

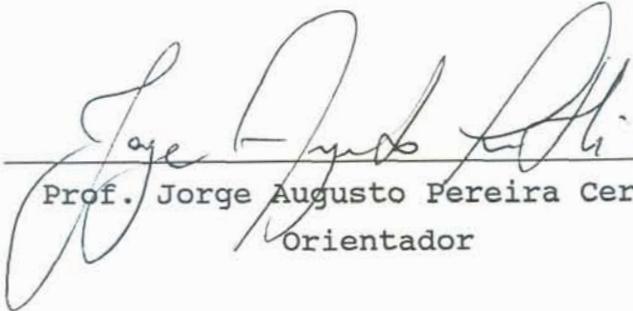
**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE UM SOLO MOLE TRATADO COM CAL, VISANDO SEU
USO EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS**

ANTÔNIO THOMÉ

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

Porto Alegre
Julho de 1994

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



Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti
Orientador



Prof. Nilo Cesar Consoli
Orientador



Prof. Jorge Daniel Riera
Coordenador do CPGEC

BANCA EXAMINADORA

- Prof. Cláudio Renato Rodrigues Dias
D. Sc. - COPPE/UFRJ
- Prof. Fernando Schnaid
Ph. D. - Oxford University/UK
- Prof. Luiz Antônio Bressani
Ph. D. - University of London/UK

Dedico
A minha família
A minha esposa

AGRADECIMENTOS

Desejo externar meus agradecimentos as seguintes pessoas e instituições:

- aos orientadores pela atenção que dedicaram e ensinamentos transmitidos;
- ao prof. Nilo C. Consoli pela amizade, interesse e críticas, meus sinceros agradecimentos;
- aos professores do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da área de Geotecnia, pelos ensinamentos ministrados;
- aos colegas do CPGEC-UFRGS, em especial ao Fernando Mantaras, José Averbeck, Marcos Formoso, Roberto Cudmani, Ruben Sotelo e Suyen Nakahara pelas muitas horas compartilhadas de estudo, pelo companheirismo, pelas críticas e pela amizade;
- ao professor da UFSM, José Mario Soares, um agradecimento especial pelo incentivo, pela amizade sincera e pelo constante exemplo;
- ao bolsista de iniciação científica João Antônio Carraro, pela valiosa colaboração na execução dos ensaios de laboratório e pela amizade;
- aos funcionários do CPGEC-UFRGS, em especial a Jair Floriano da Silva e João Diniz, pela colaboração nas coletas de amostras e ensaios de laboratório;
- ao CNPq pelo apoio financeiro concedido;
- ao Departamento de Geociências da UFSM, nas pessoas dos professores Carlos Leite Maciel Filho e Egydio Menegotto pela realização dos ensaios difratométricos;

- ao Laboratório de Solos do Curso de Agronomia-UFRGS pelos ensaios químicos realizados;
- ao pessoal do Centro de Supercomputação da UFRGS, pelo apoio e auxílio prestados;
- à COHAB-RS pelo fornecimento do projeto do prédio de habitação popular;
- aos meus pais, Volmar e Maria, que apesar de todas as dificuldades, sempre me incentivaram e apoiaram;
- a minha esposa Gladis Hermes Thomé pela compreensão, paciência, apoio e carinho, fundamentais para a realização deste trabalho, além do grande auxílio na revisão e montagem desta dissertação.

SUMÁRIO

LISTA DE QUADROS.....	ix
LISTA DE FIGURAS.....	x
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xvii
RESUMO.....	xviii
ABSTRACT.....	xix
1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1 - Problema de pesquisa e objetivos.....	1
1.2 - Conceitos básicos.....	2
1.2.1 - Argilominerais.....	2
1.2.2 - Cal.....	3
1.2.3 - Estabilização alcalina.....	4
2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	8
2.1 - Introdução.....	8
2.2 - Reações solo-cal.....	8
2.2.1 - Reações de efeito imediato.....	9
2.2.2 - Reações de ação lenta.....	11
2.2.3 - Alteração das propriedades do solo com a adição da cal.....	15
2.2.3.1 - Granulometria.....	15
2.2.3.2 - Permeabilidade.....	16
2.2.3.3 - Limites de Atterberg.....	16
2.2.3.4 - Características de compactação.....	18
2.2.3.5 - Variação volumétrica.....	19
2.2.3.6 - Resistência e Durabilidade.....	19
2.3 - Relações Constitutivas.....	23
2.3.1 - Modelo Pseudo-Elastico Não Linear (Hiperbólico).....	23
2.3.2 - Modelo Cam-Clay Modificado.....	25
2.4 - Previsão das curvas carga x recalque de fundações superficiais pelo Método dos Elementos Finitos....	26
3 - PROGRAMA DE PESQUISA.....	29
3.1 - Etapa experimental.....	29
3.2 - Etapa numérica.....	30
4 - ETAPA EXPERIMENTAL.....	33
4.1 - Métodos utilizados.....	33
4.1.1 - Preparação do solo.....	33

4.1.2 - Dosagem das misturas solo-cal.....	33
4.1.3 - Mistura.....	34
4.1.4 - Ensaio de compactação.....	34
4.1.5 - Moldagem.....	35
4.1.6 - Cura.....	35
4.1.7 - Densidade real dos grãos.....	35
4.1.8 - Limites de Atterberg.....	35
4.1.9 - Análise granulométrica.....	36
4.1.10 - Ensaio de resistência.....	36
4.1.11 - Permeabilidade.....	37
4.1.12 - Expansibilidade.....	37
4.1.13 - Difratoograma de raio X.....	38
4.2 - Materiais utilizados.....	39
4.2.1 - O Solo.....	39
4.2.1.1 - Caracterização.....	39
4.2.1.2 - Classificação.....	41
4.2.2 - A Cal.....	42
4.2.3 - A Água.....	42
4.3 - Apresentação dos resultados e análise.....	42
4.3.1 - Dosagem solo-cal.....	42
4.3.2 - Limites de Atterberg.....	43
4.3.3 - Análise granulométrica.....	44
4.3.4 - Ensaio de resistência.....	45
4.3.5 - Permeabilidade.....	49
4.3.6 - Expansibilidade.....	50
4.3.7 - Difratoogramas de raio X.....	51
5 - ETAPA NUMÉRICA.....	69
5.1 - Relações constitutivas.....	69
5.1.1 - Modelo Pseudo-Elastico Não linear (Hiperbólico).....	69
5.1.1.1 - Parâmetros do Modelo Hiperbólico e reprodução das curvas experimentais.....	71
5.1.2 - Modelo Cam-Clay Modificado.....	73
5.1.2.1 - Parâmetros do modelo Cam-Clay Modificado e reprodução das curvas experimentais....	76
5.2 - Previsão das curvas carga x recalque de fundações superficiais através do Método dos Elementos Finitos.....	77

5.2.1 - O Método dos Elementos Finitos.....	77
5.2.2 - Generalidades.....	78
5.2.2.1 - Variáveis estudadas.....	78
5.2.2.2 - Tipos de análises.....	79
5.2.2.3 - Malhas, Incrementos de carga e Tensões "in situ".....	79
5.2.2.4 - O software utilizado.....	80
5.2.3 - Cálculo da capacidade de carga e recalques por métodos analíticos.....	81
5.2.3.1 - Capacidade de carga.....	81
5.2.3.2 - Recalques.....	83
5.2.4 - Apresentação dos resultados e análises	85
6 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES FINAIS.....	122
6.1 - Conclusões.....	122
6.2 - Sugestões.....	125
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	126
APÊNDICE A.....	135
APÊNDICE B.....	140
APÊNDICE C.....	145

LISTA DE QUADROS

Quadro 1.1 - Classificação simplificada dos argilominerais.	6
Quadro 3.1 - Resumo dos ensaios de laboratório.....	32
Quadro 4.1 - Caracterização da cal utilizada.....	54
Quadro 4.2 - Resultados dos Limites de Atterberg com tempo de cura e teor de cal.....	54
Quadro 4.3 - Tensões de ruptura em função do teor de cal e tempo de cura.....	55
Quadro 4.4 - Valores de expansão livre (%) obtidos no ensaio oedométrico.....	55
Quadro 4.5 - Picos resultantes da reação da caulinita com diversos tipos de cales.....	56
Quadro 5.1 - Parâmetros hiperbólicos para as misturas de solo-cal.....	91
Quadro 5.2 - Parâmetros Cam-Clay Modificado para o solo natural.....	91
Quadro 5.3 - Carga de trabalho estimada para um prédio não estruturado de habitação popular.....	91
Quadro 5.4 - Valores dos módulos não drenados utilizados para o cálculo dos recalques iniciais pelo método analítico	92
Quadro 5.5 - Parâmetros para calcular o recalque por adensamento pela teoria de Terzaghi.....	92
Quadro 5.6 - Valores de q_u (kN/m ²) obtidos pelo Método dos Elementos Finitos.....	92
Quadro 5.7 - Valores de q_u (kN/m ²) obtidos pelos métodos de Terzaghi (1943), Hansen (1970) e M.E.F. para perfis homogêneos.....	93
Quadro 5.8 - Valores de q_u (kN/m ²) obtidos pelo método de Button (1953).....	93
Quadro 5.9 - Valores de q_u (kN/m ²) obtidos pelo método de Meyerhof & Hanna (1978).....	94
Quadro 5.10 - Valores de δ_i (cm) obtidos pelo Método dos Elementos Finitos (para pressão de trabalho de 30kN/m ²)....	94
Quadro 5.11 - Valores de δ_i (cm) obtidos pela teoria da elasticidade (para pressão de trabalho de 30kN/m ²).....	95
Quadro 5.12 - Recalques por adensamento (cm) obtidos pela análise unidimensional de Terzaghi para pressão aplicada de 30kN/m ²	95

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Representação no plano do tetraedro e octaedro (Lambe & Whitman,1979).....	7
Figura 1.2 - Representação da união do tetraedro com o octaedro (Lambe & Whitman,1979).....	7
Figura 1.3 - Conjuntos de lâminas tetraédricas e octaédricas, constituindo o argilomineral 1:1 (Lambe & Whitman,1979).....	7
Figura 1.4 - Conjuntos de lâminas tetraédricas e octaédricas, constituindo o argilomineral 2:1 (Lambe & Whitman,1969).....	7
Figura 2.1 - Processo de estabilização alcalina proposto por Ingles & Metcalf (1972) (Castro, 1981).....	28
Figura 4.1 - Croqui da localização da jazida estudada.....	57
Figura 4.2 - Curvas granulométricas do solo natural com e sem defloculante.....	57
Figura 4.3 - Difratoograma sobre a amostra total do solo natural.....	58
Figura 4.4 - Difratoograma sobre a amostra orientada do solo natural.....	58
Figura 4.5 - Determinação do teor ótimo de cal pelo método de Eades & Grim (1966).....	59
Figura 4.6 - Limites de Atterberg em função do teor de cal com um dia de cura.....	59
Figura 4.7 - Variação do Limite de Contração com o teor de cal.....	60
Figura 4.8 - Curvas Granulométricas para misturas de solo com 5%, 7% e 9% de cal, para 7 dias de cura.....	60
Figura 4.9 - Variação da curvas granulométricas das misturas com o tempo de cura.....	61
Figura 4.10 - Tensões de Ruptura em função do teor de cal para corpos de prova curados durante 7 dias.....	61
Figura 4.11 - Envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência em termos de tensões totais para amostras curadas durante 7 dias.....	62
Figura 4.12 - Variação do módulo secante entre a origem e $0,75\sigma_{ruptura}$ com o teor de cal.....	62

Figura 4.13 - Trajetórias de tensões totais e efetivas para o solo natural compactado.....	63
Figura 4.14 - Trajetórias de tensões totais e efetivas para a mistura de solo com 9% de cal e 7 dias de cura.....	63
Figura 4.15 - Variação das trajetórias de tensões efetivas com o tempo de cura para misturas com 7% e 9% de cal.....	64
Figura 4.16 - Mudança no valor de permeabilidade (k) com o teor de cal.....	64
Figura 4.17 - Variação dos valores de permeabilidade com o tempo de cura.....	65
Figura 4.18 - Difractogramas de raio X para misturas de solo-cal com 7 dias de cura.....	66
Figura 4.19 - Difractogramas de raio X para misturas de solo-cal com 28 dias de cura.....	67
Figura 4.20 - Difractogramas de raio X para misturas de solo-cal com 90 dias de cura.....	68
Figura 5.1 - Representação hiperbólica idealizada da curva tensão x deformação.....	96
Figura 5.2 - Representação da curva hiperbólica em escala transformada.....	96
Figura 5.3 - Obtenção dos parâmetros k e n do modelo hiperbólico.....	97
Figura 5.4 - Curvas tensão x deformação em escala transformada da mistura de solo com 5% de cal.....	97
Figura 5.5 - Curvas tensão x deformação em escala transformada da mistura de solo com 7% de cal.....	98
Figura 5.6 - Curvas tensão x deformação em escala transformada da mistura de solo com 9% de cal.....	98
Figura 5.7 - Retas para obtenção dos parâmetros hiperbólicos k e n para misturas de solo com 5%, 7% e 9% de cal.....	99
Figura 5.8 - Curvas tensão x deformação experimentais e calculadas para mistura de solo com 5% de cal.....	100
Figura 5.9 - Curvas tensão x deformação experimentais e calculadas para mistura de solo com 7% de cal.....	101
Figura 5.10 - Curvas tensão x deformação experimentais e calculadas para mistura de solo com 9% de cal.....	102
Figura 5.11 - Curva ($\ln p'$; V) idealizada pela teoria do estado crítico.....	103

Figura 5.12 - Representação da linha do estado crítico no espaço (Britto & Gunn, 1987).....	103
Figura 5.13 - Representação da SSBS no espaço (Britto & Gunn 1987).....	104
Figura 5.14 - Visão isométrica de uma parede elástica (Britto & Gunn, 1987).....	104
Figura 5.15 - Representação das superfícies de plastificação no plano para o modelo Cam-Clay (a) e Cam-Clay Modificado (b).....	105
Figura 5.16 - Curvas tensão x deformação experimental e calculada do solo natural com OCR=1 (Sotelo, 1994).....	105
Figura 5.17 - Curvas tensão x deformação experimental e calculada do solo natural com OCR=4 (Sotelo, 1994).....	106
Figura 5.18 - Curvas tensão x deformação experimental e calculada do solo natural com OCR=8 (Sotelo, 1994).....	106
Figura 5.19 - Malha utilizada nas simulações que continham fundações de B=1,0m.....	107
Figura 5.20 - Malha utilizada nas simulações que continham fundações de B=1,5m.....	107
Figura 5.21 - Malha utilizada nas simulações que continham fundações de B=2,0m.....	108
Figura 5.22 - Tensões "in situ" do perfil de solo natural (Sotelo, 1994).....	108
Figura 5.23 - Fator de capacidade de carga para cálculo de q_u pelo método de Button (1953) (Das & Puri, 1989).....	109
Figura 5.24 - Fator de coesão C_a para cálculo de q_u pelo método de Meyerhof & Hanna (1978) (Das & Puri, 1989).....	109
Figura 5.25 - Resistências não-drenadas utilizadas para o cálculo da capacidade de carga pelos métodos analíticos....	110
Figura 5.26 - Valores de C_d para o cálculo dos recalques imediatos pela teoria da elasticidade.....	110
Figura 5.27 - Curvas carga x recalque para fundações de B=1,5m, camada tratada de 40cm e diferentes teores de cal..	111
Figura 5.28 - Curvas carga x recalque para fundações de B=1,5m, camada tratada de 80cm e diferentes teores de cal..	111
Figura 5.29 - Curvas pressão x recalque para camada de solo tratado com 5% de cal de 20cm e os três valores de B adotados.....	112

Figura 5.30 - Curvas pressão x recalque para camada de solo tratado com 9% de cal de 60cm e os três valores de B adotados.....	112
Figura 5.31 - Curvas carga x recalque para camada de solo tratado com 5% de cal de 20cm e os três valores de B adotados.....	113
Figura 5.32 - Curvas carga x recalque para camada de solo tratado com 9% de cal de 60cm e os três valores de B adotados.....	113
Figura 5.33 - Valores de q_u em função do teor de cal para fundação com B=1,0m e camadas tratadas de 40cm e 80cm.....	114
Figura 5.34 - Valores de q_u em função do teor de cal para fundação com B=2,0m e camadas tratadas de 40cm e 80cm.....	115
Figura 5.35 - Vetores deslocamentos majorados de uma fundação com B=1,5m e camada tratada com 5% de cal de 20cm, sujeita a uma carga de 60kN/m.....	116
Figura 5.36 - Vetores deslocamentos majorados de uma fundação com B=1,5m e camada tratada com 5% de cal de 20cm, sujeita a uma carga de 60kN/m.....	116
Figura 5.37 - Influência dos teores de cal adotados sobre o recalque total obtido, para sapata de B=1,0m e camada tratada de 20 cm.....	117
Figura 5.38 - Influência dos teores de cal adotados sobre o recalque total obtido, para sapata de B=1,0m e camada tratada de 60 cm.....	117
Figura 5.39 - Influência dos teores de cal adotados sobre o recalque total obtido, para sapata de B=2,0m e camada tratada de 40 cm.....	118
Figura 5.40 - Influência dos teores de cal adotados sobre o recalque total obtido, para sapata de B=2,0m e camada tratada de 80 cm.....	118
Figura 5.41 - Influência das diferentes espessuras de camadas tratadas com 5% de cal em fundação com B=1,0m e carga de 28kN/m.....	119
Figura 5.42 - Influência das diferentes espessuras de camadas tratadas com 5% de cal em fundação com B=2,0m e carga de 60kN/m.....	119
Figura 5.43 - Curvas de iso-deslocamentos quando aplicada uma carga de 28kN/m em uma sapata de B=1,5m e, camada tratada com 5% de cal de 40cm.....	120
Figura 5.44 - Curvas de iso-deslocamentos quando aplicada uma carga de 28kN/m em uma sapata de B=1,5m e, camada tratada com 5% de cal de 100cm.....	120

