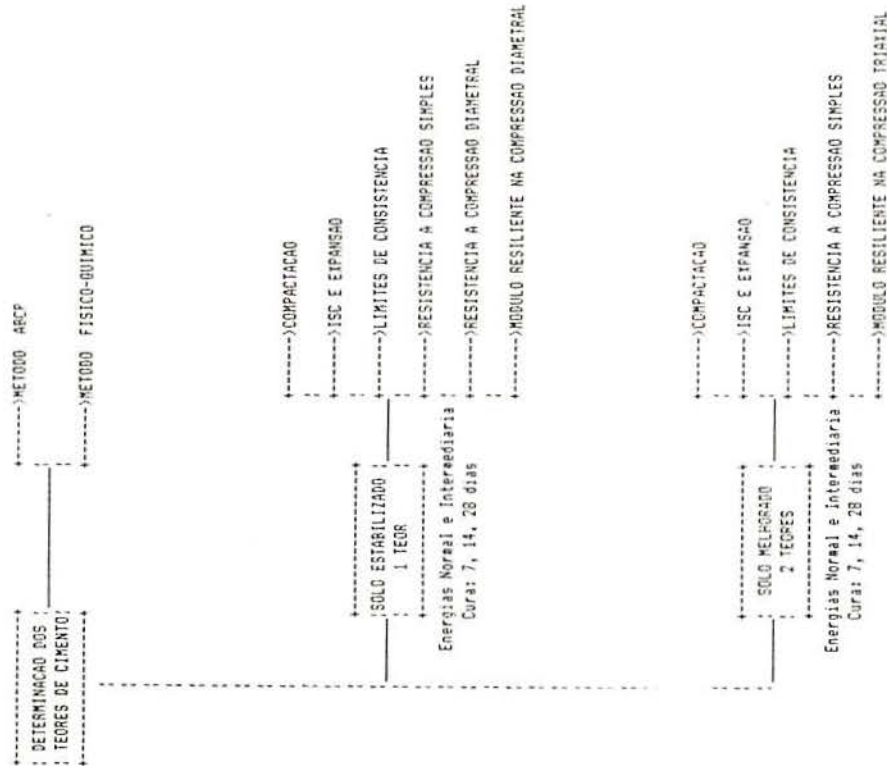


Figura III.3 - Ensaios a serem realizados com misturas de solo com cimento.

Quadro III.1.1 - Relação de ensaios a serem realizados com o solo natural e com misturas de solo e estabilizantes.

IV - MÉTODOS UTILIZADOS

IV.1 - Preparação do Solo

Amostras deformadas do solo foram colhidas da jazida, evitando-se a inclusão de partículas contaminadas. O solo foi guardado em sacos plásticos e posteriormente posto a secar ao ar. Uma vez seco foi destorroado, passado na peneira No. 4 (4,8 mm) e novamente ensacado hermeticamente, até o momento da sua utilização. Durante esse processo foi determinada a umidade higroscópica.

IV.2 - Mistura

Os materiais (solo, aditivo e água) foram pesados com precisão de 0,01 gf. Solo e aditivo foram inicialmente misturados a mão durante 3 minutos. A seguir a água foi acrescentada aos poucos, cuidando-se para garantir a homogeneidade da mistura e evitando-se grandes perdas por evaporação.

Quando não se empregou aditivo (solo não-estabilizado) o tempo total de mistura foi de três minutos.

As proporções de água e aditivo foram relacionadas com o peso do solo seco, misturando-se material suficiente para a moldagem de três a seis corpos de prova de cada vez.

IV.3 - Ensaio de Compactação

A fim de determinar os pesos específicos aparentes secos máximos e as umidades ótimas do solo e das misturas de solo e aditivo foram realizados ensaios de compactação nas energias de

Proctor Normal e Intermediário, de acordo com os métodos ME/DNER 47-64 e ME/DNER 48-64, descritos por FRAENKEL (1980).

Visando o menor consumo de solo, o ensaio de Proctor Intermediário foi alterado. Manteve-se o mesmo soquete, o mesmo molde e o mesmo número de camadas do ensaio Normal, aumentando-se o número de golpes por camada para 56, de modo a se obter a energia de compactação por unidade de volume, prevista pelo método ME/DNER 48-64, descritos por FRAENKEL (1980).

IV.4 - Moldagem

De posse dos parâmetros obtidos nos ensaios de compactação, foram moldados corpos de prova, utilizando-se cilindros de dimensões reduzidas. As dimensões dos corpos de prova variaram conforme o ensaio a que se destinaram. Assim, os corpos de prova para ensaios de resistência à compressão simples (RCS) e de módulo resiliente na compressão triaxial (MRC) tinham diâmetro igual a $5,00 \pm 0,05$ cm e altura igual a $10,00 \pm 0,05$ cm. Aqueles que se destinavam aos ensaios de resistência à compressão diametral (RCD) e de módulo resiliente na compressão diametral (MRCD) tinham 10,16 cm de diâmetro e $6,35 \pm 0,05$ cm de altura. Os corpos de prova para ensaios de durabilidade por molhagem e secagem, com escovamento, tinham as dimensões indicadas pelo Método SC-3 da ABCP (1986).

Durante a moldagem, visando evitar grandes perdas de água por evaporação, as misturas foram cobertas com um pano úmido ou mantidas em sacos plásticos fechados.

Com exceção de aqueles destinados ao estudo da influência da demora na compactação na resistência, os corpos de prova foram moldados logo após a mistura dos materiais, procurando-se obter um teor de umidade aproximadamente igual ao ótimo ($\pm 0,5$ %) e um peso específico aparente seco que não diferisse mais do que $0,4 \text{ kN/m}^3$ do máximo da curva de compactação.

Os corpos de prova assim compactados eram cuidadosamente retirados dos moldes (previamente lubrificados), pesados com precisão de 0,01 gf e medidos com precisão de 0,01 cm. Em seguida eram colocados em sacos plásticos (dos quais se retirava o ar) hermeticamente fechados e identificados, e levados à cura em câmara úmida.

Para o estudo das melhorias nas propriedades mecânicas com o emprego de aditivos foram moldados inicialmente os corpos de prova de misturas de solo e cal que seriam curados por 90 dias.

IV.5 - Cura

Os corpos de prova moldados foram colocados numa câmara onde o grau de saturação se manteve em $92 \pm 3\%$ e a temperatura em 22 ± 3 graus centígrados durante os períodos de cura desejados.

IV.6 - Imersão

Terminada a cura, e antes de serem ensaiados, os corpos de prova de misturas solo e aditivo foram imersos em água potável durante 24 ± 2 horas.

Após a imersão os corpos de prova eram deixados escorrendo durante 15 minutos e em seguida era retirado o excesso de água com uma toalha de papel. A seguir eram pesados e logo ensaiados.

Visando estudar a influência do grau de saturação no comportamento resiliente das misturas, alguns corpos de prova foram ensaiados após 48 horas de imersão e outros sem imersão.

IV.7 - Dosagem das Misturas de Solo e Cal

Para estabelecer o teor ótimo de cal a ser adicionado ao solo, visando a sua estabilização, foi adotado inicialmente o método de EADES E GRIM (1966). Esse método não conduziu a resultados satisfatórios e por isso optou-se por desenvolver um procedimento que teve como parâmetro o critério de reatividade de THOMPSON (1966). Por esse critério um solo é considerado reativo se a adição de cal resulta num incremento na resistência à compressão simples de pelo menos 345 kN/m², após 28 dias de cura a 22,8 graus centígrados.

O procedimento desenvolvido consistiu das seguintes etapas:

- a) adoção de quatro teores de cal (3%, 5%, 7% e 9%);
- b) moldagem de corpos de prova de misturas de solo e cal;
- c) cura dos corpos de prova em câmara úmida, à temperatura de 22 ± 3 graus centígrados, durante 7, 14, 21 e 28 dias;
- d) ensaio de resistência à compressão simples, precedido por imersão de 24 horas em água potável e também sem imersão, e;
- e) análise da evolução da resistência com o teor de cal, confrontação com o critério de THOMPSON (1966) e escolha do teor ótimo de cal para solo estabilizado.

IV.8 - Dosagem das Misturas de Solo e Cimento

A determinação do teor ótimo de cimento para solo estabilizado foi feita através do ensaio de durabilidade por molhagem e secagem, de acordo com o método SC-3 da ABCP (1986).

Para efeitos de comparação também se procedeu à dosagem através de um método físico-químico, descrito por CERATTI E CASANOVA (1988).

Para a dosagem do solo-cimento por esse método físico-químico foram utilizadas cinco provetas graduadas nas quais se colocou 20 g de solo seco ao ar, pulverizado e passado na peneira de No. 10, 100 ml de água destilada e quantidades crescentes de cimento.

As variações volumétricas produzidas foram calculadas a partir dos volumes das suspensões de solo-cimento nos tempos $t = t_n$ e $t = t_o$, ambos lidos duas horas após agitação das misturas. As leituras volumétricas foram feitas até não haver variação visível de volume, ou até que este começasse a decrescer. A variação volumétrica utilizada para correlação com o teor de cimento corresponde à máxima variação determinada nas leituras.

De acordo com CHADDA, citado por CERATTI E CASANOVA (1988) qualquer adição de cimento acima deste teor pode aumentar a resistência da amostra compactada, mas não irá reagir físico-quimicamente com as partículas do solo.

O método físico-químico utilizado nesta pesquisa apresenta vantagem de considerar a interação elétrica das partículas de argila e as de cimento, o que contribui para mudanças físico-químicas nas misturas de solo e cimento.

IV.9 - Densidade Real dos Grãos

A densidade real dos grãos do solo foi determinada conforme o método ME/DNER 93-64, transcrito por FRAENKEL (1980).

IV.10 - Limites de Consistência

Os limites de liquidez (LL), de plasticidade (LP) e de contração (LC) do solo e das misturas de solo e aditivo foram determinados de acordo com os métodos ME/DNER 44-71, ME/DNER 82-63 e ME/DNER 87-64, respectivamente, apresentados por FRAENKEL (1980).

Com a finalidade de se observar os efeitos dos estabilizantes com o decorrer do tempo, os limites de consistência foram determinados logo após a mistura e também após três períodos de cura: 14, 28 e 90 dias para as misturas de solo e cal e 7, 14 e 28 dias para as misturas de solo e cimento. A cura ocorreu em câmara úmida, permanecendo o material solto no interior de sacos plásticos hermeticamente fechados.

IV.11 - Análise Granulométrica

Na fase experimental de caracterização do solo procedeu-se à sua análise granulométrica, por peneiramento e sedimentação, seguindo o método ME/DNER 51/64, transcrito por FRAENKEL (1980). Foi empregado o hexa-metafosfato de sódio como defloculante, de forma a obter-se a real porcentagem de finos na massa do solo.

No início da pesquisa se levantou a hipótese de ocorrência de argilo-minerais expansíveis no solo, e por isso se pensou em realizar o ensaio com o emprego de etileno-glicol, ao invés de água, conforme sugerido por TODRES E CLAUSS (1971). Ao constatar-se, através do difratograma e de outras evidências, a baixa expansibilidade do solo a idéia foi abandonada.

IV.12 - Ensaio de Resistência

A resistência à compressão simples (RCS) do solo compactado e das misturas compactadas de solo e aditivos e a resistência à compressão diametral (RCD) das misturas compactadas

de solo e aditivos foram determinadas conforme os métodos ME/DNER 180-87 e ME/DNER 181-87.

Os corpos de prova foram rompidos em triplicata. Foram tomados valores médios das tensões de ruptura alcançadas, admitindo-se uma tolerância de $\pm 10\%$ em torno da média. Se um dos três corpos de prova se afastasse desse intervalo procedia-se à determinação de nova média com os dois restantes. Caso o fato voltasse a se repetir, abandonava-se este ensaio e procedia-se à moldagem de três novos corpos de prova para nova determinação.

Foi utilizada uma prensa da marca WYKEHAM FARRANCE, com carga máxima de 5.000 kgf e anéis dinamométricos com capacidade de 400 e 1500 kgf. A velocidade de deformação foi mantida constante em 1,14 mm/min .

IV.13 - Capacidade de Suporte e Expansão

O Índice de Suporte California (ISC) do solo com e sem aditivos foi determinado conforme o método ME/DNER 50-64, transcrito por FRAENKEL (1980).

Para cada teor de aditivo e para cada energia de compactação foram moldados quatro corpos de prova com teores de umidade diferentes, de forma a traçar-se as curvas ISC versus teor de umidade, sendo adotado como ISC o máximo dessa curva.

Foi utilizada uma prensa da marca TESTOP com anel dinamométrico com capacidade de 5.000 kgf.

Durante o período de imersão dos corpos de prova foi acompanhada a evolução da expansão.

IV.14 - Ensaio com Carga Repetida

IV.14.1 - Módulo resiliente na compressão triaxial

Corpos de prova de solo compactado e de misturas compactadas de solo e aditivos foram ensaiados em equipamento triaxial dinâmico existente na UFRGS, determinando-se módulos resilientes à compressão triaxial (MRC) a diferentes níveis de tensão.

O equipamento, mostrado na figura IV.1, compreende um sistema pneumático de carregamento, célula triaxial especial, sistemas de controle, de medição de deformações transientes e de registro oscilográfico. As tensões foram aplicadas de forma rápida e alternada no topo da amostra através de um pistão. Para isto, o ar comprimido, ao passar por um registro de pressão, atua diretamente numa válvula que está em contato com o cilindro de pressão. Quando a válvula abre a pressão do ar é transmitida através do cilindro para a amostra envolta por uma membrana de borracha e quando fecha a pressão deixa de atuar. O tempo de abertura da válvula e a frequência desta operação são controladas por um dispositivo mecânico digital ("timer").

O sistema de medição das deformações se compõe de um transdutor do tipo LVDT que se fixa fora da câmara, um amplificador dos sinais elétricos e um oscilógrafo ECB modelo RB-103. O transdutor transforma, por variação de campo magnético, a deformação axial durante o carregamento repetido em potencial elétrico, que chega ao registro oscilográfico. Previamente é feita uma calibração a fim de correlacionar as deformações com a amplitude do traço registrado.

Em todos os ensaios o tempo de duração da carga foi de 0,1 segundo e a frequência de 1 Hz.

Como se pretendia uma condição drenada colocaram-se pedras porosas entre o corpo de prova e a base e entre este e o cabeçote.

As amostras no interior da câmara triaxial a ar comprimido foram submetidas a condicionamento prévio, pela aplicação de uma seqüência de carregamentos repetidos, a fim de eliminar as deformações permanentes elevadas que ocorrem nas primeiras aplicações da tensão desvio.

Foi a seguinte a seqüência de tensões aplicada durante os ensaios:

* Condicionamento

- Tensão confinante de 70 kN/m² com relações σ_1 / σ_3 iguais a 2 e a 4 - 220 aplicações.
- Tensão confinante de 105 kN/m² com relação σ_1 / σ_3 igual a 4 - 220 aplicações.

* Registro de deformações

- Com tensão confinante igual a 21; 35; 52,5; 70; 105 e 140 kN/m² e relações σ_1 / σ_3 iguais a 2, 3 e 4, determinando-se para cada estágio a deformação resiliente correspondente após 200 aplicações de carga.

Concluída a fase de carregamento os corpos de prova foram novamente medidos, para calcular as deformações resilientes específicas, e pesados, visando determinar a variação do grau de saturação durante o ensaio. Por último foram rompidos por compressão simples, a fim de verificar-se o efeito do carregamento repetido na resistência.

IV.14.2 - Módulo resiliente na compressão diametral

Para determinação do módulo resiliente na compressão diametral corpos de prova de misturas de solo e aditivos foram submetidos a cargas repetidas ao longo de duas geratrizes

opostas, através de uma faixa de apoio de 0,5 polegada de largura, como mostra a figura IV.2.

Foi adotado o método ME/DNER 133-86, com uma fase de condicionamento na qual se aplicou uma carga repetida, tal que gerou no corpo de prova uma tensão de tração não superior a 30% da tensão de ruptura por compressão diametral. Nessa fase a carga foi aplicada 200 vezes, com duração de 0,1 segundo e frequência de 1 Hz. Seguiram-se outras três fases de carregamento com determinação das deformações transientes na direção perpendicular à de aplicação da carga. Em cada fase a carga foi mantida constante e as deformações foram registradas após 300 repetições na primeira fase, 400 na segunda e 500 na terceira.

O módulo resiliente da mistura é a média dos valores calculados, em cada fase de carregamento, em função da carga aplicada, da altura do corpo de prova, da deformação resiliente e do coeficiente de Poisson. O coeficiente de Poisson foi fixado em 0,2, dentro do intervalo sugerido pela circular No. 180 do TRB (1976), para as misturas de solo-cal e pelo "Special Report" No. 162 do TRB (1975) para as de solo-cimento. Convém salientar que a influência desse coeficiente no módulo resiliente é muito pequena.

Neste trabalho as deformações resilientes foram determinadas através de um transdutor do tipo LVDT, que foi colocado perpendicularmente à direção de aplicação da carga, sustentado por alças de madeira coladas ao corpo de prova. A colagem das alças exigia que o corpo de prova fosse previamente deixado secar, após a imersão, durante umas seis horas. Depois de coladas as alças aguardava-se duas horas para que a cola secasse e só então se iniciava o ensaio. Este processo resultou ser um tanto inadequado uma vez que a secagem ocorria em condições atmosféricas (temperatura e umidade relativa do ar) que variavam dia a dia, o que fazia com que os corpos de prova fossem ensaiados com graus de saturação diferentes do previsto. Outro problema que às vezes se manifestava era a falta de aderência entre a cola e a superfície lateral muito lisa do corpo de prova.

Isso fez com que, várias vezes, ao se ajustar o LVDT, a ligação rompesse, forçando a repetição de toda a operação e/ou causando a perda do corpo de prova.

IV.15 - Ensaio de Durabilidade

As misturas compactadas de solo e aditivos foram submetidas ao ensaio de durabilidade padronizado pelo método SC-3 da ABCP (1986). Esse método permite determinar a perda de peso, por escovamento, de corpos de prova submetidos a ciclos de molhagem e secagem.

Os corpos de prova de solo-cimento foram curados em câmara úmida durante 7 dias e depois foram submetidos a 12 ciclos de molhagem, secagem e escovamento. Os ciclos duraram 48 horas, compreendendo 5 horas de imersão em água potável, 42 horas de secagem em estufa a 71 graus centígrados e 1 hora de intervalo para esfriamento, escovamento e pesagem. Concluídos os ciclos os corpos de prova eram secos na estufa, à temperatura de 110 graus centígrados, até constância de peso. De posse do peso seco se deduzia a água participante da hidratação do cimento e então se determinava a perda de peso durante o ensaio.

Esse método mostrou ser muito severo para avaliar a durabilidade de misturas de solo e cal, mesmo após 28 dias de cura, e por isso se adotou um método proposto por HOOVER, HANDY E DAVIDSON (1958), também conhecido como método Iowa.

Corpos de prova de 5,00 cm de diâmetro e 10,00 cm de altura, de misturas solo + 5% de cal e solo + 9% de cal foram moldados na energia do ensaio de Proctor Normal. Para cada teor de cal foram moldadas 6 amostras, sendo que 3 delas foram curadas por 14 dias e depois submetidas a 12 ciclos de molhagem e secagem. Cada ciclo durava 48 horas, sendo 24 de secagem ao ar livre e 24 de imersão em água potável. Durante os períodos de secagem os corpos de prova eram deixados dentro de dependências do laboratório, perdendo umidade por evaporação e expostos à

carbonatação de parte da cal (que deixou assim de participar das reações com o solo) com o dióxido de carbono do ar. Após os 12 ciclos os 3 corpos de prova que tinham sido submetidos aos ciclos e os 3 que tinham permanecido o tempo todo em câmara úmida foram imersos por 24 horas e depois rompidos à compressão simples. O quociente entre as resistências dos corpos com ciclos e sem ciclos foi adotado como parâmetro de avaliação de durabilidade.

IV.16 - Determinação do pH

O pH de amostras soltas do solo e de misturas de solo e cal foi determinado com o emprego de um pH-metro Micronal B374 com eletrodo de vidro combinado.

Para a determinação do pH do solo o eletrodo foi previamente calibrado com uma solução tampão de pH igual a 7. Na determinação do pH das misturas de solo e cal, o pH da solução tampão era 10,348.

As misturas úmidas de solo + 3%, 5%, 7% e 9% de cal foram submetidas a cura solta, por períodos de 0, 14, 28 e 90 dias. Após a cura foram misturadas com água na proporção 1:1, agitadas e deixadas em repouso por 24 horas. Após esse período foram novamente agitadas e o pH lido.

IV.17 - Difratogramas de Raios-X

A análise mineralógica, qualitativa e semiquantitativa da fração argila do solo foi feita por meio de difratogramas de raios-X.

Os ensaios foram realizados por técnicos do Departamento de Solos da Universidade Federal de Pelotas (UFPel).

Foi empregado um aparelho de raios-X da marca Philips, tipo PW 1730/10 e as condições de operação foram as seguintes:

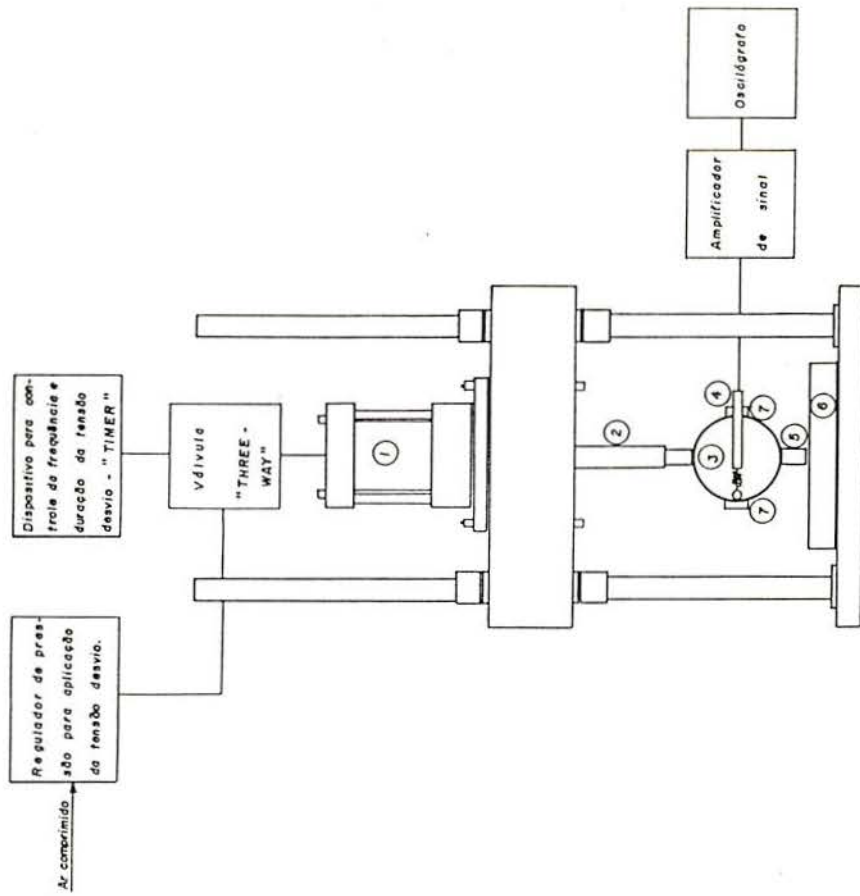
- Tubo anticátodo: cobre
- Filtro: níquel
- Voltagem: 30 kV
- Corrente: 30 mA
- Velocidade do goniômetro: 1 grau 2 /min
- Velocidade do papel: 1 cm/min

Foram ensaiadas amostras de solo nas condições orientada natural, calcinada e glicolada. Também foi ensaiada uma amostra de mistura solo + 9% de cal com 90 dias de cura solta. O objetivo desse ensaio foi observar e, se possível, identificar novos compostos resultantes das reações solo-cal.

IV.18 Outros Ensaios

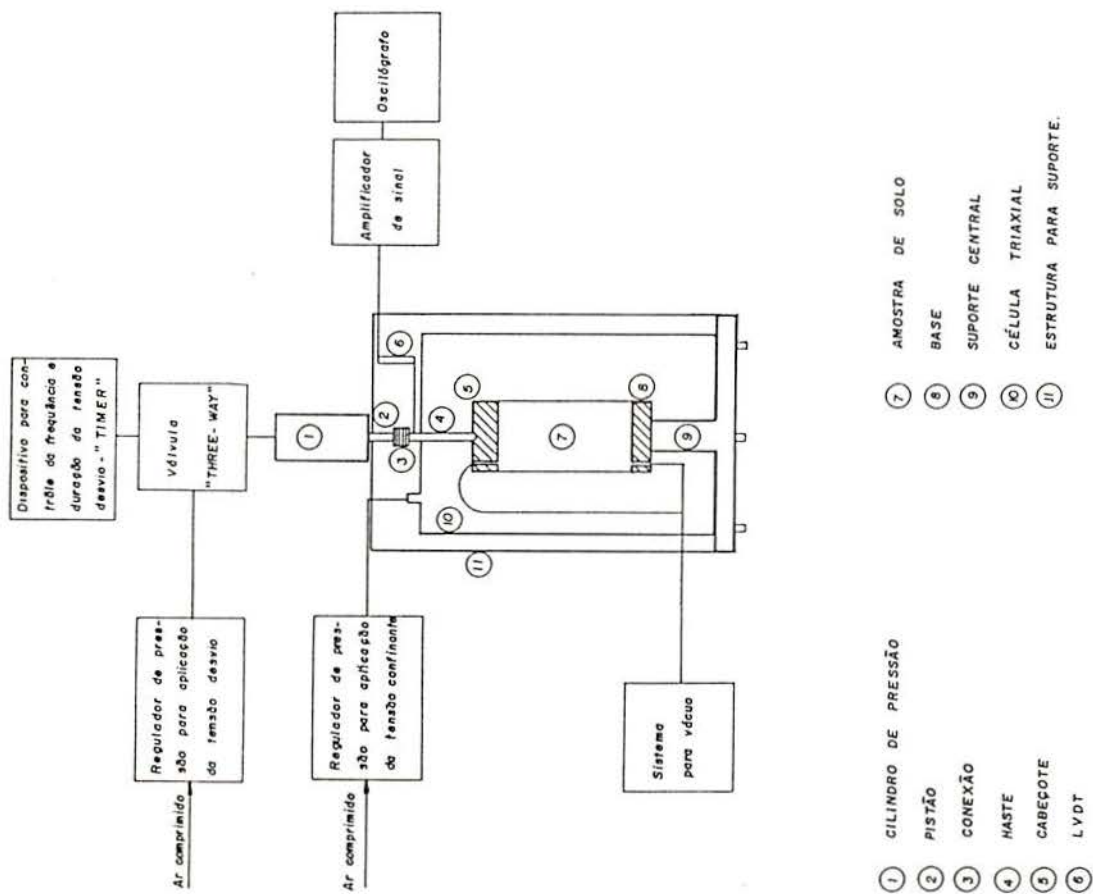
Na fase de caracterização do solo foram feitas a análise química da fração argila e a determinação de matéria orgânica e da capacidade de troca catiônica (CTC). Esses ensaio foram realizados no Departamento de Solos da UFPel.

Os ensaios de caracterização da cal e do cimento, bem como os ensaios para classificação do solo de acordo com o método de NOGAMI E VILLIBOR (1981) foram realizados no CIENTEC-RS.



- ① CILINDRO DE PRESSÃO
- ② PISTÃO
- ③ AMOSTRA
- ④ LVDT
- ⑤ CABEÇOTE
- ⑥ SUPORTE
- ⑦ ALÇAS PARA A FIXAÇÃO DO LVDT

Figura IV.2 - Equipamento para determinação do módulo resiliente na compressão diametral.



- ① CILINDRO DE PRESSÃO
- ② PISTÃO
- ③ CONEXÃO
- ④ HASTE
- ⑤ CABEÇOTE
- ⑥ LVDT
- ⑦ AMOSTRA DE SOLO
- ⑧ BASE
- ⑨ SUPORTE CENTRAL
- ⑩ CÉLULA TRIAXIAL
- ⑪ ESTRUTURA PARA SUPORTE

Figura IV.1 - Equipamento para determinação do módulo resiliente na compressão triaxial.

V - MATERIAIS UTILIZADOS

V.1 - Q Solo

V.1.1 - A jazida

Nesta pesquisa foi estudado o horizonte C de um solo residual de arenito da Formação Botucatu.

A jazida explorada se encontra ao longo da rodovia RS-240, na localidade de Vila Scharlau, município de São Leopoldo (RS). O croquis de sua localização é mostrado na figura V.1.

O talude escolhido, mostrado na figura V.2, apresenta uma profundidade de 20 m, sendo 0,5 m de horizonte A, 2,5 m de horizonte B e os restantes 17 m de horizonte C saprolítico, alvo da pesquisa. Ao longo desses 17 m o horizonte C tem uma aparência homogênea, como se observa na figura V.3, o que, como já foi assinalado, é uma característica do arenito Botucatu.

O geólogo Rodrigo Martins Saraiva, técnico do Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação do CPGEC/UFRGS, fez a seguinte descrição da jazida:

"Trata-se de um afloramento em arenito, onde se verifica a estratificação acamadada de grande porte das dunas. Na parte superior do afloramento, onde a rocha está mais alterada (horizonte C), verifica-se que a mesma está sofrendo processo de descoloração e os feldspatos caolinização. A rocha não está bem cimentada pois consegue-se facilmente desagregá-la com a pá."

V.1.2 - A homogeneidade do horizonte C

Uma das hipóteses formuladas no item I.4 foi a da homogeneidade do solo ao longo do horizonte C. Para verificar a sua veracidade os ensaios geotécnicos de caracterização foram realizados em amostras retiradas a seis profundidades ao longo do talude (5 m, 7 m, 9 m, 11 m, 16 m e 18 m).

O quadro a seguir reproduz os resultados dos ensaios, bem como as médias e coeficientes de variação (CV) dos valores

PROFUNDIDADE (m)	L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)	L.C. (%)	h nat (%)	Yg (kN/m ³)	GRANULOMETRIA (%)				CLASSIFICACAO	
							A.M.	A.F.	SIL.	ARG.	SUCS	AASHTO
5	20	16	4	18	15.5	26.40	1.0	52.0	32.0	15.0	SM-SC	A-4
7	20	17	3	19	14.0	26.70	5.5	53.5	30.0	11.0	SM-SC	A-4
9	22	19	3	19	15.4	27.00	5.5	45.5	36.0	13.0	SM-SC	A-4
11	21	16	5	19	16.5	26.50	6.5	47.5	31.0	15.0	SM-SC	A-4
16	21	17	4	20	18.0	26.90	5.0	52.5	32.5	10.0	SM-SC	A-4
18	21	17	4	19	19.1	26.70	2.5	50.5	33.0	14.0	SM-SC	A-4
Media	21	17	4	19	-	26.7	4.3	50.3	32.4	13		
C. Var. (%)	3.61	6.44	18.32	3.33	-	0.09	49.15	6.22	6.36	16.14	-	-

Verifica-se que, excetuando o valor correspondente à percentagem de areia média, o coeficiente de variação é sempre inferior a 25%, valor máximo para o CV de amostras homogêneas, segundo NANNI (1986). As figuras V.4 e V.5 mostram graficamente a homogeneidade das propriedades características do solo (textura, limites de consistência e densidade real dos grãos), ao longo do horizonte C.