Figura 5.45 - Curvas de iso-deslocamentos quando aplicada uma carga de 60kN/m em uma sapata de B=1,5m e, camada tratada com 9% de cal de 40cm.....	121
Figura 5.46 - Curvas de iso-deslocamentos quando aplicada uma carga de 60kN/m em uma sapata de B=1,5m e, camada tratada com 9% de cal de 100cm.....	121
Figura A.1 - Curvas tensão x deformação do solo natural compactado.....	135
Figura A.2 - Curvas tensão x deformação da mistura de solo 5% de cal e 7 dias de cura.....	135
Figura A.3 - Curvas tensão x deformação da mistura de solo com 5% de cal e 28 dias de cura.....	135
Figura A.4 - Curvas tensão x deformação da mistura de solo com 5% de cal e 90 dias de cura.....	135
Figura A.5 - Curvas tensão x deformação da mistura de solo com 7% de cal e 7 dias de cura.....	136
Figura A.6 - Curvas tensão x deformação da mistura de solo com 7% de cal e 28 dias de cura.....	136
Figura A.7 - Curvas tensão x deformação da mistura de solo com 7% de cal e 90 dias de cura.....	136
Figura A.8 - Curvas tensão x deformação da mistura de solo com 9% de cal e 7 dias de cura.....	136
Figura A.9 - Curvas tensão x deformação da mistura de solo com 9% de cal e 28 dias de cura.....	137
Figura A.10 - Curvas tensão x deformação da mistura de solo com 9% de cal e 90 dias de cura.....	137
Figura A.11 - Curvas pressão neutra x deformação do solo natural compactado.....	137
Figura A.12 - Curvas pressão neutra x deformação da mistura de solo com 5% de cal e 7 dias de cura.....	137
Figura A.13 - Curvas pressão neutra x deformação da mistura de solo com 5% de cal e 28 dias de cura.....	138
Figura A.14 - Curvas pressão neutra x deformação da mistura de solo com 5% de cal e 90 dias de cura.....	138
Figura A.15 - Curvas pressão neutra x deformação da mistura de solo com 7% de cal e 7 dias de cura.....	138
Figura A.16 - Curvas pressão neutra x deformação da mistura de solo com 7% de cal e 28 dias de cura.....	138

Figura A.17 - Curvas pressão neutra x deformação da mistura de solo com 7% de cal e 90 dias de cura.....	139
Figura A.18 - Curvas pressão neutra x deformação da mistura de solo com 9% de cal e 7 dias de cura.....	139
Figura A.19 - Curvas pressão neutra x deformação da mistura de solo com 9% de cal e 28 dias de cura.....	139
Figura A.20 - Curvas pressão neutra x deformação da mistura de solo com 9% de cal e 90 dias de cura.....	139
Figura B.1 - Curvas carga x recalque obtidas das simulações não drenadas sobre fundações de B=1,0m e camada tratada com 5% de cal.....	140
Figura B.2 - Curvas carga x recalque obtidas das simulações não drenadas sobre fundações de B=1,5m e camada tratada com 5% de cal.....	140
Figura B.3 - Curvas carga x recalque obtidas das simulações não drenadas sobre fundações de B=2,0m e camada tratada com 5% de cal.....	141
Figura B.4 - Curvas carga x recalque obtidas das simulações não drenadas sobre fundações de B=1,0m e camada tratada com 7% de cal.....	141
Figura B.5 - Curvas carga x recalque obtidas das simulações não drenadas sobre fundações de B=1,5m e camada tratada com 7% de cal.....	142
Figura B.6 - Curvas carga x recalque obtidas das simulações não drenadas sobre fundações de B=2,0m e camada tratada com 7% de cal.....	142
Figura B.7 - Curvas carga x recalque obtidas das simulações não drenadas sobre fundações de B=1,0m e camada tratada com 9% de cal.....	143
Figura B.8 - Curvas carga x recalque obtidas das simulações não drenadas sobre fundações de B=1,5m e camada tratada com 9% de cal.....	143
Figura B.9 - Curvas carga x recalque obtidas das simulações não drenadas sobre fundações de B=2,0m e camada tratada com 9% de cal.....	144
Figura C.1 - Curvas carga x recalque obtidas das simulações drenadas sobre fundações de B=1,0m e camada tratada com 5% de cal.....	145
Figura C.2 - Curvas carga x recalque obtidas das simulações drenadas sobre fundações de B=1,5m e camada tratada com 5% de cal.....	145

Figura C.3 - Curvas carga x recalque obtidas das simulações drenadas sobre fundações de B=2,0m e camada tratada com 5% de cal.....	146
Figura C.4 - Curvas carga x recalque obtidas das simulações drenadas sobre fundações de B=1,0m e camada tratada com 7% de cal.....	146
Figura C.5 - Curvas carga x recalque obtidas das simulações drenadas sobre fundações de B=1,5m e camada tratada com 7% de cal.....	147
Figura C.6 - Curvas carga x recalque obtidas das simulações drenadas sobre fundações de B=2,0m e camada tratada com 7% de cal.....	147
Figura C.7 - Curvas carga x recalque obtidas das simulações drenadas sobre fundações de B=1,0m e camada tratada com 9% de cal.....	148
Figura C.8 - Curvas carga x recalque obtidas das simulações drenadas sobre fundações de B=1,5m e camada tratada com 9% de cal.....	148
Figura C.9 - Curvas carga x recalque obtidas das simulações drenadas sobre fundações de B=2,0m e camada tratada com 9% de cal.....	149

LISTA DE SIMBOLOS

AASHTO	American Association of State Highway and Transport Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
B	Largura das Fundações
C	Coesão
c	Caulinita
CAH	Aluminato Hidratado de Cálcio
CBR	California Bearing Ratio
COHAB	Companhia de Habitação
CSH	Silicato Hidratado de Cálcio
CTC	Capacidade de Troca de Cátions
E	Módulo de Elasticidade
IP	Índice de Plasticidade
LEC	Linha do Estado Crítico
LFP	Lime Fixation Point
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
LC	Limite de Contração
K	Inclinação da Reta de Recompressão
Kw	Rigidez da Água
M.E.F.	Método dos Elementos Finitos
q_u	Capacidade de carga
qz	Quartzo
R	Coefficiente de Correlação
RCS	Resistênciaa Compressão Simples
Rf	Parâmetro do Modelo Hiperbólico
SSBS	Stable State Boundary Surface
Su	Resistência Não Drenada
TRB	Transportion Research Board
USCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
φ	Ângulo de atrito interno
n, k	Parâmetros do Modelo Hiperbólico
λ	Inclinação da Reta Virgem
σ_1, σ_3	Tensões principais maior e menor, respectivamente

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

RESUMO

Neste trabalho foi analisada a melhoria nas características de um solo mole quando tratado com cal, bem como a viabilidade técnica de se utilizar este novo material como uma camada suporte de fundações superficiais. O solo estudado classifica-se pedologicamente como Gley Húmico e a jazida localiza-se no município de Canoas/RS, às margens da BR 386. O trabalho teve as seguintes finalidades: realizar um estudo da influência dos diferentes teores de cal sobre as características tensão x deformação do solo tratado; verificar o ganho de resistência com o tempo de cura; modelar o comportamento tensão x deformação do material tratado; realizar simulações numéricas, através do Método dos Elementos Finitos, do comportamento carga x recalque de fundações contínuas flexíveis assentes sobre o novo material. Adotou-se o teor ótimo de cal (obtido pelo método de Eades & Grim, 1966) de 9% e dois valores inferiores de 7% e 5%. Realizaram-se os seguintes ensaios sobre o solo natural e as misturas de solo-cal: limites de Atterberg, compactação, granulometria, difratograma de raio X, permeabilidade (triaxial) e ensaios triaxiais adensados não drenados(CIU). Todos os ensaios foram realizados para três tempos de cura (7, 28 e 90 dias) e os corpos de prova foram curados em câmara úmida. Para modelar o comportamento tensão x deformação do solo melhorado, adotou-se o Modelo Hiperbólico e para o solo natural o Modelo Cam-Clay Modificado. O Modelo Hiperbólico foi implementado no software CRISP90, desenvolvido na Universidade de Cambridge, Inglaterra. O software foi utilizado em um estudo paramétrico para determinar a influência do processo de estabilização no comportamento carga x recalque de fundações superficiais. Dos resultados obtidos, concluiu-se: que o método de Eades & Grim (1966) não mostrou-se adequado para determinação do teor ótimo de cal; houve, de maneira geral, melhora nas características físicas com o tratamento com cal; não houve ganho de resistência com o tempo de cura; o modelo hiperbólico representou bem o comportamento das misturas de solo cal e a colocação de uma camada de solo tratado apresenta melhoras no comportamento carga x recalque de fundações superficiais contínuas flexíveis.

ABSTRACT

This work analyses the improvement characteristics of a soft soil, when treated with lime, in order to evaluate the technical viability of using this new material as a layer which supports shallow foundations. The studied soil is pedologically classified as gley humic and its borrow place is found near the city of Canoas, Rio Grande do Sul State, next to autoroute BR-386. The work has the following objectives: to study the influence of different amounts of lime on the stress-strain characteristics of treated soil; to verify the strength increase with time; to model the stress-strain behavior of the treated material; to execute a numerical simulation of flexible continuous shallow foundation placed above a layer of the treated material through the use of Finite Element Method. The Optimum Lime Content adopted was 9% (using Eades & Grim Method, 1966), being also studied the lime contents of 7% and 5%. The following tests were executed to characterize the natural soil, as well as, the mixture lime-soil: Atterberg limits, compaction, particle size distribution, X-ray diffractogram, permeability and consolidated-undrained triaxial (CIU). All tests were executed for three times of curing (7, 28 and 90 days), in a wet chamber with controlled humidity. To model the stress-strain behavior of the improved and natural soil, were adopted, respectively the Hyperbolic and the Modified Cam-Clay Models. The Hyperbolic Model was introduced in the software CRISP90, developed by the researchers of the University of Cambridge and used in this work. This software was used in a parametrical study to define the influence of the stabilizing process in the behavior of shallow foundation. From the obtained results, it was possible to be concluded that: Eades & Grim method (1966) was not adequate to the determination of optimum lime content; Physical characteristics of the material were improved with the addition of lime; strength of material was not increased with the curing in wet chamber; Hyperbolic Model represents fairly well the stress-strain behavior of the improved material and the placing of treated soil layer below a shallow foundation causes visible improvement in the results of the load x displacement responder.

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - Problema de pesquisa e objetivos

Fundação é o elemento construtivo responsável pela transmissão das cargas das construções para o solo. O solo onde uma fundação será assente deve ter boa capacidade de suporte, estabilidade volumétrica e durabilidade.

Existem na natureza alguns solos constituídos de materiais de baixa capacidade de suporte e alta deformabilidade volumétrica. Como exemplo podem-se citar as argilas-mole, as quais serão objeto do estudo, ocorrendo em depósitos localizados em regiões de depressões e planícies. Devido a estas características, as áreas localizadas nestas regiões têm o custo por metro quadrado inferior aos valores de mercado, o que as torna atrativas às administrações públicas para assentamento de conjuntos habitacionais.

A solução utilizada para suportar as cargas das construções nestes locais, geralmente, são fundações profundas. Estas atravessam o material argiloso e são assentes em camadas subjacentes de maior capacidade de suporte. Este tipo de solução técnica pode inviabilizar certas obras como conjuntos habitacionais de baixo custo, nos quais o investimento na execução das fundações pode vir a ser uma grande parcela do valor total da obra.

O tratamento de solos visando melhorar suas propriedades geotécnicas, é um recurso que o engenheiro de solos tem em mãos quando se depara com solos de baixa qualidade. As propriedades de um solo podem ser alteradas por meios mecânicos, térmicos, químicos e outros (Kezdi, 1979). O tipo de tratamento escolhido depende das propriedades geotécnicas e físico-químicas do solo

envolvido. Ingles & Metcalf (1972) apresentam várias recomendações para determinar a adequação de um solo a um dado tipo de tratamento.

O presente trabalho tem por finalidade verificar a viabilidade técnica de tratar uma camada superficial de solo mole com cal, dando a esta, características de capacidade de suporte e estabilização volumétrica para ser utilizada como base para suporte de fundações superficiais.

A pesquisa tem os seguintes objetivos específicos:

- realizar um estudo da influência dos diferentes teores de cal sobre as propriedades físicas e químicas do solo tratado;
- verificar qual o ganho de resistência com o passar do tempo, pela adição da cal;
- realizar ensaios triaxiais (adensados e não drenados) a baixas tensões confinantes, com a finalidade de obter parâmetros para aplicação em modelagem numérica;
- modelar o comportamento tensão x deformação do material tratado;
- realizar simulações numéricas, através do método dos elementos finitos, em fundações contínuas flexíveis, visando prever o comportamento carga x recalque do novo material quando submetido a carregamento.

1.2 - Conceitos básicos

São apresentados a seguir, alguns conceitos simples dos principais assuntos que são abordados nesta dissertação.

1.2.1 - Argilominerais

Os argilominerais são assim denominados, pelo fato de ocorrerem predominantemente na fração argila dos solos ($<2,0\mu\text{m}$). São silicatos com estrutura em camadas, membros da família dos filossilicatos. A estrutura dos argilominerais, de uma forma idealizada, é constituída por lâminas tetraedrais ajustadas à lâminas octaedrais. A lâmina tetraedral é formada pela união de

tetraedros SiO_4^{-4} ou AlO_4^{-5} (Figura 1.1(a)), arranjados de tal forma que os ápices dos tetraedros apontam na mesma direção e as bases são unidas pelos cantos. A lâmina octaedral é formada pela união de octaedros (Figura 1.1(b)). A união entre a lâmina tetraedral e octaedral dá-se através dos oxigênios apicais dos tetraedros, que são compartilhados com os octaedros da lâmina octaedral (Figura 1.2). Esta ligação muito forte entre lâminas tetraedrais e octaedrais forma camadas, em geral 10 a 20 sobrepostas, constituindo o argilomineral (filossilicato).

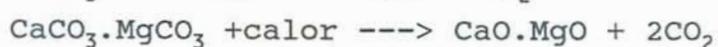
Quando as camadas são compostas por uma lâmina tetraedral unida a uma lâmina octaedral, os argilominerais são denominados de 1:1 (Figura 1.3). Por outro lado quando as camadas são constituídas de duas lâminas tetraedrais e uma lâmina octaedral situada no meio destas, o argilomineral é chamado de 2:1 (Figura 1.4).

As ligações entre camadas podem ser muito fortes impedindo a sua separação, constituindo os argilominerais não expansivos. Em outros casos, a ligação entre as camadas não é tão forte, permitindo um maior ou menor afastamento das camadas entre si, constituindo os argilominerais expansivos.

O Quadro 1.1 apresenta uma classificação simplificada de argilominerais, considerando a cristalinidade, o número de lâminas que constituem as camadas e o caráter expansivo e não-expansivo (Kampf & Curi, 1985).

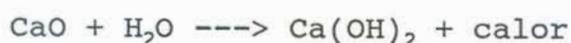
1.2.2 - Cal

Cal é o nome genérico de um aglomerante aéreo, resultante da calcinação dos calcários ou dolomitos através de decomposição térmica (Rocha Neto *et al.*, 1991). As reações para os principais tipos de cales usadas no tratamento de solos encontram-se esquematizadas abaixo.



CaO - cal calcítica viva

CaO.MgO - cal dolomítica viva





Ca(OH)_2 - cal calcítica hidratada

$\text{Ca(OH)}_2 \text{ MgO}$ - cal dolomítica mono-hidratada

$\text{Ca(OH)}_2 \text{ Mg(OH)}_2$ - cal dolomítica bi-hidratada

A cal quando adicionada a um solo fino, promove alterações nas características físico-químicas do mesmo, devido às reações químicas entre ao argilominerais do solo e a cal.

1.2.3 - Estabilização alcalina

Quando se adiciona cal a um solo ocorrem diversas reações, umas imediatamente após a mistura e outras ao longo do tempo. Acredita-se serem quatro os fenômenos que ocorrem (entende-se por fenômenos as reações químicas responsáveis pelas mudanças observadas):

1º) Floculação - a floculação ocorre devido a três fatores: troca catiônica, aumento da CTC-dependente do pH e aumento na concentração de eletrólitos na água dos poros;

2º) Carbonatação - a carbonatação é a reação do hidróxido de cálcio com o dióxido de carbono do ar atmosférico.



Esta reação é rápida e inicia-se imediatamente após a exposição da cal ao ar atmosférico;

3º) Adsorção química de moléculas de Ca(OH)_2

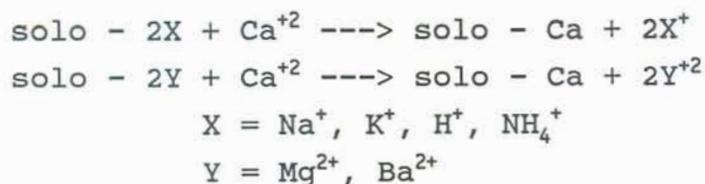
4º) Reações pozolânicas - a reação pozolânica é a principal responsável pela cimentação. As reações pozolânicas ocorrem com material que contem sílica e alumina e que, estando finamente divididos, em presença de água, reagem com a cal.

Os argilominerais tem propriedades pozolânicas e, reagindo com a cal, produzem um gel de silicato de cálcio e/ou aluminato de cálcio hidratado que provocam cimentação das partículas.

Para que a ação de cada fenômeno seja melhor entendida, Castro (1981) considerou cinco faixas de pH:

(I) pH < 4,0 - Nesta faixa ocorre, essencialmente, a troca

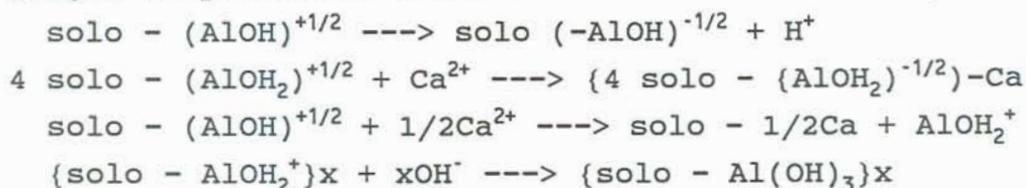
iônica da maior parte do íon H^+ e, também, de alguns cátions.



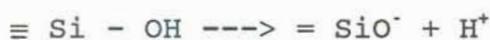
(II) $4,0 < pH < 5,6$ - Aqui, o Al^{+3} trocável é neutralizado e pequena parte H^+ -dependente do pH é deslocado.



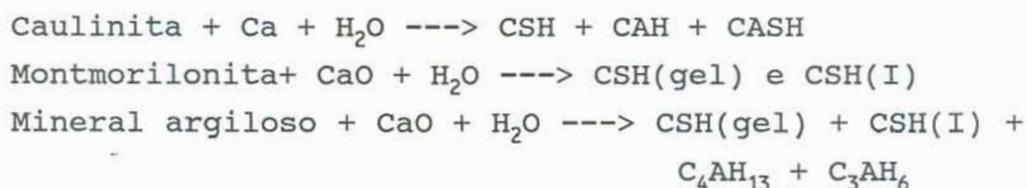
(III) $5,6 < pH < 7,6$ - Esta faixa é caracterizada pelo início da reação de polímeros terminais de hidroxialumina, $-AlOH_2$.



(IV) $7,6 < pH < 10,0$ - Na faixa IV, os grupamentos silanol começam a reagir.



(V) $pH > 10,0$ - Esta faixa comporta o início das reações ditas pozolânicas.



Quadro 1.1 - Classificação simplificada dos argilominerais.

CRISTALINIDADE	PROPORÇÃO DE LÂMINAS POR CAMADAS	EXPANSIBILIDADE	TIPO
Cristalinos	1:1	Não Expansivo	Caulinita Haloisita
	2:1	Não Expansivo	Micas Ilitas Cloritas
		Expansivo	Vermiculita Esmectitas
Não Cristalinos	Alofanas		

(Kampf *et al.*, 1985)

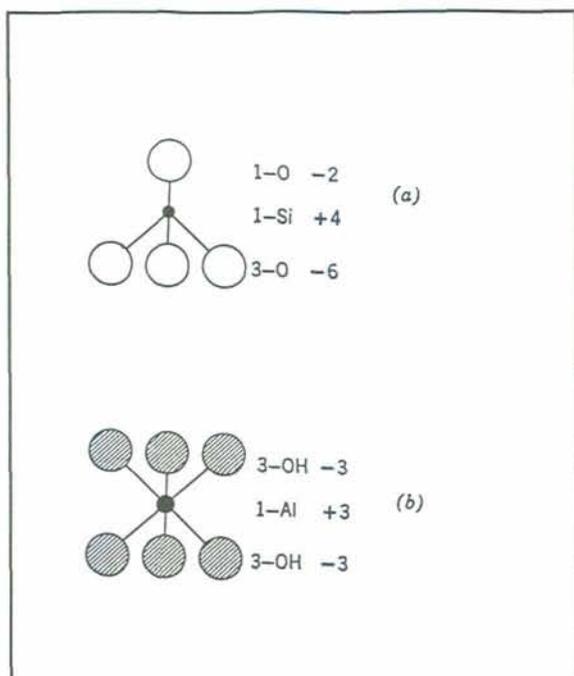


Figura 1.1 - Representação no plano do tetraedro (a) e Octaedro (b) (Lambe & Whitman, 1979)

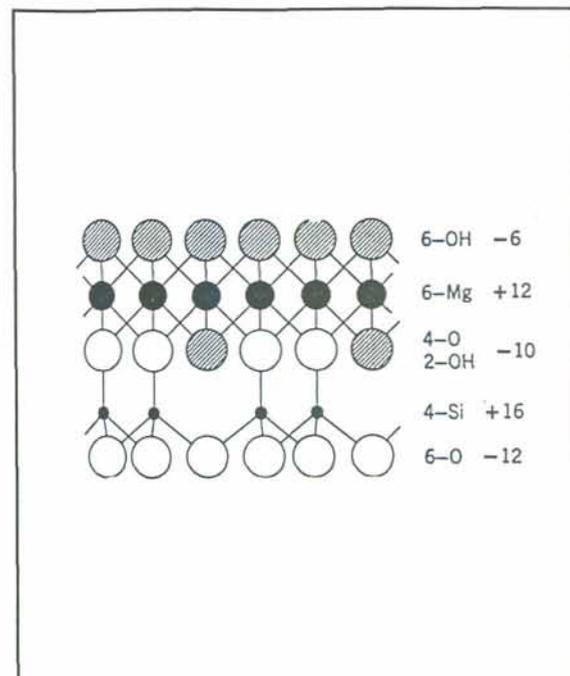


Figura 1.2 - Representação da união do tetraedro com o octaedro (Lambe & Whitman, 1979).

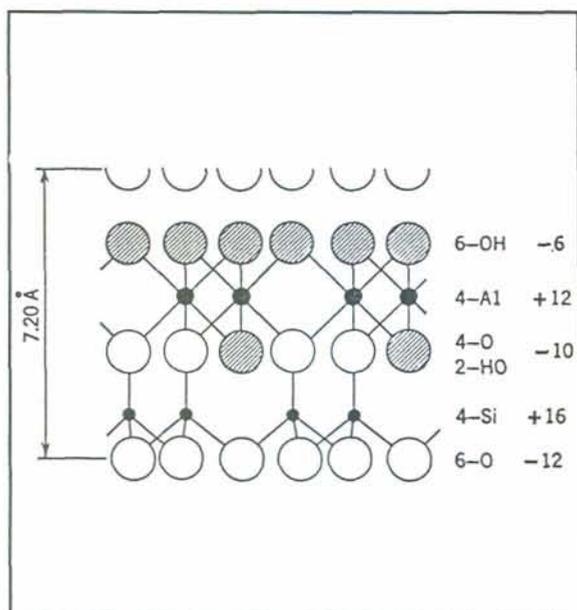


Figura 1.3 - Conjuntos de lâminas tetraédricas e octaédricas, constituindo o argilomineral 1:1 (Lambe & Whitman, 1979),

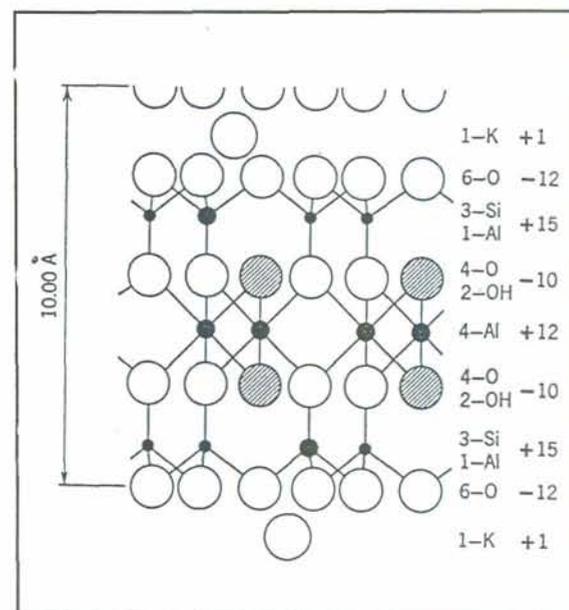


Figura 1.4 - Conjuntos de lâminas tetraédricas e octaédricas, constituindo o argilomineral 2:1 (Lambe & Whitman, 1979).

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - Introdução

Neste capítulo é realizada uma revisão dos principais tópicos que são abordados nesta pesquisa. O estudo é iniciado com uma revisão sobre as reações solo-cal e a alteração das propriedades físicas do solo pela adição da cal. Na seqüência, é realizada uma revisão sobre os modelos constitutivos de materiais geotécnicos que serão utilizados no trabalho e o Método dos Elementos Finitos na previsão de recalques de fundações superficiais. A bibliografia existente sobre estabilização de solos com cal é muito extensa, ocorrendo o mesmo com a utilização de Elementos Finitos para prever o comportamento de fundações superficiais. No entanto, com relação ao efeito da estabilização com cal sobre as curvas tensão x deformação e de carga x recalque (no caso de utilizar fundações superficiais), não foi possível encontrar artigos pertinentes ao assunto nas fontes de consultas disponíveis. O mesmo ocorreu com o assunto referente à utilização de modelos e métodos numéricos para a simulação do comportamento do solo estabilizado com cal. Portanto, são abordados nesta revisão, os trabalhos julgados correlacionados com a pesquisa em questão.

2.2 - Reações solo-cal

Alguns tipos de reações químicas ocorrem quando a cal é misturada a solos de granulometria fina. Estas reações podem ser classificadas em dois estágios mais ou menos bem definidos (Diamond & Kinter, 1965): um processo rápido (minutos a dias,

podendo atingir meses), no qual há uma melhora na plasticidade e trabalhabilidade do material, mas é desenvolvida pouca resistência permanente; e um processo lento (semanas a anos) de desenvolvimento de resistência, com a formação de produtos cimentantes.

Esta revisão sobre reação solo-cal compreende as reações de efeito imediato e as de ação lenta.

2.2.1 - Reações de efeito imediato

As reações de efeito imediato foram inicialmente correlacionadas com propriedades físicas dos solos, como limites de Atterberg, granulometria, etc. O desenvolvimento de hipóteses baseadas em conceitos químicos, tiveram início na década de cinquenta.

Galloway & Buchanan (1951, apud Clare & Cruchley, 1957) sugeriram que o efeito da cal sobre os solos era devido à troca de cátions adsorvidos nas partículas de argila. Segundo Grim (1953), assumindo igual concentração, a ordem de adsorção preferencial de cátions comuns associados com os solos, é dada pela seguinte série: $\text{Na}^+ < \text{K}^+ < \text{Ca}^{++} < \text{Mg}^{++}$. Cátions da direita tendem a substituir cátions da esquerda e cátions monovalentes geralmente são substituídos pelos multivalentes. A adição de cal em quantidade suficiente, cria uma concentração de Ca^{++} livre, que substituirão cátions adsorvidos na superfície coloidal.

Claire & Cruchley (1957), através de estudos de misturas de solo-cal em laboratório, concluíram que os efeitos imediatos da adição da cal a um solo se devem à floculação e à troca de íons.

Davidson & Handy (1959, apud Hilt & Davidson, 1960), afirmaram que os íons cálcio inicialmente reduzem o IP (índice de plasticidade) dos solos coesivos, tornando-os mais friáveis e fáceis de trabalhar. Segundo os autores, há uma troca de cátions ou adsorção de cátions adicionais na superfície das argilas. Ambos os processos alteram a densidade de carga elétrica ao redor das partículas, tornando-as eletricamente atrativas umas às outras.

Herrin & Mitchell (1961) observaram que quando cal e um solo coesivo são misturados e deixados curar soltos por um período de tempo, o solo torna-se friável e adquire condição semelhante à de um silte. Postularam os autores, que este fenômeno deve-se à um dos seguintes fatores ou uma combinação de ambos: 1^o) há uma reação de troca de bases, em que cátions cálcio da cal substituem íons metálicos mais fracos, tais como hidrogênio e sódio, na superfície da argila; 2^o) há adsorção de cátions cálcio adicional sobre a superfície da argila. Como a ligação entre duas partículas de argila depende da carga e do tamanho dos íons, a preponderância dos íons de cálcio, que substituíram os íons monovalentes, atrai as partículas entre si, tornando o solo mais friável e reduzindo sua plasticidade.

Herzog & Mitchell (1963) estabeleceram que o fenômeno da floculação ocorre devido ao aumento da concentração eletrolítica da água dos poros e da superfície das argilas com o cálcio adsorvido.

Mateos (1964) salientou que os íons cálcio se combinam ou são adsorvidos pela argila, causando mudanças físico-químicas nas partículas do solo. Estas ocorrem até que seja alcançado um certo teor de cal, denominado por Hilt & Davidson (1960) como ponto de fixação da cal (LFP "lime fixation point"). A cal acima ao LFP, continua na forma molecular e é utilizada na cimentação. Segundo o autor a fixação da cal está relacionada com a capacidade de troca de cátions (CTC) dos solos.

Diamont & Kinter (1965), argumentam que a troca de cátions e a floculação não podem ser consideradas como responsáveis pelo efeito estabilizante do solo. Citam o fato de que muitos solos em seu estado natural já são saturados de cálcio ou floculados e, mesmo assim, necessitam ser tratados para poderem ser usados em obras de engenharia. Segundo os autores, as melhorias nas propriedades plásticas devem-se às reações químicas imediatas que ocorrem nos pontos de contato aresta-face das partículas de argila, dentro dos flocos. Existe, nesta fase inicial, a formação de pequenas quantidades de aluminato hidratado tetracálcico, suficiente para estabilizar os flocos e entrelaçar as partículas, com conseqüente redução do IP, da contração e da expansibilidade do solo.

Castro (1981a), em sua dissertação de mestrado sobre estabilização alcalina dos solos, postulou o mais recente conceito sobre as reações imediatas que ocorrem em uma mistura de solo-cal. Segundo o autor, quando a cal é misturada a um solo argiloso juntamente com água, parte dela se dissolve na água dos poros, fornecendo Ca^{+2} , CaOH^+ e OH^- . Se o solo for ácido, os íons H^+ e Al^{+3} são neutralizados, fornecendo água e os hidróxidos de alumínio e possivelmente de ferro. O hidróxido de alumínio pode precipitar como aluminato de cálcio hidratado. Paralelamente a essa neutralização, que não ocorre se o solo for alcalino, os íons hidroxila interagem com os grupamentos silanol e aluminol presentes nas partículas argilosas, e por transferência de carga criam condições para a formação de pontes partícula-partícula, o que é efetivado pela ação dos íons cálcio. Com a intensificação deste mecanismo, a granulometria do solo começa a modificar-se passando de argilosa para siltosa com a formação de grumos resistentes à água. Conforme o autor, a troca catiônica não é responsável pela fase inicial da estabilização.

2.2.2 - Reações de ação lenta

As reações de ação lenta são as responsáveis pelo ganho de resistência das misturas solo-cal com o tempo. Barisnova (1953, apud Clare & Cruchley, 1957) sugeriu que o ganho de resistência mecânica das misturas solo-cal devia-se à cristalização e subsequente carbonatação do hidróxido de cálcio.

Clare & Cruchley (1957) concluíram, após uma revisão sobre o assunto, que as reações responsáveis pelo ganho de resistência com o tempo eram: a formação do carbonato de cálcio, onde a cal reage com o dióxido de carbono do ar e a formação de silicatos e/ou aluminatos, com propriedades cimentantes devido a reação da cal com a argila.

Eades et al. (1960) analisaram, através de difratogramas de raio X, a formação de novos minerais pela reação da cal com os argilominerais mais comuns encontrados nos solos (caulinita, ilita e montmorilonita). Concluíram que a caulinita reage bem com a cal, sendo que para este argilo-mineral o ataque do cálcio

inicia-se pelas arestas. Já nos argilominerais 2:1 (ilita e montmorilonita), é necessária uma saturação dos espaços entre camadas pelo cálcio, para após haver um ataque da estrutura dos mesmos. Observaram, os autores, a formação de novas fases cristalinas nas misturas de caulinita e cal, as quais foram identificadas como silicatos hidratados de cálcio (CSH).

Herrin & Mitchell (1961) afirmaram que cal e certos minerais do solos reagem para formar novos compostos. O produto desta reação é um gel de silicato e aluminato de cálcio, que tende a cimentar as partículas de solo de maneira similar àqueles produzidos pela hidratação do cimento Portland. Verificaram que o hidróxido de cálcio reage com o dióxido de carbono do ar formando carbonato de cálcio, produto que é indesejável, pois além de ser um cimento fraco, detem as reações pozolânicas, tendo como consequência uma redução na resistência.

Hilt & Davidson (1961) examinaram o produto de reação de montmorilonita e cal, curados à temperatura ambiente. Este produto foi identificado pelos autores como sendo aluminato hidratado de cálcio (CAH). Observaram, também, através de difratograma de raio X, a formação de um silicato hidratado de cálcio fracamente cristalizado.

Estudando a formação de novos minerais em subleitos estabilizados curados com três anos de idade, Eades *et al.* (1962) observaram a formação de produtos semelhantes aos formados nos concretos, o que garante por analogia, a permanência da estabilização com cal. Observações microscópicas revelaram a formação de um material cimentante em volta dos grãos de quartzo, feldspato e mica. Concluíram, portanto, que a resistência desenvolvida depende da quantidade de cal disponível na mistura, pois para haver as reações pozolânicas é necessário que haja íons de cálcio livre para reagir com os silicatos e aluminatos liberados pela argila.