V.1.3 - Caracterização do solo

Uma vez constatada a homogeneidade os ensaios foram realizados com amostras retiradas à profundidade de 18 m, com o objetivo de facilitar a escavação e o transporte do solo. Apresenta-se a seguir os resultados de ensaios geomecânicos e físico-químicos.

V.1.3.1 - Análise granulométrica

Por peneiramento

PENEIRA	ABERTURA (mm)	% ACUMULADA PASSANDO
10	2,000	100,00
30	0,590	99,60
40	0,420	97,62
60	0,250	95,50
100	0,149	71,76
200	0,074	46,95

Por sedimentação

0,071	36,06
0,051	29,62
0,037	26,56
0,016	24,30
0,011	23,43
0,008	20,24
0,006	16,41
0,003	10,23
0,001	4,01

Profundidade: 18 m

Defloculante: hexa-metafosfato de sódio

Na figura V.6 é apresentada a curva granulométrica de amostra retirada à profundidade de 18 m, com emprego de defloculante.

Os resultados da análise granulométrica evidenciam a predominância da fração areia (53% dos grãos têm diâmetro compreendido entre 2,0 mm e 0,074 mm), com elevada porcentagem de silte (33% dos grãos têm diâmetro compreendido entre 0,074 mm e 0,005 mm), e pequena porcentagem da fração argila (14% dos grãos têm diâmetro inferior a 0,005 mm), sendo de apenas 4% a presença de argila coloidal (diâmetro inferior a 0,001 mm).

De acordo com LAMBE E WHITMAN (1979) definem-se na curva granulométrica os parâmetros: "diâmetro efetivo" e "coeficiente de uniformidade". Diâmetro efetivo d_{ef} é o diâmetro correspondente a 10%, em peso total, de todas as partículas menores do que ele, e fornece uma indicação sobre a permeabilidade das areias. O d_{ef} do solo é 0,003 mm. O coeficiente de uniformidade, C_u , é a razão entre os diâmetros correspondentes a 60% e 10%, tomados na curva granulométrica. Esta relação indica, na realidade, falta de uniformidade, pois seu valor diminui ao ser mais uniforme o material. Consideram-se de granulometria desuniforme os solos com C_u superior a 15. O solo estudado tem C_u igual a 43. Define-se ainda, complementarmente, o coeficiente de curvatura do solo:

$$C_c = (d_{30})^2 : d_{60} \times d_{10} ,$$

onde d_{30} , d_{60} e d_{10} são, respectivamente, os diâmetros correspondentes a 30% 60% e 10% da porcentagem acumulada que passa. Para solos bem graduados seu valor está compreendido entre 1 e 3. O C_c do solo é aproximadamente igual a 5,6, ou seja o solo é mal graduado, o que se pode observar na curva granulométrica.

Na figura V.7 são apresentadas as curvas granulométricas de amostra retirada à profundidade de 5 m, com e sem emprego de defloculante.

V.1.3.2 - Limites de consistência

Limite de Liquidez (LL):	21%
Limite de Plasticidade (LP):	17%
Limite de Contração (LC):	19%

O Índice de Plasticidade (IP) igual a 4, de acordo com JENKINS, citado por CAPUTO (1976), classifica o solo como fracamente plástico. A figura V.8 mostra que o solo se enquadra, no gráfico da plasticidade de Casagrande, adaptado por VARGAS (1985), na região dos solos sem coesão. A razão entre o IP e a porcentagem de solo menor do que 2 microns, é denominada de atividade e neste caso é igual a $A = 4:6 = 0,67$, o que classifica a argila como inativa, segundo SKEMPTON, citado por LAMBE E WHITMAN (1979).

O LC é maior do que o LP, o que é típico de solos arenosos. Seu valor também dá indícios do tipo de argilo-mineral predominante. De acordo com LAMBE, citado por POPESCU (1983), valores de LC compreendidos entre 9 e 15% identificam a montmorilonita, entre 15 e 18% a illita e entre 25 e 29% a caolinita. A análise difratogramétrica do solo apontou a predominância da caolinita, com expressiva presença de illita, o que parece compatível com um LC = 19%.

Uma vez apresentados os resultados da análise granulométrica e dos limites de consistência do solo estudado, parece conveniente salientar que eles são muito semelhantes aos encontrados por ORLANDINI (1991), no município de Novo Hamburgo, em material de horizonte C, originado a partir da mesma Formação Botucatu.

V.1.3.3 - Densidade real dos grãos

A densidade real dos grãos do solo é 26,70 kN/m².

V.1.3.4 - Ensaio físico-químico

A figura V.9 apresenta o difratograma de raios-X de amostras de solo nos estados natural orientada, glicolada e calcinada.

Os picos pronunciados observados para distâncias interplanares (d) iguais a 2,37; 3,57 e 7,15 amstrongs são, segundo TOVEY (1986), característicos da caolinita (K). Esses picos se mantêm na amostra glicolada, uma vez que a caolinita não é expansiva, mas desaparecem na amostra calcinada, já que a caolinita se decompõe a uma temperatura próxima aos 550 graus centígrados, por perda de água interreticular.

Já os picos para distancias d iguais a 10,04 e 3,30 amstrongs nas amostras natural, calcinada e glicolada, são características da ilita (I); ao passo que os picos nas posições 10,04 e 4,97 amstrongs indicam a presença de mica (Mi).

A partir dos difratogramas se chegou aos seguintes resultados para a análise semiquantitativa da fração argila.

Fração cristalina 15,7%, assim constituída:

Caolinita	9,2%
Hematita	3,2%
Micas e ilita	2,1%
Quartzo	1,2%

Fração amorfa 84,3%

E interessante observar que INGLES E METCALF (1972) apresentaram um ensaio expedito, chamado de "Emerson Crumb Test", que permite identificar com aproximação, em apenas 10 minutos, o principal grupo mineral presente no solo. O ensaio consiste em

observar o comportamento de um torrão de solo não-amolgado ao ser imerso em um copo de água. Conforme o solo se desintegra ou dispersa é possível enquadrá-lo em um grupo. Este ensaio apontou, para o solo em estudo, a predominância da caolinita.

A análise básica do solo apresentou os seguintes resultados:

pH	4,7 (ácido)
Matéria orgânica	0%
Fósforo	9,6 ppm
Potássio	27,0 ppm
Sódio	0

ppm = partes por milhão

A análise auxiliar forneceu os seguintes dados:

Alumínio	1,9 mequiv/100 ml
Cálcio + Magnésio	2,7 mequiv/100 ml

mequiv = miliequivalentes

Com os valores de P, K, Na, Al e Ca + Mg e, com o peso específico solto igual a $15,80 \text{ kN/m}^3$, foi possível calcular a capacidade de troca catiônica (CTC) do solo, que é 3,01 mequiv/100 g. Este valor também evidencia a predominância da caolinita pois, de acordo com WOOLTORTON (1955), a CTC desse argilomineral varia entre 1 e 10 mequiv/100 g.

Uma amostra da fração argila foi submetida a uma análise química pelo método do ataque sulfúrico, com a finalidade de se obter as porcentagens de sílica (SiO_2), alumina (Al_2O_3) e óxido de ferro (Fe_2O_3). De posse desses valores foram calculadas as relações moleculares sílica/alumina (k_1) e sílica/sesquióxidos (k_2), apresentadas a seguir:

SiO ₂	9,70%
Al ₂ O ₃	6,69%
Fe ₂ O ₃	1,21%
SiO ₂ /Al ₂ O ₃ (k ₁)	2,46
SiO ₂ /R ₂ O ₃ (K _r)	2,21
Al ₂ O ₃ /Fe ₂ O ₃	8,67

De acordo com os critérios estabelecidos por VERDADE (1975) os valores de k₁ e k_r sugerem uma predominância de argilo-minerais do tipo 1:1, com a possível ocorrência de alguma quantidade de minerais do tipo 2:1 e de óxidos, especialmente de alumínio. Também, segundo WOOLTORTON (1955), o valor de k_r, superior a 2, classifica o solo como sendo não-laterítico.

V.1.4 Classificação do solo

Este solo é classificado como A-4(3) pela AASHTO, como SM-SC pelo USCS e como lemo arenoso pela classificação trilinear, tal como a adotada pelo U.S. Bureau of Soils.

Do ponto de vista pedológico é um solo saprolítico de arenito, pertencente ao horizonte C, subjacente a um horizonte B podzólico.

Na metodologia MCT de NOGAMI E VILLIBOR (1981) o solo é classificado como NA' (solo não-laterítico areno-siltoso).

V.1.5 - Propriedades mecânicas de interesse à pavimentação

V.1.5.1 - Características de compactação

A figura V.10 apresenta as curvas de compactação resultantes dos ensaios realizados nas energias de Proctor Normal e Intermediário. Os pontos de máximo dessas curvas têm as seguintes coordenadas:

Energia de compactação	$\gamma_{\text{p}} \text{ máx}$ (kN/m^3)	$h_{\text{ót}}$ (%)
P.N.	17,40	15,90
P.I.	18,90	13,30

V.1.5.2 - Capacidade de suporte

As curvas ISC versus teor de umidade, apresentadas na figura V.11, destacam a redução acentuada da capacidade de suporte do solo para pequenas variações de umidade, especialmente para a energia do ensaio de Proctor Intermediário. Os valores máximos de ISC correspondem a teores de umidade inferiores aos ótimos obtidos nos ensaios de compactação; o que é mostrado a seguir:

Energia	ISC máx (%)	Teor de umidade correspondente ao ISC máx (%)	Teor de umidade ótimo no ensaio de compactação (%)	ISC correspondente a umidade ótima (%)
P.N.	9,0	14,4	15,90	7,90
P.I.	19,0	11,5	13,30	11,50

V.1.5.3 - Resistência à compressão simples

Os ensaios de resistência à compressão simples, sem imersão prévia, apresentaram os seguintes resultados:

Energia de compactação	RCS (kN/m ²)
P.N.	190
P.I.	470

V.1.5.4 - Módulo resiliente na compressão triaxial

Os resultados dos ensaios de determinação do MRC foram os seguintes:

Energia de compactação	K ₁ (kN/m ²)	K ₂	r ²
P.N.	121.130	0,34	0,81
P.I.	143.536	0,26	0,62

Os valores do coeficiente de determinação (r²) mostram a boa adequação do modelo adotado, qual seja $MRC = K_1 \sigma_c^{K_2}$, onde K₁ e K₂ são constantes determinadas no ensaio e σ_c é a tensão confinante.

Os gráficos do comportamento resiliente do solo compactado, são apresentados na figura V.12. Constata-se sua má qualidade, enquadrando-se para baixas tensões confinantes (até 30 kN/m² para a energia de compactação Normal e até 45 kN/m² para a Intermediária) no grupo II e para maiores valores de σ_c no grupo I da classificação de PREUSSLER E PINTO (1982). O grupo I engloba solos arenosos com grau de resiliência elevado e não devem ser empregados em estruturas de pavimentos, por constituírem subleitos de péssima qualidade. No grupo II se enquadram solos arenosos de grau de resiliência intermediário e sua utilização na pavimentação fica condicionada ao valor de K₂ e à capacidade de suporte.

V.1.5.5 - Expansão

Durante o período de imersão dos cilindros submetidos ao ensaio de ISC, foi acompanhada a evolução da expansão e, constatou-se que atingiu o valor máximo de 1,60% em corpos de prova moldados na energia do Proctor Normal e 1,90% nos do Proctor Intermediário. Praticamente toda a expansão ocorreu nas primeiras 24 horas de imersão.

E provável que essa expansão se deva à presença de componentes do solo do grupo da ilita (ilitas e micas parcialmente degradadas), não atingindo valores maiores pela predominância da caolinita; fato evidenciado pelo ensaio de difração de raios-X.

Algumas evidências apontam para a baixa expansão do solo. Assim, HOLTZ E GIBBS, citados por POPESCU (1983), afirmaram que teor de argila coloidal inferior a 15%, IP inferior a 18% e LC superior a 15% são indicativos de baixo grau de expansão. ALTMAYER, citado igualmente por POPESCU (1983), sugeriu critérios relacionando o potencial de mudança de volume com o LC e afirmou que para valores de LC superiores a 12% a mudança de volume não é crítica.

V.1.5.6 - Durabilidade

Foi constatado que o solo, mesmo quando compactado, é facilmente erodível, desintegrando-se imediatamente quando imerso em água. Ensaio de absorção capilar, realizados por JUNGBLUT (1991) confirmaram esta constatação.

De acordo com INGLES E METCALF (1972) a presença de mica justificaria a baixa resistência à erosão de um solo.

V.1.6 - Limitações para emprego do solo na pavimentação

A análise dos resultados dos ensaios geomecânicos, e sua confrontação com as especificações do DNER, permite identificar três limitações básicas para o emprego do solo caracterizado, como camada de sub-base.

Em primeiro lugar a baixa capacidade de suporte, avaliada através do ISC. A especificação para material de sub-base é ISC não inferior a 20%. Quando compactado na energia do ensaio de Proctor Normal o ISC do solo não supera os 9%, e mesmo na energia do Proctor Intermediário não supera os 19%. Mais, os valores de ISC para amostras compactadas nas umidades ótimas das energias Normal e Intermediária são ainda menores (7,0% e 11,5%, respectivamente).

Em segundo lugar a expansão, medida no ensaio de ISC, é superior àquela que o DNER aponta como máxima. Os resultados de 1,60% quando o ensaio é feito na energia Normal e de 1,90% quando feito na energia Intermediária, superam o limite especificado para sub-base, que é 1,0%.

Em terceiro lugar o Índice de Grupo (IG) do solo, igual a 3, é superior ao máximo (0) permitido para material de sub-base.

Além dessas limitações básicas há outras duas que já foram apontadas: o mau comportamento resiliente, que desaconselha o emprego do solo como camada constituinte do pavimento, e a baixa durabilidade, manifestada pela acentuada erosão. A essas soma-se uma terceira apontada por COULON (1973): a dificuldade em se atingir o peso específico máximo na compactação.

V.2 - A Cal

Foi usada uma cal dolomítica, de nome comercial "Cal Nata Micro Pulverizada", produzida no município de Pantano Grande (RS).

A seguir são apresentados os resultados de ensaios de caracterização desse estabilizante:

Composição Química:

Resíduo insolúvel em ácido clorídrico	31,2%
Perda ao Fogo	16,2%
Oxido de ferro + óxido de alumínio	9,8%
Oxido de Magnésio (MgO)	19,6%
Oxido de Cálcio (CaO)	33,1%
Superfície Específica Blaine	1390 m ² /kg
Material retido na peneira No. 325	25,6%
Massa Específica Aparente Solta	553 kg/m ³
Densidade	2,71

V.3 - Q Cimento

Foi usado um Cimento Portland Comum tipo CPE, classe 32, marca comercial "Eldorado", com as seguintes características:

Expansibilidade (mm)	
a quente	não foi observada
a frio	0,4
Massa Específica Absoluta	3,16 kg/dm ³

Perda ao Fogo	3,07%
SiO ₂	18,60%
Al ₂ O ₃	4,60
Fe ₂ O ₃	4,01
MgO	1,90%
SO ₃	2,22%
Na ₂ O	0,13%
K ₂ O	0,72%
CaO livre	0,46%
CaO total	60,90%

V.4 - A Água

Geralmente foi empregada água potável. O uso de água destilada se restringiu aos ensaios de dosagem de cal pelo método de EADES E GRIM (1966), aos ensaios de determinação de pH e à dosagem de cimento pelo método físico-químico apresentado por CERATTI E CASANOVA (1988).

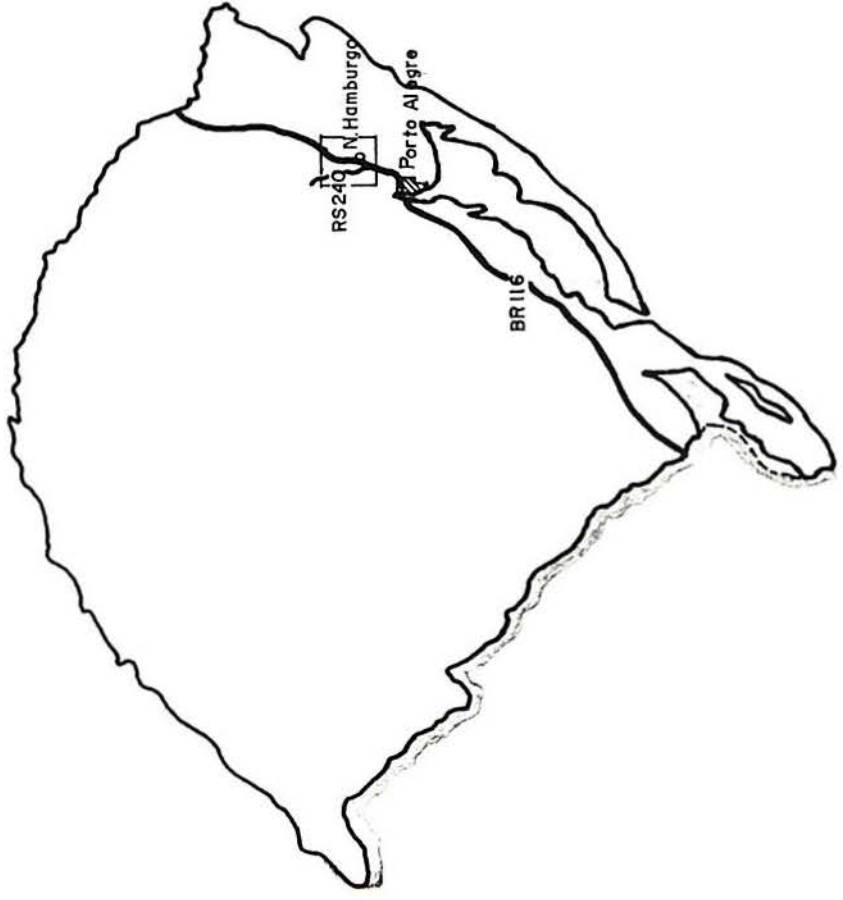
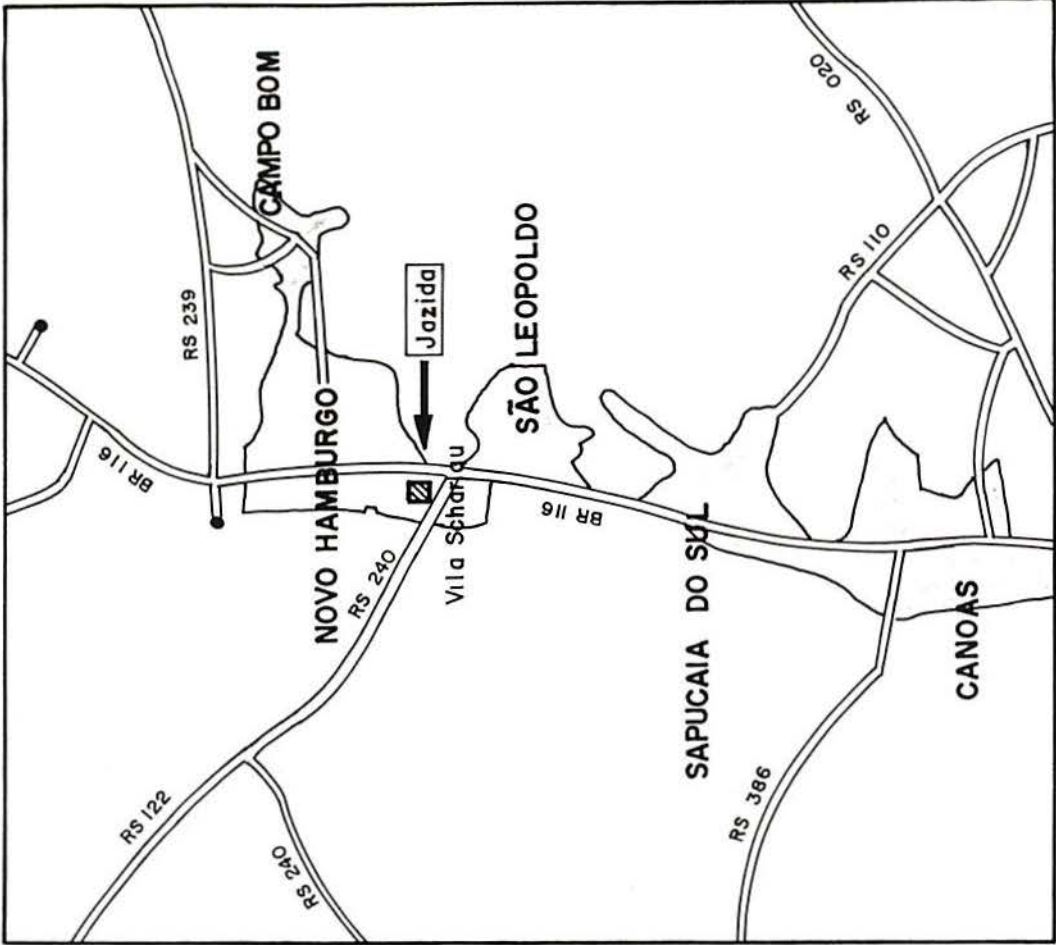


Figura V.1 - Localização da jazida explorada.

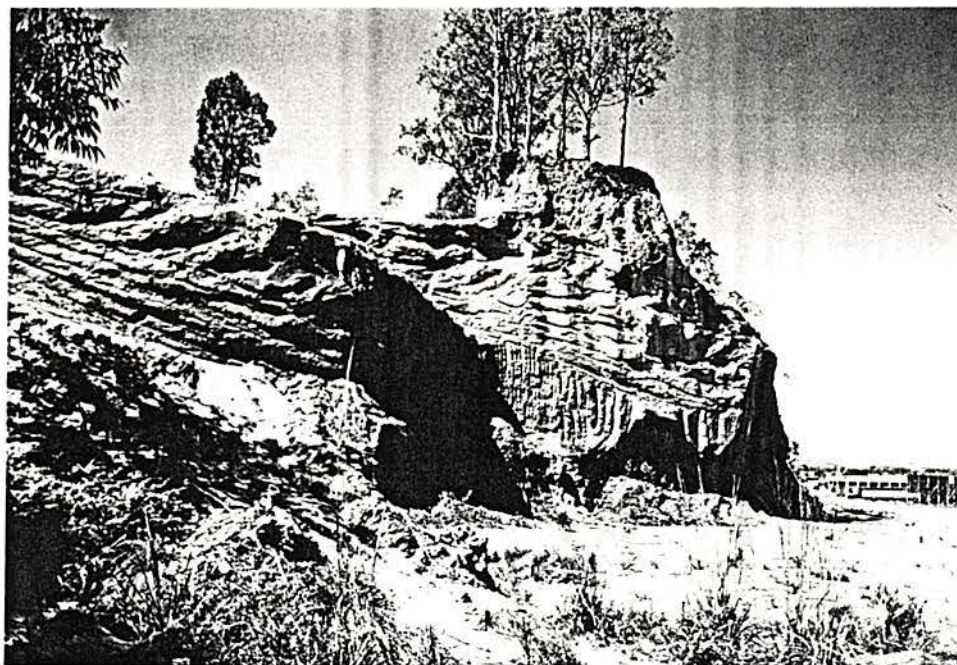


Figura V.2 - Fotografia do talude estudado.

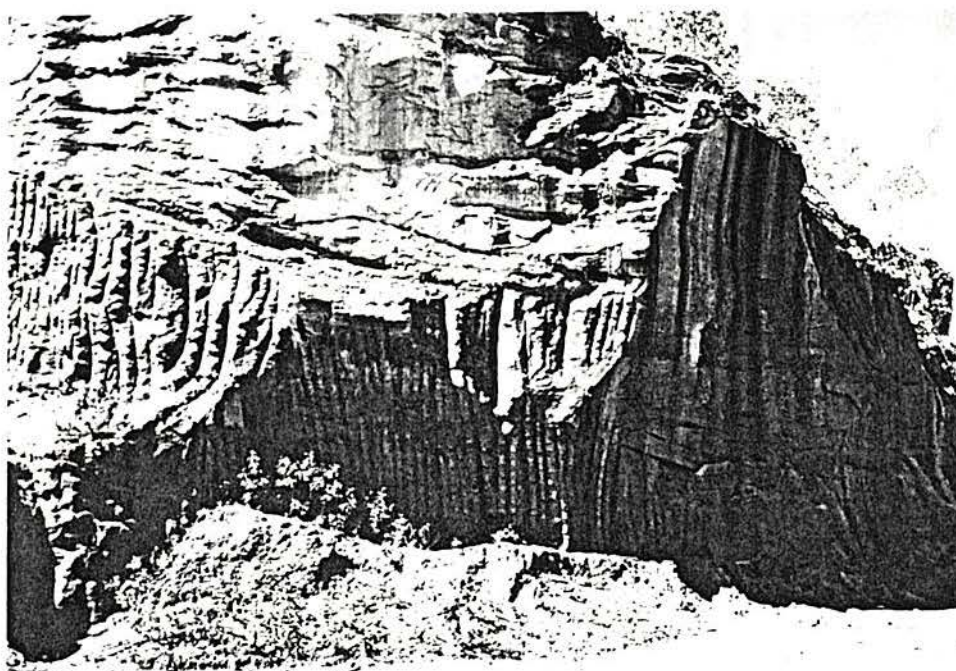


Figura V.3 - Fotografia do horizonte C do mesmo talude, apresentando visível homogeneidade.

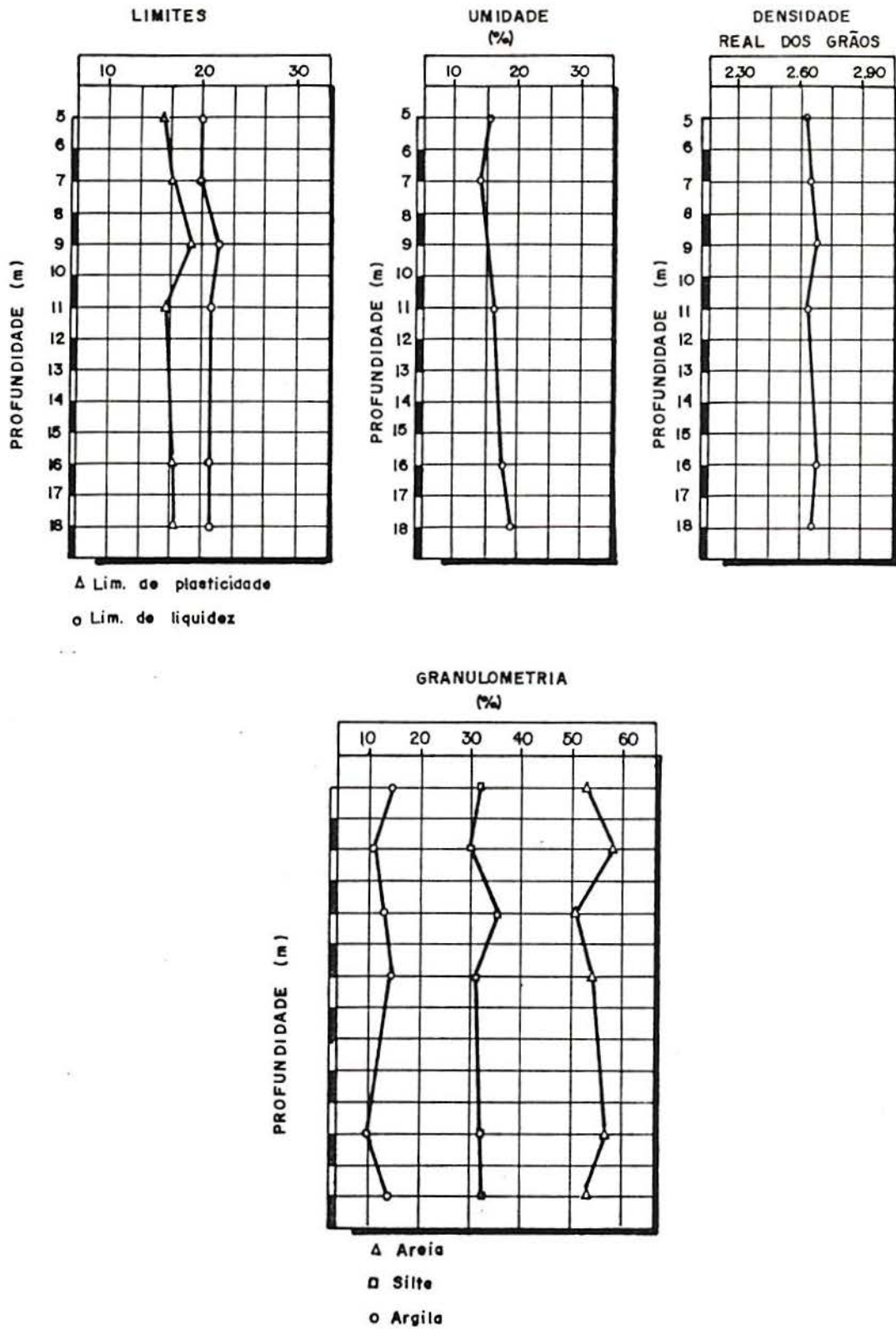


Figura V.4 - Variação das características geotécnicas com a profundidade do talude.

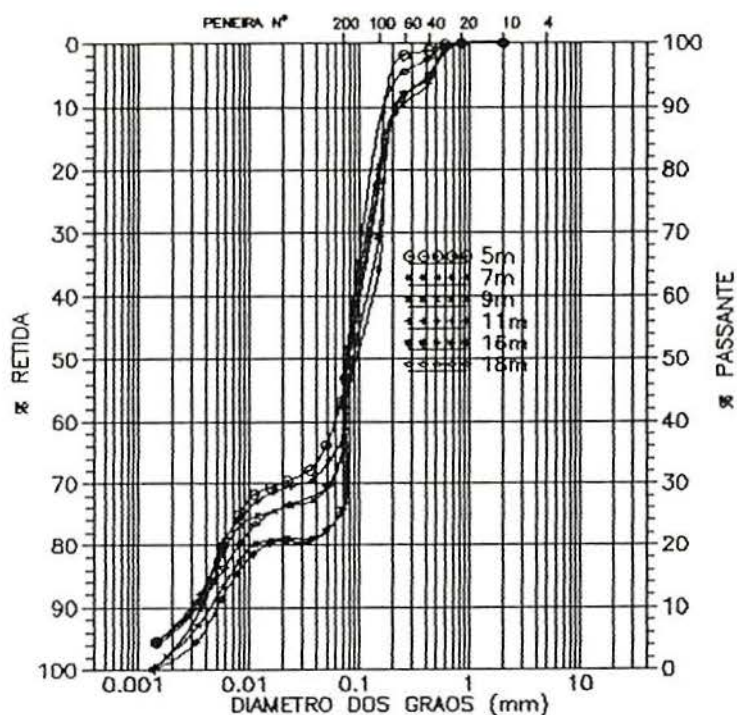


Figura V.5 - Curvas granulométricas com defloculante ao longo do horizonte C do talude.

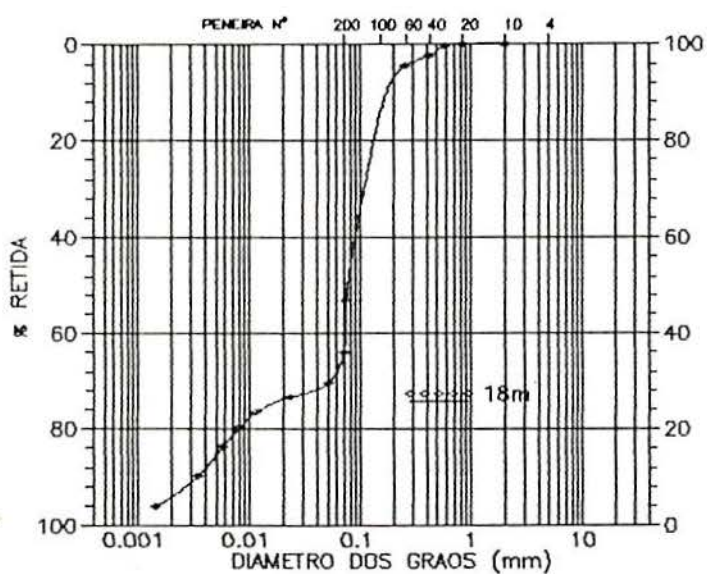


Figura V.6 - Granulometria com defloculante de amostra retirada a 18 m.

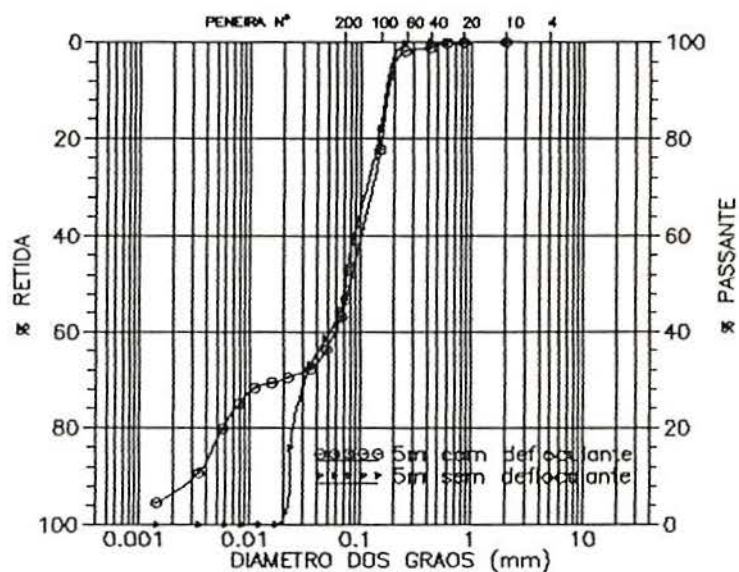


Figura V.7 - Granulometrias com e sem defloculante de solo retirado a 5 m.

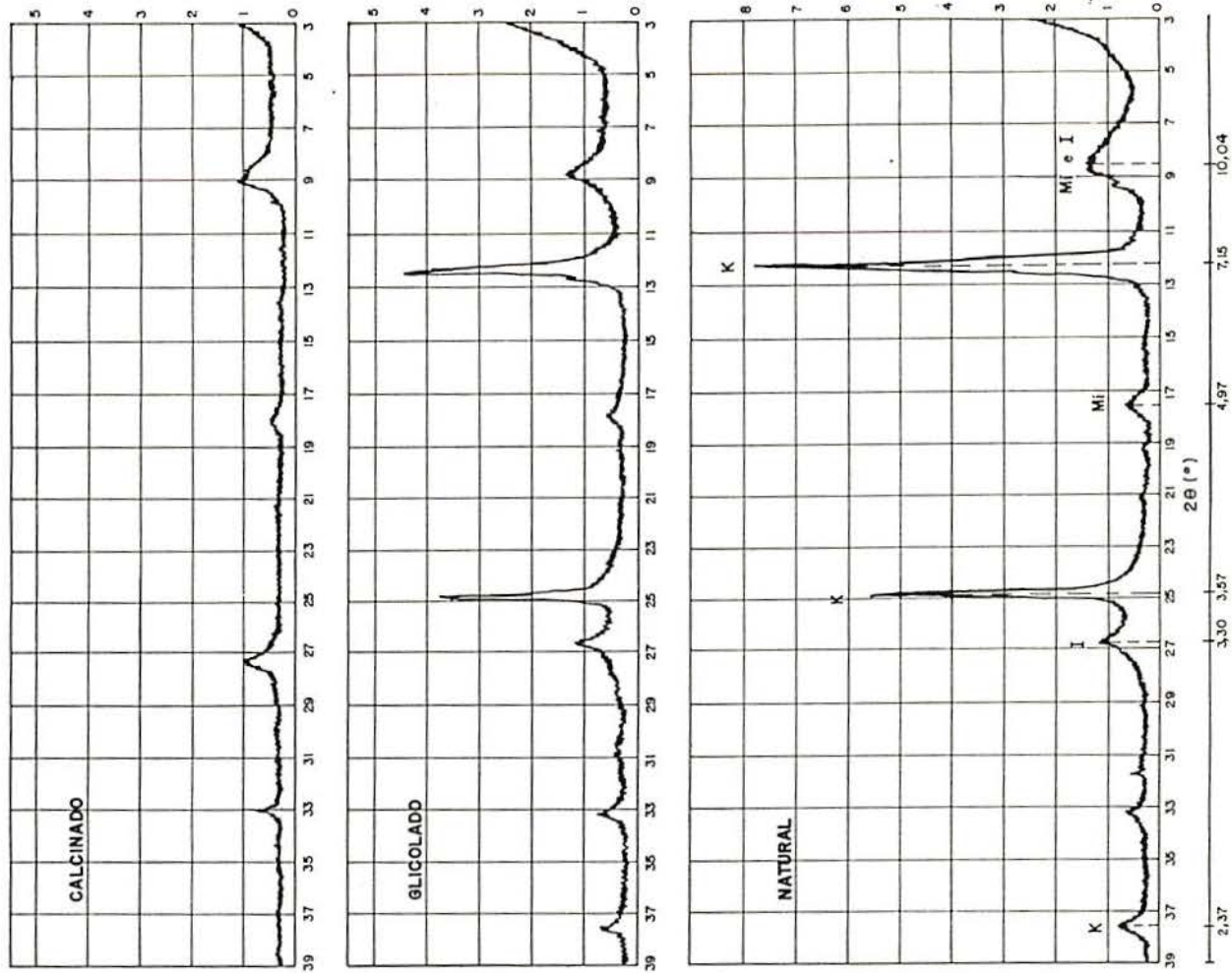


Figura V.9 - Difratoogramas de raios-X do solo.

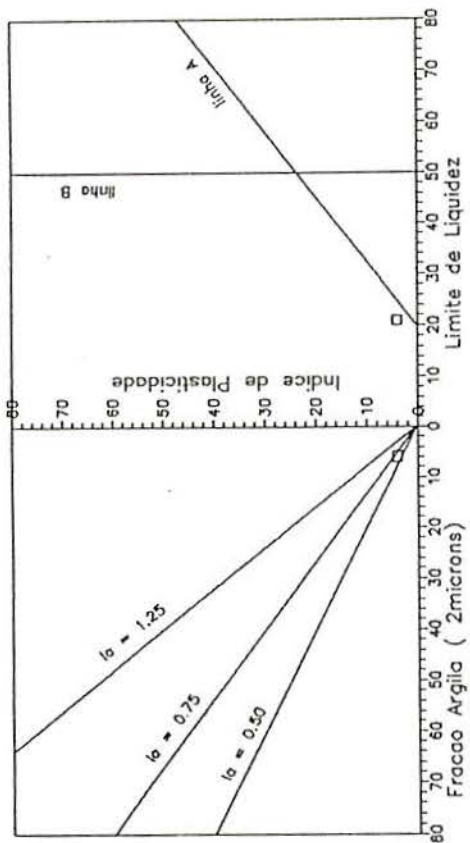


Figura V.8 - Enquadramento do solo no gráfico de Casagrande, adaptado por VARGAS (1985).

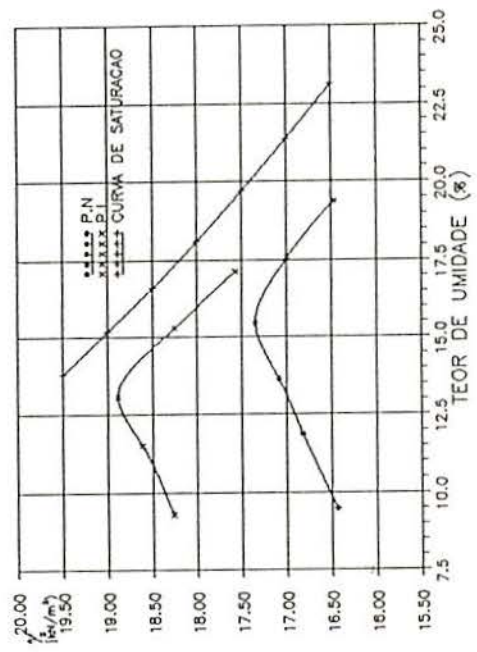


Figura V.10 - Curvas de compactação do solo.

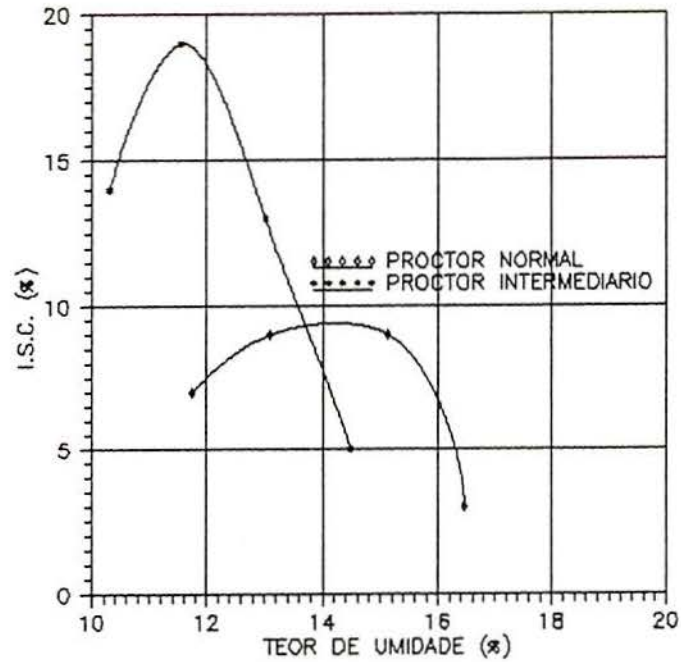


Figura V.11 - Curvas ISC versus teor de umidade para o solo sem estabilizante

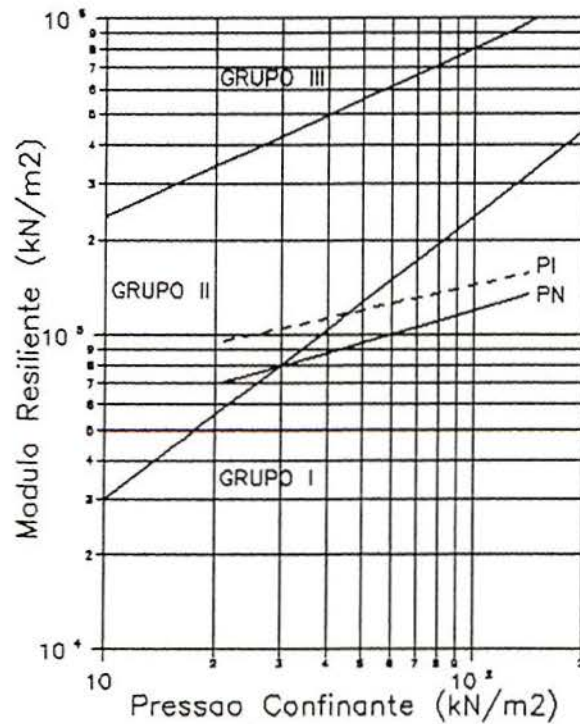


Figura V.12 - Comportamento resiliente do solo e seu enquadramento na classificação de PREUSSLER E PINTO (1982).

VI - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

VI.1 - Dosagem Solo-Cal

O método de EADES E GRIM (1966), adotado inicialmente para dosagem, tem como primeiro passo a determinação do teor de cal necessário para elevar o pH do solo para 12,4. A tabela abaixo reproduz o pH de várias misturas de solo, cal e água.

Teor de cal (%)	pH
1,5	12,4
2	12,5
2,5	12,7
3	12,6
4	12,7

De acordo com esses resultados, 1,5% de cal já seria suficiente, mas adotou-se 2% como teor inicial.

Foram moldados corpos de prova de solo com 2%, 3% e 5% de cal para ensaios de RCS. Após 7 dias de cura úmida foram imersos em água e se desintegraram imediatamente. Decidiu-se aumentar o teor de cal, mas, mesmo com teores de 7 e 9%, após uma semana de cura, os corpos de prova não resistiram à imersão.

Assim, ficou evidenciada a impropriedade do método para o solo em questão. Em 1970 HARTY, citado na circular No. 180 do TRB (1976) já tinha assinalado a ineficácia do, também chamado, "procedimento do pH", para solos tropicais e subtropicais.

E provável que a impropriedade desse método para o solo analisado se deva à predominância do argilomineral caolinita. De fato, conforme afirmaram HERZOG E MITCHELL (1963), as reações entre a caolinita e a cal iniciam com o consumo do argilomineral

nas suas arestas e prosseguem com a formação de novas fases com núcleos de caolinita. Já com os argilominerais do tipo 2:1 (ilita e montmorilonita) as reações começam com uma troca catiônica, a qual não acontece com argilominerais do tipo 1:1.

Decidiu-se então adotar o procedimento descrito no item V.7. O quadro abaixo apresenta os resultados de RCS, de corpos de prova de solo e cal, após 28 dias de cura úmida, com e sem imersão prévia ao ensaio.

Teor de cal (%)	RCS (kN/m ²)	
	com imersão	sem imersão
0	-	190
3	444	622
5	475	575
7	455	571
9	491	605

Observou-se que a adição de 3% de cal proporcionou um ganho de resistência (não-imersa) superior a 345 kN/m², satisfazendo assim o critério de reatividade de THOMPSON (1966).

Foi escolhido, então, o teor de 9% para a análise do solo estabilizado e os teores de 3%, 5% e 7% para a análise do solo melhorado.

E interessante observar que com a adição de 3% de cal, após 14 dias de cura úmida, os corpos de prova não mais se desintegraram ao serem imersos em água, enquanto que aqueles que foram curados por apenas 7 dias não resistiram à imersão, mesmo com o teor de cal adicionado atingindo os 9%. Isto parece indicar que o tempo mínimo para o início das reações pozolânicas, que conferem durabilidade às misturas de solo e cal, situa-se entre 7 e 14 dias.

VI.2 - Dosagem Solo-Cimento

VI.2.1 - Métodos da ABCP

Da análise granulométrica do solo tem-se:

Abertura da peneira (mm)	% acumulada passando
4,8	100
0,05	30
0,005	14

Com esses resultados seria possível a adoção do método A da Norma Simplificada da ABCP, que conduziria a um teor de cimento, em peso de solo seco, de 8%.

Embora a Norma Simplificada considere a durabilidade através de uma correlação com a RCS, uma vez que um dos problemas observados no solo estudado é a durabilidade, optou-se pela adoção da Norma Geral, na qual a durabilidade é avaliada através da perda de peso, por ciclos de molhagem, secagem e escovamento (método SC-3).

Foram estudadas misturas de solo + 9% e solo + 11% de cimento, que sofreram perdas de peso iguais a 11% e 10%, respectivamente. Pela Norma Geral a perda máxima de peso, depois de descontar a água de hidratação retida, é, para solos do grupo A-4, 10%. Assim o teor de cimento adotado foi de 11%.

Admitindo que a incorporação de água de hidratação tenha sido proporcional ao passar dos ciclos de molhagem, secagem e escovamento, o quadro a seguir apresenta as porcentagens simples e acumuladas de desgaste, após cada ciclo, para mistura com 11% de cimento.

Ciclo	% simples	% acumulada
1	0,99	0,99
2	0,82	1,81
3	0,91	2,72
4	0,85	3,57
5	0,74	4,31
6	0,86	5,17
7	0,85	6,02
8	0,90	6,92
9	0,83	7,75
10	0,81	8,56
11	0,68	9,24
12	0,72	9,96

A perda de peso por ciclo, bastante uniforme (média 0,83% com CV = 10,4%), atesta a homogeneidade da mistura.

VI.2.2 - Método físico-químico

Para efeitos de comparação com os resultados obtidos através do emprego dos métodos da ABCP, também foi feita a dosagem do solo-cimento, usando um método físico-químico, apresentado por CERATTI E CASANOVA (1988).

A partir da relação entre variações máximas de volume e teores de cimento, mostradas na figura VI.1, determinou-se o teor de 8% como sendo o ideal do ponto de vista físico-químico. Esse valor é inferior ao indicado pela Norma Geral da ABCP. Na figura VI.2 são apresentadas comparações feitas por CERATTI (1991) que assinalam a mesma tendência.

Cabe salientar a igualdade entre os teores indicados pela Norma Simplificada e pelo método físico-químico.

VI.3 - Limites de Consistência

VI.3.1 - Efeitos imediatos da adição de estabilizantes

Os quadros VI.1 e VI.2 e as figuras VI.3 e VI.4 apresentam os resultados dos ensaios de limites de liquidez, plasticidade e contração, realizados logo após a mistura do solo com os estabilizantes.

Nas misturas de solo e cal a transformação estrutural e a floculação, que iniciaram logo após a adição do estabilizante, ocasionaram uma rápida mudança nos limites de consistência. Conforme BRANDL (1981), o aumento do LL deve ser creditado à pequena quantidade de argila coloidal e à baixa atividade físico-química do solo. O LP não sofreu grandes alterações, o que, de acordo com o mesmo autor, é próprio de siltes e areias ricas em cálcio e dolomita. Os comportamentos combinados dos dois parâmetros (LL e LP) produziram um aumento imediato no IP (que atingiu o valor de 7%), o que fora anteriormente observado por CASTRO E LUIS (1974).

Já a adição de cimento provocou um ligeiro aumento do LL o que, segundo KEZDI (1979), costuma ocorrer quando o LL do solo natural é menor do que 40%. E notável o fato de que a adição de apenas 3% de cimento tornou o solo não-plástico.

O limite de contração de todas as misturas aumentou, mas esse aumento foi mais acentuado com a adição de cimento do que com a de cal.

VI.3.2 - Evolução dos limites com o tempo de cura

O quadro VI.3 apresenta a evolução dos limites de consistência das misturas de solo e cal com o tempo de cura.

Constatou-se: a) que com 5% de cal o solo se tornou não-líquido (ou seja, não foi mais possível a determinação do LL) e

não-plástico, o que evidencia o efeito da cal na textura do solo, que passa a comportar-se como areia não-plástica; b) que para o teor de cal de 3%, o IP praticamente não variou com o aumento do tempo de cura, e; c) que o LC aumentou com o teor de cal, mas não apresentou uma variação homogênea com o tempo de cura. As constatações a) e b) podem ser um indicativo de que o LFP ("lime fixation point"), mencionado por HILT E DAVIDSON (1960), se encontra, para o solo estudado, entre 3% e 5%.

A figura VI.5 apresenta a evolução dos limites de consistência, em função do teor de cal adicionado, de amostras curadas em câmara úmida por 14 dias.

No quadro VI.4 se observa a evolução dos limites de consistência de misturas de solo e cimento, com o tempo de cura. Não foram incluídos os valores de LP, uma vez que a adição de cimento tornou o solo não-plástico.

Constata-se que para os teores correspondentes ao solo-melhorado (3% e 5%) o LL, após pequeno aumento imediato, tendeu a estabilizar-se. Esse fato, antes salientado por PITTA E NASCIMENTO (1983), é mostrado na figura VI.6.

Para o teor de cimento de 11%, após uma semana de cura, o solo se tornou não-líquido.

Já a evolução do LC mostrou-se um pouco mais dependente do tempo de cura do que do teor de cimento adicionado. O aumento deste limite é muito importante para o solo-cimento, pois indica que a mistura praticamente não contrairá com variações comuns do teor de umidade.

VI.4 - Características de Compactação

As figuras VI.7 e VI.8 mostram as curvas de compactação das misturas de solo e cal, nas energias dos ensaios de Proctor Normal e Intermediário.

No quadro VI.5 se observa um decréscimo médio no peso específico aparente seco máximo (em relação ao do solo sem estabilizantes) de $0,75 \text{ kN/m}^3$ para o ensaio Normal e de $1,53 \text{ kN/m}^3$ para o ensaio Intermediário. Em relação ao peso específico do solo natural representam 4,72% e 8,10%. Esses valores, bastantes superiores à media de redução para a maioria dos solos (2,5%), são próprios, segundo HERRIN E MITCHELL (1961), de siltes micáceos. No mesmo quadro se observa que, com a adição de cal, a umidade ótima sofreu acréscimos médios iguais a 1,40% com a energia Normal e a 0,85% com Intermediária.

A tendência observada é de que quanto maior o teor de cal adicionado, tanto maior a redução no peso específico aparente seco máximo. A umidade ótima, entretanto, após sofrer um aumento expressivo com a adição de 3% de cal pouco mudou.

A figura VI.9 evidencia uma falta de padrão para as curvas de compactação de misturas de solo e cimento, na energia do Proctor Normal. Para os teores de cimento de 5 e 11% o peso específico aparente seco máximo aumentou, mas com a adição de 3% de cimento sofreu um pequeno decréscimo. Para KEZDI (1979) o aumento do $\gamma_{d, \text{máx}}$ com a adição de cimento é próprio das areias e a redução é característica dos siltes. A umidade ótima também aumentou para os teores de 3% e 11% e diminuiu com 5% de cimento.

Já as curvas de compactação de misturas de solo e cimento na energia do Proctor Intermediário, mostradas na figura VI.10, apresentaram um padrão mais definido. No quadro VI.6 pode observar-se uma redução do peso específico aparente seco máximo (em média $0,73 \text{ kN/m}^3$) e um ligeiro aumento na umidade ótima (em média 0,65%).

De forma geral a adição de estabilizantes provocou um achatamento nas curvas de compactação o que reflete menor sensibilidade do peso específico aparente seco às variações do teor de umidade. Esse fato, benéfico à compactação no campo, não

foi, entretanto, observado nas curvas das misturas de solo e cal, compactadas na energia do Proctor Normal.

VI.5 - Capacidade de Suporte

As figuras VI.11 e VI.12 apresentam as curvas ISC versus teor de umidade para as misturas de solo e cal, compactadas nas energias dos ensaios de Proctor Normal e Intermediário. O quadro VI.7 reproduz os valores máximos de ISC e os valores de ISC correspondentes à umidade ótima (h_{ot}) para cada mistura.

É importante salientar que a adição de 3% de cal aumentou o ISC máximo de 9% para 31% na energia Normal e de 19% para 56% na Intermediária. Entretanto, teores maiores de cal não provocaram acréscimos adicionais na capacidade de suporte. CASTRO E LUIS (1974) obtiveram resultados semelhantes ao estabilizarem vários tipos de solos com cal. A explicação para esse comportamento é que a melhoria do ISC de misturas de solo e cal não curadas se deve à troca catiônica e à floculação. A baixa CTC faz com que pequenos teores (3% a 5%, no caso) satisfaçam a afinidade de cal pelo solo e a cal em excesso é consumida em reações pozolânicas, que são demoradas e não iniciam durante o período de imersão (96 horas) dos corpos de prova do ISC.

É notável a redução da capacidade de suporte à medida que aumenta o teor de umidade. Os valores máximos de ISC correspondem a teores de umidade inferiores à ótima, tanto para o solo natural como para as misturas de solo e cal. As reduções mais acentuadas ocorreram nos corpos de prova compactados na energia do Proctor Normal.

A melhoria na capacidade de suporte foi bem maior quando se adicionou cimento ao solo. Isto é mostrado nas figuras VI.13 e VI.14, bem como no quadro VI.8.

A cimentação entre as partículas foi tanto maior quanto maior o teor de cimento. Entretanto, o acréscimo indiscriminado

desse estabilizante trouxe, por si só, o aspecto de ruptura frágil, caracterizado pela aparição de fissuras superficiais e/ou pela formação de uma cunha destacável do topo do corpo de prova.

A hidratação do cimento, favorecida pela imersão prévia ao ensaio, elevou o ISC máximo a valores compreendidos entre 130% e 179% na energia Normal, e 183% a 395% na Intermediária. Cabe, entretanto, salientar que a circular No. 180 do TRB (1976) assinala que para aquelas misturas que desenvolvem valores de ISC da ordem de 100% ou mais os resultados do ensaio têm escasso significado prático e não são representativos como medida de resistência ou estabilidade.

Também para as misturas com cimento se observou um decréscimo na capacidade de suporte para teores de umidade próximos e superiores ao ótimo. De forma semelhante às misturas com cal, a redução foi maior nas amostras compactadas na energia do Proctor Normal. De fato, o ISC da mistura de solo + 3% de cimento, compactada nessa energia, correspondente à umidade ótima é apenas a quarta parte do ISC máximo.

VI.6 - Expansão

A expansão aparentemente alta do solo talvez não possa ser inteiramente explicada através da composição mineralógica da fração argila. De fato, embora o difratograma de raios-X e análise química total dessa fração tenham apontado a ocorrência de argilominerais 2:1 (especificamente a ilita), é notória a predominância da caolinita, que não é expansiva. O autor acredita que um exame de microssonda para determinação da composição mineralógica das frações areia e silte possa elucidar a questão.

O potencial de expansão do solo foi reduzido de forma significativa, através do tratamento com cal. De acordo com a circular No. 180 do TRB (1976) essa redução se deve a um decréscimo de afinidade pela água por parte da argila saturada de

cálcio e também à formação de uma matriz cimentante que resiste à expansão volumétrica.

O quadro VI.9 reproduz a evolução dos valores da expansão em função do teor de cal e da energia de compactação. Os valores da expansão são os correspondentes aos corpos de prova moldados com um teor de umidade que conduz ao máximo ISC, e não diferem significativamente da expansão correspondente à umidade ótima.

Constata-se que pequenos teores (3%) de cal reduziram acentuadamente a expansão (0,15% na energia Normal e 0,65% na Intermediária), sendo que a adição de mais cal não conduziu a melhores resultados. Essa constatação vai ao encontro do observado por BRANDL (1981).

O quadro VI.10 apresenta os efeitos da adição de cimento na expansibilidade do solo. Observa-se também que com apenas 3% de cimento a expansão foi drasticamente reduzida (0,06% na energia do Proctor Normal e 0,23% na do Intermediário). De forma semelhante ao acontecido com a cal, a adição de mais cimento não implicou em melhoria alguma.

Generalizando é possível afirmar que a expansão das misturas compactadas foi reduzida pela adição de estabilizante (cal ou cimento) até um teor ótimo (no caso 3%) a partir do qual aumentou. Com o aumento da energia de compactação se verificou um aumento na expansão (de forma semelhante ao que ocorre com o solo natural).

VI.7 - Resistência à Compressão Simples

VI.7.1 - Evolução da RCS com o tempo de cura

Nos quadros VI.11 e VI.12 são apresentados os resultados de ensaios de RCS realizados nas diversas misturas de solo e estabilizantes, com prévia imersão de 24 horas.

As misturas de solo e cal, após 90 dias de cura, atingiram resistências de 1250 kN/m², quando compactadas na energia do Proctor Normal, e de 1835 kN/m² quando foi empregado o esforço de compactação Intermediário. Para as misturas de solo e cimento, as resistências alcançadas, após 28 dias de cura, foram bem maiores: 3390 kN/m² e 3909 kN/m², respectivamente.

As figuras VI.15 e VI.16 mostram a existência de uma relação linear entre a RCS e o logaritmo do tempo de cura, tanto para as misturas com cal como para as com cimento.

Para as misturas com cal foram obtidas as seguintes equações de regressão:

3% de cal - P.N.	$RCS_t = 294 + 236 \log t/14$	$r^2 = 0,66$
5% de cal - P.N.	$RCS_t = 255 + 894 \log t/14$	$r^2 = 0,99$
7% de cal - P.N.	$RCS_t = 236 + 969 \log t/14$	$r^2 = 0,98$
9% de cal - P.N.	$RCS_t = 263 + 1126 \log t/14$	$r^2 = 0,96$
3% de cal - P.I.	$RCS_t = 516 + 452 \log t/14$	$r^2 = 0,89$
5% de cal - P.I.	$RCS_t = 436 + 996 \log t/14$	$r^2 = 0,99$
7% de cal - P.I.	$RCS_t = 412 + 1159 \log t/14$	$r^2 = 0,99$
9% de cal - P.I.	$RCS_t = 378 + 1738 \log t/14$	$r^2 = 0,97$

Nessas equações RCS_t é a resistência à compressão simples (em kN/m²) após t dias de cura (t não inferior a 14). O parâmetro linear representa a RCS aos 14 dias e o angular a taxa de ganho de resistência com o tempo de cura; ambos os parâmetros em kN/m².

Pela análise dessas equações, facilitada pela figura VI.15, constata-se que a maiores teores de cal correspondem maiores ganhos de resistência. Também se observa que o aumento da energia de compactação implica em aumento, tanto da RCS aos 14 dias, como da taxa de ganho de resistência.

É interessante observar que as misturas de solo + 3% de cal alcançaram quase toda a sua resistência (456 kN/m² na energia do Proctor Normal e 855 kN/m² na do Intermediário) após 28 dias

de cura, ao passo que misturas com teores superiores de cal, ainda apresentavam ganhos aos 90 dias. Esse fato denota que a ocorrência expressiva de reações pozolânicas se dá apenas nas misturas mais ricas. Já foi observado que o LFP de HILT E DAVIDSON (1960) parece estar, para o solo em questão, entre 3% e 5%; assim 3% de cal é suficiente para provocar melhorias na plasticidade e na expansão, mas não para proporcionar ganhos significativos de resistência.