Glenn & Handy (1963), estudaram a reação, através de difratograma de raio X, de diferentes tipos de cales (cálcica, dolomítica mono e di-hidratada), com diferentes materiais (caulinita, vermiculita, muscovita, montmorilonita e quartzo). O estudo foi realizado em pastas curadas à temperatura de $21 \pm 1^\circ\text{C}$ durante dois anos. Verificaram que à temperatura ambiente ocorre

a formação de novos minerais resultantes de reações entre os vários minerais (exceto quartzo), cales e água.

Diamond & Kinter (1965), em revisão sobre o assunto, concluíram que o produto formado depende do tipo de argilo-mineral, condições de cura e principalmente da temperatura. Existem, comumente, duas fases produzidas: um silicato hidratado de cálcio, geralmente da família da tobermorita, e um aluminato hidratado de cálcio. Segundo os autores, somente a temperaturas acima de 30°C é possível a formação de outras fases de aluminato hidratado de cálcio. Minerais considerados menos reativos (quartzo, mica e outros minerais primários) do que os argilominerais, também reagem com a cal sob condições apropriadas, resultando em produtos cimentantes similares aos formados da reação cal e argilominerais.

Ruff & Ho (1966) estudaram a inter-relação entre tempo e temperatura de cura, resistência e reações em misturas de cal e bentonita. Concluíram que o ganho de resistência das misturas argila-cal curadas a diferentes temperaturas deve-se a diferentes fases das complexas reações, que podem ser esquematizadas da seguinte forma:

solo + cal --->CSH(gel) --->CSH(II) --->CSH(I) --->tobermorite

Quanto mais se estender esta reação, mais alta será a resistência adquirida. Os autores não encontraram relações consistentes entre tempo, temperatura, resistência e a razão Si/Al dos produtos de reação existente, mas para se encontrar altas resistências, a razão Ca/Si deverá ser menor do que dois.

De Wet (1967) identificou produtos de reação caulinita-cal em meio aquoso. O principal foi o aluminato hidratado de cálcio, que inicialmente se apresenta como aluminato hidratado tetracálcio e, em menores quantidades, como silicato hidratado de cálcio. Quando o teor de cal alcança um nível crítico o silicato hidratado de cálcio é reabsorvido e transformado em aluminato hexa-hidratado tricálcico. O ganho de resistência foi explicado através de um enfoque químico, onde seu aumento 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.

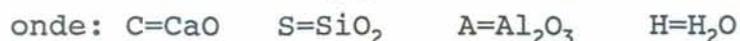
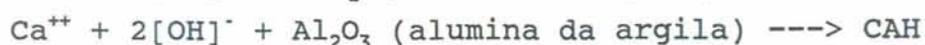
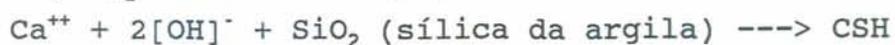
Inglês & Metcalf (1972), postularam o seguinte mecanismo de reação: a cal reage com os argilominerais do solo ou com outro material fino que contenha componentes pozolânicos, tais como sílica hidratada, para formar um gel duro de silicato de cálcio insolúvel em água, que cimenta as partículas de solo. A Figura 2.1 demonstra esquematicamente o princípio postulado pelos autores. Verifica-se que o gel de silicato resultante da reação, imediatamente cobre e liga as partículas de argila, bloqueando os vazios. O gel lentamente cristaliza, tornando-se um silicato hidratado de cálcio bem definido, tal como tobermorite. Deve-se notar que a reação somente ocorre se existir água, a qual tem função de carregar os íons de cálcio e as hidroxilas para a superfície da argila (enquanto o pH estiver alto).

Ormsby & Kinter (1973a), ao analisarem ensaios de difração de raio X de misturas de caulinita e cal, observaram uma pequena redução de intensidade nos picos do argilomineral. Concluíram, que esta degradação pouco notável da caulinita, 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.

Para Castro (1981a), a fase pozolânica é a que efetivamente predomina no processo de estabilização após trinta dias, e tem como base de seu mecanismo a dissolução e precipitação da SiO_2 e Al_2O_3 como géis de cálcio hidratados praticamente amorfos.

Ford *et al.* (1982) descreveram as seguintes formas de produtos de reação entre cal e solos encontrados no sul dos EUA: CSH(gel), CSH(I), CSH(II), C_4AH_{13} e C_3AH_6 . Para Castro (1981a) os 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 outra a razão é maior ou igual a 1,5. O CSH(gel), também chamado de tobermorita gel, tem provavelmente razão Ca/Si não inferior a 1,5, e possui a forma de placas irregulares ou lâminas, podendo em certos casos apresentar morfologia fibrosa. Uma apresentação muito simplificada das reações típicas entre o solo e cal são as seguintes (TRB- Transportation Research Board,

1987):



Uma ampla variedade de formas hidratadas podem ser obtidas, dependendo das condições de reação (quantidade e tipo de cal, características do solo, tempo e temperatura de cura).

2.2.3 - Alteração das propriedades do solo com a adição da cal

As propriedades físicas de um solo são afetadas pelas reações químicas que ocorrem quando adiciona-se cal ao mesmo. Em geral, os solos finos apresentam melhoria na plasticidade, trabalhabilidade e na variação de volume quando são tratados com cal, porém nem todos os solos apresentam melhora de resistência e durabilidade. O tipo de solo, tipo de cal, a percentagem usada e o tempo de cura, são algumas variáveis importantes que influem no comportamento dos solos tratados com cal.

Serão resumidas, a seguir, algumas alterações das propriedades físicas do solo.

2.2.3.1 - Granulometria

A primeira variação que a cal provoca nos solos finos é a floculação e aglomeração das partículas de argila, produzindo um solo mais grosseiro e friável (Herrin & Mitchell, 1961).

Castro (1969) demonstrou que um solo tratado com 5% de cal pode sofrer variações tão grandes de granulometria, que a percentagem que passa na peneira 200 se reduz de 99% para 14%. Os aglomerados formados pela adição da cal nas argilas podem se desfazer quando embebidos em água, porém, alguns deles podem se tornar hidrofóbicos e manter a agregação após longos períodos de exposição à água.

2.2.3.2 - Permeabilidade

A baixa permeabilidade dos solos argilosos pode ser aumentada através da adição de flocculantes, sendo a cal o mais utilizado para solos (Ingles & Metcalf, 1972). Em um estudo de estacas de solo-cal, Broms & Boman (1977) encontraram um crescimento na permeabilidade de 100 a 1000 vezes, tendo estas estacas a função de drenos verticais no solo.

Silveira (1979), estudando a variação na permeabilidade de um solo argiloso do Rio de Janeiro pela adição de cal, verificou que adicionando 3% de cal o coeficiente de permeabilidade torna-se 100 vezes maior do que o do solo natural. Evans & Bell (1981) observaram que o coeficiente de permeabilidade (k) aumentou cerca de 100 vezes com apenas 1% de cal, tendo posteriormente um fraco aumento com teores maiores de cal.

Castro (1981a), comenta que a permeabilidade de uma mistura pode diminuir devido ao bloqueio de canais, poros e fissuras pelos produtos da reação pozolânica. Diz ainda, que o coeficiente de permeabilidade pode servir, em alguns casos, para verificar a ocorrência ou não das reações pozolânicas.

Wild *et al.* (1989) estabeleceram que a permeabilidade de um solo é substancialmente afetada pela adição da cal, principalmente devido à flocculação do material.

2.2.3.3 - Limites de Atterberg

A mudança nos limites de consistência dos solos tratados com cal, é abordada em quase todos os artigos sobre o assunto. Nos solos muito expansivos e de alta plasticidade, a cal diminui o limite de liquidez e aumenta o limite de plasticidade, resultando em um decréscimo no índice de plasticidade. Solos de baixa plasticidade e pouco expansivos, apresentam um aumento no limite de liquidez e também acréscimos no limite de plasticidade quando misturados com cal. O limite de contração sempre aumenta com adição da cal aos solos (Herrin & Mitchell, 1961).

Resultados obtidos por Lund & Ramsey (1959), mostram a

modificação de plasticidade de um solo com a adição de 5% de cal, onde o LL aumenta de 22,8% para 24% e o LP passa de 18% para 22%, resultando numa redução no IP de 4,8% para 2% .

Hilt & Davidson (1960) observaram que o LP de solos argilosos aumentam com a adição da cal. Esse efeito foi mais acentuado em solos contendo montmorilonita, sendo que aqueles contendo caulinita foram menos afetados. Os autores conceituaram, a partir do LP, o chamado ponto de fixação da cal (LFP-Lime Fixation Point), que é o teor de cal, até o qual a sua adição contribui para a melhoria da trabalhabilidade do solo, sem produzir aumento de resistência. Esse teor seria o ótimo para atender as modificações da plasticidade, sendo que para teores de cal superiores ao LFP, o solo ganha resistência sem ter sua trabalhabilidade e IP modificados.

Wang *et al.* (1963) estudaram o efeito de diferentes tipos de cal (cálcica e dolomítica mono e di-hidratada) sobre os limites de Atterberg de um solo argiloso, altamente plástico. Concluíram os autores, que a cal cálcica é mais eficiente do que as dolomíticas na redução da plasticidade, sendo que dos constituintes da cal hidratada, o hidróxido de cálcio é o maior responsável pela redução da plasticidade, seguido pelo óxido de magnésio. A influência do hidróxido de magnésio, segundo os autores, é praticamente negligenciável. As propriedades de contração do solo foram significativamente diminuídas pela adição das diferentes cales.

Resultados obtidos com solos orgânicos, mostram que o IP decresce até uma porcentagem crítica (4% de cal) e, a partir desta, aumenta com o aumento da quantidade da cal (Arman & Munfkh, 1972). Segundo os autores, 4% de cal constitui uma quantidade que satisfaz as reações químicas do solo com a cal e que o excesso de cal atua como lubrificante aumentando a plasticidade.

Brandl (1981) concluiu que as rápidas mudanças nos limites de Atterberg com a adição da cal, devem-se a transformações estruturais e floculação do material. Para o autor, quanto maior a fração coloidal do solo e a atividade da argila, tanto maior será o decréscimo do LL. Observou ainda, que o LL e o LP de misturas solo-cal aumentam com o tempo.

Nunez (1991), estudou a variação dos limites de consistência em um solo arenoso pouco plástico, com o tempo de cura. Imediatamente após a mistura, observou um ligeiro aumento do LL. O autor creditou o fato à pequena quantidade de argila coloidal e à baixa atividade físico-química do solo. O LP não sofreu grande alteração imediata, mas a combinação do LL e LP resultaram em um aumento imediato do IP. No entanto, com apenas 14 dias de cura o solo tornou-se não plástico. Verificou, também, que o LC da mistura sempre aumenta.

2.2.3.4 - Características de compactação

Quando compactadas com o mesmo esforço, a amostra solo-cal tem densidades mais baixas que a amostra de solo puro. Se a quantidade de cal da mistura cresce, a densidade decresce mais. A umidade ótima cresce com a adição de cal ao solo e com o aumento da percentagem de cal usada na mistura (Herrin & Mitchell, 1961).

Mitchell & Hooper (1961) pesquisaram o efeito do tempo de espera entre mistura e compactação em um solo orgânico argiloso. Verificaram que a espera de 24 horas reduz a densidade em relação à amostra compactada imediatamente após a mistura. Segundo os autores, a principal causa deste comportamento é a floculação do material, que aumenta com o passar do tempo. Na prática, o tempo de espera entre mistura e compactação, melhora a distribuição da umidade e as características de manuseio do material, podendo se justificar uma perda de densidade. Por outro lado, a adoção de uma energia de compactação maior, pode ser utilizada para recuperar a redução da densidade.

Nunez (1991), trabalhando com um solo arenoso, verificou que o peso específico aparente máximo diminuiu e a umidade ótima aumentou com a adição da cal. Também observou que a adição do estabilizante provocou uma redução na sensibilidade dos pesos específicos à variação do teor de umidade de compactação.

2.2.3.5 - Variação volumétrica

A expansão e a contração de um solo são normalmente reduzidos quando o mesmo é tratado com cal. A diminuição da expansão é atribuída à redução da afinidade por água das argilas saturadas pelo íon cálcio e pela formação de uma matriz cimentante (TRB- Transportation Research Board, 1987).

Goldberg & Klein (1952, apud Clare & Cruchley, 1957) relataram que a adição de 2% a 6% de cal hidratada, reduz marcadamente a pressão de expansão de solos argilosos. Herrin & Mitchell (1961) afirmaram que a cal influencia a expansão dos solos e que sua adição, até um certo teor, causa redução nas suas variações volumétricas. Acima do teor ótimo, observam-se reduções muito pequenas. Segundo os autores, quanto mais expansivo for o solo, maior é a influência da cal na redução das variações volumétricas.

Brandl (1981) determinou a variação volumétrica do material tratado através da exposição de corpos de prova ao ar e à água, intercaladamente. Usou este método tentando reproduzir o comportamento do solo após períodos de estiagem e chuva. Os resultados demonstraram que, além de absorver quantidades menores de água, os solos tratados apresentaram uma secagem mais lenta do que os solos sem tratamento. Observou também, que as quantidades de cal que apresentaram melhores resultados variaram de 1% a 3%. Maiores teores não apresentaram melhoramento significativo.

2.2.3.6 - Resistência e Durabilidade

Alguns ensaios são utilizados para avaliar a resistência de solos estabilizados com cal, tais como: compressão simples, CBR e compressão triaxial. Diversos fatores afetam a resistência de solos tratados com cal, entre eles o teor de cal, o tipo de cal, a natureza do solo e o tempo e temperatura de cura (TRB- Transportation Research Board, 1987).

Johnson (1948) e Woods (1949, apud Clare & Cruchley, 1957), encontraram um aumento de resistência de um solo coesivo devido à adição de 5% de cal em peso. Eades & Grim (1960)

estudaram o aumento de resistência de amostras contendo argilominerais do tipo caulinita, ilita e montmorilonita, através de ensaios de compressão simples. Concluíram que no caso de argilas caulinitas, o aumento de resistência inicia com a adição dos primeiros teores cal, enquanto que para argilas contendo ilita e montmorilonita, 4 a 6% de cal deve ser adicionado para que a mesma seja desenvolvida. Para os autores, nas argilas contendo ilita e montmorilonita, é necessário que haja uma saturação das camadas pelo íon cálcio, para que se inicie o ataque ao argilo-mineral. Já para a caulinita, a resistência começa a aumentar devido ao ataque do cálcio nas arestas da partícula.

Herrin & Mitchell (1961) afirmaram não haver um teor ótimo de cal para um certo material, que produza a máxima resistência. Os principais fatores que influenciam a resistência de misturas solo-cal, segundo os autores, são: o teor e tipo de cal, o tipo de solo, o peso específico e o tempo e tipo de cura.

Remus & Davidson (1961) estudaram a relação entre resistência de misturas solo-cal e o tipo de cal utilizada. Observaram que a adição de cal dolomítica proporciona maior resistência a solos que contém ilita e montmorilonita, enquanto que em solos contendo caulinita, os resultados são idênticos para cal cálcica e dolomítica. Por outro lado, constataram que a percentagem de cal dolomítica necessária para que o solo atinja a máxima resistência, é maior do que a percentagem de cal cálcica.

Anday (1963) estudou a possibilidade de estabelecer uma correlação entre amostras curadas no campo e amostras curadas em laboratório a diferentes temperaturas. Os resultados obtidos indicaram que as amostras curadas em laboratório por um período de dois dias a 120 °F de temperatura, obtiveram a mesma resistência de amostras curadas no campo à temperatura ambiente por quarenta dias. Concluiu que a resistência alcançada em um determinado tempo no campo, de uma mistura de solo-cal, pode ser estimada por um processo de cura rápida em laboratório.

Mateos (1964) verificou um aumento da resistência à compressão simples de misturas solo-cal, com o aumento da energia de compactação. Afirmou que a resistência destas misturas é

fortemente influenciada pela temperatura de cura, recomendando a construção de camadas de pavimentos estabilizados com cal no início do verão.

Thompson (1966) estudou as propriedades elásticas e de resistência ao cisalhamento de misturas de solo-cal através de ensaios triaxiais (não-adensados e não-drenados). Concluiu que os módulos de elasticidade das misturas solo-cal foram muito maiores do que o módulo do solo não tratado. Para o material estudado, a relação $E_{\text{da mistura}}/E_{\text{do solo}}$ ficou entre 3 a 25. A resistência ao cisalhamento teve um substancial aumento para as amostras tratadas. Segundo o autor, este aumento deve-se, principalmente, ao aumento da coesão, pois o ângulo de atrito interno (φ) não se alterou substancialmente. Observou, ainda, que tanto as propriedades elásticas como a resistência ao cisalhamento são dependentes do tempo de cura.

Ormsby & Kinter (1973b) também estudaram a influência de diferentes tipos de cales na resistência das misturas solo-cal. Observaram que em solos ricos em caulinitas, a adição de cal cálcica confere maiores resistências do que a dolomítica, sendo que existe uma função linear entre resistência à compressão simples e teor de cal. Para solos contendo montmorilonita, a relação é uma equação de segundo grau, e os melhores efeitos são obtidos pela adição de cal dolomítica.

Thompson (1975) estudou o aumento de resistência de misturas solo-cal curadas no campo. Afirmou que em algumas misturas a resistência pode continuar aumentando com o tempo, por um período de 10 anos ou mais. Brandl (1981) afirmou que a resistência à compressão aumenta com o teor de cal até encontrar um máximo, diminuindo após este ponto. Segundo o autor, isto ocorre porque as partículas em contato começam a deslizar umas sobre as outras pela formação de um gel, que funciona como um lubrificante. Observou que o aumento da resistência é dependente do tempo de cura e que existe uma relação linear entre resistência e o logaritmo do tempo. Este aumento começa a nivelar após um a dois anos de cura.