Visando relacionar o aumento da RCS com a ocorrência das reações pozolânicas foi acompanhada a evolução do pH das misturas com o tempo de cura, o que é apresentado no quadro VI.13.

Até os 28 dias de cura as RCS das misturas não diferiram muito entre si porque em todas elas o pH ainda era suficientemente alto para dissolver a sílica e a alumina dos argilominerais do solo, e porque havia cal disponível para combinar-se com elas, formando produtos cimentantes. Após 90 dias de cura o pH das misturas menos ricas já era inferior a 12, inibindo as reações pozolânicas.

A degradação do argilomineral por um meio de pH elevado é, conforme INGLES (1970), condição necessária, porém não suficiente para que haja ganhos significativos de resistência. É imprescindível a formação de componentes minerais insolúveis. A formação desses componentes foi pesquisada através de ensaios difratogramétricos.

A figura VI.17 apresenta os difratogramas de raios-X do solo natural e de uma mistura de solo + 9% de cal, após 90 dias de cura solta. O equipamento e as condições de ensaio foram descritas no capítulo V.

A análise semiquantitativa apresentou os seguintes resultados:

Fração cristalina: 9,8%, assim constituída:

caolinita	4,9%
micas	1,5%
quartzo	1,2%
hematita	0,8%
novo composto de pico 7,82 A	1,4%

Fração amorfa: 90,2%

O novo composto de pico 7,82 amstrongs não foi identificado com certeza, podendo tratar-se de um aluminato tetracálcico do tipo β C₄AH₁₂, com sistema cristalino hexagonal. A sua formação comprova que a adição de 9% de cal provocou efetivamente reações pozolânicas. Já a redução da altura dos picos sugere a degradação da caolinita, da mica e da ilita.

Com os resultados de RCS em corpos de prova de solo e cimento, mostrados no quadro VI.12, foram obtidas as seguintes equações de regressão:

3% cimento - P.N.	$RCS_t = 899 + 98 \log t/7$	$r^2 = 0,05$
5% cimento - P.N.	$RCS_t = 1150 + 909 \log t/7$	$r^2 = 0,62$
11% cimento - P.N.	$RCS_t = 2224 + 1711 \log t/7$	$r^2 = 0,83$
3% cimento - P.I.	$RCS_t = 1320 + 53 \log t/7$	$r^2 = 0,03$
5% cimento - P.I.	$RCS_t = 1433 + 1237 \log t/7$	$r^2 = 0,99$
11% cimento - P.I.	$RCS_t = 3388 + 982 \log t/7$	$r^2 = 0,86$

Nessas equações RCS_t é a resistência à compressão simples após t dias de cura (t não inferior a 7), em kN/m². De forma análoga às equações das misturas de solo e cal, o parâmetro linear representa a RCS aos 7 dias de cura e o angular a taxa de ganho de resistência com o tempo de cura; todos expressos em kN/m².

Os baixos valores do coeficiente de determinação (r^2) para o teor de 3%, com as duas energias de compactação, não significam que as correlações sejam fracas, mas que as retas de regressão são quase horizontais, como mostra a figura VI.16. Em

outros termos, a RCS das misturas de solo + 3 de cimento não é afetada de forma significativa por tempos de cura superiores a 7 dias. Os baixos valores dos coeficientes angulares das equações (98 na energia Normal e 53 na Intermediária) confirmam essa observação.

A redução da RCS quando o tempo de cura passa de 7 para 14 dias, nas misturas de solo + 3% de cimento, nas duas energias, e da mistura de solo + 5% de cimento na energia Normal, pode ser atribuída às diferentes condições de compactação.

De fato, comparando-se os pesos específicos aparentes médios e os teores médios de umidade dos corpos de prova, mostrados no quadro VI.14, constata-se que as misturas ensaiadas após 7 dias de cura, apresentaram densidades mais elevadas e teores de umidade mais baixos do que as ensaiadas aos 14 dias.

Essa mesma justificativa pode explicar o pequeno aumento na RCS das misturas de solo + 11% de cimento, na energia Intermediária, ao passar o tempo de cura de 14 para 28 dias. Os corpos de prova ensaiados após 14 dias de cura, e que atingiram uma resistência de 3824 kN/m², apresentaram um peso específico aparente seco médio de 18,49 kN/m³ e um teor de umidade médio de 14,11%. Já aqueles corpos de prova ensaiados aos 28 dias, e que alcançaram 3909 kN/m² de resistência, apresentaram um peso específico aparente seco médio de 18,34 kN/m³ e um teor médio de umidade de 14,43%.

Obviamente as disparidades nas condições de compactação dificultaram a análise dos resultados; entretanto elas foram inevitáveis, dada a grande quantidade de corpos de prova moldados. Além disso todos os corpos de prova obedeceram as tolerâncias estabelecidas no item IV.4, com o que se acredita que sejam válidas às conclusões inferidas.

Assim, se observou que, para teores de cimento superiores a 3%, o tempo de cura influenciou de forma acentuada a

RCS das misturas compactadas, atingindo o quociente entre as resistências aos 28 dias e aos 7 dias o valor médio de 1,40.

A resistência inicial, aos 7 dias, pode ser atribuída às reações primárias de hidrólise e hidratação do cimento. O aumento de RCS das misturas com o tempo de cura, se deve, segundo HERZOG E MITCHELL (1963), ao endurecimento dos produtos cimentantes primários e à produção de materiais cimentantes secundários por reações secundárias, tipo pozolânicas, entre os argilominerais do solo e cal liberada durante a hidratação do cimento. Ao que parece, 3% de cimento não é suficiente para a ocorrência significativa dessas reações e o conseqüente ganho de resistência com o tempo de cura.

VI.7.2 - Influência do teor de estabilizante na RCS

As figuras VI.18 e VI.19 mostram a variação da RCS com o teor de estabilizante, para diversos tempos de cura.

Observa-se que, tanto para as misturas de solo e cal, como para as de cimento, as relações RCS versus teor de aditivo são lineares.

A partir dos dados do quadro VI.11 foram obtidas as seguintes equações de regressão:

Tempo de cura: 14 dias

$$\text{Energia P.N.} \quad \text{RCS} = 210 + 13 (\% \text{ cal}) \quad r^2 = 0,86$$

$$\text{Energia P.I.} \quad \text{RCS} = 466 - 2 (\% \text{ cal}) \quad r^2 = 0,07$$

Tempo de cura: 28 dias

$$\text{Energia P.N.} \quad \text{RCS} = 430 + 6 (\% \text{ cal}) \quad r^2 = 0,56$$

$$\text{Energia P.I.} \quad \text{RCS} = 692 + 7 (\% \text{ cal}) \quad r^2 = 0,64$$

Tempo de cura: 90 dias

$$\text{Energia P.N.} \quad \text{RCS} = 231 + 116 (\% \text{ cal}) \quad r^2 = 0,83$$

$$\text{Energia P.I.} \quad \text{RCS} = 410 + 152 (\% \text{ cal}) \quad r^2 = 0,95$$

com RCS em kN/m²

Embora o sinal negativo na equação correspondente aos 14 dias de cura, energia P.I., possa sugerir que a RCS diminuiu com o teor de cal isso, obviamente, não é verdadeiro. A análise dos dados correspondentes a esse período e a essa energia, aliada à observação da figura VI.18 e do coeficiente de determinação (0,07), esclarecem que a RCS permanece inalterada praticamente, para teores de cal entre 3% e 9%.

O que se pode concluir, a partir da análise das equações, é que para tempos de cura de até 28 dias, a porcentagem de cal adicionado não influenciou grandemente a RCS. Mas quando se compara os coeficientes angulares das retas de regressão para 14 e 28 dias com os das retas para 90 dias, torna-se notório que, para longos períodos de cura, o teor de cal é fator decisivo nos ganhos de resistência. Isso é mostrado com clareza pela figura VI.18.

A explicação para esses comportamentos já foi sugerida em vários pontos desta dissertação, e é que as reações pozolânicas, que proporcionam efetivos ganhos de durabilidade e resistência às misturas compactadas de solo e cal, são lentas, estendendo-se por anos e só se iniciam certo tempo depois da compactação. Já foi mencionado que o ganho de resistência só ocorre se houver pH suficientemente elevado para dissolução da sílica e da alumina dos argilominerais do solo e se a combinação delas com a cal der origem a novos compostos cimentantes. Pois tanto para a manutenção do pH elevado, como para a formação de aluminatos, silicatos e/ou alumino-silicatos de cálcio, é fundamental a participação da cal. Daí que para tempos de cura de 90 dias seja tão expressiva a dependência da RCS em relação ao teor desse estabilizante.

Os resultados apresentados no quadro VI.12 permitiram a obtenção das seguintes equações de regressão para as misturas de solo e cimento:

Tempo de cura: 7 dias

$$\text{Energia P.N.} \quad \text{RCS} = 426 + 175 (\% \text{ cimento}) \quad r^2 = 0,99$$

$$\text{Energia P.I.} \quad \text{RCS} = 398 + 260 (\% \text{ cimento}) \quad r^2 = 0,96$$

Tempo de cura: 14 dias

$$\text{Energia P.N.} \quad \text{RCS} = 133 + 212 (\% \text{ cimento}) \quad r^2 = 0,99$$

$$\text{Energia P.I.} \quad \text{RCS} = 214 + 317 (\% \text{ cimento}) \quad r^2 = 0,99$$

Tempo de cura: 28 dias

$$\text{Energia P.N.} \quad \text{RCS} = 263 + 287 (\% \text{ cimento}) \quad r^2 = 0,99$$

$$\text{Energia P.I.} \quad \text{RCS} = 550 + 308 (\% \text{ cimento}) \quad r^2 = 0,99$$

com RCS em kN/m^2

Os valores elevados do coeficiente de determinação (r^2) apontam a forte dependência da RCS em relação ao teor de cimento.

Observa-se que os parâmetros angulares, que representam a taxa de ganho de resistência com o teor de cimento, aumentaram com o tempo de cura, o que é também revelado pela figura VI.19. A justificativa é óbvia: quanto mais cimento disponível houver, maior será a quantidade de produtos cimentantes primários de hidratação e também maior a quantidade de cal liberada para a formação dos produtos cimentantes secundários. O fato da dependência entre a RCS e o teor de cimento aumentar com o tempo de cura fortalece essa afirmativa.

VI.7.3 - Influência da energia de compactação na RCS

Para as misturas de solo e cal, a RCS desenvolvida por corpos de prova compactados na energia do Proctor Intermediário foi, em média, 56% superior (com coeficiente de variação de 12,74%) àquela desenvolvida por corpos de prova compactados na energia do Proctor Normal. Já para as misturas de solo e cimento o ganho de resistência, ao aumentar o esforço de compactação, foi de 37% (com CV = 12,59%).

E claro que o ganho de RCS, com o aumento da energia de compactação, é causado pela maior densidade atingida pela mistura. Estando os grãos mais próximos, mais fácil será a cimentação.

VI.7.4 - Influência da demora na compactação na RCS

O quadro VI.15 apresenta os valores de RCS de misturas de solo + 5% e solo + 9% de cal, compactadas com demoras de 1, 2, 3 e 4 horas e imediatamente após a mistura. Todos os corpos de prova foram compactadas na energia do Proctor Normal, deixados curar por 28 dias e em imersão, prévia aos ensaios, durante 24 horas.

Esses resultados, mostrados graficamente na figura VI.20, revelam uma acentuada redução na RCS, especialmente na primeira hora decorrida entre a mistura e a compactação. A redução foi mais acentuada para a mistura mais rica (41,47% para solo + 5% de cal contra 51,73% para solo + 9% de cal).

De acordo com MITCHELL E HOOPER (1961) o fenômeno se deve ao aumento da floculação com a demora na compactação, o que ocasiona uma redução no peso específico da mistura.

O quadro VI.16 e a figura VI.21 (a) mostram os efeitos da demora na compactação na RCS de misturas de solo com 5% e solo com 11% de cimento. Foram incluídos no quadro os pesos específicos médios dos corpos de prova, o número médio de golpes para que essa densidade fosse atingida e o quociente entre a resistência alcançada e a energia de compactação aplicada.

A redução na RCS, ao deixar-se a mistura solta durante 4 horas, foi de 30,09% para o teor de cimento de 5%, e de 15,25% para o teor de cimento de 11%.

Muito mais reveladora e importante é a análise das três últimas colunas do quadro VI.16. Nelas se observa que o peso específico aparente seco foi mantido aproximadamente constante

(para as misturas com 5% de cimento, γ_s médio = 17,55 kN/m³ com CV = 0,67% e para as com 11%, γ_s médio = 17,71% com CV = 0,21%), mas que para que isso acontecesse foi necessário aumentar o número de golpes de soquete, ou seja a energia de compactação. Considerando que a energia transmitida à mistura, por golpe de soquete do ensaio de Proctor Normal, é de 6,68 Joules, tem-se, na última coluna do quadro, o quociente entre a RCS desenvolvida pela mistura e a energia de compactação empregada, para as diversas demoras na compactação. Isso também é mostrado na figura VI.21 (b).

Comparando os quocientes entre RCS e energia de compactação se observa que, para uma demora de 4 horas, a mistura de solo +5% de cimento sofreu uma redução de 59,83%, ao passo que a mistura de solo + 11% de cimento experimentou uma redução de 57,62%.

A análise desenvolvida neste sub-ítem aponta para a importância de que a compactação seja feita com demora mínima, em relação à mistura, sob pena de ter de aumentar-se a energia para atingir-se o grau de compactação e a resistência especificadas. Entretanto, a demora na compactação das misturas de solo e cal pode proporcionar ganhos de trabalhabilidade de tal magnitude (especialmente em solos argilosos muito plásticos), que compensem uma eventual redução da RCS.

Se solo e estabilizante forem misturados no campo, é recomendável corrigir os teores de cal ou cimento e a energia de compactação em função da RCS e do grau de compactação especificados, uma vez que no campo o tempo decorrido entre a mistura e a compactação raramente é inferior a uma hora.

VI.8 - Resistência à Tração

As misturas de solo + 9% de cal e de solo + 11% de cimento desenvolveram resistência à tração, avaliada através de ensaios de resistência à compressão diametral (RCD). Os

resultados desses ensaios são mostrados nos quadros VI.17 e VI.18.

De forma análoga à RCS, a RCD das misturas compactadas variou de forma linear com o logaritmo do tempo de cura.

Para as misturas com 9% de cal foram obtidas as seguintes equações:

$$\text{Energia P.N.} \quad \text{RCD}_t = 10 + 295 \log t/14 \quad r^2 = 0,95$$

$$\text{Energia P.I.} \quad \text{RCD}_t = 31 + 279 \log t/14 \quad r^2 = 0,95$$

Nessas equações RCD_t é a RCD (em kN/m^2) após t dias de cura (com t não inferior a 14).

Essas relações estão representadas graficamente na figura VI.22 e sua análise permite concluir que o tempo de cura é extremamente importante para o desenvolvimento de resistência à tração nas misturas compactadas de solo e cal. De fato, o aumento expressivo da RCD se dá somente após 28 dias de cura, novamente apontando para a importância das reações pozolânicas. É importante lembrar que, de acordo com SEDDOM E BHINDI (1983), o surgimento da resistência à tração demonstra a ocorrência de cimentação pozolânica.

Para o NATIONAL INSTITUTE FOR TRANSPORT AND ROAD RESEARCH (1986) a resistência à compressão diametral é, em torno de 1,5 vezes o valor da resistência à tração direta. Assim, o valor de 80 kN/m^2 para a resistência à tração direta, que DUNLOP, citado por SEDDOM E BHINDI (1983), apontou como indicativo de fronteira entre as fases cimentada e modificada das misturas de solo e cal, corresponde a uma RCD de 120 kN/m^2 . Aplicando as equações de regressão, esse valor é alcançado após 33 dias de cura, para as misturas compactadas na energia do Proctor Normal, e após 29 dias de cura, para as compactadas na energia Intermediária.

Para as misturas de solo + 11% de cimento foram obtidas as seguintes equações de regressão:

$$\begin{array}{ll} \text{Energia P.N.} & \text{RCD}_t = 337 + 208 \log t/7 \quad r^2 = 0,94 \\ \text{Energia P.I.} & \text{RCD}_t = 392 + 199 \log t/7 \quad r^2 = 0,95 \end{array}$$

Da análise dessas relações, mostradas graficamente na figura VI.22 (b), se constata que a RCD desenvolvida pelas misturas é dependente do tempo de cura (os elevados coeficientes de determinação comprovam essa afirmação). Entretanto, após 7 dias já tinham sido atingidas expressivas resistências (346 kN/m² nos corpos de prova compactados na energia do Proctor Normal e 400 kN/m² nos compactados na energia Intermediária). Esse fato está, sem dúvida, relacionado à hidratação do cimento e à geração de produtos cimentantes primários.

A relação RCD/RCS mostrou-se bastante homogênea. Tanto para as misturas com cimento como para as com cal, o quociente foi igual, em média, a 0,135. Esse valor é semelhante ao de 0,13, encontrado por THOMPSON (1965) para misturas de solo e cal e citado pelo NATIONAL INSTITUTE FOR TRANSPORTATION AND ROAD RESEARCH (1986) para misturas de solo e cimento.

A figura VI.23 mostra a escassa dispersão da razão RCD/RCS. As retas limites da faixa correspondem às equações $\text{RCD} = 0,113 \text{ RCS}$ e $\text{RCD} = 0,155 \text{ RCS}$, obtidas por THOMPSON (1965).

Cabe salientar que o acréscimo da RCD com o aumento da energia de compactação, do Proctor Normal para o Intermediário, foi, em média, de 31% para as misturas de solo + 8% de cal (com CV = 25%), e de 14% (com CV = 2,5%) para as de solo + 11% de cimento. Esses acréscimos mostram que a energia de compactação influencia na resistência à tração desenvolvida, embora de forma menos intensa do que no desenvolvimento da RCS.

A ruptura dos corpos de prova por compressão diametral foi frágil, especialmente para as misturas compactadas de solo e cimento.

VI.9 - Módulo Resiliente na Compressão Triaxial

VI.9.1 - O modelo matemático adotado

Para a avaliação do comportamento resiliente das misturas compactadas de solo e estabilizantes foi adotado um modelo proposto por BIAREZ, citado por PREUSSLER (1978), para solos granulares.

Por este modelo, o módulo resiliente na compressão triaxial (MRC) depende da tensão de confinamento (σ_c), através de uma equação do tipo $MRC = K_1 \sigma_c^{K_2}$, onde K_1 e K_2 são constantes determinadas no ensaio. Nessa equação, MRC e K_1 são expressos em kN/m^2 , σ_c em kN/dm^2 e K_2 é adimensional.

O modelo mostrou-se apropriado tanto para as misturas com cal como para as com cimento. O coeficiente de determinação foi igual, em média, a 0,72 (CV = 21%) para as primeiras, e a 0,69 (CV = 33%) para as últimas.

As figuras VI.24 e VI.25 exemplificam as boas regressões obtidas. Nelas se observa a reduzida dispersão dos pontos em relação à reta, o que resultou em elevados valores de r^2 (0,95 para a mistura de solo + 5% de cal e 0,94 para a de solo + 3% de cimento). Para cada tensão confinante ($\sigma_c = \sigma_3$) foram aplicadas três tensões desviadoras ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$), sendo os quocientes entre as tensões principais (σ_1 / σ_3 iguais a 2, 3 e 4. A semelhança e até igualdade entre os três valores de MRC, correspondentes à mesma σ_c (representados nos gráficos por pontos de mesma abscissa), mostra a independência do comportamento resiliente das misturas em relação à tensão desviadora.

Os quadros VI.19 e VI.20 apresentam resumos dos ensaios de MRC. Nas quatro primeiras colunas são definidos os corpos de prova, através do teor de estabilizante, do tempo de cura, da energia de compactação e do tempo de imersão prévia ao ensaio. Da quinta à sétima coluna são apresentados os resultados dos

ensaios, através dos coeficientes K_1 e K_2 e do coeficiente de determinação (r^2). As três últimas colunas apresentam o teor de umidade (h) e o grau de saturação (S), a que foram ensaiados os corpos de prova, bem como o peso específico aparente seco (γ_s), que atingiram por compactação. Esses parâmetros foram incluídos porque influenciaram o comportamento resiliente das misturas.

VI.9.2 - Influência do teor de estabilizante no MRC

A adição de cal ou de cimento provocou notáveis melhorias no comportamento resiliente do solo compactado.

Considere-se, a título de exemplo, os valores de K_1 e K_2 , correspondentes ao solo sem aditivo, a misturas de solo + 3% de cal, com 28 dias de cura, ensaiadas após 24 horas de imersão e sem imersão prévia, e a misturas de solo + 3% de cimento, ensaiadas nas mesmas condições. Todos os corpos de prova compactados na energia Normal.

Material	K_1 (kN/m ²)	K_2
solo sem aditivo	121130	0,34
solo + 3% de cal c/24 horas imersão	272354	0,38
solo + 3% de cal sem imersão	300929	0,31
solo + 3% cimento c/24 horas imersão	312947	0,34
solo + 3% cimento sem imersão	450048	0,21

O aumento de K_1 (valor de MRC para $\sigma_c = 1$ kN/dm²) é notável, mesmo para um baixo teor de estabilizante.

De forma geral o comportamento resiliente foi tanto melhor, quanto maior o teor de estabilizante adicionado, conforme

se observa nas figuras VI.26 e VI.27. Em certos casos, entretanto, um aumento no teor de cal ou de cimento, não ocasionou melhorias adicionais no MRC.

A figura VI.28 mostra a relação MRC versus σ_c para misturas de solo + 3%, 5% e 7% de cal; todas compactadas na energia do Proctor Intermediário, ensaiadas após 28 dias de cura e 24 horas de imersão. Observa-se que a mistura mais rica apresentou o pior desempenho. É provável que isso se deva ao elevado teor de umidade do corpo de prova durante o ensaio. De fato, SEED, CHAN E LEE (1962), salientaram que um aumento no teor de umidade, devido à absorção, causa significativo aumento nas deformações resilientes de solos compactados. ROBNETT E THOMPSON (1976), SVENSON (1981) e AKOTO E SINGH (1986) estenderam a validade dessa afirmação às misturas compactadas de solo e cal.

Melhorias adicionais no comportamento resiliente do solo, com o aumento do teor de cimento, também podem ser anuladas, segundo MITCHELL E SHEN (1967), se o grau de saturação do corpo de prova for muito elevado. É o que se observa na figura VI.29, onde a mistura de solo + 5% de cimento, apresenta um desempenho inferior ao da mistura de solo + 3% de cimento.

A despeito das distorções recém assinaladas, é indiscutível que o acréscimo de estabilizantes melhorou significativamente o comportamento resiliente do solo compactado. A seguir são apresentados os valores médios de K_1 e K_2 , e seus respectivos coeficientes de variação, para os diversos tipos de mistura, sem discriminação de tempo de cura, energia de compactação ou tempo de imersão.

Material	K ₁		K ₂	
	\bar{X} (kN/m ²)	CV (%)	\bar{X}	CV (%)
solo natural	132333	12	0,30	19
solo + 3% cal	242511	20	0,34	30
solo + 5% cal	285880	39	0,33	38
solo + 7% cal	285749	19	0,39	38
solo + 3% cim.	407121	33	0,37	33
solo + 5% cim.	550152	47	0,37	55

Da análise dos dados se conclui que: a) os valores de K₁ aumentaram significativamente com a adição de estabilizantes; b) o aumento de K₁ foi maior para as misturas com cimento do que para as com cal; c) o aumento do teor de cal ou cimento de 3% para 5% resultou em aumentos de K₁, mas que o aumento de cal de 5% para 7% não trouxe melhorias adicionais; d) os valores de K₂ aumentaram com a adição de estabilizantes, sendo, em média, esse aumento mais notável para as misturas de solo e cimento (média 37%) do que para as de solo e cal (média 35%); e) os coeficientes de variação de K₁ e de K₂ aumentaram quando o teor de cal ou cimento passou de 3% para 5%, mas foram menores para o teor de cal de 7%; e f) não houve, do ponto de vista da resiliência, qualquer vantagem em se aumentar o teor de cal de 5% para 7%.

Finalmente, cabe assinalar que, conforme mostram as figuras VI.26 a VI.29, para tensões confinantes semelhantes às que ficam submetidas as camadas de um pavimento (não superiores a 0,5 kN/dm²), as misturas estudadas se enquadraram no grupo II da classificação de PREUSSLER E PINTO (1982). Esse enquadramento, aliado ao fato de que K₂ muito rara e escassamente ultrapassou o valor de 0,5 e, ainda, considerando a boa capacidade de suporte das misturas, faz com que, do ponto de vista resiliente, seja possível o seu emprego como base ou sub-base.

VI.9.3 - Influência do tempo de cura no MRC

Apresenta-se, a seguir, os valores médios de K_1 e K_2 , e seus respectivos coeficientes de variação, para diversos tempos de cura de misturas compactadas de solo e cal, sem discriminação de teor de estabilizante, energia de compactação ou tempo de imersão.

Tempo de cura (dias)	K_1		K_2	
	\bar{X} (kN/m ²)	CV (%)	\bar{X}	CV (%)
14	239435	20	0,41	31
28	276696	28	0,32	37
90	287378	35	0,40	31

Observa-se que para as misturas de solo e cal o aumento do tempo de cura, de 14 para 28 dias, representou um aumento no valor de K_1 , da ordem de 15% e uma redução no valor de K_2 . Lembrando que este último coeficiente indica a sensibilidade do MRC em relação à tensão confinante, conclue-se que houve uma melhoria no comportamento resiliente das misturas de solo e cal. Entretanto, ao passar o período de cura de 28 para 90 dias, o valor de K_1 quase não se modificou e, pior, o valor de K_2 aumentou, sugerindo baixos valores de MRC para as tensões confinantes menores (justamente àquelas a que ficam submetidas as camadas de um pavimento). SVENSON (1981), ao estudar o comportamento resiliente de misturas de um solo arenoso e cal, obteve resultados semelhantes.

Cabe, entretanto, observar que os corpos de prova curados por 90 dias foram moldados no verão, em circunstâncias adversas (rápida perda de umidade das misturas), o que dificultou a obtenção do peso específico aparente seco máximo.

A menor densidade, aliada a um elevado teor de umidade durante o ensaio, pode ser responsabilizada pelo mau

comportamento das misturas mais velhas. É o que se mostra nas figuras VI.30 (a) e (b), onde se observa que o corpo de prova com 90 dias apresentou o menor peso específico aparente seco e foi ensaiado com o maior teor de umidade (resultante da absorção durante a imersão). As mesmas circunstâncias justificaram a redução do MRC com o tempo de cura das misturas de solo + 5% de cal e solo + 7% de cal, na energia do Proctor Normal, e as de solo + 3% de cal na energia Intermediária.

Não foi, contudo, possível explicar por que o comportamento resiliente das misturas de solo + 5% de cal e de solo + 7% de cal, na energia Intermediária, não melhorou com o aumento do tempo de cura de 28 para 90 dias.

Para as misturas de solo e cimento se obteve os seguintes valores médios de K_1 e K_2 , para os diversos tempos de cura.

Tempo de cura (dias)	K_1		K_2	
	\bar{X} (kN/m ²)	CV (%)	\bar{X}	CV (%)
7	368750	48	0,26	45
14	382579	43	0,31	21
28	547285	41	0,43	43

Observa-se que o aumento expressivo de K_1 , ao passar o tempo de cura de 14 para 28 dias, é acompanhado por um aumento de K_2 , que não é desejado. Todavia, a melhoria no comportamento resiliente das misturas de solo e cimento com o tempo de cura, anteriormente observada por MITCHELL E SHEN (1967), foi notória. Tal fato se observa, por exemplo, na figura VI.31.

VI.9.4 - Influência do grau de saturação durante o ensaio no comportamento resiliente

Já foi salientada, nos sub-itens VI.9.2 e VI.9.3, a influência do grau de saturação, após a imersão, no comportamento resiliente das misturas estudadas. Isto que foi enfatizado por

ROBNETT E THOMPSON (1976) e SVENSON (1981) para misturas com cal, e por MITCHELL E SHEN (1967) para misturas com cimento, também é mostrado graficamente nas figuras VI.32 e VI.33.

A análise dessa influência se restringiu às misturas com cal ou com cimento, compactadas em ambas as energias, curadas por 28 dias, e submetidas a períodos de imersão de 0, 24 e 48 horas.

Os melhores comportamentos resilientes foram observados nos corpos de prova que não foram imersos e, que obviamente apresentaram menor grau de saturação. Entretanto, em alguns casos, a influência do peso específico aparente seco foi maior do que a da saturação. Exemplo disso são os resultados apresentados a seguir, correspondentes às misturas de solo + 5% de cal, compactadas na energia Intermediária.

Tempo de imersão (horas)	K ₁ (kN/m ²)	K ₂	Sensação (%)	γ _s (kN/m ³)
24	536495	0,32	83,05	17,27
0	279740	0,32	64,56	16,90
48	170476	0,22	87,21	17,39

Para as misturas de solo e cimento, compactadas na energia do Proctor Normal, o melhor comportamento resiliente também correspondeu ao menor grau de saturação, ou seja aos corpos de prova não imersos. Entretanto, para as misturas de solo + 3% de cimento, na energia Intermediária, o MRC mostrou depender mais do peso específico aparente seco, do que do grau de saturação, conforme mostram os resultados a seguir.

Tempo de imersão (horas)	K ₁ (kN/m ²)	K ₂	Sensação (%)	γ _s (kN/m ³)
24	658935	0,62	85,88	18,37
48	466093	0,23	87,94	18,10
0	450048	0,21	72,53	18,00

Deduz-se, da discussão apresentada, a necessidade de moldar-se os corpos de prova com o maior cuidado possível, de forma a que eles apresentem características homogêneas de densidade. Eventuais distorções não impedem, entretanto, que, à luz dos resultados obtidos, se afirme que elevados graus de saturação comprometem o comportamento resiliente dos materiais.

VI.9.5 - Influência do esforço de compactação no MRC

Apresenta-se a seguir os valores médios de K_1 e K_2 e respectivos valores de CV, de misturas de solo e aditivos, para as duas energias de compactação, sem discriminação de porcentagem de aditivo, tempo de cura e/ou imersão.

Misturas de solo e cal

Energia	K_1		K_2	
	\bar{X} (kN/m ²)	CV (%)	\bar{X}	CV (%)
P.N.	250099	21	0,32	39
P.I.	292661	31	0,39	32

Misturas de solo e cimento

Energia	K_1		K_2	
	\bar{X} (kN/m ²)	CV (%)	\bar{X}	CV (%)
P.N.	448325	29	0,33	34
P.I.	508948	55	0,40	51

Para os diversos tipos de mistura se observa que o aumento na energia de compactação ocasionou aumento (17% para as de solo e cal e 14% para as de solo e cimento) no valor de K_1 , acompanhado de aumento semelhante (22% e 21%) no valor de K_2 .

Ou seja, ao passo que o MRC cresce para tensões confinantes elevadas, se torna mais sensível às variações de σ_c .

As figuras VI.34 e VI.35 exemplificam a influência do esforço de compactação no comportamento resiliente de misturas de solo e cal e de solo e cimento.

VI.10 - Módulo Resiliente na Compressão Diametral

VI.10.1 - Influência do tempo de cura no MRCD

O módulo resiliente na compressão diametral das misturas compactadas sofreu significativo aumento com a evolução do tempo de cura, como mostram os quadros VI.21 e VI.22 e as figuras VI.36 e VI.37.

Os valores de MRCD alcançados foram muito elevados. Após 28 dias de cura e 24 horas de imersão, os corpos de prova de solo + 11% de cimento apresentaram MRCD da ordem de 22000 MPa; sendo que com apenas 7 dias de cura já tinham atingido mais de 60% desse valor.

Por sua vez, para as misturas de solo + 9% de cal, foram necessários 90 dias para que o MRCD alcançasse 14000 MPa. O desempenho destas misturas se mostrou muito mais dependentes do tempo do que o das com cimento. O módulo após 14 dias de cura atingiu apenas 10% do valor alcançado aos 90.

VI.10.2 - Influência do grau de saturação do ensaio no MRCD

Corpos de prova de solo + 9% de cal e de solo + 11% de cimento, curados por 28 dias, foram ensaiados após 0, 24 e 48 horas de imersão, a fim de analisar-se o efeito do grau de saturação no MRCD.

A despeito dos problemas decorrentes da colagem das alças do suporte para o LVDT nos corpos de prova, citados no subitem IV.14.2, foi possível verificar-se acentuadas reduções no MRCD, com o aumento do grau de saturação, devido à imersão prévia ao ensaio. Isto é mostrado nos quadros VI.23 e VI.24 e nas figuras VI.38 e VI.39.

Para as misturas de solo + 9% de cal, constata-se que um aumento no grau de saturação, de 70% para 86%, causou uma redução do MRCD da ordem de 15%, quando compactadas na energia do Proctor Normal e decréscimo semelhante, quando os corpos de prova na energia Intermediária tiveram seu grau de saturação elevado de 66% para 83%.

As misturas de solo + 11% de cimento, compactadas na energia Intermediária, sofreram uma redução semelhante (cerca de 16%) no módulo, quando o grau de saturação passou de 70% para 79%. Entretanto, as mesmas misturas, compactadas na energia Normal, apresentaram um comportamento exagerado. Um simples aumento do grau de saturação de 77% para 83% reduziu o MRCD à terça parte.

VI.10.3 - Influência da energia de compactação no MRCD

O aumento da energia de compactação não produziu acréscimos expressivos no valor do MRCD.

Para as misturas com cal, os módulos resilientes de amostras compactadas na energia do Proctor Intermediário foram apenas 10,5% superiores aos das compactadas na energia Normal. Para as misturas com cimento, esse acréscimo foi ainda menor (7,5%). Não foram incluídos neste último cálculo os dados constantes do quadro VI.24, resultantes de ensaios realizados em condições de saturação muito diferentes.

VI.11 - Durabilidade

VI.11.1 - O método SC-3 da ABCP

Já foram comentados no sub-item VI.2.1 os resultados do ensaio de durabilidade pelo método SC-3 da ABCP (1986) em mistura de solo + 11% de cimento. Por essa razão neste sub-item apenas serão analisados os resultados desse ensaio em misturas de solo com cal.

Para solos do grupo A-4 o método limita a perda de peso em 10%. Os desgastes sofridos pelas misturas de solo e cal superaram largamente esse valor, como é mostrado a seguir.

Teor de cal (%)	3	5	7	9
Perda de peso seco após 12 ciclos (%)	76,58	47,44	38,61	36,47

Constata-se que, mesmo para teores elevados de cal (7% e 9%), e apesar do tempo de cura ter sido estendido para 28 dias, a perda de peso foi muito superior à admitida. Cabe salientar, entretanto, a significativa melhoria na durabilidade ao passar o teor de cal de 3% para 5%. A figura VI.40 ilustra essas observações.

A figura VI.41 permite uma comparação visual do desgaste sofrido pelas misturas estudadas, após 12 ciclos. De esquerda a direita se vê os corpos de prova de solo tratados com 11% de cimento, 9% de cal, 7% de cal, 5% de cal e 3% de cal.

E notória a superioridade da mistura com cimento, ao mesmo tempo que se torna evidente a severidade do método para as misturas com cal.

VI.11.2 - O método IOWA

Em função da impropriedade do método SC-3 da ABCP para avaliar a durabilidade das misturas de solo e cal, adotou-se o método IOWA, apresentado por HOOVER, HANDY E DAVIDSON (1958).

De acordo com esse método, descrito no item IV.15, a durabilidade pode ser estimada através do quociente entre as RCS de corpos de prova submetidos e não submetidos a ciclos de molhagem e secagem, sem escovamento. Segundo MARCON (1977) quocientes superiores a 0,80 atestam boa durabilidade.

O quadro a seguir apresenta os resultados para misturas de solo com 5% e 9% de cal.

Teor de cal (%)	RCS (kN/m ²)		$\frac{\text{RCS}_{\text{com ciclos}}}{\text{RCS}_{\text{sem ciclos}}}$
	CP com ciclos	CP sem ciclos	
5	315	366	0,89
9	372	346	1,08

Observa-se que com a adição de 5% de cal a prolongada exposição à água e ao ar (provocando carbonatação da cal que ainda não tinha reagido com o solo) provocou efeitos pouco nocivos. A redução da resistência foi de apenas 10%.

Já para as misturas de solo + 9% de cal o quociente entre as resistências foi de 1,08, ou seja, ao invés de decréscimo, os ciclos de molhagem e secagem causaram um aumento da RCS. Este efeito já tinha sido observado, em misturas de solos siltsos e cal, por HOOVER, HANDY E DAVIDSON (1958), que inclusive citaram ocorrências de casos semelhantes em trabalhos de DAVIDSON, KATTY E HANDY e de LU, DAVIDSON, HANDY E LAGUROS. Explicaram os primeiros autores que a molhagem e secagem pode resultar em periódica dissolução e redistribuição da cal, proporcionando maior contato e promovendo as reações com o solo.

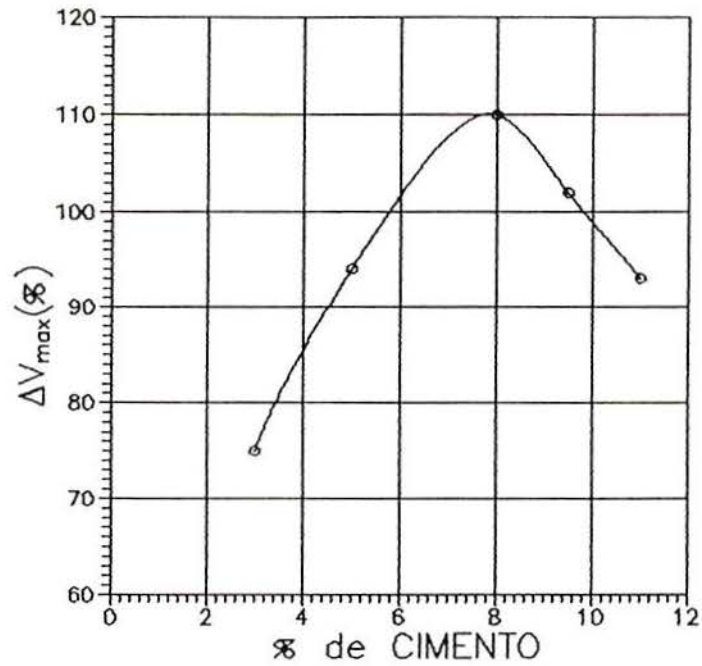


Figura VI.1 - Curva de dosagem de cimento pelo método físico-químico.

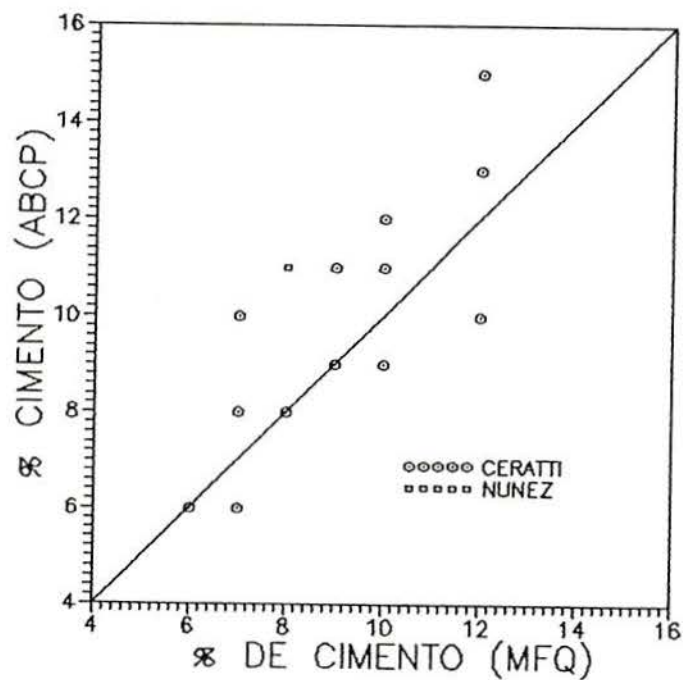


Figura VI.2 - Comparação entre dosagens realizadas pelos métodos físico-químico e da ABCP.

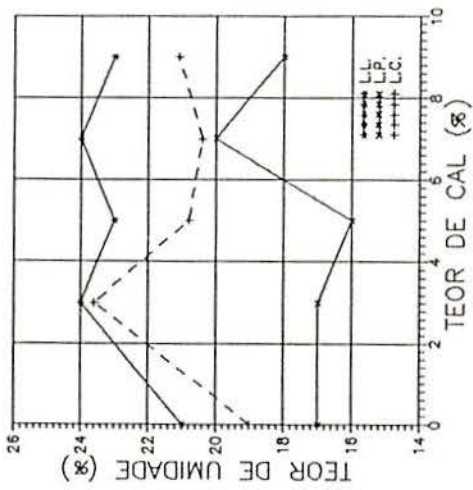


Figura VI.3 - Evolução dos limites de consistência com o teor de cal, logo após a mistura

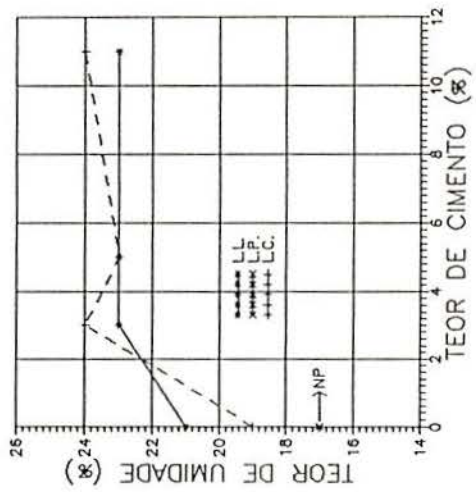


Figura VI.4 - Evolução dos limites de consistência com o teor de cimento, logo após a mistura.

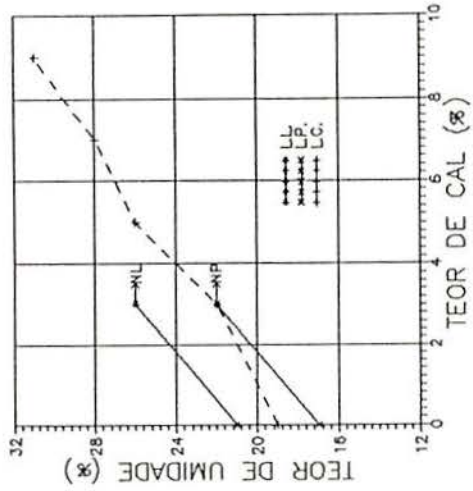


Figura VI.5 - Evolução dos limites de consistência com o teor de cal, após 14 dias de cura úmida.

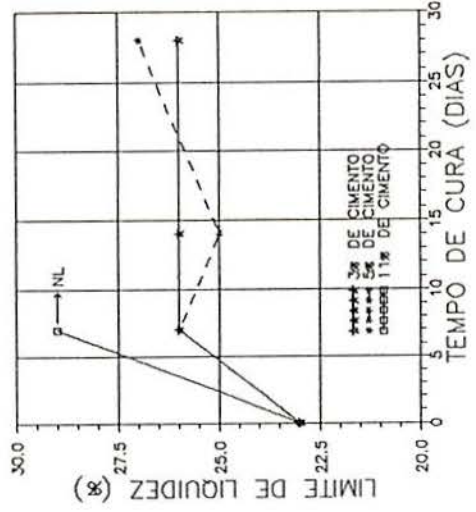


Figura VI.6 - Evolução do limite de liquidez de misturas de solo e cimento, com o tempo de cura.

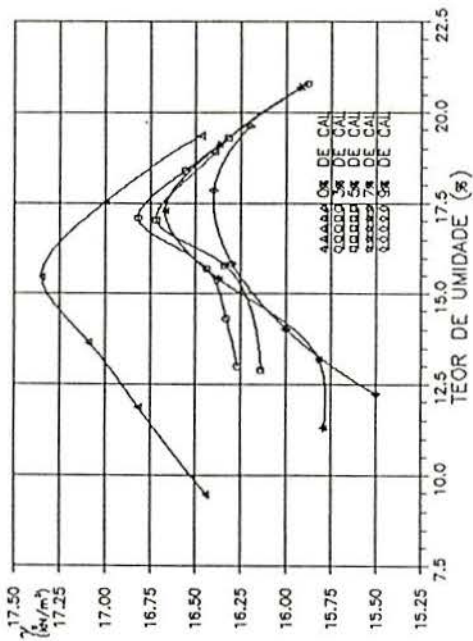


Figura VI.7 - Curvas de compactação de misturas de solo e cal na energia do ensaio de Proctor Normal.

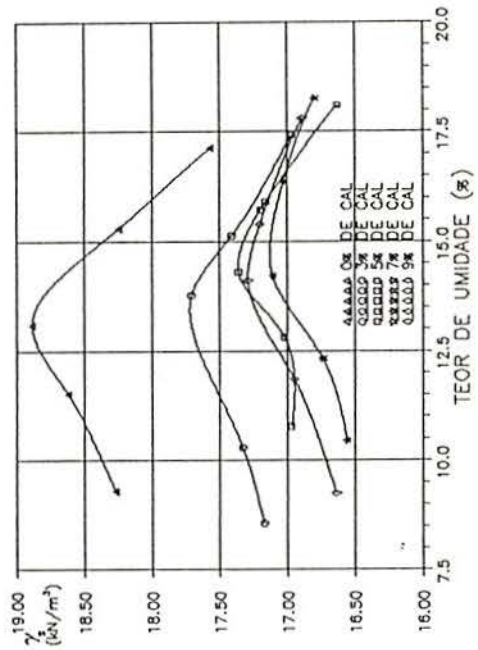


Figura VI.8 - Curvas de compactação de misturas de solo e cal na energia do ensaio de Proctor Intermediário.

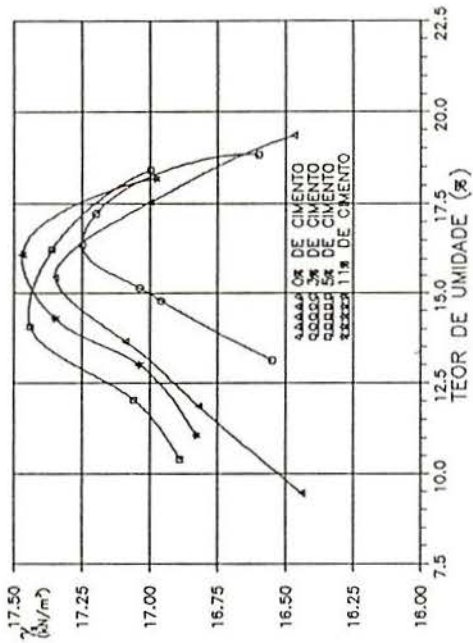


Figura VI.9 - Curvas de compactação de misturas de solo e cimento na energia do ensaio de Proctor Normal.

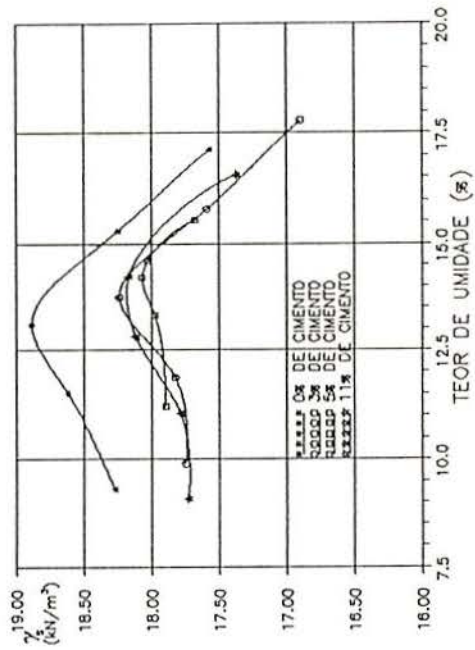


Figura VI.10 - Curvas de compactação de misturas de solo e cimento na energia do ensaio de Proctor Intermediário.

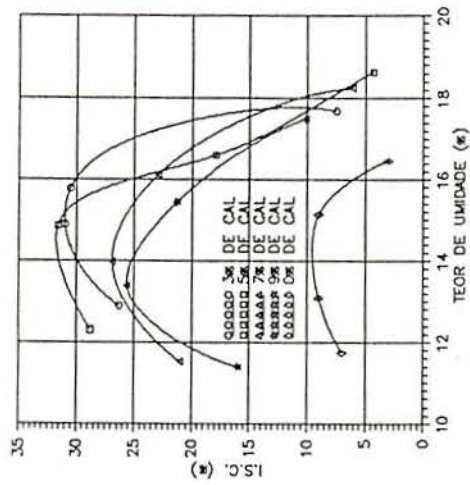


Figura VI.11 - Curvas ISC versus teor de umidade de misturas de solo e cal na energia do Proctor Normal.

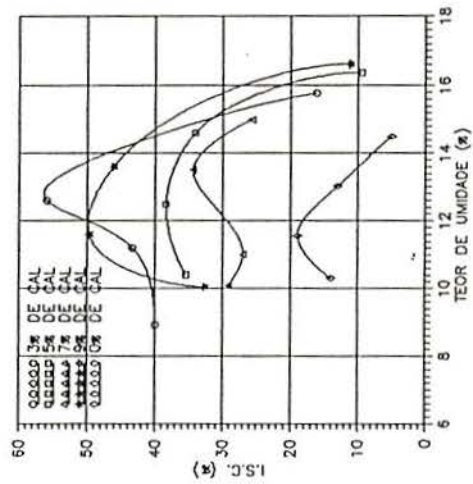


Figura VI.12 - Curvas ISC versus teor de umidade de misturas de solo e cal na energia do Proctor Intermediário.

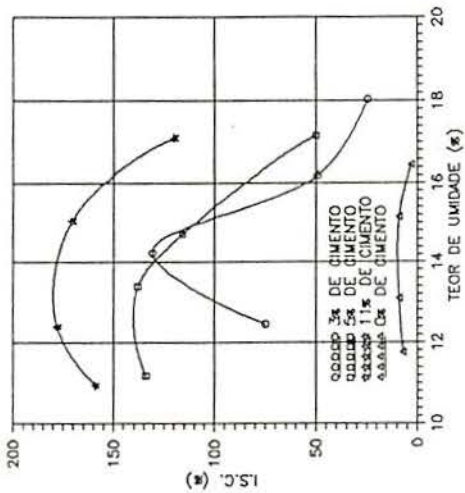


Figura VI.13 - Curvas ISC versus teor de umidade de misturas de solo e cimento na energia do Proctor Normal.

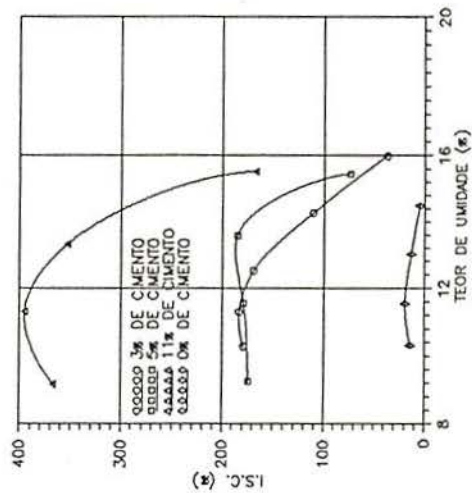


Figura VI.14 - Curvas ISC versus teor de umidade de misturas de solo e cimento na energia do Proctor Intermediário.

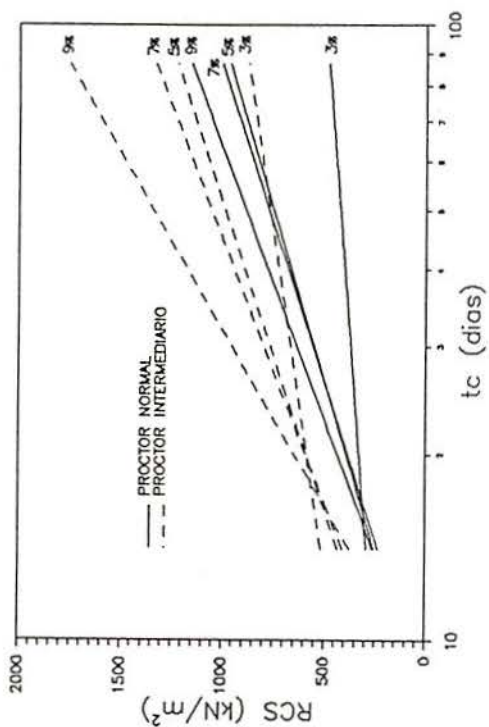


Figura VI.15 - Relações entre RCS e tempo de cura de misturas compactadas de solo e cal.

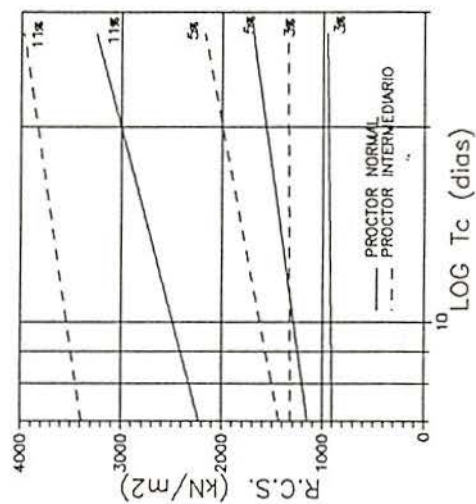


Figura VI.16 - Relações entre RCS e tempo de cura de misturas compactadas de solo e cimento.

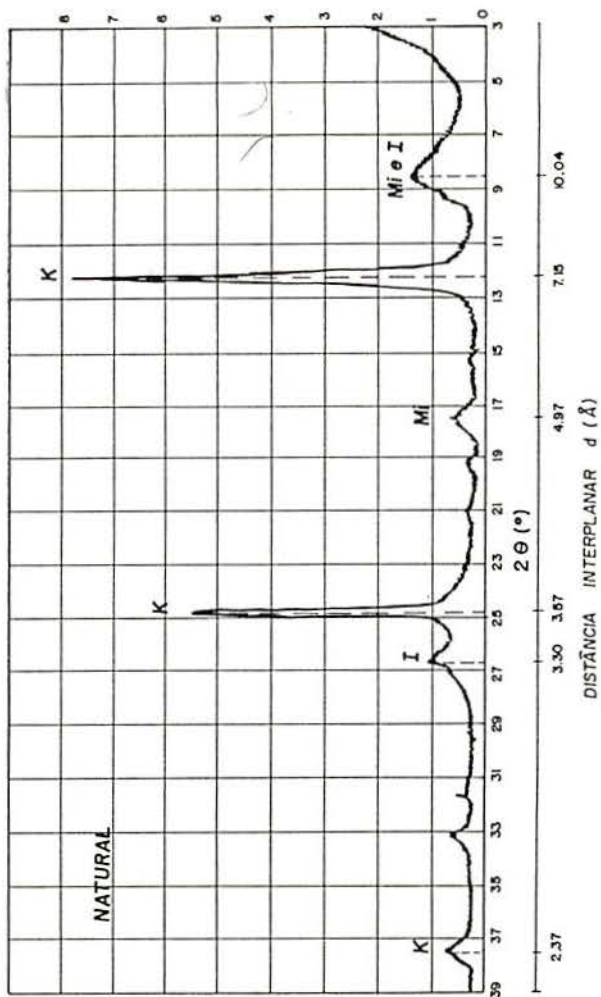
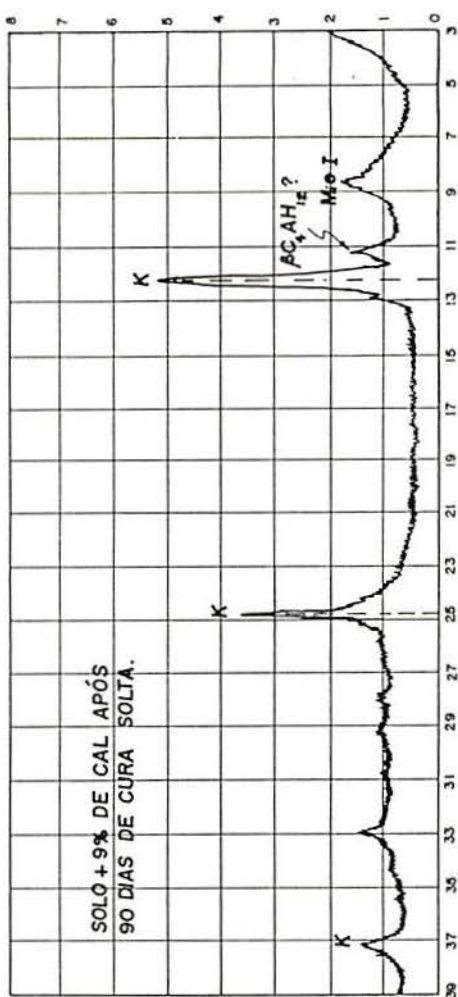


Figura VI.17 - Difratogramas de raios-X do solo natural e de mistura de solo + 9% de cal, após 90 dias de cura úmida.

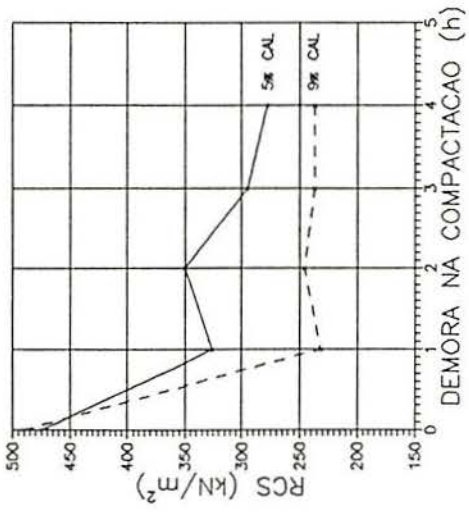


Figura VI.20 - Evolução da RCS de misturas de solo e cal com a demora na compactação.

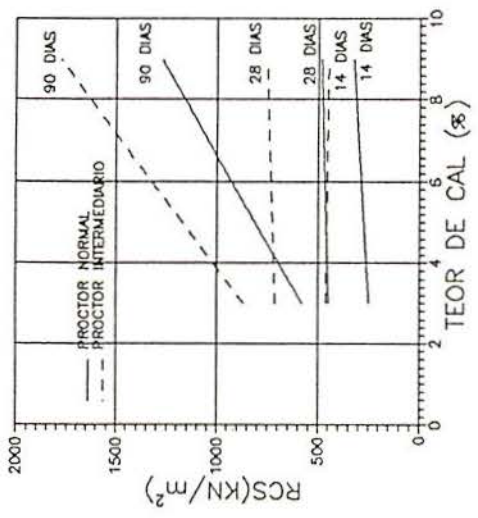


Figura VI.18 - Evolução da RCS com o teor de cal

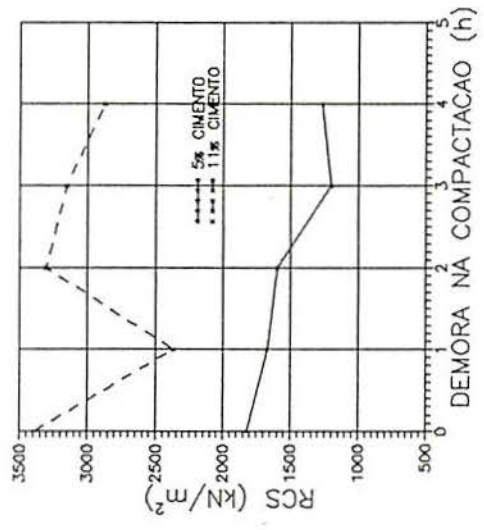


Figura VI.21 (a)

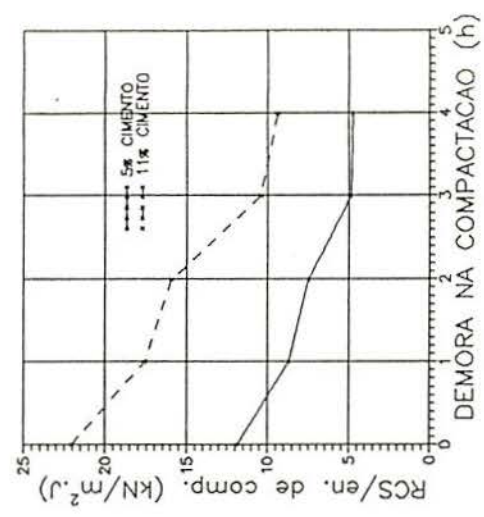


Figura VI.21 (b)

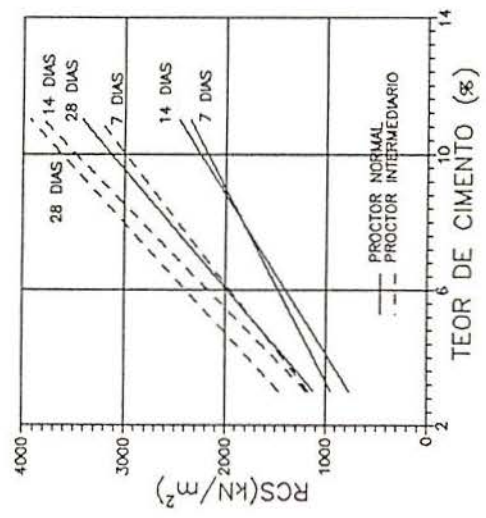


Figura VI.19 - Evolução da RCS com o teor de cimento.