Balasubramaniam & Buensuceso (1989) verificaram que o comportamento de um solo mole tratado com cal passa de normalmente adensado para pré-adensado. Ensaio de compressão

confinada mostraram um aumento da tensão de pré-adensamento do material. Resultados de triaxiais não drenados e drenados, confirmaram a natureza de pré-adensamento das misturas solo-cal, pela alteração da trajetórias de tensão efetiva, curvas tensão deformação, variação volumétrica e variação de poro-pressão.

Nunez (1991) estudou a variação na resistência à compressão simples (RCS) de um solo arenoso quando adicionada cal, em função do tempo de espera para compactação e tempo de cura. Concluiu que o tempo de espera de uma hora entre a mistura e compactação pode reduzir em 42% a RCS e que a RCS evoluiu linearmente com o teor de aditivo e com o logaritmo do tempo.

Observa-se que a durabilidade de um solo é significativamente aumentada com a adição de cal. Whitehurst & Yoder (1952, apud Clare & Cruchlrey) relataram que adição de 5% de cal aumenta acentuadamente a durabilidade de solos a ciclos de congelamento e degelo, e que esta aumenta com o tempo de cura.

Segundo Herrin & Mitchell (1961) a resistência das misturas solo-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. A maior consideração a respeito de durabilidade de misturas solo-cal é a resistência a ciclos de congelamento e degelo. Prolongados períodos de exposição à água produz pouco efeito nocivo (TRB-Transportation Research Board, 1987).

2.3 - Relações constitutivas

A partir do desenvolvimento e utilização de métodos numéricos mais sofisticados (Método dos Elementos Finitos) na solução de problemas geotécnicos, foi verificada a necessidade da proposição de leis constitutivas de materiais geotécnicos, as quais permitem modelar o comportamento tensão x deformação do solo. Diversas relações constitutivas têm sido propostas na literatura, tais como modelos elástico lineares, elástico não

lineares, elasto-plásticos, etc.

Neste trabalho, optou-se pela utilização do modelo Hiperbólico (Duncan & Chang, 1970) para representar o comportamento não linear do material tratado com cal e pelo modelo Cam-Clay Modificado (Roscoe *et al.*, 1958; Roscoe & Schofield, 1963; Roscoe & Burland, 1968) para representar o comportamento do solo natural.

2.3.1 - Modelo Pseudo-Elástico Não Linear (Hiperbólico)

Duncan & Chang (1970) propuseram uma relação tensão x deformação não linear (hiperbólica) para solos, a qual pode ser implementada em conjunto com o método dos elementos finitos. Os autores objetivaram desenvolver um procedimento simples e prático, com fácil obtenção de parâmetros, para representar a dependência de tensões, a não linearidade e o comportamento não elástico dos solos. Vários pesquisadores de todo mundo utilizaram o Modelo Hiperbólico para reproduzir o comportamento do solo nas diversas áreas da geotecnia (ex. barragens, fundações, etc.), a seguir serão citados alguns trabalhos, nos quais os autores utilizaram este modelo.

Peixoto (1976) utilizou o modelo hiperbólico para modelar o comportamento tensão x deformação de um solo arenoso, ensaiado em compressão triaxial nas condições drenada e não drenada. Concluiu que a formulação hiperbólica representa muito bem o comportamento tensão x deformação sob condições de carregamento primário e drenagem livre. Já para o caso não drenado, as curvas tensão x deformação não foram bem representadas por hipérboles.

Schnaid (1983) estudou o comportamento tensão x deformação do solo coluvionar compactado da barragem de Nova Avanhandava a partir do modelo hiperbólico. O autor não conseguiu reproduzir com eficiência as curvas tensão x deformação quando utilizou o critério de obtenção dos parâmetros $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{último}}$ e E_i proposto por Duncan & Chang (1970), onde diz que a reta deveria passar pelos pontos correspondentes a 70% e 95% da tensão de ruptura. O melhor critério de ajuste encontrado pelo autor, foi o de que a reta passasse pelos pontos correspondentes

a 1% e 5% da deformação axial. Concluiu, portanto, que a formulação hiperbólica apresenta uma concordância razoável com as curvas experimentais obtidas em ensaios não adensados e não drenados.

Naylor *et al.* (1986) utilizaram o modelo hiperbólico para prever o comportamento de um solo granular que foi utilizado no corpo de uma barragem, localizada ao sul de Portugal. Segundo os autores, os resultados obtidos foram bons quando comparados com os dados de instrumentação de campo.

Stancati & Giacheti (1986) verificaram a aplicabilidade da teoria hiperbólica a três solos compactados de características distintas, ou seja, um solo arenoso, um solo argiloso de baixa plasticidade e um solo argiloso de alta plasticidade. Observaram que para o solo arenoso a teoria hiperbólica se ajusta bem, tanto para análise de projetos em termos de ruptura como em termos de deformabilidade, ou seja, foi possível reproduzir bem o módulo inicial e a ruptura da curva tensão x deformação. Para o solo argiloso de baixa plasticidade, as curvas teóricas e reais se ajustam melhor para deformações específicas maiores que 5%. No solo argiloso de elevada plasticidade, a concordância entre as curvas reais e teóricas ocorre sob deformações específicas em faixas variáveis. Segundo os autores, o estudo permitiu verificar que à medida que a plasticidade dos solos aumenta, a adaptação entre a teoria e os resultados práticos diminui.

Consoli (1987) utilizou o modelo hiperbólico para prever o comportamento de um solo arenoso e de uma argila mole em condições drenadas e não drenadas. A reprodução das curvas obtidas em ensaios triaxiais com os materiais anteriormente citados foi, segundo o autor, razoável para o solo arenoso e boa para a argila mole em ambas condições, drenada e não drenada.

2.3.2 - Modelo Cam-Clay Modificado

Cam-Clay é o nome dado a um modelo elasto-plástico baseado na teoria do estado crítico, para prever o comportamento de argilas normalmente adensadas e levemente pré-adensadas. Foi desenvolvido através de estudos conduzidos na Universidade de

Cambridge, Inglaterra (Roscoe et al., 1958; Roscoe & Schofield, 1963; Roscoe & Burland, 1968). Mostrou-se satisfatório para prever comportamento tensão x deformação e poro-pressão de ensaios drenados e não drenados (Burland, 1972). Este modelo, como o Hiperbólico, também foi utilizado por vários pesquisadores, sendo a seguir citados alguns trabalhos, nos quais os autores fizeram uso deste modelo.

Zienkiewicz & Naylor (1971) adaptaram a teoria do estado crítico para uso no Método dos Elementos Finitos. Os autores apresentaram resultado de simulação de ensaio triaxial com a formulação proposta. Concluíram que as leis de Roscoe oferecem um modelo matemático que representa o comportamento mecânico de argilas sobre uma ampla faixa de condições de carregamento. Além disso, do ponto de vista de utilização prática, as leis têm aplicação principalmente para argilas moles, tendo pouca eficiência para modelar o comportamento de argilas rijas ou materiais granulares.

Van Eekelen & Potts (1978) utilizaram o Modelo Cam-Clay modificado, realizando pequenas alterações para prever o comportamento não drenado de uma argila mole quando sujeita a carregamento estático.

Ferreira & Amorim Junior (1982) avaliaram a resistência não drenada, de um depósito de argila mole orgânica do Recife, através dos conceitos do estado crítico. Compararam os resultados com aqueles obtidos em ensaios de campo concluindo que há uma boa concordância na avaliação da resistência não drenada obtida pelo Modelo Cam-Clay com os resultados de campo.

Chang & Duncan (1983) realizaram uma revisão do modelo Cam-Clay, objetivando aplicá-lo na previsão de comportamento tensão deformação de argilas compactadas. Apresentam um exemplo de cálculo de recalques através do Método dos Elementos Finitos, de uma sapata sobre um solo parcialmente saturado, utilizando o Modelo Cam-Clay com as mudanças propostas. Observaram que as modificações no modelo o tornam adequado para aplicação em argilas compactadas.

Um estudo muito semelhante ao de Ferreira & Amorim Junior (1982) foi realizado por Carvalho (1986). O autor fez comparação entre a resistência não-drenada da argila marinha da Baixada

Santista obtida através de ensaios "in situ" e de laboratório, com aquelas obtidas utilizando os conceitos de estado crítico. Foi verificada uma boa concordância entre os resultados obtidos pelo Modelo Cam-Clay com aqueles obtidos experimentalmente.

Consoli (1987) utilizou o Modelo Cam-Clay modificado para prever o comportamento da argila mole de Sarapui, na qual foi realizada uma escavação experimental. Comparações foram realizadas com ensaios drenados e não drenados. Segundo o autor, as comparações foram bastante satisfatórias tanto na previsão de ensaio drenado (curvas tensão x deformação-variação volumétrica), como na previsão dos ensaios não drenados (trajetórias de tensões efetivas, curvas tensão x deformação e poro-pressão x deformação).

2.4 - Previsão da curva carga x recalque de fundações superficiais pelo Método dos Elementos Finitos

O uso do método dos elementos finitos para prever o comportamento carga x recalque de fundações teve início na década de sessenta. O primeiro trabalho conhecido que resolveu um problema prático de interação solo-estrutura foi descrito por Cheung & Zienkiewicz (1965), onde os autores estudaram placas e tanques sobre uma fundação elástica através do Método dos Elementos Finitos.

D'Appolonia (1971) fez análises numéricas de fundações superficiais considerando um modelo tensão x deformação elástico perfeitamente plástico. O efeito da anisotropia na resistência ao cisalhamento também foi considerada. Concluiu que o efeito da não linearidade da relação tensão x deformação, aparece mais erroneamente sobre tensões horizontais, do que tensões verticais. Desai (1971) e Desai & Reese (1979) realizaram análises numéricas e experimentais de sapatas assentes na superfície de um solo argiloso e a pequenas profundidades. Nestas análises foram consideradas várias hipóteses, tais como: comportamento do solo elástico-não linear, subsolo composto de camadas, carregamento incremental, sapata rígida e utilização de vários modelos constitutivos (hiperbólico, spline, etc.). O estudo mostrou que

o Método dos Elementos Finitos fornece resultados satisfatórios para a previsão de tensões e deformações em fundações no nível do solo e a pequenas profundidades, quando comparados com resultados experimentais obtidos em verdadeira grandeza.

Wang & Badie (1985) estudaram a influência de cavidades localizadas abaixo de fundações superficiais quadradas e contínuas através do método dos elementos finitos. Este é um exemplo do uso do método, para um estudo paramétrico de um problema de interação solo-estrutura de difícil análise através de métodos analíticos.

Jardine et al. (1986) utilizaram o método para estudar a não-linearidade a pequenas deformações, das curvas carga x recalque de fundações superficiais.

Pruffier & Mahler (1989) simularam o comportamento de placas e fundações superficiais submetidas ao esforço de tração. Verificaram que os deslocamentos, carga de ruptura e forma de ruptura previstos pelo método dos elementos finitos se aproximam aos resultados das provas de carga, concluindo que o método é uma ferramenta que pode ser utilizada em projetos de fundações solicitadas a tração.

Schnaid et al. (1991) utilizaram o programa de elementos finitos CRISP para uma análise tridimensional de uma fundação superficial de plataformas de petróleo. Os autores comprovaram, através deste trabalho, a validação do programa CRISP na determinação de capacidade de carga e recalques de fundações superficiais, pela comparação de resultados numéricos obtidos pelo programa com soluções fechadas.

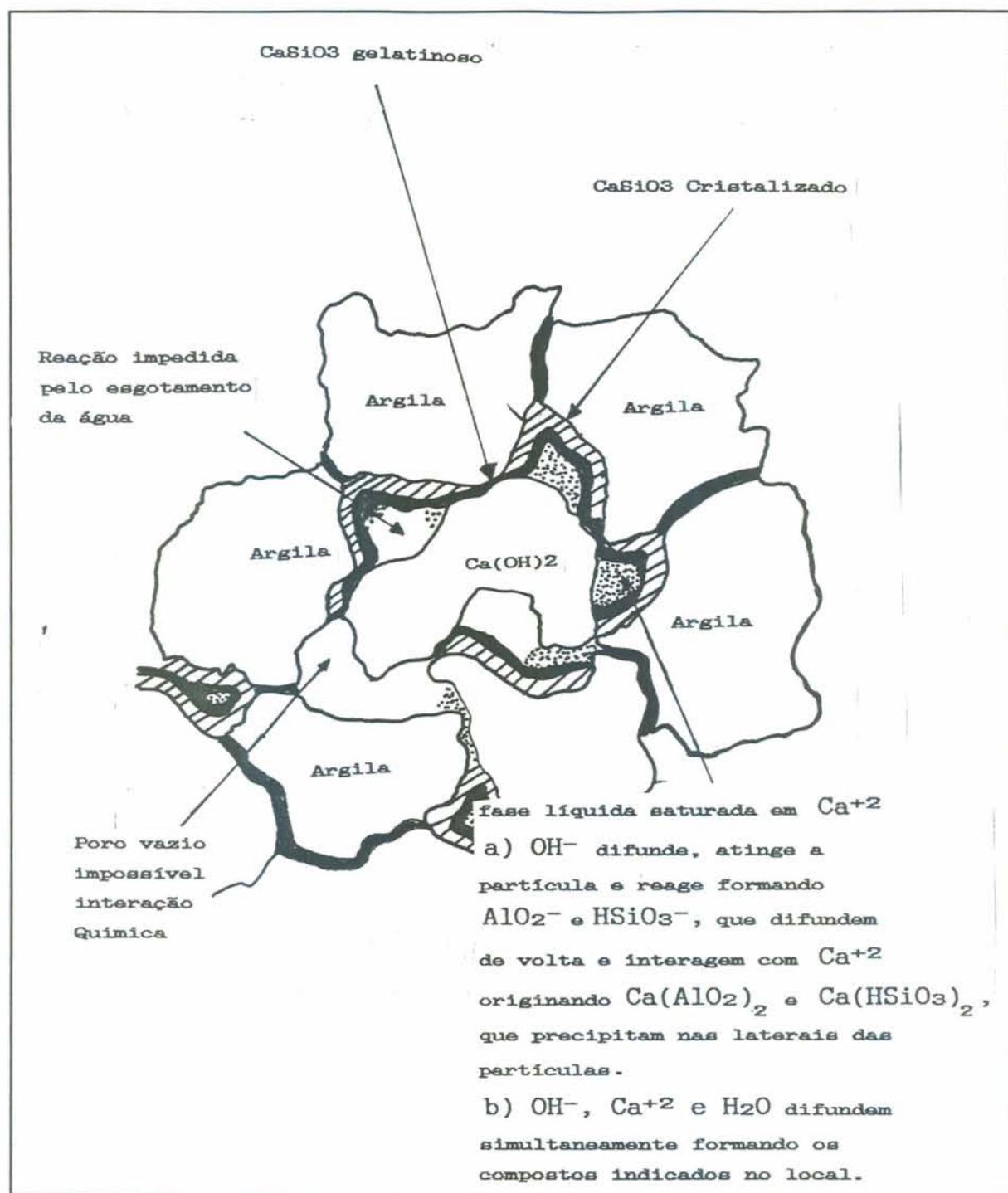


Figura 2.1 - Processo de estabilização alcalina proposto por Ingles e Metcalf (1972).

3 - PROGRAMA DA PESQUISA

A pesquisa foi dividida em duas etapas bem definidas. A primeira envolvendo ensaios de laboratório chamada de etapa experimental e a segunda, que foi chamada de etapa numérica, onde foram realizadas a modelagem do comportamento da mistura solo-cal e simulações numéricas de fundações superficiais contínuas flexíveis.

3.1 - Etapa experimental

A etapa experimental envolveu a coleta e preparação de amostras deformadas e ensaios de laboratório sobre o solo natural e misturas de solo-cal. Esses ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), com exceção dos ensaios de caracterização química do solo natural que foram realizados pelo Laboratório de Solos do Curso de Agronomia da UFRGS e dos ensaios de difratograma de raio X, realizado pelo Departamento de Geociência da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM).

Com o solo natural foram realizados os seguintes ensaios: compactação, análise granulométrica, limites de Atterberg (LL, LP e LC), massa específica real dos grãos, permeabilidade, expansibilidade, determinação do pH; análise química, determinação da matéria orgânica, capacidade de troca catiônica, difratogramas de raio X e ensaios de resistência à compressão triaxiais (adensado e não drenado à baixa tensão confinante).

Para o estudo da influência do teor de cal nas características geotécnicas da mistura, foram selecionados três

valores. Um resultante da determinação do teor ótimo à estabilização do solo, e outros dois inferiores visando a melhora do solo simplesmente. Como o ganho de resistência da mistura solo-cal é função do tempo de cura, foram selecionados três tempos de espera de 7, 28 e 90 dias.

Com as misturas solo-cal, os seguintes ensaios foram realizados: análise granulométrica, limites de Atterberg (LL, LP e LC), permeabilidade, expansibilidade, difratogramas de raio X e ensaios de resistência a compressão triaxial (adensado e não drenado à baixa tensão confinantes).

O Quadro 3.1 apresenta o número de ensaios de laboratório que foram realizados no solo natural e nas misturas solo-cal.

3.2 - Etapa numérica

A etapa numérica constou de duas fases. A fase envolvendo a modelagem numérica do comportamento tensão x deformação do novo material, e a fase em que foram realizadas simulações numéricas de fundações contínuas flexíveis assentes sobre o solo modificado. O modelo adotado para representar o comportamento do solo natural foi o Cam-Clay Modificado (Roscoe e Burland, 1968). Para as misturas solo-cal, optou-se pela utilização do modelo hiperbólico (Duncan & Chang, 1970) para representar o comportamento tensão x deformação. Os parâmetros para o modelo (C , ϕ , R_f , K , n) foram obtidos das curvas dos ensaios de compressão triaxial realizados na etapa experimental.

Foram realizadas simulações numéricas, através do Método dos Elementos Finitos, de sapatas contínuas flexíveis. Utilizou-se o software CRISP90. Tendo em vista que o software não continha o modelo hiperbólico, elaborou-se uma sub-rotina contendo o referido modelo, na linguagem Fortran, e esta foi anexada ao mesmo. Utilizou-se os recursos computacionais do Centro de Supercomputação de Universidade Federal do Rio Grande do Sul para processamento e pós-processamento.

Como mencionado em capítulo anterior, o estudo visa o tratamento de solos para construções de habitações de baixo custo. Realizou-se, portanto, um levantamento das cargas de um

prédio de quatro pavimentos, que está sendo construído pela COHAB/RS no município de Porto Alegre/RS, para ter-se noção da magnitude das cargas de trabalho que atuariam no solo tratado.

Na simulação numérica foram estudadas a influência das seguintes variáveis no comportamento das curvas carga x recalque da sapatas contínuas: largura das sapatas, espessura da camada tratada e teores de cal. As curvas foram obtidas para as duas condições extremas de comportamento do solo natural, ou seja, simulou-se carregamentos não drenados e totalmente drenados. Capacidade de carga e recalques foram calculados por métodos analíticos e comparados com os resultados obtidos pelo Método dos Elementos Finitos. Adotou-se, portanto, sapatas de 1.0, 1.5 e 2.0 metros; espessuras de camada tratada de 0, 20, 40, 60, 80 e 100 centímetros e os três teores de cal definidos na fase experimental.

QUADRO 3.1 - Resumo dos ensaios de laboratório

ENSAIOS	SOLO NATURAL	MISTURA SOLO-CAL	TOTAL
LL, LP e LC	1	9	10
GRANULOMETRIA	2	18	20
PERMEABILIDADE	3	27	30
COMPACTAÇÃO	1	--	1
DENSIDADE REAL DOS GRÃOS	1	--	4
MATÉRIA ORGÂNICA	1	--	1
CAPACIDADE DE TROCA DE CATIONS	1	--	1
DIFRATOGRAMA DE RAIOS X	2	9	11
COMPRESSÃO TRIAXIAIS	3	27	30
EXPANSIBILIDADE	2	6	8
DETERMINAÇÃO DO pH	1	5	7

4 - ETAPA EXPERIMENTAL

4.1 - Métodos Utilizados

A seguir serão descritos os métodos utilizados para a realização dos ensaios experimentais em laboratório.

4.1.1 - Preparação do solo

Amostras deformadas foram coletadas a 50cm de profundidade e armazenadas em sacos plásticos. Posteriormente, foram deixadas secar ao ar. Uma vez secas, foram destorroadas e passadas na peneira N° 4 (4.8mm) para o ensaio de compactação, peneira N° 10 (2.0mm) para a moldagem dos corpos de prova para ensaios de compressão triaxial e peneira N° 40 (0.42mm) para os ensaios de Limites de Atterberg. As amostras foram, então, novamente ensacadas hermeticamente até o momento de sua utilização. Nas amostras deformadas determinou-se a umidade natural e higroscópica do material.

4.1.2 - Dosagem das misturas solo-cal

Para estabelecer o teor ótimo de cal a ser adicionado ao solo foi adotado o método de Eades & Grim (1966), o qual consiste em adicionar cal ao solo e realizar medidas do pH do mesmo. O teor ótimo é aquele que eleva o pH a um valor $\geq 12,4$.

O procedimento adotado consistiu nas seguintes etapas:
- Fez-se misturas de aproximadamente 20g de solo passado

na peneira nº 40 (0,42mm) com cal. Foram utilizadas as seguintes percentagens de cal em relação ao peso seco de solo : 0, 2, 5, 7, 9 e 11%. Colocou-se esta mistura em provetas e adicionou-se água na mesma quantidade, ou seja, a relação água/material seco ficou igual à unidade.

- A mistura foi agitada, com ajuda de um bastão de vidro, por 30 segundos, e em seguida deixada em repouso.

- A cada 10 minutos, repetiu-se a agitação por 30 segundos e ao final de 1 hora, fez-se a medida do pH.

- Plotou-se os resultados dos diversos teores em um gráfico pH x teor de cal. Entrando com o valor de pH de 12,4, obtém-se o teor ótimo de cal.

Para esta determinação foi empregado um pH-metro micronal B374 com eletrodo de vidro combinado. O eletrodo foi calibrado com soluções tampões de pH 7,0 e pH 4,0. Na determinação do pH das misturas solo-cal, ajustou-se o pH-metro com uma solução tampão de pH 12,65.

4.1.3 - Mistura

Os materiais (solo, aditivo e água) foram pesados com precisão de 0,01gf. Solo e aditivo foram misturados manualmente durante três minutos. A seguir, a água foi acrescentada aos poucos, cuidando-se para garantir a homogeneidade da mistura. As proporções de água e aditivo foram relacionadas ao peso do solo seco. Quando não se empregou aditivo, o tempo total de mistura foi de três minutos.

4.1.4 - Ensaio de compactação

A fim de determinar o peso específico aparente seco máximo e a umidade ótima do solo natural, foi realizado ensaio de compactação na energia de Proctor Normal, segundo a NBR 7182/84. Para uma melhor distribuição e homogeneização da umidade, optou-se em compactar os corpos de prova 24 horas após a mistura.

4.1.5 - Moldagem

A confecção dos corpos de prova para os ensaios de compressão triaxial, foi realizada em moldes de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Devido a grande diferença entre a umidade de campo e a umidade ótima obtida no ensaio de compactação do solo natural, decidiu-se adotar como umidade de moldagem a umidade natural. O tempo de espera entre mistura e compactação foi de 24 horas para todos os corpos de prova moldados. 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.

Após compactados, os corpos de prova foram cuidadosamente retirados dos moldes (previamente lubrificados), pesados com precisão de 0,01gf e medidos com precisão de 0,01 cm. Em seguida, foram colocados em sacos plásticos hermeticamente fechados, identificados e levados à cura em câmara úmida.

4.1.6 - Cura

Os corpos de prova moldados, foram curados à temperatura ambiente em câmara úmida, onde o grau de saturação se mantém em $92 \pm 3\%$.

4.1.7 - Densidade real dos grãos

A densidade real dos grãos foi determinada conforme o método da ME/DNER 93-64, descrito por Fraenkel (1980).

4.1.8 - Limites de Atterberg

Os limites de liquidez (LL) e de plasticidade (LP) do solo natural e da mistura solo-cal foram determinados de acordo com a NBR 6459/84. O limite de contração (LC) foi determinado conforme NBR 7180/84.

Com a finalidade de se observar os efeitos dos estabilizantes com o decorrer do tempo, os limites de consistência foram determinados um dia após a mistura e também após os três períodos de cura, ou seja, 7, 28 e 90 dias. A cura ocorreu em câmara úmida, permanecendo o material solto no interior de sacos plásticos hermeticamente fechados.

4.1.9 - Análise granulométrica

Foi realizada a análise granulométrica por peneiramento e sedimentação (com e sem defloculante), segundo o método ME/DNER 51/64, transcrito por Fraenkel (1980). O hexa-metafosfato de sódio foi utilizado como defloculante. A fim de obter a variação da granulometria com o tempo de cura, realizou-se o ensaio a 7, 28 e 90 dias. As amostras foram curadas em câmara úmida, soltas dentro de sacos plásticos hermeticamente fechados.

4.1.10 - Ensaio de resistência

Segundo Bell (1988), a resistência de misturas solo-cal é influenciada por alguns fatores, tais como: tipo de solo, tipo e quantidade de cal, tempo e temperatura de cura, densidade, umidade de moldagem e tempo de espera entre mistura e compactação. Neste estudo verificou-se a variação na resistência com o teor de cal e com o tempo de cura, mantendo-se constantes todas as outras variáveis para todos os corpos de prova. A resistência dos corpos de prova foi verificada através de ensaio de resistência à compressão triaxial do tipo adensado e não drenado, com medição de pressão neutra e a baixas tensões confinantes. Seguiu-se o procedimento descrito por Bishop e Henkel (1962). Devido às limitações do equipamento não foi possível reproduzir as tensões confinantes "in situ", que são muito pequenas. Portanto, as tensões adotadas foram de 20, 50 e 70 kN/m². Utilizou-se o equipamento triaxial da marca GEONOR, com anel dinamométrico com capacidade de 100 kgf. Os corpos de prova foram saturados através de contra-pressão e a verificação

da saturação foi realizada através do parâmetro B de Skempton. A velocidade de deformação foi calculada com base no tempo de adensamento do solo natural e ficou em 0,042mm/min. Esta foi adotada em todos os corpos de prova rompidos, tanto do solo natural como das misturas solo-cal, para que houvesse garantia de que as pressões neutras seriam homogeneamente distribuídas. As poro-pressões foram medidas através de um transdutor de pressão da marca SODMEX do tipo HP200, ligado à base do corpo de prova.

4.1.11 - Permeabilidade

A permeabilidade dos corpos de prova saturados do solo natural e das misturas solo-cal foi determinada através do equipamento triaxial, segundo método descrito por Bjerrum & Huder (1957) para determinação de permeabilidade em solos compactados.

4.1.12 - Expansibilidade

A verificação do potencial de expansão do solo natural foi obtida através do ensaio de expansão livre ("Free Swell Test"), proposto por Gibbs & Holtz (1956, apud Head, 1980) e descrito por Head (1980). O procedimento do ensaio é o seguinte:

- mede-se, em uma proveta de capacidade de 25ml, 10ml de solo passante na peneira nº 40 (425µm) e seco ao ar;
- enche-se uma proveta de 50ml com água destilada e adiciona-se os 10ml de solo lentamente;
- permite-se a sedimentação por cerca de meia hora e faz-se a leitura do volume final de solo (V). As partículas muito finas poderão permanecer em suspensão por um período muito longo, mas estas podem ser ignoradas.
- calcula-se o percentual de expansão livre através da seguinte expressão:

$$E.L. (\%) = \frac{V-10}{10} * 100\% \quad (4.1)$$

Realizou-se, também, o ensaio de expansibilidade do solo

natural e das misturas solo-cal no equipamento do ensaio oedométrico. Foram utilizados corpos de prova na umidade natural e não compactados. Com o objetivo de simular a pior situação, verificou-se a expansão livre dos corpos de prova, ou seja, não foi aplicado carregamento antes da inundação. As misturas de solo-cal foram curadas por um dia. O procedimento de ensaio consistiu em preparar o corpo de prova e colocá-lo na prensa de adensamento, ajustar o defletômetro e inundar a amostra tomando as medidas de deformação vertical, ou seja, a variação volumétrica e calculando a percentagem de expansão em relação à espessura inicial do corpo de prova (Horta da Silva, 1975).

4.1.13 - Difratoograma de raio X

A análise mineralógica qualitativa do solo natural foi realizada por meio de difratogramas de raio X. Realizou-se ensaio sobre amostra total, ou seja, foi preparada a lâmina com o material passado na peneira nº 10 e, também, sobre amostra orientada, onde a lâmina foi preparada com material menor que 2μ . Esta última para uma melhor identificação dos argilominerais predominantes no solo. Foram também realizados ensaios difratométricos em amostras totais de misturas solo-cal compactadas e curadas durante 7, 28 e 90 dias. Estes tiveram o objetivo de identificar a formação de novos compostos resultantes das reações solo-cal.

Os ensaios foram realizados pelo Departamento de Geociências da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM). Utilizou-se um aparelho de raio X da marca SHIMADZV, modelo XD-7A, com as seguintes condições de operação:

- tubo anticátodo de cobre
- filtro:
 - voltagem de 30 kV
 - corrente de 30 mA
- velocidade do goniômetro de 1 grau por minuto

4.2 - Materiais Utilizados

4.2.1 - O Solo

O solo utilizado no trabalho, para fins de tratamento, foi uma "argila mole" (pedologicamente conhecido como Gley Húmico) encontrada às margens da rodovia BR 386 (Tabaí-Canoas), localizada no município de Canoas-RS. O croqui de sua localização está apresentado na Figura 4.1. A umidade higroscópica do material no estado natural foi de 58,6%. Deve-se levar em consideração que as amostras foram retiradas no mês de janeiro de 1993, época de poucas chuvas, estando portanto o material sujeito a variações de umidade no decorrer do ano, conforme variação da intensidade pluviométrica.

4.2.1.1 - Caracterização

A Figura 4.2 apresenta as curvas granulométricas do material com e sem utilização de defloculante. Observa-se que segundo normas da ABNT e analisando a curva obtida no ensaio com defloculante, o material é composto de 71,8% de argila, 25,9% de silte e apenas 2,3% de areia. Já quando analisa-se a curva resultante do ensaio sem a utilização de defloculante, verifica-se que a percentagem de argila é zero, ficando o material composto de 97,7% de silte mantendo os 2,3 % de areia.

O Resultado do ensaio de compactação, mostrou que a peso específico aparente seco máximo do material é $1,07\text{kN/m}^3$ e, sua umidade ótima é 27%.

Os resultados dos ensaios de limite de consistência apresentaram os seguintes resultados:

Limite de Liquidez (LL) = 85,80%

Limite de Plasticidade (LP) = 47,26%

Limite de Contração (LC) = 12,78%

O Índice de Plasticidade (IP) do solo fica, portanto, igual a 38,54%, que segundo Caputo (1983) classifica o solo como altamente plástico.

Com os valores dos Limites de Liquidez (LL),

Plasticidade (LP) e da umidade higroscópica, pode-se obter o valor da consistência relativa e do índice de liquidez do material. A consistência relativa, denominada de Cr (Terzaghi & Peck, 1948), é dada pela seguinte expressão $Cr=(LL-h)/IP$, e para este material é 0,752. Segundo Vargas (1978), valores de Cr entre 0,75 e 1,00, classificam a argila como tendo consistência plástica rija. O índice de Liquidez, denominado de LI (Lambe & Whitman, 1979), dado pela expressão $LI=(h-LP)/IP$, é 0,25.

A razão entre o IP e a percentagem de solo menor que $2\mu m$ foi definida por Skempton (1953) como Índice de Atividade do Solo, pois dois solos podem ter a mesma quantidade de material fino e comportar-se distintamente. Para o solo em questão, o índice de Atividade do material argiloso é 0,63, que segundo o mesmo autor, classifica a argila como inativa.

O Densidade real dos grãos é 2,54 e o peso específico aparente (γ_{nat}) é $14,0kN/m^3$.

A análise química do material forneceu os seguintes resultados:

pH	3,90 (ácido)
H + Al (meq/100g)	23,90
Na (meq/100g)	0,22
K (meq/100g)	0,24
Ca (meq/100g)	0,62
Mg (meq/100g)	0,67
Matéria Orgânica (%)	2,69

Os íons trocáveis Na, K, Ca e Mg são denominados de bases trocáveis e sua soma de valor S. Para este solo o valor S é igual a 1,75 (meq/100g). Os íons trocáveis H + Al são denominados de acidez extraível. A soma do valor da acidez extraível mais o valor S fornece o valor da capacidade de troca de cátion (CTC) do solo, que neste caso é 25,65 (meq/100g). Este valor de CTC, segundo Kampf & Curi (1985), é característico das caulinitas, que conforme o mesmo autor pode variar de 2 a 40 (meq/100g).

A Figura 4.3 apresenta o resultado do ensaio de difração de raio X, sobre uma amostra de solo natural total. Analisando os picos deste difratograma, observa-se que há predominância de somente dois materiais, o quartzo e a caulinita. Os picos de

4,26Å ($2\theta=20,8^\circ$), 3,34Å ($2\theta=26,6^\circ$), 2,46Å ($2\theta=36,5^\circ$), 2,28Å ($2\theta=39,4^\circ$), 2,23Å ($2\theta=40,2^\circ$), 2,13Å ($2\theta=42,45^\circ$), 1,98Å ($2\theta=45,8^\circ$), 1,82Å ($2\theta=50,14^\circ$), 1,66Å ($2\theta=54,9^\circ$) e 1,54Å ($2\theta=60,0^\circ$) são, segundo Klein & Hurlvut Jr.(1977), correspondentes ao quartzo. Deve-se salientar que o aparecimento de todos estes picos são devido à grande faixa de estudo, que foi de $2\theta=5^\circ$ até $2\theta=65^\circ$. Os picos de 7,15Å ($2\theta=12,3^\circ$), 4,48Å ($2\theta=19,8^\circ$), 4,17Å ($2\theta=21,4^\circ$), 3,57Å ($2\theta=24,9^\circ$), 2,56Å ($2\theta=35,4^\circ$), 2,38Å ($2\theta=37,6^\circ$) 1,45Å ($2\theta=64,5^\circ$) são correspondentes à caulinita (Santos, 1975; Moore & Reynolds Jr., 1989; Mitchell, 1976). A Figura 4.4 apresenta o resultado difratométrico de uma amostra de solo natural orientada, ou seja, somente da fração fina do solo. Comprova-se, nesta figura, a presença de um único argilomineral no solo, a caulinita, com seu pico principal de 7,15Å ($2\theta=12,3^\circ$) e um pico secundário de 3,57Å ($2\theta=24,9^\circ$). Segundo Menegotto (1994), o alargamento na base do pico principal é característico de caulinitas mal cristalizadas. O pequeno pico de 3,34Å ($2\theta=26,6^\circ$) foi identificado como quartzo, o qual em granulometria muito fina, pode ter permanecido no processo de obtenção de amostra.