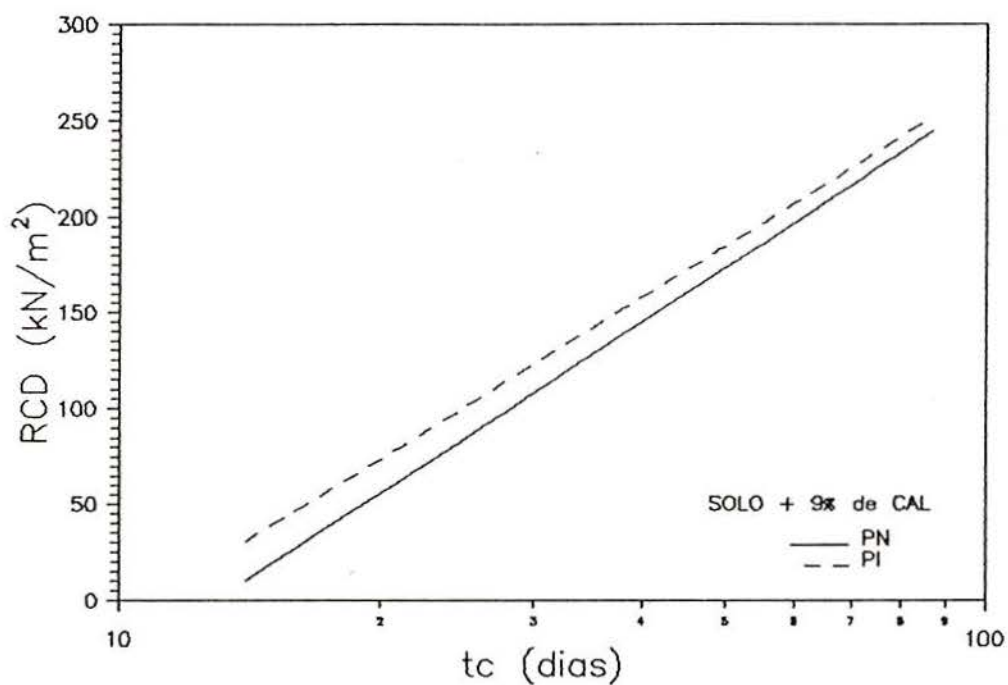


Figura VI.22 - Relações entre a RCD e o tempo de cura de misturas de solo + 9% de cal.

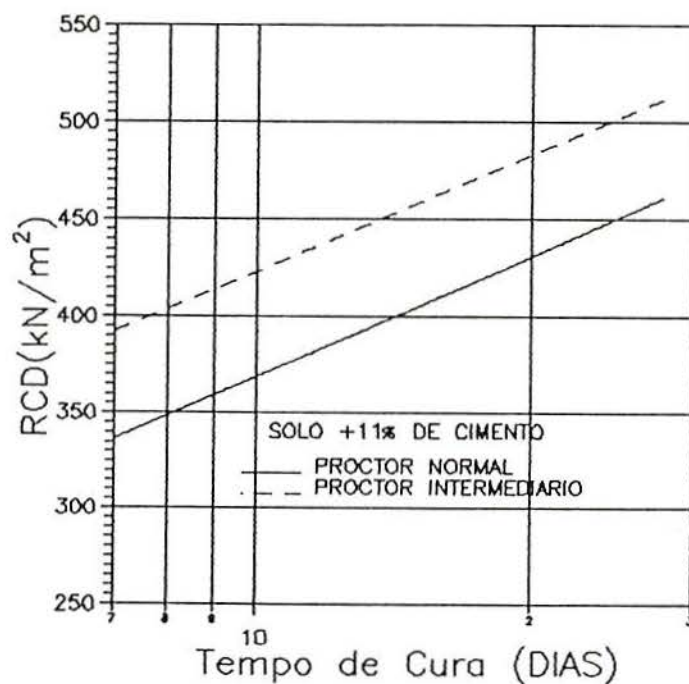


Figura VI.22 (b) - Relações entre a RCD e o tempo de cura de misturas de solo + 11% de cimento.

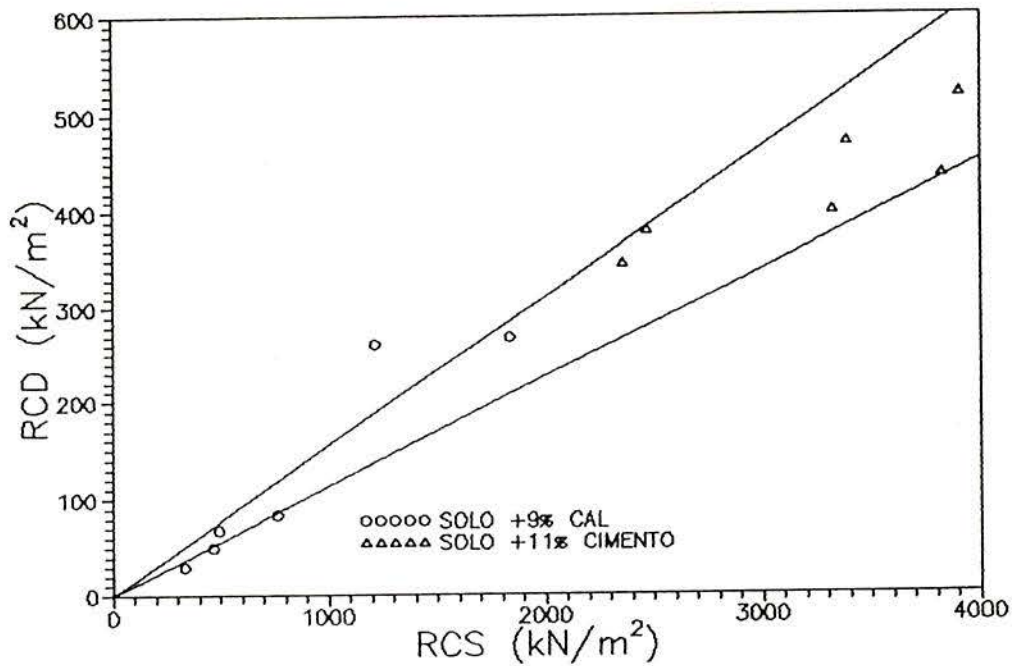


Figura VI.23 - Inclusão dos resultados RCD/RCS dentro da faixa determinada por THOMPSON (1965).

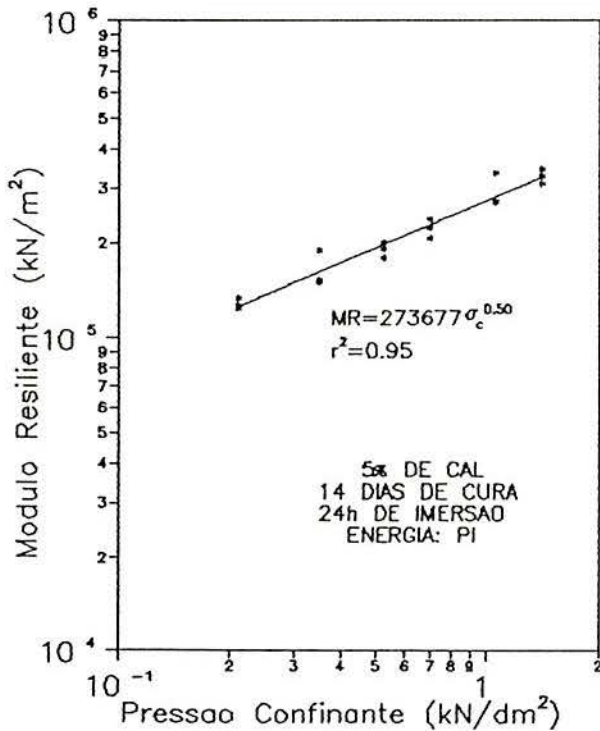


Figura VI.24 - Exemplo de adequação do modelo de Biarez para solos granulares na análise do comportamento resiliente de misturas compactadas de solo e cal.

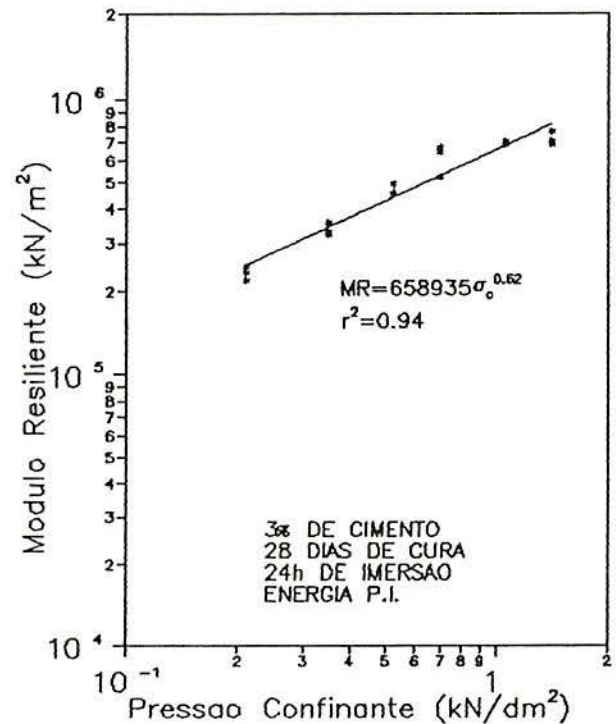


Figura VI.25 - Exemplo de adequação do modelo de Biarez para solos granulares na análise do comportamento resiliente de misturas compactadas de solo e cimento.

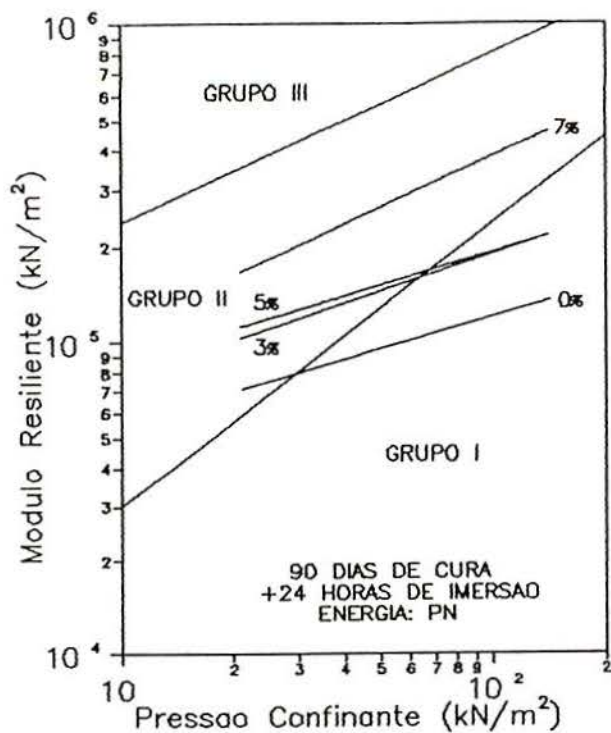


Figura VI.26 - Influência do teor de estabilizante no comportamento resiliente de misturas de solo e cal.

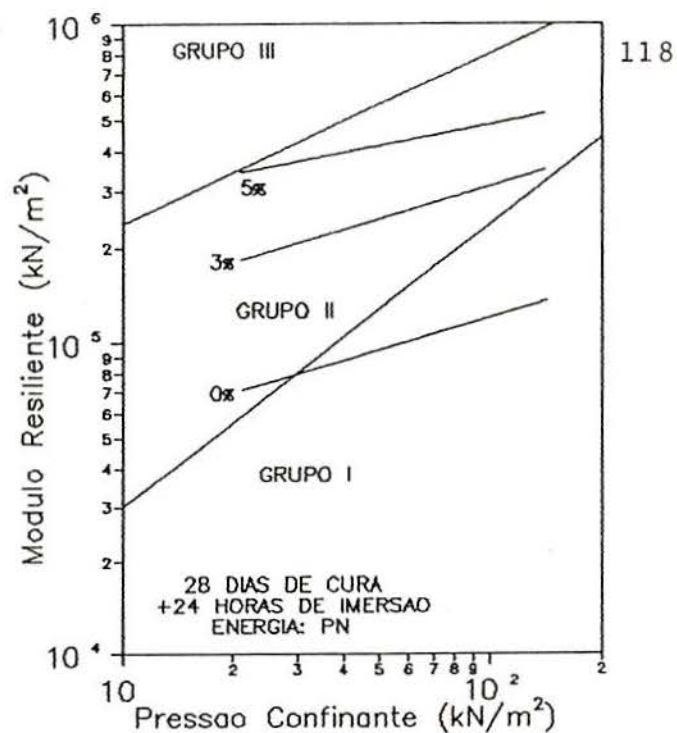


Figura VI.27 - Influência do teor de estabilizante no comportamento resiliente de misturas de solo e cimento.

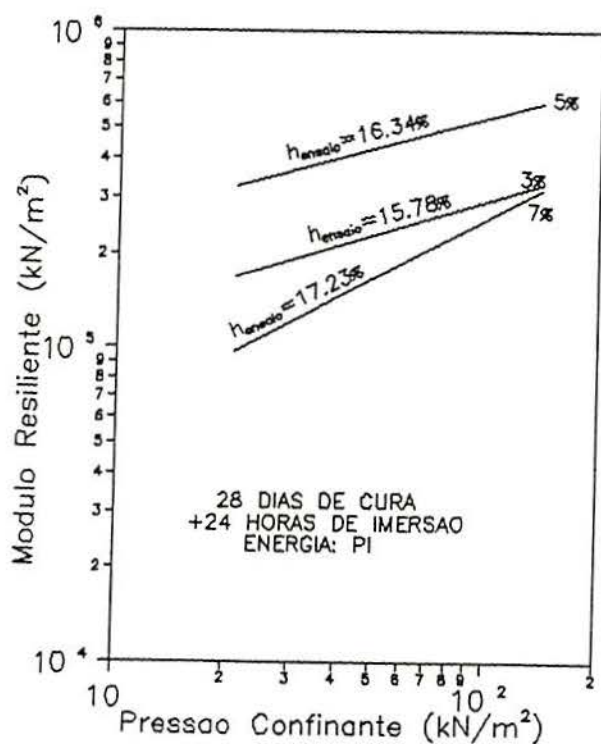


Figura VI.28 - Influência do teor de umidade no comportamento resiliente de misturas de solo e cal.

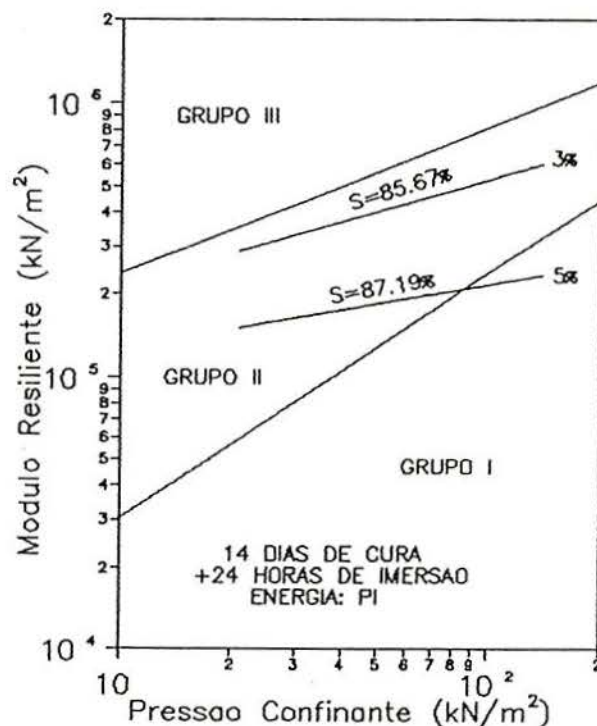


Figura VI.29 - Influência do grau de saturação no comportamento resiliente de misturas de solo e cimento.

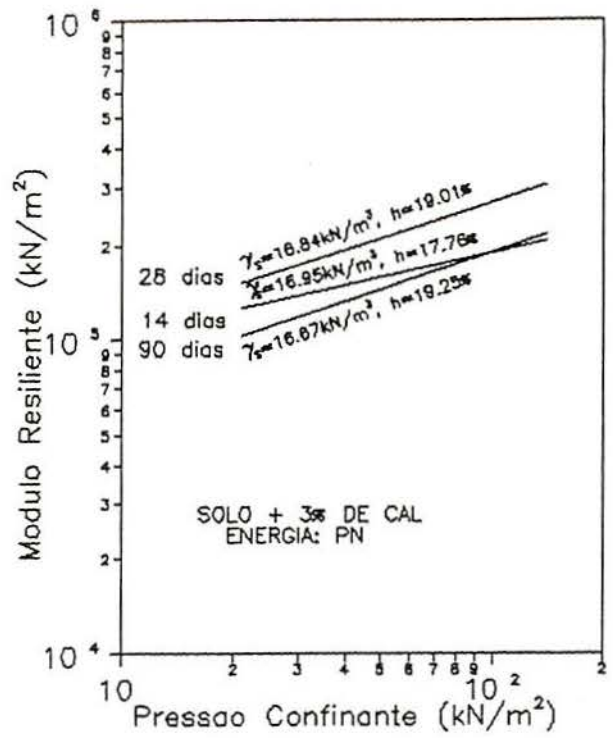
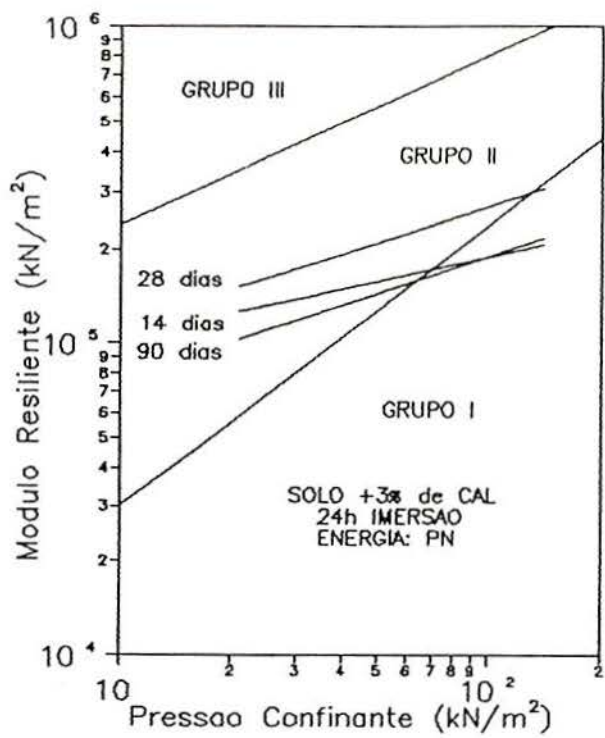


Figura VI.30 (a)- Influência do tempo de cura no comportamento resiliente de misturas de solo e cal.

Figura VI.30 (b) - Importância das características de compactação no comportamento resiliente de misturas de solo e cal.

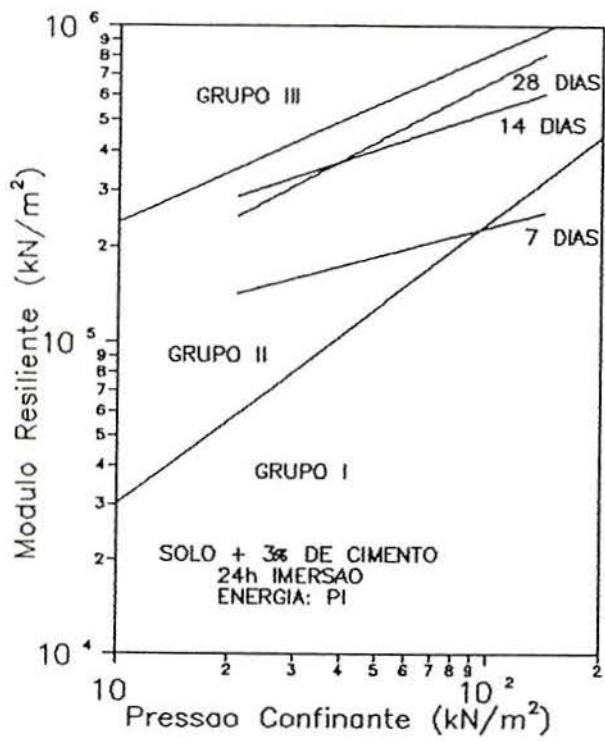


Figura VI.31 - Influência do tempo de cura no comportamento resiliente de misturas de solo e cimento.

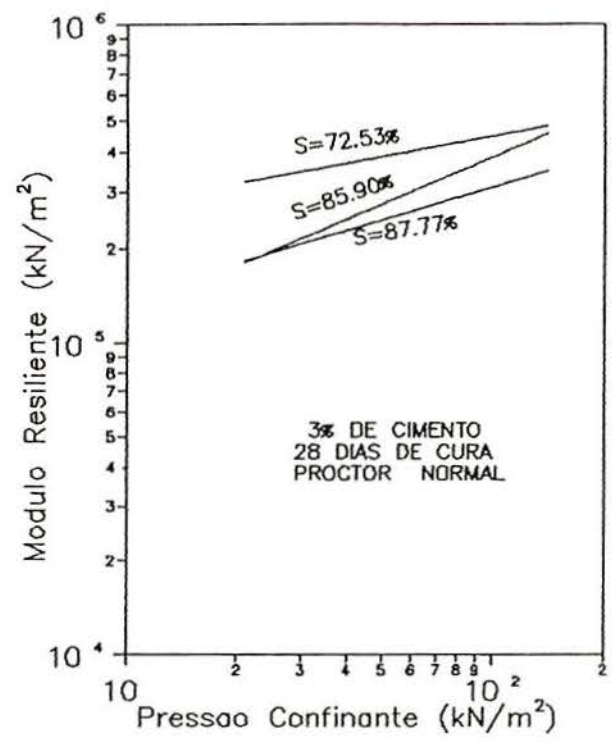
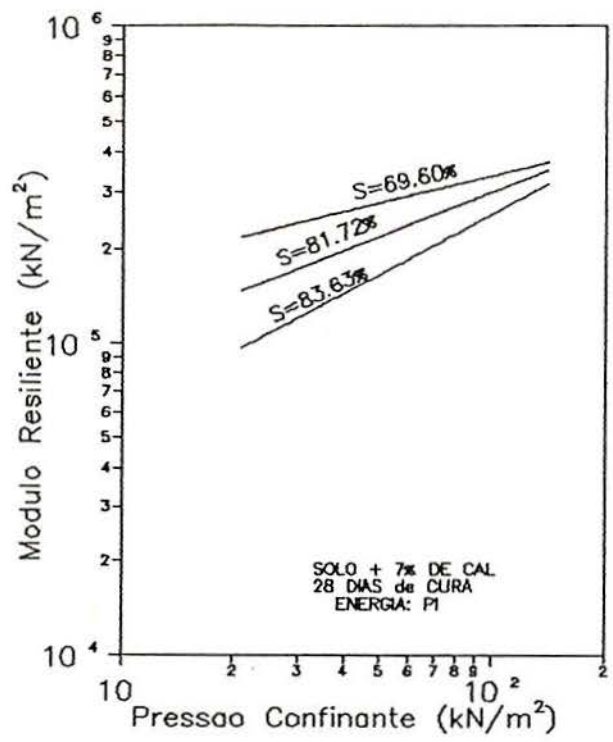


Figura VI.32 - Influência do grau de saturação no comportamento resiliente de misturas de solo e cal.

Figura VI.33 - Influência do grau de saturação no comportamento resiliente de misturas de solo e cimento.

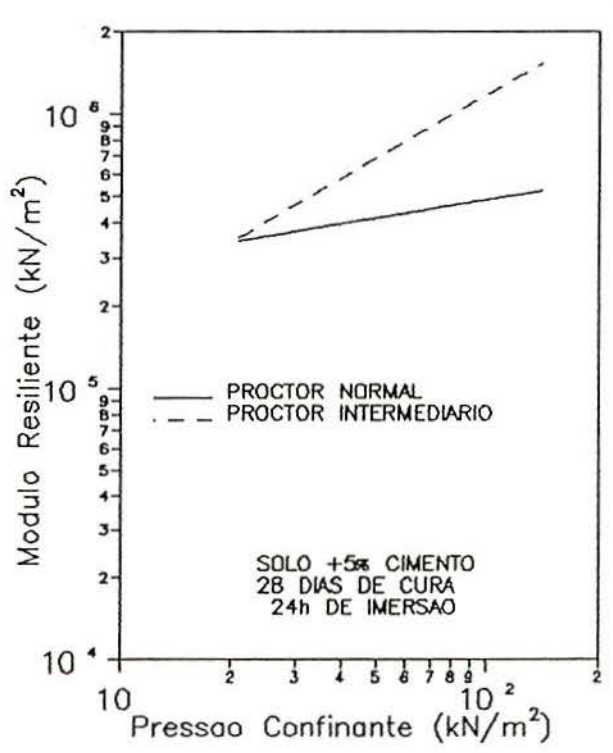
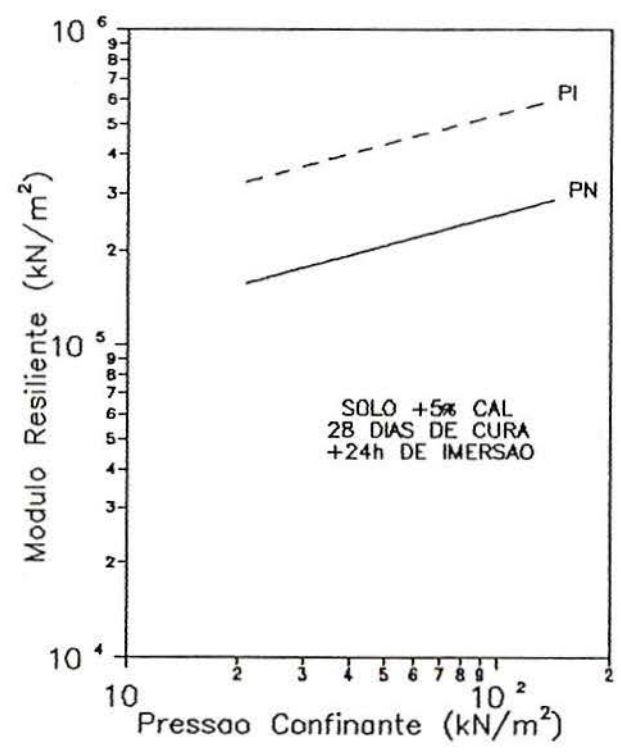


Figura VI.34 - Influência da energia de compactação no comportamento resiliente de misturas de solo e cal.

Figura VI.35 - Influência da energia de compactação no comportamento resiliente de misturas de solo e cimento.

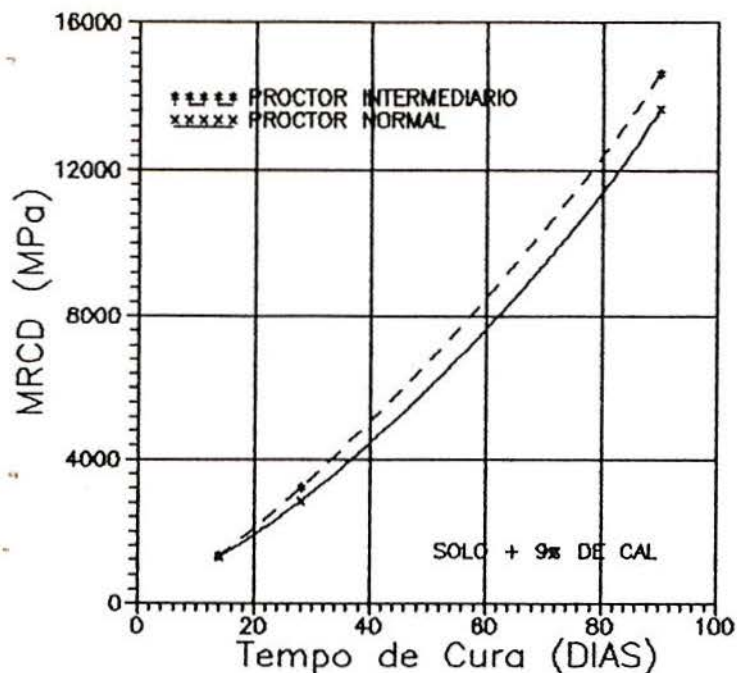


Figura VI.36 - Evolução do MRCD de misturas de solo + 9% de cal com o tempo de cura.

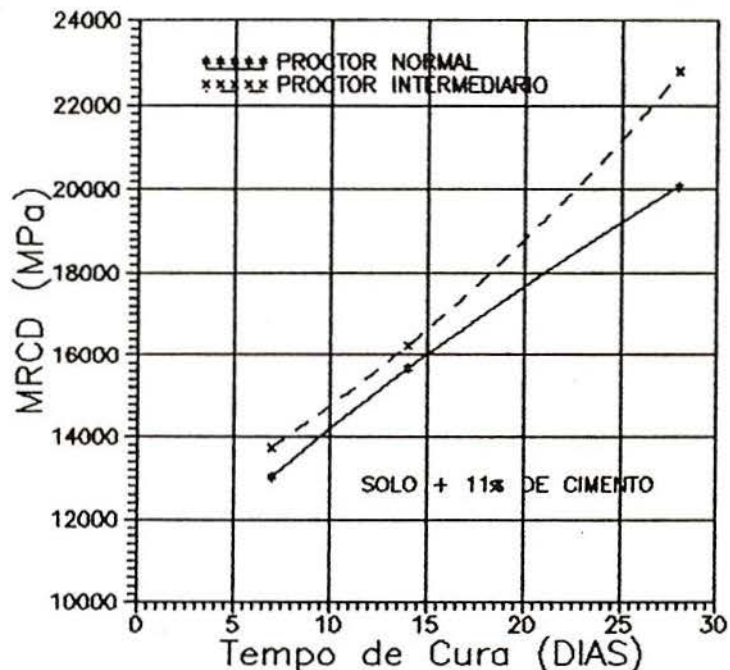


Figura VI.37 - Evolução do MRCD de misturas de solo + 11% de cimento com o tempo de cura.

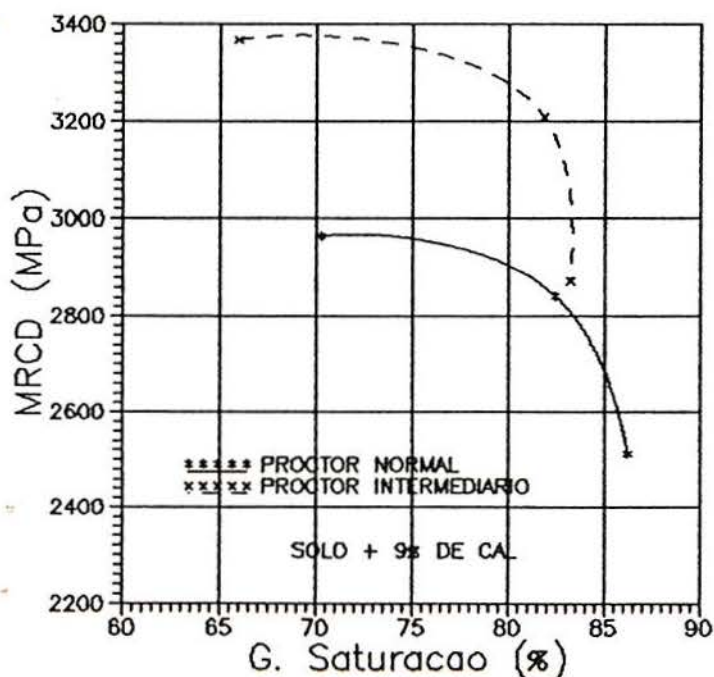


Figura VI.38 - Influência do grau de saturação no MRCD de misturas de solo + 9% de cal.