4.2.1.2 - Classificação

Pedologicamente, o solo estudado classifica-se como Gley Húmico. Os Gleys Húmicos caracterizam-se por apresentar o lençol freático na superfície ou próximo a esta, horizontes A, B e C argilosos, ausência de gradiente textural, drenagem imperfeita ou impedida, camadas organo-minerais escurecidas e elevado teor de matéria orgânica, principalmente no horizonte A (Dias & Gehling, 1986).

Conforme classificação trilinear, que leva em consideração somente a granulometria, o solo é classificado, simplesmente, como uma argila. Segundo a classificação da AASHTO, que tem como objetivo classificar os solos para fins rodoviários, o material em estudo classifica-se como A-7-5, que segundo Brondani (1987), incluem os solos cujos IP não são muito altos em relação aos seus LL. Baseado na classificação unificada (USCS), o solo classifica-se como OH, ou seja,

argilas orgânicas de média a alta plasticidade.

4.2.2 - A Cal

A cal utilizada no trabalho foi uma cal dolomítica, comercialmente chamada de "Primor Extra", produzida na cidade de Caçapava do Sul/RS. O Quadro 4.1 apresenta resultados de ensaios de caracterização da cal utilizada, obtida por Rocha Neto *et al.* (1991), em um estudo da caracterização das cales produzidas no Rio Grande do Sul.

4.2.3 - A Água

Foi utilizada água destilada para a realização de todos os ensaios de laboratório.

4.3 - Apresentação dos resultados e análise

4.3.1 - Dosagem solo-cal

O método de Eades & Grim (1966), adotado neste trabalho, parte do princípio de que o valor ótimo de cal para estabilizar um solo, é aquele que eleva o pH da mistura para um valor maior ou igual a 12,4. A Figura 4.5 apresenta o resultado obtido no ensaio, para os respectivos teores de cal: 2%, 5%, 7%, 9% e 11%. Observa-se que, segundo o método, o teor ótimo de cal para estabilizar o solo deveria ser igual ou maior a 7,3%. Como o objetivo do trabalho era verificar não só o comportamento do solo estabilizado mas, também, o comportamento do solo tratado (ou melhorado), optou-se pelos seguintes teores de cal para a realização do trabalho: 5% e 7% para analisar o solo tratado e 9% para o solo estabilizado com cal.

4.3.2 - Limites de Atterberg

A Figura 4.6 apresenta os resultados dos limites de Atterberg em função do teor de cal, para um dia de cura. Verifica-se que o LL, que para o solo natural é de 85,8%, diminuiu com o teor de cal em uma relação aproximadamente linear, reduzindo para 75,5% quando adicionado 9% de cal. Para Brandl (1981), a redução no LL deve-se à grande quantidade de argila coloidal no material. Osula (1991) comenta que a redução do Limite de Liquidez pode ser devido à floculação do material, que reduz a fração de argila e portanto a área superficial.

Segundo Bell (1988), a adição de cal a um solo argiloso causa um imediato aumento do LP. No entanto, observa-se na Figura 4.6 que o LP apresentou uma pequena redução até um teor em torno de 4% de cal, aumentando a seguir. Acredita-se que isto ocorreu porque até este teor, a cal adicionada ao solo foi utilizada para neutralizar a matéria orgânica. Para Hilt & Davidson (1960) o LP aumenta com o teor de cal até atingir um certo valor, a partir do qual o LP permanece constante ou pode até diminuir. O teor de cal necessário para que isto aconteça foi chamado pelos autores de "Lime Fixation Point" (LFP), ou seja, ponto de fixação da cal. Em outras palavras, o LFP é o teor de cal até o qual a sua adição contribui para a melhoria na trabalhabilidade do solo, sem produzir aumento significativo de resistência. Analisando a curva de LP da Figura 4.6, pode-se notar que para o solo em questão, o LFP está em torno de 11%. Verifica-se que este valor está acima do teor de cal obtido pelo Método de Eades & Grim (1966) para a estabilização do solo. Townsend & Klym (1966), propõem utilizar o LFP mais 4% de cal como teor ótimo de cal para estabilização de solo, e valores até o LFP para tratamento de solos.

O IP das misturas, que é a diferença entre LL e LP, diminuiu com o teor de cal. Seu valor reduziu de 38,54% (solo natural) para 16,20% quando adicionado 9% de cal. Diamond & Kinter (1965) argumentam que mesmo em solos que o LL aumenta com o teor de cal, seu aumento não é maior que o crescimento do LP. Portanto, o efeito combinado destes índices resultará em redução do IP. Nunez (1991), por outro lado, encontrou um ligeiro

aumento do IP de um solo arenoso, resultante do aumento do LL e LP inalterado. Para Brandl (1981) este comportamento é próprio de siltes e areias ricas em cálcio e dolomita.

A influência do tempo de cura sobre os LL, LP e LC estão apresentados no Quadro 4.2. Observa-se que o LL manteve-se praticamente constante em torno dos 73% nos três teores de cal e tempos estudados. O LP apresenta uma leve redução de aproximadamente 8% até o tempo de cura de 28 dias, mantendo-se invariável após este período, e o LC ficou praticamente constante com o tempo de cura, mas variou, como podemos observar na Figura 4.7, com o teor de cal. Head (1980) conceituou LC como sendo o ponto onde as partículas sólidas estão intimamente em contato e a água presente no solo é, justamente, aquela necessária para preencher os vazios entre elas. A adição de cal, como já mencionado, provoca floculação e será demonstrado nos resultados de granulometria, que realmente há um aumento dos tamanhos das partículas. Obviamente, se o tamanho das partículas aumenta, os poros ficam maiores aumentando a quantidade de água dentro dos mesmos. Por consequência, o LC das misturas crescerá.

4.3.3 - Análise Granulométrica

A Figura 4.8 mostra as curvas granulométricas do solo natural e das misturas de solo com 5%, 7% e 9% de cal e 7 dias de cura. Verifica-se que houve uma alteração significativa da granulometria do material com o teor de cal adicionado, em relação ao solo natural. Esta mudança fica mais nítida principalmente na fração argila ($\leq 5\mu\text{m}$). Segundo Herrin & Mitchell (1960) esta alteração ocorre devido à aglomeração e floculação da partículas. A percentagem de argila, que era de 71,8% no solo natural (com defloculante), passou para 58,1% na mistura de solo com 5% de cal, 53,5% na de solo com 7% de cal e 41,9% na de solo com 9% de cal. Resultados semelhantes foram encontrados por Osula (1991) e conforme o autor, a curva granulométrica fornece a indicação de que a cal reage principalmente com os finos do solo, pois observa-se que há menor alteração na parte mais grossa do material formada neste caso,

essencialmente, por partículas quartzosas. Outro ponto que deve-se levar em consideração, é a resistência dos grumos formados pela floculação que não se destruíram com a execução do ensaio de granulometria por sedimentação que, como conhecido, é precedido de um processo de defloculação e dispersão do material. Isto, de certa forma, vem comprovar a teoria postulada por Castro (1981a) de que no processo de reações iniciais forma-se algum agente cimentante que liga as partículas, dando resistência às mesmas.

A Figura 4.9 ilustra os resultados do ensaio de granulometria com 5% e 9% de cal, com os três tempos de cura adotados. Os resultados indicam que não houve alteração significativa das curvas granulométricas do material com o tempo de cura. Resultado idêntico foi obtido com a mistura de solo mais 7% de cal. Isto pode ser explicado devido ao fato de que a alteração da granulometria é um processo decorrente da floculação do material e, portanto, das reações imediatas que ocorrem entre os finos do solo e a cal. Como os teores de cal adotados estavam abaixo do LFP ("Lime Fixation Point"), toda a cal adicionada reagiu com o solo aos 7 dias, mantendo assim, a mesma curva granulométrica das misturas nos tempos posteriores de 28 e 90 dias.

4.3.4 - Ensaio de Resistência

As curvas tensão x deformação e pressão neutra x deformação obtidas nos ensaios triaxiais adensados e não-drenados estão apresentadas no Apêndice A.

O Quadro 4.3 mostra as tensões de ruptura¹ obtidas das curvas tensão x deformação do solo natural e das misturas de solo com 5%, 7% e 9% de cal nos três tempos de cura estudados. Observa-se que nos três teores de cal, os valores obtidos aos 90 dias não diferiram significativamente daqueles obtidos aos 7 e 28 dias. Em outras palavras, pode-se dizer que não houve ganho de resistência com o tempo de cura.

¹ Foi considerada tensão de ruptura o maior valor obtido nas curvas tensão x deformação.

Como sabe-se, o ganho de resistência com o passar do tempo é consequência das reações lentas. O fato da resistência manter-se constante com o tempo de cura, leva a acreditar que as reações pozolânicas foram impedidas ou a sua quantidade foi insuficiente para cimentar as partículas. As reações pozolânicas podem ser impedidas por um dos seguintes fatores ou uma atuação conjunta deles: falta de água, temperatura muito baixa ou teor de cal insuficiente. A falta de água, neste caso, está totalmente descartada, pois todas as misturas foram realizadas com o teor natural de umidade, ou seja, 58,6%. Conforme Anday (1963), as reações diminuem de intensidade a temperaturas em torno de 16°C e cessam completamente abaixo de 4°C. Apesar dos corpos de prova terem sido curados a temperatura ambiente, os de 90 dias foram armazenados nos meses de março, abril e maio (outono), meses estes em que a média das temperaturas mínimas (para Porto Alegre) está por volta de 13°C e a média das temperaturas máximas 22°C (Hasenack, 1989). Acredita-se, portanto, que este também não tenha sido o fator responsável pela não variação da resistência. Resta analisar os teores de cal utilizados os quais foram obtidos através do método de Eades & Grim (1966). Chauvel & Nobrega (1980) e Locat et al. (1990) são autores que utilizaram-se do método de Eades & Grim (1966) e não obtiveram ganho de resistência com o tempo de cura. Nunez (1991) também não obteve sucesso com o método do pH, optando por um método de resistência. Para Locat et al. (1990), o teor ótimo proposto pelo método em questão, fornece valor inferior ao necessário para que ocorra a estabilização. Comentam, ainda, que para solos misturados com teores altos de umidade, a baixa resistência observada pode estar associada ao fato que mais produtos cimentantes devem ser formados entre as partículas (por estas estarem mais distantes umas das outras) antes que comece a ocorrer um ganho significativo de resistência.

Outro ponto que chama atenção, é que o valor obtido pelo Método de Eades & Grim (1966) esta aquém do valor encontrado para o LFP (Hilt & Davidson, 1961), como já mostrado anteriormente. Enfim, acredita-se que os valores de cal adotados foram insuficientes para que as reações pozolânicas continuassem a ocorrer. Não havendo alteração significativa do material em

relação ao tempo de cura, a análise dos resultados de resistência, se resumem àqueles obtidos aos 7 dias de cura.

A Figura 4.10 apresenta as tensões de ruptura em função do teor de cal, para corpos de prova submetidos a tensões confinantes de 20, 50 e 70 kN/m². Observa-se que para corpos de prova com tensão confinante de 20 kN/m² (que mais se aproxima das tensões "in situ"), houve um ganho de resistência quando adicionado 9% de cal de 2,63 vezes em relação ao corpo de prova de solo natural na mesma tensão confinante, ou seja, houve um ganho imediato de resistência de 163%. Herrin & Michell (1961) comentam que, em geral, os solos apresentam ganho imediato de resistência com a adição de cal que para Ingles & Metcalf (1972), é consequência da mudança de plasticidade do material.

A influência do teor de cal sobre as envoltórias de ruptura das misturas de solo-cal estão apresentadas na Figura 4.11. Estão mostrados, também, na Figura 4.11, os valores de C e ϕ para o solo natural e para as misturas de solo com 5%, 7% e 9% de cal. Estes valores foram obtidos através das expressões $\tan \alpha = \tan \phi$ e $C = a/\cos \phi$ (Lambe & Whitman, 1979). Observa-se que a coesão e o ângulo de atrito interno aumentaram com o teor de cal, sendo que o segundo em menor intensidade. A coesão, que para o solo natural é de 6,07 kN/m², aumentou para 21,59 kN/m² na mistura de solo com 9% de cal, ou seja, um aumento de 3,55 vezes. Já o ângulo ϕ da mistura de solo com 9% de cal aumentou somente 1,23 vez em relação ao solo natural. Esses resultados estão de acordo aos encontrados por Thompson (1966), onde o autor afirma que a adição de cal a um solo aumenta a resistência ao cisalhamento do mesmo, sendo que este aumento é principalmente devido ao crescimento da coesão com menor efeito sobre o ângulo de atrito interno. Segundo Brandl (1981) os parâmetros de resistência C e ϕ aumentam com adição de cal aos solos, sendo que o ângulo ϕ alcança seu valor máximo nos primeiros dias de cura, tendo em vista que sua variação é devido à mudança de forma e tamanho das partículas; já a coesão continua a crescer com o tempo, como consequência da cimentação das partículas.

Fez-se um estudo da variação do módulo de elasticidade em função do teor de cal. Neubauer & Thompson (1972) argumentam que para misturas de solo-cal com altas resistências, o uso do módulo

tangente à origem é aceitável mas, para misturas em que as mesmas não se desenvolveram, o uso do módulo tangente inicial leva a valores de E muito altos e irrealistas. Os autores sugerem a análise dos resultados do módulo secante entre a origem e $0,75\sigma_{ruptura}$. Na figura 4.12 estão mostrados os valores do módulo secante em função do teor de cal. Verifica-se que há um crescimento aproximadamente linear do módulo secante com o teor de cal, podendo ser representado pela seguinte expressão:

$$E = 125,17*(\% \text{ de cal}) + 690,92 \quad R = 0,99 \quad (4.2)$$

A mistura de solo com 9% de cal apresentou o módulo secante 2,63 vezes maior do que o do solo natural. Observa-se que a variação no módulo, neste caso, foi a mesma da tensão de ruptura. Acredita-se que esta coincidência ocorreu pelo fato de estar sendo utilizado o valor de $0,75\sigma_{ruptura}$ para calcular o módulo secante. Segundo Bell (1988), a adição de cal a um solo aumenta o módulo de elasticidade, sendo que o mesmo aumenta consideravelmente com o decorrer do tempo de cura em solos estabilizados.

Balasubramaniam & Buensucesso (1989) encontraram uma transformação de comportamento do solo pela adição da cal. Um solo que inicialmente tinha um comportamento normalmente adensado passou a comportar-se como pré-adensado, sendo que esta característica acentuou-se com o passar do tempo de cura. A Figura 4.13 apresenta as trajetórias de tensões efetivas e totais do solo natural para as três tensões confinantes estudadas. Observa-se que o solo tem um comportamento pré-adensado para a tensão confinante de 20 kN/m² e normalmente adensado para as tensões de 50 e 70 kN/m². A Figura 4.14 apresenta as trajetórias de tensões efetivas e totais para a mistura de solo com 9% de cal, nas três tensões estudadas e aos 7 dias de cura. Verifica-se que a mistura continuou a apresentar o mesmo comportamento do solo natural, isto é, na tensão confinante de 20 kN/m² um comportamento pré-adensado e nas outras duas um comportamento normalmente adensado. Este resultado está de acordo com o encontrado por Gúller (1990), que realizou ensaios adensados não drenados de misturas de solo-cal com 7 dias de cura e verificou

que não houve mudança nas trajetórias de tensões efetivas da mistura em relação ao solo não tratado.

A Figura 4.15 apresenta as trajetórias de tensões efetivas (TE) e totais (TT) para amostras com 7% de cal na tensão confinante de 20 kN/m² e 9% de cal na tensão confinante de 70 kN/m², nos três tempos de cura (7, 28 e 90 dias). Verifica-se que a geração de poro-pressão aos 7 dias de cura é a mesma daquela aos 28 e 90 dias para os dois teores mostrados. Isto vem comprovar que não ocorreu mudança do material com o passar do tempo de cura.

4.3.5 - Permeabilidade

Embora tenham sido realizados ensaios de permeabilidade utilizando-se três diferentes tensões confinantes (20, 50 e 70kN/m²), aqui são apresentados apenas os resultados do ensaio para a menor tensão confinante utilizada, tendo em vista que esta é a que mais se aproxima das condições reais de campo e que os resultados obtidos nas outras tensões são qualitativamente idênticos a esta. A Figura 4.16 apresenta o resultado do coeficiente de permeabilidade do solo em função do teor de cal, para corpos de provas curados por 7 dias. Observa-se que há um aumento no coeficiente de permeabilidade (k) com o teor de cal. O maior aumento é obtido pela mistura de solo com 9% de cal, onde a permeabilidade aumentou cerca de 10 vezes em relação à do solo natural compactado e na mesma tensão confinante. Este resultado está qualitativamente de acordo com aqueles citados por Silveira (1979) e El-Rawi & Awad (1981), mas quantitativamente estão aquém, pois os autores afirmam ter obtido um crescimento de 100 vezes no coeficiente de permeabilidade. Esta elevação é atribuída, por muitos autores, à floculação e crescimento do índice de vazios do material (Towsend & Klym, 1966; Brandl, 1981; Wild *et al.*, 1989, McCallister & Petry, 1992). Al-Rawi & Awad (1981) postularam que quanto maior a fração de argila no solo, maior será o aumento no coeficiente de permeabilidade com o teor de cal.