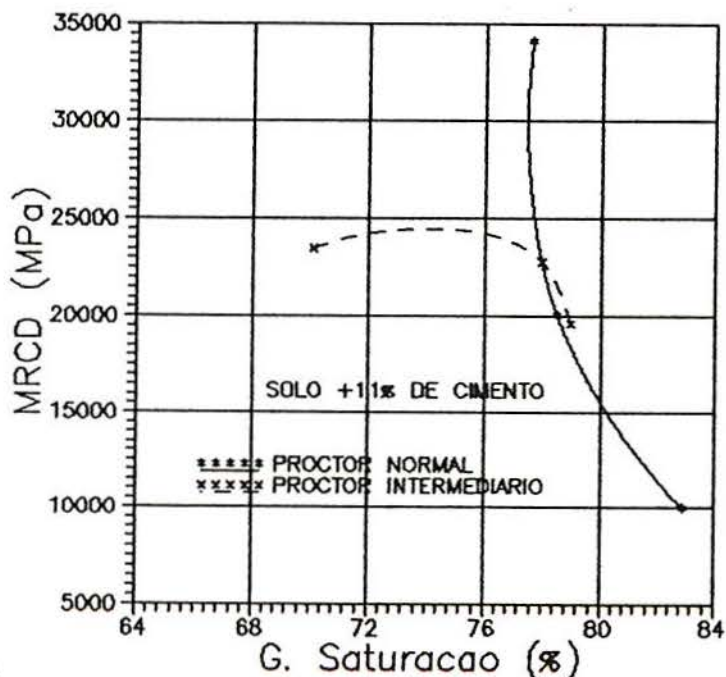


Figura VI.39 - Influência do grau de saturação no MRCD de misturas de solo + 11% de cimento.

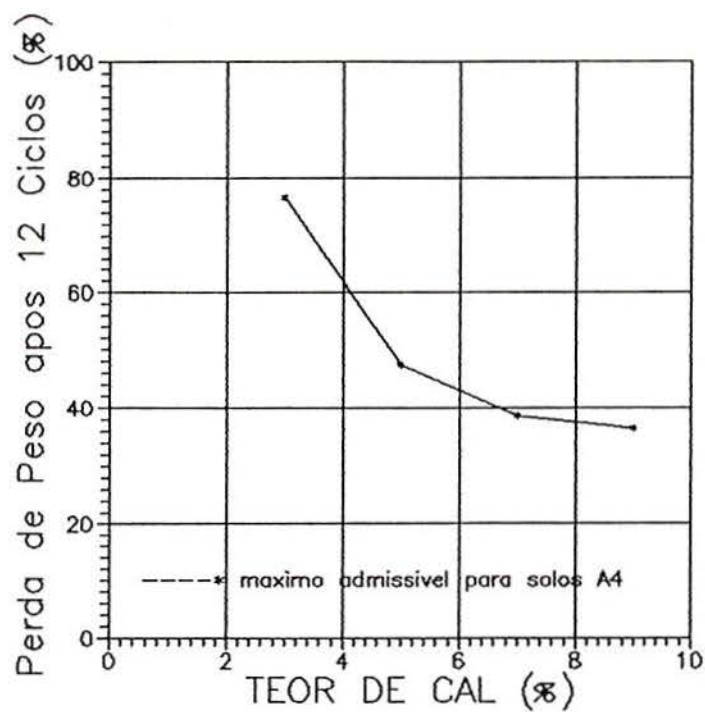


Figura VI.40 - Evolução do desgaste (método SC-3 da ABCP) com o teor de cal.

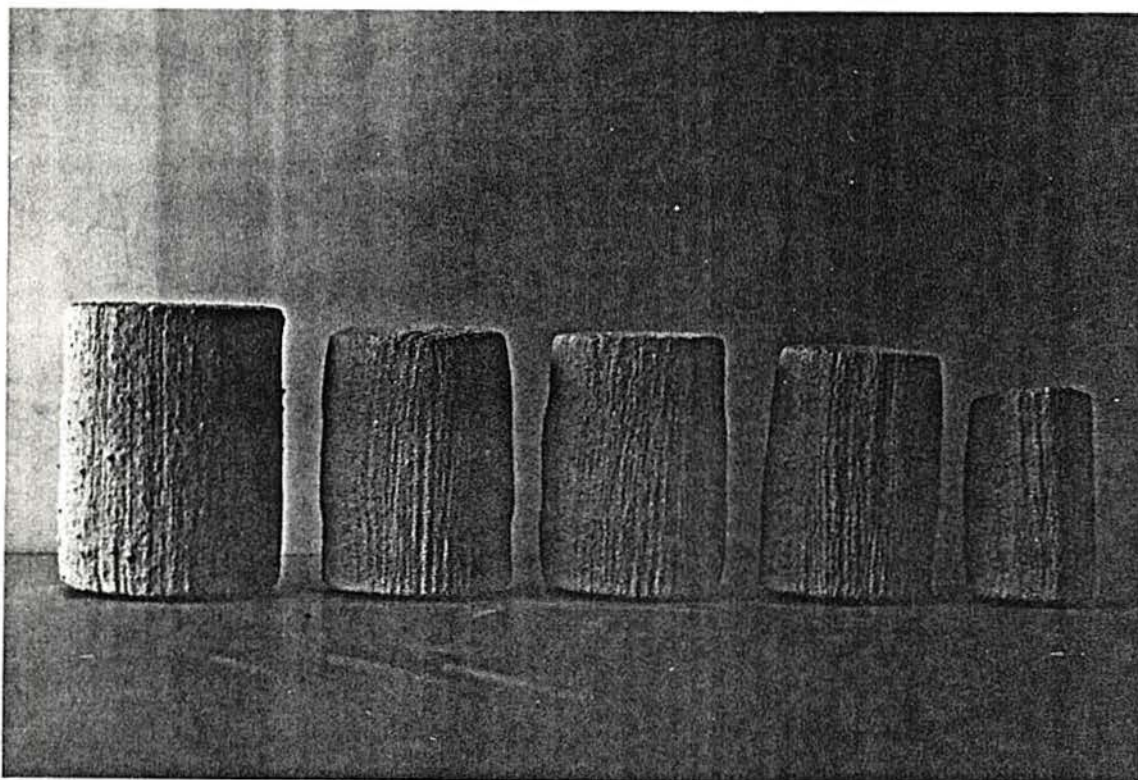


Figura VI.41 - Fotografia de corpos de prova submetidos ao ensaio de durabilidade da ABCP. Da esquerda para a direita: solo + 11% de cimento, solo + 9% de cal, solo + 7% de cal, solo + 5% de cal e solo + 3% de cal.

TEOR DE CAL (%)	LL (%)	LP (%)	LC (%)
0	21	17	19
3	24	17	23.6
5	23	16	20.8
7	24	20	20.4
9	23	18	21.1

Quadro VI.1 - Limites de consistência logo após a adição de cal.

TEOR DE CIMENTO (%)	LL (%)	LP (%)	LC (%)
0	21	17	19
3	23	-	24
5	23	-	23
11	23	-	24

Quadro VI.2 - Limites de consistência logo após a adição de cimento.

TEMPO DE CURA (DIAS)	PORCENTAGEM DE CAL (%)			
	3	5	7	9
LIMITE DE LIQUIDEZ (%)				
14	26	-	-	-
28	25	-	-	-
90	24	-	-	-
LIMITE DE PLASTICIDADE (%)				
14	22	-	-	-
28	21	-	-	-
90	19	-	-	-
LIMITE DE CONTRACAO (%)				
14	22	26	28	31
28	23	23	30	34
90	21	25	26	46

Quadro VI.3 - Evolução dos limites de consistência de misturas de solo e cal com o tempo de cura.

TEMPO DE CURA (DIAS)	PORCENTAGEM DE CIMENTO		
	3	5	11
LIMITE DE LIQUIDEZ (%)			
7	25	26	29
14	26	25	-
28	26	27	-
LIMITE DE CONTRACAO (%)			
7	26	24	25
14	21	27	28
28	30	24	29

Quadro VI.4 - Evolução dos limites de liquidez e contração de misturas de solo e cimento com o tempo de cura.

TEOR DE CAL (%)	ENERGIA				
	PROCTOR NORMAL		PROCTOR INTERMEDIÁRIO		
	Y _s (kN/m ³)	h _{ot} (%)	Y _s (kN/m ³)	h _{ot} (%)	h _{ot} (%)
0	17.40	15.90	18.90	13.30	13.30
3	16.82	17.10	17.71	13.80	13.80
5	16.72	17.10	17.36	14.30	14.30
7	16.67	17.30	17.52	14.40	14.40
9	16.40	17.60	17.29	14.10	14.10

Quadro VI.5 - Características de compactação de misturas de solo e cal.

TEOR DE CIMENTO (%)	ENERGIA				
	PROCTOR NORMAL		PROCTOR INTERMEDIÁRIO		
	Y _s (kN/m ³)	h _{ot} (%)	Y _s (kN/m ³)	h _{ot} (%)	h _{ot} (%)
0	17.40	15.90	18.90	13.30	13.30
3	17.50	16.50	18.25	13.75	13.75
5	17.50	14.70	18.07	14.10	14.10
11	17.48	16.20	18.18	14.00	14.00

Quadro VI.6 - Características de compactação de misturas de solo e cimento.

TEOR DE CAL (%)	ISC (%) max		ISC (%) na hot	
	P.N.	P.I.	P.N.	P.I.
0	9	19	7	11.5
3	31	56	20	49
5	33	38	14	35
7	27	34	16	31
9	26	50	10	45

Quadro VI.7 - Evolução da capacidade de suporte do solo com a adição de cal.

TEOR DE CIMENTO (%)	ISC (%) max		ISC (%) na hot	
	P.N.	P.I.	P.N.	P.I.
0	9	19	7	11.5
3	130	183	33	127
5	140	188	115	175
11	179	395	90	353

Quadro VI.8 - Evolução da capacidade de suporte do solo com a adição de cimento.

TEOR DE CAL (%)	EXPANSÃO (%)	
	P.N.	P.I.
0	1.60	1.90
3	0.15	0.65
5	0.37	0.70
7	0.59	0.78
9	0.62	0.30

Quadro VI.9 - Evolução da expansão do solo com a adição de cal.

TEOR DE CIMENTO (%)	EXPANSÃO (%)	
	P.N.	P.I.
0	1.60	1.90
3	0.06	0.23
5	0.05	0.37
11	0.22	0.30

Quadro VI.10 - Evolução da expansão do solo com a adição de cimento.

TEMPO DE CURA (DIAS)	TEOR DE CAL (%)	RCS (kN /m ²)				
		3	5	7	9	
14	P.N.	245	286	281	332	
	P.I.	471	452	429	466	
28	P.N.	444	475	455	491	
	P.I.	725	710	735	762	
90	P.N.	456	996	1046	1214	
	P.I.	855	1250	1359	1835	

Quadro VI.11 - Evolução da RCS de misturas de solo e cal com o tempo de cura.

TEMPO DE CURA (DIAS)	TEOR DE CIMENTO (%)	RCS (kN/m ²)				
		3	5	11		
7	P.N.	973	1274	2360		
	P.I.	1369	1439	3318		
14	P.N.	781	1176	2468		
	P.I.	1237	1792	3824		
28	P.N.	1032	1821	3390		
	P.I.	1401	2184	3909		

Quadro VI.12 - Evolução da RCS de misturas de solo e cimento com o tempo de cura.

TEMPO DE CURA (DIAS)	pH				
	TEOR DE CAL (%)				
	3	5	7	9	
14	12.40	12.87	12.94	12.95	
28	12.00	12.40	12.47	12.61	
90	11.40	12.00	12.30	12.60	

Quadro VI.13 - Evolução do pH de misturas de solo e cal com o tempo de cura.

TEOR DE CIMENTO (%)	ENERGIA DE COMPACTAÇÃO	TEMPO DE CURA							
		7 DIAS				14 DIAS			
		Ys medio (kN/m ³)	h medio (t)	RCS medio (kN/m ²)	Ys medio (kN/m ³)	h medio (t)	RCS medio (kN/m ²)	Ys medio (kN/m ³)	RCS medio (kN/m ²)
3	P.N.	17.49	15.82	973	17.40	16.44	781		
	P.I.	18.33	13.03	1389	18.16	13.47	1237		
5	P.N.	17.82	14.75	1274	17.50	14.82	1176		

Quadro VI.14 - Exemplo da influencia das características de compactação na RCS de misturas de solo e cimento.

TEOR DE CAL (%)	RCS (kN/m ²)				
	Demora na Compactação (h)				
	0	1	2	3	4
5	475	326	350	295	278
9	491	232	246	237	237

Quadro VI.15 - Efeito da demora na compactação na RCS de misturas de solo e cal.

TEOR DE CIMENTO (%)	DEMORA NA COMPACTAÇÃO (h)	RCS (kN/m ²)	Ys (kN/m ³)	NUMERO DE GOLPES	RCS/energia (kN/m ² .J)
5	0	1821	17.54	23	11.85
	1	1668	17.68	29	8.70
	2	1598	17.58	32	7.47
	3	1204	17.40	37	4.87
9	0	3350	17.76	23	22.06
	1	3272	17.72	29	17.58
	2	3306	17.69	31	15.98
	3	3155	17.68	45	10.42
	4	2873	17.71	46	9.35

Quadro VI.16 - Efeito da demora na compactação na RCS de misturas de solo e cimento.

TEMPO DE CURA (dias)	RCD (kN/m ²)	
	ENERGIA DE COMPACTACAO	
	P.N.	P.I.
14	30	50
28	68	84
90	261	268

Quadro VI.17 - Evolução da RCD de misturas de solo + 9% de cal com o tempo de cura.

TEMPO DE CURA (dias)	RCD (kN/m ²)	
	ENERGIA DE COMPACTACAO	
	P.N.	P.I.
7	346	400
14	380	437
28	471	520

Quadro VI.18 - Evolução da RCD de misturas de solo + 11% de cimento com o tempo de cura.

TEOR DE CAL (%)	TEMPO CURA (dias)	ENERGIA DE COMPACT	TEMPO IMERSAO (h)	K1 (kN/m ²)	K2	r2	h ensaios (%)	S ensaios (%)	Ys (kN/m ³)
3	14	PN	24	188518	0.26	0.79	17.16	82.48	16.95
3	14	PI	24	192659	0.37	0.72	15.81	80.71	17.54
3	28	PN	0	300929	0.31	0.77	17.29	81.28	17.03
3	28	PN	24	272354	0.38	0.82	19.01	86.69	16.84
3	28	PN	48	255360	0.22	0.71	18.49	85.85	16.96
3	28	PI	0	303804	0.30	0.61	13.52	75.54	18.06
3	28	PI	24	293950	0.36	0.72	15.78	81.17	17.56
3	28	PI	48	210870	0.30	0.63	15.95	83.03	17.65
3	90	PN	24	189979	0.32	0.55	19.25	85.40	16.67
3	90	90	24	216688	0.59	0.70	15.89	84.83	17.80
5	14	PN	24	213312	0.55	0.89	17.99	81.95	16.84
5	14	PI	24	273677	0.50	0.95	16.77	83.22	17.36
5	28	PN	0	278652	0.29	0.80	16.70	74.81	16.73
5	28	PN	24	257197	0.31	0.90	19.08	86.33	16.78
5	28	PN	48	243700	0.11	0.33	18.23	81.94	16.75
5	28	PI	0	279740	0.32	0.78	14.02	64.56	16.90
5	28	PI	24	536495	0.32	0.78	16.34	83.05	17.27
5	28	PI	48	170476	0.22	0.50	17.51	87.21	17.39
5	90	PN	24	192600	0.35	0.40	19.01	84.60	16.71
5	90	PI	24	412946	0.30	0.60	16.32	81.91	17.43
7	14	PN	24	297445	0.27	0.82	18.22	81.36	16.71
7	14	PI	24	271000	0.51	0.94	17.40	84.74	17.24
7	28	PN	0	210673	0.22	0.67	17.07	76.36	16.65
7	28	PN	24	247430	0.49	0.76	19.20	85.59	16.69
7	28	PN	48	218933	0.21	0.65	18.59	86.76	16.98
7	28	PI	0	339319	0.28	0.86	14.28	69.60	17.25
7	28	PI	24	258425	0.63	0.82	17.23	83.63	17.23
7	28	PI	48	302216	0.46	0.82	16.93	81.72	17.19
7	90	PN	24	384399	0.53	0.74	18.30	80.10	16.58
7	90	PI	24	327653	0.32	0.53	16.98	82.32	17.22

Quadro VI.19 - Resumo dos ensaios para determinação do módulo resiliente na compressão triaxial em misturas de solo e cal.

TEOR DE CIMENTO (%)	TEMPO CURA (dias)	ENERGIA DE COMPACT	TEMPO IMERSAO (h)	K1 (kN/m ²)	K2	r2	h ensaios (%)	S ensaios (%)	Ys (kN/m ³)
3	7	PN	24	283066	0.37	0.46	16.63	85.10	17.55
3	7	PI	24	230239	0.31	0.42	14.34	85.06	18.41
3	14	PN	24	269707	0.29	0.85	16.68	85.84	17.58
3	14	PI	24	529749	0.39	0.87	14.89	85.67	18.24
3	28	PN	0	450048	0.21	0.55	13.29	72.53	18.00
3	28	PN	24	312947	0.34	0.83	16.44	87.77	17.19
3	28	PN	48	388716	0.49	0.78	16.89	85.90	17.51
3	28	PI	0	481713	0.43	0.79	13.29	74.69	18.10
3	28	PI	24	658935	0.62	0.94	14.57	85.88	18.37
3	28	PI	48	466093	0.23	0.60	15.68	87.94	18.10
5	7	PN	24	625973	0.24	0.86	17.13	87.48	17.53
5	7	PI	24	335721	0.10	0.10	15.37	88.66	18.25
5	14	PN	24	514148	0.32	0.73	17.15	86.61	17.65
5	14	PI	24	216709	0.23	0.29	15.25	87.19	18.21
5	28	PN	0	573341	0.30	0.71	14.08	76.26	17.88
5	28	PN	24	485695	0.22	0.73	16.89	87.72	17.64
5	28	PN	48	579610	0.56	0.94	17.65	89.40	17.49
5	28	PI	0	356321	0.34	0.66	14.51	82.50	18.18
5	28	PI	24	1180013	0.77	0.70	16.55	89.28	17.86
5	28	PI	48	633986	0.59	0.96	15.81	88.70	18.13

Quadro VI.20 - Resumo dos ensaios para determinação do módulo resiliente na compressão triaxial em misturas de solo e cimento

ENERGIA	MRCO (MPa)		
	14	28	90
P.N.	1284	2842	13671
P.I.	1317	3210	14612

Quadro VI.21 - Evolução do MRCO de misturas de solo + 9% de cal com o tempo de cura.

ENERGIA	MRCO (MPa)		
	7	14	28
P.N.	13024	15672	20069
P.I.	13747	16235	22788

Quadro VI.22 - Evolução do MRCO de misturas de solo + 11% de cimento com o tempo de cura.

ENERGIA	S (%)	MRCO (MPa)
P.N.	70.23	2964
	82.46	2842
	86.22	2512
P.I.	65.97	3368
	81.85	3210
	83.22	2872

Quadro VI.23 - Influência do grau de saturação no MRCO de misturas de solo + 9% de cal, curadas por 28 dias.

ENERGIA	S (%)	MRCO (MPa)
P.N.	77.64	34131
	78.50	20069
	82.90	10005
P.I.	70.11	23474
	77.98	22788
	78.96	19621

Quadro VI.24 - Influência do grau de saturação no MRCO de misturas de solo + 11% de cimento, curadas por 28 dias.

VII - ANALISE ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS CONTENDO O SOLO ESTABILIZADO USANDO A TEORIA DAS CAMADAS ELASTICAS

VII.1 - Introdução

Com o objetivo de prever o desempenho de pavimentos, contendo camadas de misturas do solo estudado com cal ou cimento, foram determinados, com o emprego de um programa computacional, as tensões, as deformações específicas e os deslocamentos causados pela passagem das cargas.

Foram estudadas catorze estruturas, constituídas por camadas de revestimento em concreto asfáltico, base de solo-cimento ou solo-cal e sub-leito arenoso. Em oito delas também foi incluída uma camada de sub-base de solo melhorado com cal.

Para cada estrutura foram analisados os seguintes parâmetros: a deflexão superficial (def_{SUP}), a deformação radial específica por tração (dt_{DEF}) na face inferior da camada asfáltica, a tensão radial de tração (tt_{DEF}) e a deformação específica por tração na face inferior da base cimentada (dt_{DEF}), a tensão vertical de compressão (tc_{S1}) e a deformação vertical específica por compressão no topo do subleito (dv_{S1}).

Os parâmetros calculados foram posteriormente comparados com os valores admissíveis, apresentados por DORMON E METCALF (1965) e MITCHELL E SHEN (1967).

VII.2 - O Programa Computacional Utilizado

A evolução da análise de estruturas pela teoria das camadas elásticas, e sua aplicação à Mecânica dos Pavimentos, foram detalhadamente apresentadas por CERATTI (1991).

WANG E MITCHELL (1971), entre outros, comprovaram que tensões e deformações em camadas cimentadas de pavimentos, podem ser previstas com sucesso, empregando essa teoria, junto às propriedades resilientes (módulo e coeficiente de Poisson) dos materiais, obtidas em laboratório.

Na análise apresentada nesta dissertação foi empregado o programa computacional ELSYM5, desenvolvido em 1972 por AHLBORN, no Instituto de Transportes e Engenharia de Tráfego da Universidade da Califórnia, em Berkeley.

O programa calcula as tensões, as deformações e os deslocamentos para um sistema de camadas elásticas, tridimensionais, e possui três tipos de entradas principais: variáveis de caracterização do material ou da camada, variáveis de carregamento e informações das coordenadas do sistema.

Os sistemas podem ser constituídos por até cinco camadas, consideradas isotrópicas. Cada camada é caracterizada por sua espessura, seu módulo resiliente e seu coeficiente de Poisson; parâmetros que são considerados constantes. A espessura da camada inferior (subleito) é considerada semi-infinita.

As cargas colocadas no sistema de camadas são caracterizadas por duas destas três entradas: a carga, a pressão do pneu e o raio carregado. Podem ser colocadas até dez cargas idênticas, em diferentes coordenadas. O ELSYM5 superpõe os efeitos de todas as cargas a fim de obter os resultados nas coordenadas desejadas.

O sistema tridimensional utiliza as coordenadas x e y, em um plano horizontal, e a coordenada z representa a profundidade. O programa calcula os resultados para cada profundidade (z) de interesse e todos os resultados para cada par (até 100) de coordenadas xy de entrada.

VII.3 - As Estruturas Analisadas

VII.3.1 - Constituição e espessuras das camadas

Foram consideradas catorze estruturas de pavimentos, denominadas de sistemas. Os materiais e espessuras de cada camada dos diferentes sistemas são apresentados no quadro VII.1

A camada de revestimento foi considerada de concreto asfáltico com espessuras 5 cm, 7,50 cm e 10 cm. O seu módulo resiliente foi adotado igual a 3000 MPa e o coeficiente de Poisson igual a 0,25.

Na base de solo + 9% de cal foram estudadas três espessuras: 20 cm, 25 cm e 30 cm. O módulo resiliente deste material foi considerado igual a 2840 MPa; MRCD correspondente ao ensaio realizado na energia do Proctor Intermediário, após 28 dias de cura. Na base de solo + 11% de cimento foram estudadas quatro espessuras: 15 cm, 20 cm, 25 cm e 30 cm; todas elas com módulo resiliente igual a 13750 MPa; MRCD correspondente ao ensaio realizado na energia do Proctor Intermediário, após 7 dias de cura. Para ambos os materiais o coeficiente de Poisson adotado foi 0,20.

Naqueles pavimentos em que se considerou a existência de uma camada de sub-base de solo + 5% de cal, foram estudadas, para a mesma, duas espessuras: 20 cm e 25 cm. O módulo resiliente adotado foi o MRC calculado a partir da equação de regressão, correspondente ao ensaio realizado na energia do Proctor Intermediário, após 28 dias de cura, considerando a tensão confinante igual à pressão geostática no meio da camada. O valor assim calculado foi igual a 230 MPa. O coeficiente de Poisson foi adotado igual a 0,20.

O subleito, de espessura semi-infinita, foi considerado constituído de camadas, compactadas na energia Intermediária, do próprio solo residual sem estabilizantes. Seu módulo resiliente,

calculado através das constantes K_1 e K_2 apresentadas no capítulo V e, considerando a tensão confinante igual à pressão geostática no topo da camada, foi, em média, igual a 77 MPa. O coeficiente de Poisson adotado para esta camada foi de 0,30.

VII.3.2 - Carregamento

Foi adotado o eixo-padrão de 80 kN e o carregamento de cada roda foi considerado distribuído sobre uma área circular de 15 cm de raio.

VII.4 - Valores Admissíveis para as Variáveis Analisadas

HVEEM, ZUBE, BRIDGES E FORSYTH, citados por MITCHELL E SHEN (1967), relataram, baseados em estudos de desempenho, que para pavimentos com base de solo-cimento, as deflexões superficiais, sob cargas transientes, devem ser limitadas a 0,30 mm, para minimizar o trincamento. Este valor foi adotado também, como limite para os pavimentos com base de solo-cal.

DORMON E METCALF (1965) sugeriram a possibilidade de fundamentar o projeto de pavimentos flexíveis na limitação de certas tensões e deformações. Eles afirmaram que a deformação excessiva do pavimento pode ser evitada, limitando a deformação vertical de compressão no subleito (dv_{s1}), e que o trincamento por fadiga da camada asfáltica é evitado através da limitação da deformação específica de tração na face inferior dessa camada (dt_{asf}). A seguir são apresentados os valores admissíveis para essas deformações, conforme os pesquisadores recém citados, em função do número (N) de aplicações de cargas do eixo-padrão de 80 kN.

N	dv_{B1}	dt_{B1}
10^5	$1,05 \times 10^{-3}$	$2,3 \times 10^{-4}$
10^6	$6,5 \times 10^{-4}$	$1,4 \times 10^{-4}$
10^7	$4,2 \times 10^{-4}$	$9,2 \times 10^{-5}$
10^8	$2,6 \times 10^{-4}$	$5,8 \times 10^{-5}$

MITCHELL E SHEN (1967), estenderam o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis de DORMON E METCALF (1965) a seções contendo base de solo-cimento. Para tal, estabeleceram valores permissíveis para a tensão radial por tração (tt_{B1}) e para a deformação radial específica por tração (dt_{B1}) na face inferior da base, em função do módulo resiliente da camada cimentada. Esses valores limitantes correspondem à metade dos valores de ruptura no ensaio de resistência à tração na flexão e são, a seguir, exemplificados para dois tipos de base.

Módulo resiliente (MPa)	tt_{B1} (MPa)	dt_{B1}	Base
700	0,175	5×10^{-4}	"Fraca"
7000	0,770	2×10^{-4}	"Forte"

Finalmente, a tensão vertical por compressão no topo do subleito (tc_{B1}) não deve exceder o máximo calculado através da equação apresentada por YODER E WITCZAK (1975):

$$tc_{adm} = 38 \times 10^{-4} CBR^{1.5} \text{ (MPa)}$$

VII.5 - Análise das Estruturas Estudadas

O quadro VII.2 apresenta os resultados da análise das estruturas estudadas.

De forma geral, o parâmetro limitante foi a deformação superficial do pavimento (def_{SUP}) e a deformação vertical por compressão do subleito (dv_{B1}). Os demais parâmetros calculados foram inferiores aos valores admissíveis para todos os sistemas

estudados. Na base da camada asfáltica as deformações foram de compressão e não de tração.

Em relação às estruturas com base de solo + 9% de cal (sistemas 1 a 5) podem ser feitas as seguintes observações:

a) espessuras de base de 20 cm e de 25 cm, apoiadas diretamente sobre o subleito, e sobrejacentes a um revestimento de concreto asfáltico de 5 cm (sistemas 1 e 2) se mostraram insuficientes uma vez que a deformação superficial do pavimento foi superior à máxima admissível (0,30 mm). Também uma espessura de base de apenas 20 cm conduz a uma deformação vertical do subleito superior à admissível até mesmo para volume leve de tráfego;

b) o aumento da espessura da base para 30 cm, sem inclusão de sub-base e mantendo-se a espessura do revestimento asfáltico em 5 cm (sistema 3), tornou o pavimento apropriado para tráfego pesado ($N = 10^8$);

c) com a inclusão de uma camada de sub-base de 20 cm de espessura, uma espessura de base de 25 cm, subjacente a um revestimento asfáltico de 7,50 cm (sistema 4), tornou o pavimento igualmente apropriado para tráfego pesado ($N = 10^8$);

Para as estruturas contendo base de solo + 11% de cimento (sistemas 6 a 14) constatou-se que:

a) uma espessura de 15 cm para a base, subjacente a um revestimento asfáltico de 5 cm de espessura e sobrejacente a uma sub-base de 20 cm de solo + 5% de cal (sistema 6), é insuficiente, por apresentar o pavimento assim constituído, excessiva deformação superficial;

b) todas as demais combinações analisadas de revestimento, base e sub-base (sistemas 7 a 14), constituem estruturas de pavimentos apropriadas para um volume pesado de tráfego ($N = 10^8$).

Tanto para as estruturas com base de solo-cal, como para as com solo-cimento, o aumento da espessura da base reduziu os valores de tensões, deformações e deslocamentos.

A comparação, par a par, entre os sistemas 4 e 2, 8 e 7, 10 e 9 e 13 e 11, permite concluir que a inclusão de uma camada de sub-base causou redução nos valores da deformação superficial (def_{sup}), da deformação por tração (na realidade se trata de deformações por compressão como mostra o sinal negativo no quadro VII.2) na face inferior da camada asfáltica (dt_{asf}), da tensão de compressão (tc_{s1}) e da deformação por compressão (dv_{s1}) no topo do subleito, mas provocou um aumento na tensão de tração (tt_{bas}) e na deformação por tração (dt_{bas}) na face inferior da camada de base. SINGH E AKOTO (1981) atribuíram essas alterações ao aumento do módulo resiliente da camada subjacente à base.

VII.6 - Considerações Finais

Para um volume intenso de tráfego ($N = 10^6$), a espessura mínima de base de solo + 9% de cal deverá ser:

a) de 30 cm, se não houver sub-base e, considerando um revestimento de concreto asfáltico de 5 cm de espessura, ou

b) de 25 cm, se houver uma camada de sub-base de solo + 5% de cal de 20 cm de espessura, considerando um revestimento de concreto asfáltico de 7,5 cm de espessura.

A alternativa a) parece ser a mais econômica e de mais fácil execução.

Também para um volume intenso de tráfego ($N = 10^6$) uma camada de base, de 20 cm de espessura, de solo + 11% de cimento é suficiente, mesmo que não haja sub-base e considerando um revestimento de concreto asfáltico de apenas 5 cm.

SISTEMA	REVESTIMENTO ESPESSURA (m)	BASE		SUB-BASE	
		TIPO	ESPESSURA (m)	TIPO	ESPESSURA (m)
1	0.050	S+9% CAL	0.20	-	-
2	0.050	S+9% CAL	0.25	-	-
3	0.050	S+9% CAL	0.30	-	-
4	0.075	S+9% CAL	0.25	S+5% CAL	0.20
5	0.075	S+9% CAL	0.30	S+5% CAL	0.25
6	0.050	S+11% CIM	0.15	S+5% CAL	0.20
7	0.050	S+11% CIM	0.20	-	-
8	0.050	S+11% CIM	0.20	S+5% CAL	0.20
9	0.050	S+11% CIM	0.25	-	-
10	0.050	S+11% CIM	0.25	S+5% CAL	0.20
11	0.050	S+11% CIM	0.30	-	-
12	0.075	S+11% CIM	0.20	S+5% CAL	0.20
13	0.075	S+11% CIM	0.30	S+5% CAL	0.20
14	0.100	S+11% CIM	0.30	S+5% CAL	0.20

Quadro VII.1 - Estruturas de pavimentos analisadas com emprego do programa computacional ELSYM5.

SISTEMA	defsup (mm)	dtasf	ttbas (MPa)	dtbas	tcal (MPa)	dvel
1	0,400	-1,78 x 10 ⁻⁴	0,0079	6,65 x 10 ⁻⁶	0,0386	9,05 x 10 ⁻³
2	0,333	-1,63 x 10 ⁻⁴	0,0056	4,77 x 10 ⁻⁶	0,0288	6,70 x 10 ⁻⁵
3	0,294	-1,54 x 10 ⁻⁴	0,0040	3,41 x 10 ⁻⁶	0,0217	5,14 x 10 ⁻⁵
4	0,292	-1,46 x 10 ⁻⁴	0,0128	1,08 x 10 ⁻⁵	0,0155	1,01 x 10 ⁻⁴
5	0,261	-1,39 x 10 ⁻⁴	0,0079	7,94 x 10 ⁻⁶	0,0113	7,35 x 10 ⁻⁵
6	0,309	-1,49 x 10 ⁻⁴	0,0135	2,36 x 10 ⁻⁶	0,0194	1,21 x 10 ⁻⁴
7	0,270	-1,33 x 10 ⁻⁴	0,0026	4,61 x 10 ⁻⁷	0,0177	2,85 x 10 ⁻⁵
8	0,197	-1,23 x 10 ⁻⁴	0,0518	9,05 x 10 ⁻⁶	0,0094	2,31 x 10 ⁻⁵
9	0,222	-1,24 x 10 ⁻⁴	0,0018	3,09 x 10 ⁻⁷	0,0125	2,00 x 10 ⁻⁵
10	0,180	-1,19 x 10 ⁻⁴	0,0361	6,30 x 10 ⁻⁶	0,0074	1,78 x 10 ⁻⁵
11	0,196	-1,12 x 10 ⁻⁴	0,0012	2,11 x 10 ⁻⁷	0,0092	1,48 x 10 ⁻⁵
12	0,246	-1,29 x 10 ⁻⁴	0,0071	1,23 x 10 ⁻⁶	0,0119	7,29 x 10 ⁻⁵
13	0,193	-1,15 x 10 ⁻⁴	0,0032	5,53 x 10 ⁻⁷	0,0067	4,03 x 10 ⁻⁵
14	0,192	-1,09 x 10 ⁻⁴	0,0029	4,98 x 10 ⁻⁷	0,0064	3,80 x 10 ⁻⁵

Quadro VII.2 - Parâmetros obtidos através da análise estrutural
com emprego do programa computacional ELSYM5.

VIII - CONCLUSOES E SUGESTOES

VIII.1 - Conclusões

Os resultados de mais de 600 ensaios de laboratório, apresentados e analisados nos capítulos V e VI, bem como a análise estrutural, descrita e comentada no capítulo VII, permitiram que se chegasse às seguintes conclusões:

1 - O solo caracterizado nesta pesquisa apresenta algumas deficiências quando compactado (sem estabilizantes), que não permitem seu emprego como camada de sub-base de pavimento rodoviário. As limitações são: baixa capacidade de suporte (ISC máximo de 9 na energia do Proctor Normal e de 18 na do Intermediário), e valores de expansão (1,6% e 1,9% nas energias antes citadas), e índice de grupo, acima dos especificados. Além dessas há ainda de se considerar o mau comportamento resiliente, a fraca resistência à erosão e a dificuldade em se atingir o peso específico máximo na compactação.

2 - O solo se mostrou reativo à cal, de acordo com o critério de THOMPSON (1966).

3 - Para a dosagem da mistura solo-cal o método de EADES E GRIM (1966) se mostrou inadequado. Através da evolução da RCS com o teor de cal e o tempo de cura foi possível estabelecer os teores de 3%, 5% e 7% para o solo melhorado com cal, e de 9% para solo-cal. O tempo mínimo para início das reações pozolânicas parece ser de 7 a 14 dias.

4 - A dosagem do solo-cimento, pela Norma Geral da ABCP, conduziu a um teor de cimento de 11%. Esse teor elevado reflete o acentuado desgaste que sofrem as misturas, durante o ensaio de molhagem e secagem com escovamento. O método físico-químico,

apresentado por CERATTI E CASANOVA (1988), conduziu a um teor inferior de cimento: 8%. Para o solo melhorado com cimento foram adotados os teores de 3% e 5%.

5 - A adição de cal ao solo provocou alterações instantâneas nos índices de consistência, mas estas foram mais acentuadas após alguns dias de cura. Bastaram 5% de cal para que 14 dias após a mistura o solo se mostrasse não-líquido e não-plástico. De forma geral o limite de contração aumentou com o teor de cal. Essa melhoria foi pouco significativa para o teor de 3%, mas para teores superiores foi notável. Já a adição de cimento, provocou uma elevação imediata do LL e do LC, e tornou o solo não-plástico. Com o decorrer do tempo de cura solta, misturas de solo + 3% e de solo + 5% de cimento tiveram seu LL estabilizado. O LC continuou aumentando com o passar do tempo.

6 - As características de compactação sofreram alterações tanto com a adição de cal como com a de cimento. De forma geral, o peso específico aparente seco máximo diminuiu e a umidade ótima aumentou. Apenas as curvas de compactação de solo e cimento, na energia do ensaio de Proctor Normal tiveram comportamento diverso, não podendo identificar-se um padrão de comportamento. A adição de estabilizantes provocou redução na sensibilidade dos pesos específicos a variações do teor de umidade de compactação.

7 - A capacidade de suporte do solo foi muito melhorada pela adição de cal. Com apenas 3% desse estabilizante, o ISC atingiu os valores de 31% na energia do Proctor Normal e de 56% na do Intermediário. Mais acentuadas foram as melhorias causadas pela adição de cimento. O ISC alcançou valores de 179% na energia do Proctor Normal e de 395% na do Intermediário. Entretanto, é necessário salientar a drástica redução da capacidade de suporte com o aumento do teor de umidade de moldagem; fato que se torna mais relevante quando se nota que o teor de umidade no qual as misturas atingiram o máximo ISC é inferior ao ótimo de compactação.

8 - A adição de 3% de cal ao solo também foi suficiente para que a expansão se reduzisse de 1,6% para 0,15% na energia do Proctor Normal e de 1,9% para 0,65% na do Intermediário. Mesmo que teores mais elevados de cal tenham provocado maior expansão, esta sempre foi inferior a 1,0%. Efeito semelhante foi observado nas misturas de solo e cimento. Com apenas 3% desse aditivo, a expansão foi reduzida para 0,06% na energia Normal e para 0,23% na Intermediária. Teores superiores de cimento, contudo, não conduziram a melhores resultados.

9 - A resistência à compressão simples alcançou valores expressivos: até 1835 kN/m² para as misturas com cal e até 3909 kN/m² nas misturas com cimento. A RCS evoluiu linearmente com o teor de aditivo e com o logaritmo do tempo de cura, qualquer que fosse o agente estabilizador. O acompanhamento da evolução da RCS com o teor de cal e o tempo de cura, permitiu concluir que para teores de cal de, pelo menos, 5% as reações pozolânicas continuam ocorrendo após 90 dias, com o conseqüente ganho de resistência. Um difratograma de raios-X de mistura de solo + 9% de cal, curada por 90 dias, comprovou a formação de um produto cimentante, provavelmente um aluminato tetra-cálcico.

10 - A demora na compactação reduziu em até 50% o valor da RCS das misturas de solo e cal e, em até 60% a das misturas de solo e cimento, sendo que com apenas uma hora de demora as resistências das misturas com cal foram reduzidas em 42%, enquanto as misturas com cimento tiveram suas resistências reduzidas em 24%. Este fato deve ser cuidadosamente observado na execução do pavimento.

11 - A mistura de solo + 9% de cal desenvolveu apreciável resistência à tração (260 kN/m²), enquanto que para a mistura de solo + 11% de cimento essa resistência, determinada através do ensaio de resistência à compressão diametral, foi de 520 kN/m². Valores tão expressivos de RCD levantaram a possibilidade de emprego desses materiais como camada de base de pavimentos com volume intenso de tráfego. Também os elevados módulos de resiliência na compressão diametral, alcançados pelas

misturas de solo + 9% de cal (14000 MPa aos 90 dias de cura) e de solo + 11% de cimento (22000 MPa aos 28 dias de cura) apontam nessa direção.

12 - O modelo de BIAREZ para solos granulares se mostrou adequado para a avaliação do módulo resiliente na compressão triaxial, tanto para o solo sem estabilizantes, como para as misturas deste com cal ou cimento.

13 - A adição de 3% de cal ao solo permitiu que ele fosse enquadrado no grupo II da classificação de PREUSSLER E PINTO (1982). Com 5% de cal e 28 dias de cura, o coeficiente K_1 de corpos de prova, compactados na energia do Proctor Intermediário, atingiu valor superior a 500000 kN/m². Também, após 28 dias de cura, a mistura de solo + 5% de cimento, compactada na energia Intermediária, alcançou valor de K_1 superior a 10⁶ kN/m². Quando se analisou um universo de 50 ensaios, obteve-se para o coeficiente K_2 o valor médio de 0,36, para as misturas com cal, e de 0,37 para as com cimento. Isto, considerado em conjunto com a boa capacidade de suporte das misturas, avalia sua utilização como camada de base ou sub-base. Os módulos resilientes, tanto na compressão triaxial quanto na diametral, se mostraram fortemente dependentes do grau de saturação do corpo de prova durante o ensaio e do seu peso específico aparente seco.

14 - Com 11% de cimento o solo apresentou suficiente resistência ao desgaste, para ser aprovado no ensaio de durabilidade da ABCP. Para as misturas de solo e cal a durabilidade, quando avaliada pelo método IOWA, foi plenamente suficiente. Esse bom desempenho não se manteve quando se adotou o método SC-3 da ABCP, mas este não parece adequado para misturas de solo e cal.

15 - Os resultados da análise estrutural de pavimentos com camadas cimentadas, pela teoria das camadas elásticas, feita através do programa computacional ELSYM5, e as melhorias obtidas com a adição de cal ou cimento; em especial quanto à capacidade

de suporte, à expansão, ao comportamento resiliente e à durabilidade, permitem que se proponha a utilização da mistura do solo estudado + 5% de cal como material de sub-base de pavimentos. Igualmente se sugere a utilização de misturas de solo com 9% de cal, na espessura de 30 cm, ou de solo + 11% de cimento, na espessura de 20 cm, como materiais de base de pavimentos com volume intenso de tráfego ($N=10^8$).

VIII.2 - Sugestões

Com a finalidade de complementar a pesquisa apresentada nesta dissertação, sugere-se:

- * Realizar ensaios de micro-sonda nas frações de areia e silte do solo, visando determinar as suas composições mineralógicas.

- * Realizar difratogramas de raios-X em misturas do solo e cal, compactadas ou não, curadas por períodos superiores a 90 dias, visando identificar, com certeza, os produtos cimentantes formados.

- * Estudar a contração linear das misturas de solo e cimento e realizar uma análise visco-elasto-plástica de formação de trincas em camadas cimentadas de pavimentos.

- * Estender o estudo desenvolvido nesta dissertação a misturas do solo estudado com cal e cinza volante.

- * Estudar o comportamento à fadiga das misturas estabilizadas.

- * Investigar a possibilidade de emprego de resíduos industriais, disponíveis em áreas de ocorrência da Formação Botucatu, como estabilizantes do solo estudado, visando a sua utilização na pavimentação.

* Executar um trecho experimental instrumentado, para avaliação do desempenho de pavimentos, com camadas cimentadas do solo estudado.

* Avaliar o desempenho de pavimentos executados com camadas de solos cimentados. Comparar medições de deformações de pavimentos no campo, com os valores previstos através de programas computacionais, visando verificar a confiabilidade dos modelos adotados.

* Estudar outras aplicações de materiais estabilizados na engenharia civil, tais como em fundações e na fabricação de tijolos e/ou blocos para construção.

BIBLIOGRAFIA

- 1 - ABCP - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND Dasagem de Misturas de Solo-cimento: Normas de Dosagem e Métodos de Ensaio. 3a. edição atualizada revisada pelo Engo. Márcio Rocha Pitta, São Paulo, 1986.
- 2 - AKOTO, B. K. A. & SINGH, G. Behaviour of Lime Stabilized Laterite Under Repeated Loading. *Australian Road Research*, Victoria 16(4): 259-67, 1986.
- 3 - AKPOKODJE, E. G. The Stabilization of Some Arid Zone Soils with Cement and Lime. *Quart. J. Engng. Geol.*, London 18: 173-80, 1985.
- 4 - AZAMBUJA, M. A. Comunicação Pessoal, Porto Alegre, 1981.
- 5 - BENTON, E. J. Cement-Pozzolan Reactions. *Highway Research Board Bulletin*, Washington, D. C. 239: 56-65, 1960.
- 6 - BOFINGER, H. E. The Measurement of the Tensile Properties of Soil-Cement. *Road Research Laboratory Report*, Crowthorne 365: 1-12, 1970.
- 7 - BRANDL, H. Alteration of Soil Parameters by Stabilization with Lime. In: *Proceedings of the 10th. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm 1: 587-94, 1981.
- 8 - CAPUTO, H. P. Mecânica dos Solos e Suas Aplicações, Volume 1. Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., Rio de Janeiro, 1976.
- 9 - CASANOVA, F. J. O. C. Um Estudo Físico-químico-matemático da Estabilização Alcalina de Solos Argilosos. Dissertação de Mestrado (UFRJ), Rio de Janeiro, 1981.
- 10 - CASTRO, E. & LUIS, A. S. O Solo-cal na Pavimentação de Estradas e Aeródromos. *Geotecnia*, Lisboa, 10: 28-59, 1974.
- 11 - CANTON, H. D. Research on the Physical Relations of Soil and Soil-Cement Mixtures. In: *Proceedings of the 20th. Annual Meeting of the Highway Research Board*, Washington, D. C. 1: 821-55, 1940.
- 12 - CERATTI, J. A. P. Estudo do Comportamento à Fadiga de Solos Estabilizados com Cimento para Utilização em Pavimentos. Tese de Doutorado (UFRJ), Rio de Janeiro, 1991.
- 13 - CERATTI, J. A. P. & CASANOVA, F. J. Um Método Físico-químico para Dosagem de Solo-cimento. In: *Anais do Simpósio sobre Novos Conceitos em Ensaios de Campo e Laboratório em Geotecnia*, Rio de Janeiro 1: 191-200, 1988.
- 14 - CLARE, K. E. & CRUCHLEY, A. E. Laboratory Experiments in the Stabilization of Clays with Hydrated Lime. *Geotechnique*, London 7: 97-111, 1957.
- 15 - COULON, F. K. Mapeamento Geotécnico da Morreias e Montanegra. Dissertação de Mestrado (UFRGS), Porto Alegre, 1973.
- 16 - CROFT, J. B. The Influence of Soil Mineralogical Composition on Cement Stabilization. *Geotechnique*, London 17: 119-35, 1967.
- 17 - CROFT, J. B. The Problem in Predicting the Suitability of Soils for Cementitious Stabilization. *Engineering Geology*, Amsterdam 2: 397-424, 1968.
- 18 - DE WET, J. A Fundamental Study of Some Clay-Lime Reactions In: *Proceedings of the 4th. Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cape Town 1: 277-81, 1967.

- 19 - DIAMOND, S. & KINTER, E. B. Adsorption of Calcium Hydroxide by Montmorillonite and Kaolinite. *Journal of Colloid and Interface Science*, Washington, D.C. 22: 240-49, 1965
- 20 - DIAMOND, S. & KINTER, E. B. Mechanisms of Soil-Lime Stabilization - An Interpretive Review. *Highway Research Record*, Washington, D. C. 92: 83-96, 1965
- 21 - DORMON, G. M. & METCALF, C. T. Design Curves for Flexible Pavements Based on Layered System Theory. *Highway Research Record*, Washington, D. C. 71: 69-84, 1965.
- 22 - EADES, J. L. & GRIM, R. E. Reaction of Hydrated Lime with Pure Clay Minerals in Soil Stabilization. *Highway Research Record*, Washington, D. C. 282: 51-63, 1960.
- 23 - EADES, J. L. & GRIM, R. E. A Quick Test to Determine Requirements for Lime Stabilization. *Highway Research Record*, Washington, D.C., 139:62-71, 1966.
- 24 - EADES, J. L., NICHOLS, F. P. & GRIM, R. E. Formation of New Minerals with Lime Stabilization as Proven by Field Experiments in Virginia. *Highway Research Board Bulletin*, Washington, D. C. 335: 31-39, 1962.
- 25 - EPPS, J. A.; DUNLAP, W. A. & GALLAWAY, B. M. Soil Stabilization: A Mission Oriented Approach. *Highway Research Record*, Washington, D. C. 351: 1-20, 1971.
- 26 - FONTES, L. E. F. & FONTES, M. P. F. Glossário de Termos e Expressões em Ciência da Solo. Publicação No. 138 (UFV), Vicosia, 1982.
- 27 - FRAENKEL, B.B. Engenharia Rodoviária. Editora Guanabara Dois S.A., Rio de Janeiro, 1980.
- 28 - GLENN, G. R. & HANDY, R. L. Lime-Clay Mineral Reactions Products. *Highway Research Record*, Washington, D. C. 29: 70-82, 1963.
- 29 - GREHS, S. A. Mapeamento Geológico Preliminar de Santa Cruz do Sul Visando Obter Informação Básica ao Planejamento Integrado. *Acta Geológica Leopoldênsis*, São Leopoldo 1(I): 121-39, 1976.
- 30 - HANDY, R. L. Cementation of Soil Minerals with Portland Cement or Alkalis. *Highway Research Board Bulletin*, Washington, D. C. 198: 55-64, 1958.
- 31 - HARTY, J. R. & THOMPSON, M. R. Lime Reactivity of Tropical and Subtropical Soils. *Highway Research Record*, Washington, D. C. 442: 102-12, 1973.
- 32 - HERRIN, M. & MITCHELL, H. Lime-Soil Mixtures. *Highway Research Board Bulletin*, Washington, D. C. 304: 99-121, 1961.
- 33 - HERZOG, A. & MITCHELL, J. K. Reactions Accompanying Stabilization of Clay with Cement. *Highway Research Record*, Washington, D. C. 36: 146-71, 1963.
- 34 - HILT, G. H. & DAVIDSON, D. T. Lime Fixation in Clayey Soils. *Highway Research Record*, Washington, D. C. 262: 20-32, 1960.
- 35 - HOOVER, J. M.; HANDY, R. L. & DAVIDSON, D. T. Durability of Soil-Lime-Fly Ash Mixtures Compacted above Standard Proctor Density. *Highway Research Board Bulletin*, Washington, D. C. 193: 1-11, 1958.
- 36 - IBGE - INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA Levantamento de Recursos Naturais, Folha SH.22 Porto Alegre e Parte das Folhas SH.21 Uruguaiana e SI.22 Lagoa Mirim: Geologia, Geomorfologia, Pedologia, Vegetação, Uso Potencial da Terra. Volume 33. Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, Rio de Janeiro, 1986.

- 37 - INGLES, O. G. Advances in Soil Stabilization 1961-67. *Reviews Pure and Applied Chemistry*, Melbourne 18: 291-310, 1968.
- 38 - INGLES, O. G. Mechanisms of Clay Stabilization with Inorganic Acids and Alkalis. *Australian Journal Soil Research*, Melbourne 8: 81-95, 1970.
- 39 - INGLES, O. G. and FRYDMAN, S. The Effect of Cement Lime on the Strength of Some Soil Minerals and Its Relevance to the Stabilization of Australia Soils. In: *Proceedings of the 3rd. Conference Australian Road Research Board*, Sidney 3(2): 1504-28, 1966.
- 40 - INGLES, O. G. & METCALF, J. B. Soil Stabilization Principles and Practice. Butterworths, Melbourne, 1972.
- 41 - JUNGBLUT, M. Estudo de Solos Subtropicais sem Estabilizante Visando o Emprego em Habitação de Baixa Custo. Dissertação de Mestrado (UFRGS), Porto Alegre, a ser defendida.
- 42 - KEZDI, A. Stabilized Earth Roads. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1979.
- 43 - LAMBE, T. W. & WHITMAN, R. V. Soil Mechanics, SI Version John Wiley & Sons, New York, 1979.
- 44 - MARCON, A. F. Durabilidade e Módulo de Elasticidade de Misturas Areia-Cal-Cinza Yolanta. Dissertação de Mestrado (UFRJ), Rio de Janeiro, 1977.
- 45 - MATEOS, M. Soil Lime Research at Iowa State University. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divisions ASCE*, New York 90 (SM2): 127-53, 1964.
- 46 - MITCHELL, J. K. & HOOPER, D. R. Influence of Time Between Mixing and Compaction on Properties of a Lime-Stabilized Expansive Clay. *Highway Research Board Bulletin*, Washington, D. C. 304: 14-31, 1961.
- 47 - MITCHELL, J. K. & SHEN, C. K. Soil-Cement Properties Determined by Repeated Loading in Relation to Bases for Flexible Pavements. In: *Proceedings of the 2nd. International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*, Ann Arbor 1: 427-51, 1967.
- 48 - MOH, Z. C. Reactions of Soil Minerals with Cement and Chemicals. *Highway Research Record*, Washington, D. C. 88: 39-61, 1965.
- 49 - MOORE, J. C. & JONES, R. L. Effect of Soil Surface and Extractable Silica, Alumina and Iron on Lime Stabilization Characteristics of Illinois Soil. *Highway Research Board*, Washington, D. C. 351: 87-92, 1971.
- 50 - NANNI, L.F. Análise Estatística de Dados com Uso de Técnicas Computacionais. Caderno Técnico CT-30/81, UFRGS, Porto Alegre, 1986.
- 51 - NATIONAL INSTITUTE FOR TRANSPORT AND ROAD RESEARCH Cimentitious Stabilizers in Road Construction. *Technical Recommendations for Highways*, Pretoria, 13: 1-64, 1986.
- 52 - NISHIDA, Y. & KAWAMURA, M. The Mechanism of Soil-Cement Stabilization - A Short Review. In: *Proceedings of the 4th. Assian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Bangkok 2: 199-204, 1971.
- 53 - NOBLE, D. F. Reactions and Strength Development in Portland Cement-Clay Mixtures. *Highway Research Record*, Washington, D. C. 198: 39-56, 1967.
- 54 - NOGAMI, J. S. & VILLIBOR, D. F. Uma Nova Classificação de Solos para Finalidades Rodoviárias. In: *Anais do Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia*, UFRJ, Rio de Janeiro 1: 30-41, 1981.

- 55 - NORLING, L. T. Standard Laboratory Tests for Soil-Cement-Development, Purpose and History of Use. *Highway Research Record*, Washington, D. C. 36: 1-10, 1963.
- 56 - ORLANDINI, R. Estudo Geomecânico de Perfis Típicos de Solos com Substrato Arenito Visando Mapeamento Geotécnico. Dissertação de Mestrado (UFRGS), Porto Alegre, 1981.
- 57 - ORMSBY, W. C. & KINTER, E. B. Effects of Dolomitic and Calcitic Limes on Strength Development in Mixtures with Two Clay Minerals. *Public Roads*, Washington, D. C. 32(4): 149-60, March 1973.
- 58 - PIETSCH, P. E. & DAVIDSON, D. D. Effect of Lime on Plasticity and Compressive Strength of Representative Iowa Soils. *Highway Research Board Bulletin*, Washington, D. C. 335: 11-30, 1962.
- 59 - PITTA, M. R. & NASCIMENTO, A. A. Dosagem de Solo Melhorado com Cimento por Modificações Físicas. Químicas e Mecânicas do Solo Original, ABCP, São Paulo, 1983.
- 60 - POPESCU, M. Correlations Between the Index Properties and Swelling-Shrinking. In: *Proceedings of the 7th. Assian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Haifa 1: 71-75, 1983.
- 61 - PREUSSLER, E. S. Ensaio Triaxiais Dinâmicos de um Solo Arenoso. Dissertação de Mestrado (UFRJ), Rio de Janeiro, 1978.
- 62 - PREUSSLER, E. S. & PINTO, S. Proposição de um Método para Projeto de Reforço de Pavimentos Flexíveis, Considerando a Resiliência. In: *Anais da 17a. Reunião Anual de Pavimentação*, Brasília, D.F., 1982.
- 63 - QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. & CABRERA, J. G. Um Método Simples para Avaliar a Reatividade à Cal dos Solos Vermelhos Tropicais. In: *Proceedings of the 8th. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Lima 2: 485-501, 1979.
- 64 - REMUS, M. D. & DAVIDSON, D. T. Relation of Strength to Composition and Density of Lime-Treated Clayey Soils. *Highway Research Board Bulletin*, Washington, D. C. 304: 65-75, 1961.
- 65 - ROBBINS, E. G. & MUELLER, P. E. Development of a Test for Identifying Poorly Reacting Sandy Soils Encountered in Soil-Cement Construction. *Highway Research Board Bulletin*, Washington, D. C. 267: 46-50, 1960.
- 66 - ROBNETT, Q. & THOMPSON, M. Effects of Lime Treatment on the Resilient Behavior of Fine-grained Soils. *Transportation Research Record*, Washington, D. C. 560: 11-20, 1976.
- 67 - RUFF, C. G. & HO, C. Time-Temperature Strength-Reaction Product Relationship in Lime-Bentonite-Water Mixtures. *Highway Research Record*, Washington, D. C. 139: 42-60, 1966.
- 68 - SARAIVA, R. M. Comunicação Pessoal, Porto Alegre, 1981.
- 69 - SEED, H. B.; CHAN, C. K. & LEE, C. D. Resilient Characteristics of Subgrade Soils and Their Relation to Fatigue Failure in Asphalt Pavements. In: *Proceedings of the 1st. International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*, Ann Arbor 1: 611-36, 1962.
- 70 - SEDDON, P. A. & BHINDI, D. B. Improvement of a Substandard Base Aggregate with Lime. *Transportation Research Record*, Washington, D. C. 941: 31-37, 1983.

- 71 - SHERWOOD, P. T. A Laboratory Investigation of Suitability of Soils from Central Scotland for Cement Stabilization. *Gt. Brit. Dept. Sci. Ind., Road Rec.*, London 3284: 7, 1957a.
- 72 - SHERWOOD, P. T. The Stabilization with Cement of Weathered and Sulfate Bearing Clays. *Geotechnique*, London 7: 179-91, 1957b.
- 73 - SINGH, G. & AKOTO, B. K. A. Rational Design of Lime-Stabilized Laterite Roads. *Transportation Engineering Journal of ASCE*, New York, 107 (TE6): 653-65, 1981.
- 74 - SVENSON, M. Estudo de Mistura Solo-Cal sob Carregamento Dinâmico. In: Anais do Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, 1: 385-414, 1981.
- 75 - THOMPSON, M. R. Split-Tensile Strength of Lime-Stabilized Soils. *Highway Research Record*, Washington, D. C. 92:69-82, 1965.
- 76 - THOMPSON, M. R. Lime Reactivity of Illinois Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divisions ASCE*, New York, 92 (SM6): 67-92, 1966.
- 77 - THOMPSON, M. R. Soil-Lime Mixtures for Construction of Low-Volume Roads. *Transportation Research Board Special Report*, Washington, D. C. 160: 149-65, 1975.
- 78 - THOMPSON, M. R. & DEMPSEY, B. J. Autogenous Healing of Lime-Soil Mixture. *Highway Research Record*, Washington, D. C., 263: 1-7, 1969.
- 79 - TODRES, H. A. & KLAUS, K. A. Particle Size Analysis of Clay-containing Soils. In: Proceedings of the Fifth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Luanda 1: 9-14, 1971.
- 80 - TOVEY, N. K. Microfabric, Chemical and Mineralogical Studies of Soils: Techniques. *Geotechnical Engineering*, Amsterdam, 17: 131-65, 1986
- 81 - TRB - TRANSPORTATION RESEARCH BOARD Test Procedures for Characterizing Dynamic Stress-Strain Properties of Pavement Materials. *Special Report*, Washington, D. C. 162: 1-39, 1975.
- 82 - TRB - TRANSPORTATION RESEARCH BOARD State of the Art: Lime Stabilization. *Transportation Research Circular*, Washington, D. C. 180: 1-31, 1976.
- 83 - VARGAS, M. The Concept of Tropical Soils. In: Proceedings of the International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, São Paulo 2: 101-34, 1985.
- 84 - VERDADE, F. C. Análise Química Total. In: MONIZ, A. C. Elementos de Pedologia. Livros Técnicos e Científicos S.A., Rio de Janeiro, 1975.
- 85 - WANG, M. C. & MITCHELL, J. K. Stress-Deformation Prediction in Cement-Treated Soil Pavements. *Highway Research Record*, Washington, D. C. 351: 93-111, 1971.
- 86 - WOOLVERTON, L. D. Engineering Pedology and Soil Stabilization. *Highway Research Board Bulletin*, Washington, D. C. 108: 29-57, 1955.
- 87 - YODER, E. J. & WITCZAK, M. W. Principles of Pavement Design. John Wiley & Sons, New York, 1975.