A Figura 4.17 mostra o resultado da variação do

coeficiente de permeabilidade com o tempo de cura. Verifica-se que o coeficiente de permeabilidade manteve-se praticamente constante com o tempo de cura, apresentando uma pequena redução na mistura de solo com 5% de cal e um pequeno crescimento nas misturas de solo com 7% e 9% de cal, variações estas, que não são quantitativamente significantes. Segundo Brandl (1981), com o passar do tempo de cura a permeabilidade decresce, resultante das reações pozolânicas que irão preencher parcialmente os vazios da mistura com um gel de silicato hidratado de cálcio. Por outro lado, Wild *et al.* (1989) afirmam que, em alguns casos, a permeabilidade pode realmente crescer com o tempo de cura. Para os autores, isto ocorre porque durante a cura dois processos operam simultaneamente:

- a) existe uma contínua difusão de cálcio dentro do sistema, promovendo adicional troca de cátion inter-camadas, degradando e ocasionando uma abertura geral da microestrutura com o tempo. Isto leva a um aumento na porosidade total do material e, portanto, crescimento de sua permeabilidade;
- b) Há uma formação contínua de gel que preencherá os poros, reduzindo o seu tamanho e a sua permeabilidade.

Tarkey (1990) comenta que se o material é curado à temperatura ambiente, as atividades pozolânicas serão limitadas, resultando em uma quantidade não suficiente de gel para reduzir os vazios entre as partículas, mantendo constante a permeabilidade.

4.3.6 - Expansibilidade

Expansão livre é definida como o aumento de volume de uma amostra de solo em pó, quando a mesma é colocada dentro da água, expressa em termos de percentagem do volume original (Equação 4.1). Solos com valores de expansão livre menores que 50%, geralmente não mostram expansões significativas. Valores maiores que 100% são associados a argilas que apresentam altas expansões quando umedecidas. Solos altamente expansivos, como as bentonitas, podem apresentar valores de expansão livre maiores que 2000% (Head, 1980). O solo em estudo apresentou uma expansão

livre de 52%. Este valor está de acordo com resultados apresentados anteriormente, onde mostra-se que a argila em estudo classifica-se como inativa e apresenta somente argilomineral de característica não expansiva (caulinita).

O Quadro 4.4 apresenta os resultados obtidos nos testes de expansão realizados no equipamento do ensaio oedométrico. Observa-se que o solo natural apresentou uma pequena expansão de 0,969%, a qual já é suficiente para verificar as mudanças de comportamento do material quando adiciona-se cal ao mesmo. Verifica-se que com a adição de 5% de cal, houve uma redução significativa da capacidade de expansão do solo de aproximadamente cinco vezes. Com a adição dos teores maiores, continuou havendo redução de expansão, mas em menor magnitude. Evans & Bell (1981) encontraram comportamento semelhante ao estabilizarem um solo expansivo da Austrália. Afirmam que a adição de cal a um solo expansivo causa uma diminuição do potencial de expansão, sendo que nos primeiros incrementos de cal ocorrem as maiores reduções do comportamento expansivo do material.

A redução nas características de expansão são geralmente atribuídas a uma diminuição da afinidade com a água dos solos saturados pelo íon cálcio e pela formação de uma matriz cimentante, que resiste a expansão volumétrica (Brandl, 1981; TRB-Transportation Research Board, 1987). Chen (1975) considera que a cal é o agente mais favorável para reduzir o potencial de expansão dos solos. Comenta, também, que o solo expansivo tratado com cal, pode ter grande aplicabilidade em fundações superficiais, principalmente no caso de grandes depósitos ou escolas, onde o piso cobre grandes áreas e a utilização de lajes estruturadas nestes locais tornaria-se inviável devido ao seu alto custo.

4.3.7 - Difratoograma de Raio X

A Figura 4.18 apresenta os difratogramas das misturas de solo com 5%, 7% e 9% de cal aos 7 dias de cura. Observa-se que a mistura de solo com 5% de cal apresenta os mesmos picos de

difração encontrados no solo natural (Figura 4.3). Já as misturas de solo com 7% e 9% de cal apresentam a formação de novos picos de distâncias interplanares de 3,05Å ($2\theta=29,4$) e 2,10Å ($2\theta=42,8$), sendo que este último com uma intensidade muito pequena. A mistura de solo mais 9% de cal apresentou, ainda, um pico de 2,85Å ($2\theta=31,4$). As Figuras 4.19 e 4.20 apresentam, respectivamente, os difratogramas das amostras curadas durante 28 e 90 dias. Verifica-se que estes difratogramas não apresentaram formação de novas fases em relação aos difratogramas das amostras curadas por sete dias.

A reflexão mais intensa de 3,05Å ($2\theta=29,4$) pode ser identificada como sendo um silicato hidratado de cálcio (CSH) e/ou carbonato de cálcio (CaCO_3). Goldberg & Klein (1952, *apud* Eades & Grim, 1960) realizaram um estudo em que argila e cal foram misturados e deixados curar de duas maneiras. Uma exposta ao CO_2 do ar para induzir a formação de CaCO_3 , e outra com ausência de CO_2 , para verificar os produtos cimentantes formados na reação da cal com os argilominerais do solo. Observaram que o pico de 3,05Å apareceu em ambos difratogramas, tanto no da amostras curadas ao ar como naquele curado com ausência do mesmo. Com isso, pode-se dizer, que o pico de 3,05Å que apareceu nos difratogramas das misturas deste trabalho, não pode ser utilizado para concluir quais as novas fases formadas. Mesmo que o processo de cura tenha sido realizado com ausência de CO_2 , nada garante que o mesmo não tenha se formado anteriormente ao processo de cura. Deve-se, portanto, analisar os picos secundários para poder concluir se o novo mineral é CSH ou CaCO_3 . Glenn & Handy (1963) realizaram um estudo difratométrico, para verificar os produtos formados da reação de diversos tipos de cal com os principais argilominerais encontrados nos solos. A Quadro 4.5 apresenta os novos picos de difração encontrados pelos autores resultante da reação da caulinita com diversos tipos de cal.

Nota-se que os novos picos encontrados neste trabalho (3,05Å, 2,85Å e 2,10Å), concordam, em parte, com os picos encontrados pelo autor para a cal dolomítica. Segundo Castro (1981b), o CaCO_3 possui um pico secundário em $2\theta=39,6^\circ$, o que não é verificado nos difratogramas deste estudo. Com isso, pode-se

deduzir que os novos picos formados pertencem a um silicato. Deve-se salientar que neste trabalho não está havendo a preocupação de quantificar os novos materiais formados. Apesar de terem surgido novos picos de difração nas misturas solo-cal, há dois pontos que devem ser realçados: não houve redução dos picos da caulinita e os difratogramas de 7 dias são iguais aos de 90 dias.

Quanto ao primeiro ponto, pode-se levantar duas hipóteses: 1ª) a formação de novas fases são resultantes da reação da cal com produtos amorfos presentes no solo, não indicados através de difratogramas de raio X; Menegotto (1994) considera que na presença de amorfos no solo, a cal só irá atacar a estrutura cristalina após ter consumido todo o material amorfo. A 2ª hipótese baseia-se no estudo de Eades & Grim (1960), no qual os autores inferiram que a caulinita, considerada muito estável, é atacada inicialmente nas arestas e dentro das lâminas de silicato. Portanto, para pequenos teores de cal e nos tempos iniciais de cura, não há alteração aparente dos picos originais da caulinita.

Quanto ao segundo ponto, acredita-se que não houve alteração dos difratogramas resultantes das amostras curadas por 90 dias, em relação às de 7 dias, devido à pouca disponibilidade de cal, a qual foi consumida nos primeiros tempos de cura impossibilitando a continuidade das reações pozolânicas. Isto fica comprovado pela ausência de picos correspondentes ao $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ($2\theta=18^\circ$ e 34°) e $\text{Mg}(\text{OH})_2$ ($2\theta=18,6^\circ$ e 38°) nos difratogramas de 7 dias (Ormsby & Kinter, 1973a).

Quadro 4.1 - Caracterização da cal utilizada

PROPRIEDADES	VALORES EXPERIMENTAIS	EXIGÊNCIAS DA NBR 7175
CaO + MgO	84,32	≥88,0
Óxidos não hidratados (em CaO)	30,5	≤10,0
CO ₂	2,8	≤ 7,0
Resíduo na peneira nº 30	0,04	≤0,05
Resíduo na peneira nº 200	16,1	≤15,0

(Rocha Neto et al, 1991)

Quadro 4.2 - Resultados dos Limites de Atterberg com o tempo de cura e teor de cal.

dias	5%			7%			9%		
	LL	LP	LC	LL	LP	LC	LL	LP	LC
7	--	50,5	22,1	75,9	49,0	28,3	73,0	53,4	36,3
28	73,0	42,0	21,7	74,0	41,3	27,0	73,2	43,9	31,6
90	--	43,9	22,9	78,1	42,7	26,8	72,2	45,0	40,3

Quadro 4.3 - Tensões de ruptura em função do teor de cal e tempo de cura.

Teor de cal (%)	σ_3 (kN/m ²)	Tensão de Ruptura (kN/m ²)		
		Tempo de Cura (Dias)		
		07	28	90
5	20	59	59	58
	50	84	85	74
	70	103	98	96
7	20	70	74	88
	50	101	106	106
	70	119	124	136
9	20	95	84	--
	50	119	123	124
	70	151	143	148

Quadro 4.4 - Valores de Expansão livre (%) obtidos no ensaio oedométrico.

TEOR DE CAL (%)	EXPANSÃO (%)
0	0,969
5	0,182
7	0,063
9	0,010

Quadro 4.5 - Picos resultantes da reação da caulinita com diversos tipos de cales.

ARGILOMINERAL	TIPO DE CAL	NOVOS PICOS (Å)
CAULINITA	Ca(OH)_2	7,6m; 3,8f; 3,05m; 2,8f.
	$\text{Ca(OH)}_2 + \text{MgO}$	12,6m; 7,6mf; 3,05m; 2,1mf.
	$\text{Ca(OH)}_2 + \text{Mg(OH)}_2$	12,6m; 7,6mf; 3,8mf; 3,05F; 2,85mf; 2,1f.

(Glenn & Handy, 1963)

Intensidade da Reflexão

f= fraco m= médio F= Forte mf= muito fraco

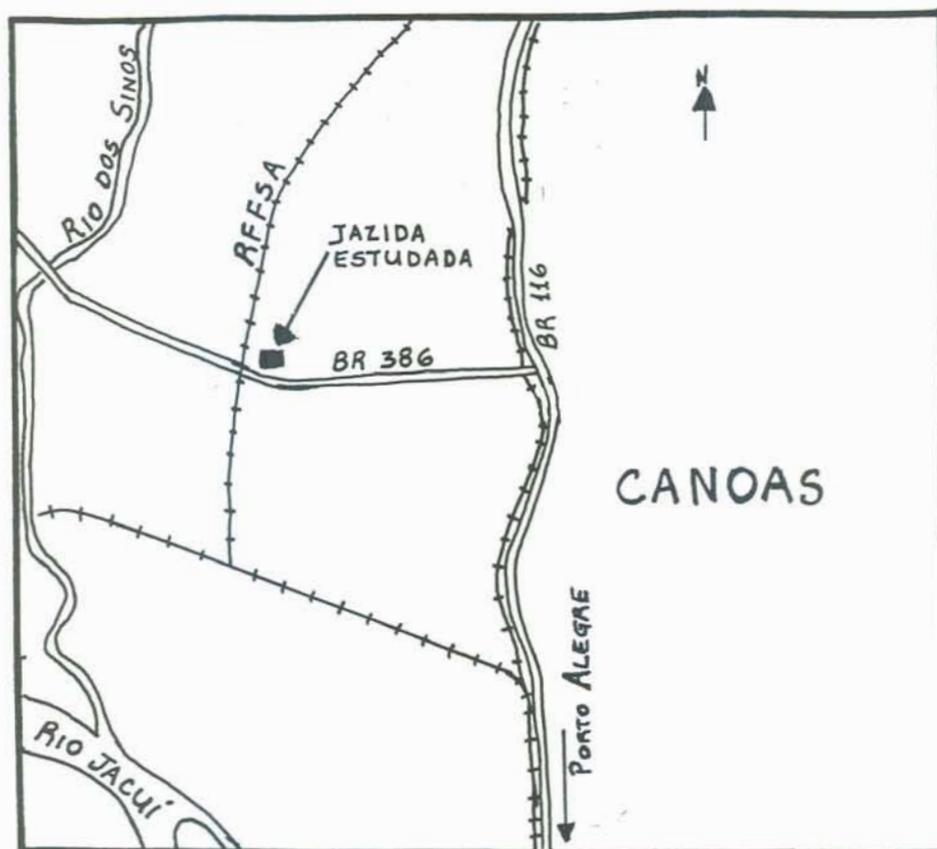


Figura 4.1 - Croqui da localização da jazida estudada.

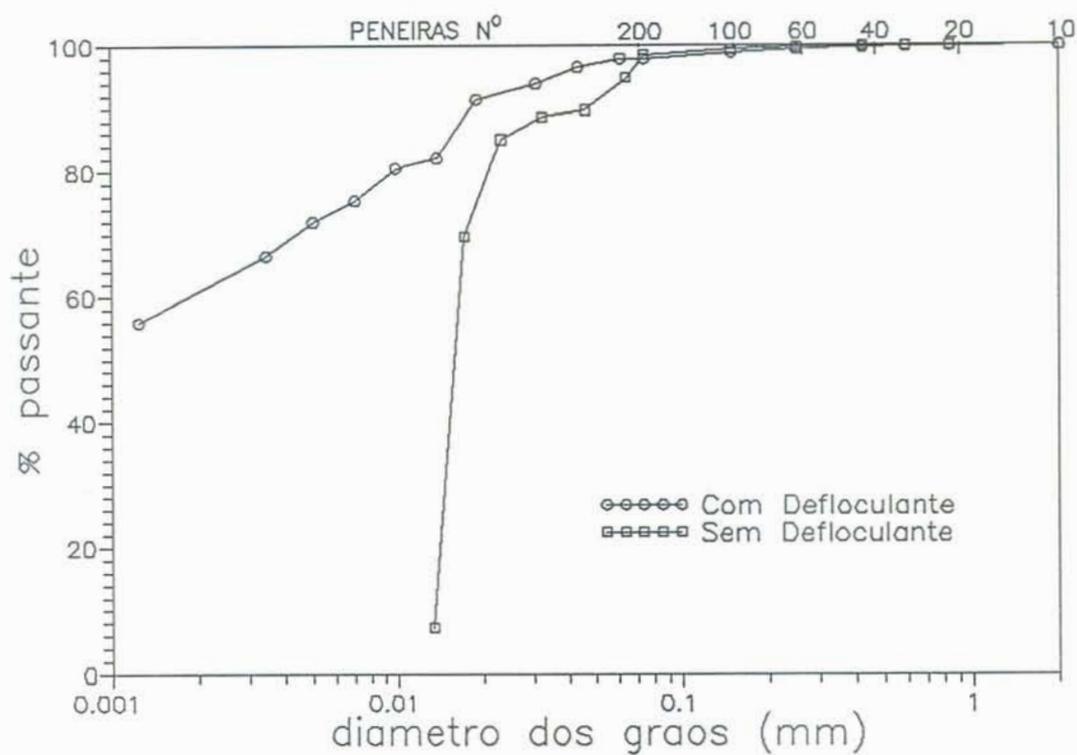


Figura 4.2 - Curvas granulométricas do solo natural com e sem defloculante.

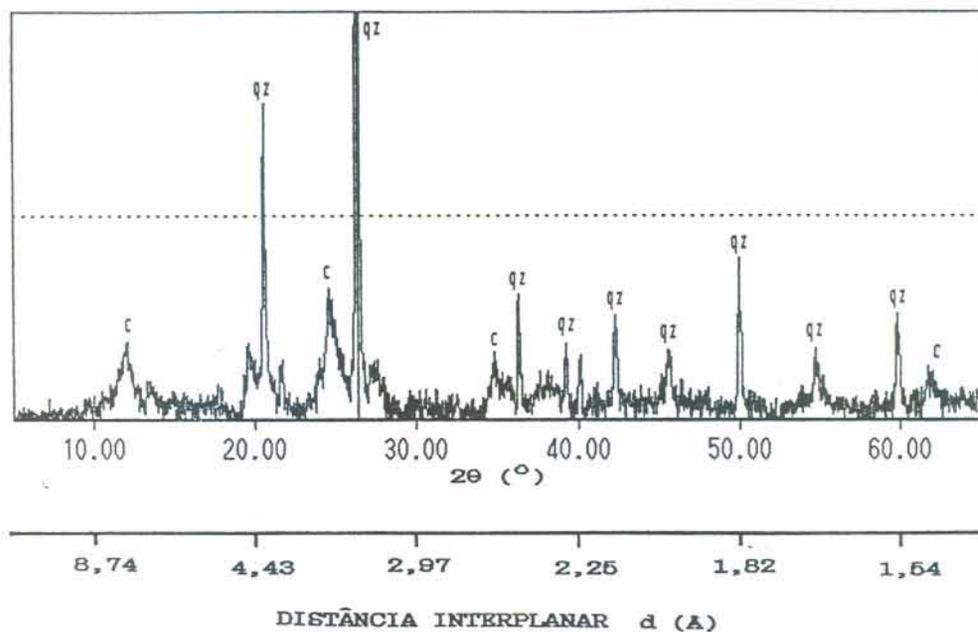


Figura 4.3 - Difratoograma sobre amostra total do solo natural.

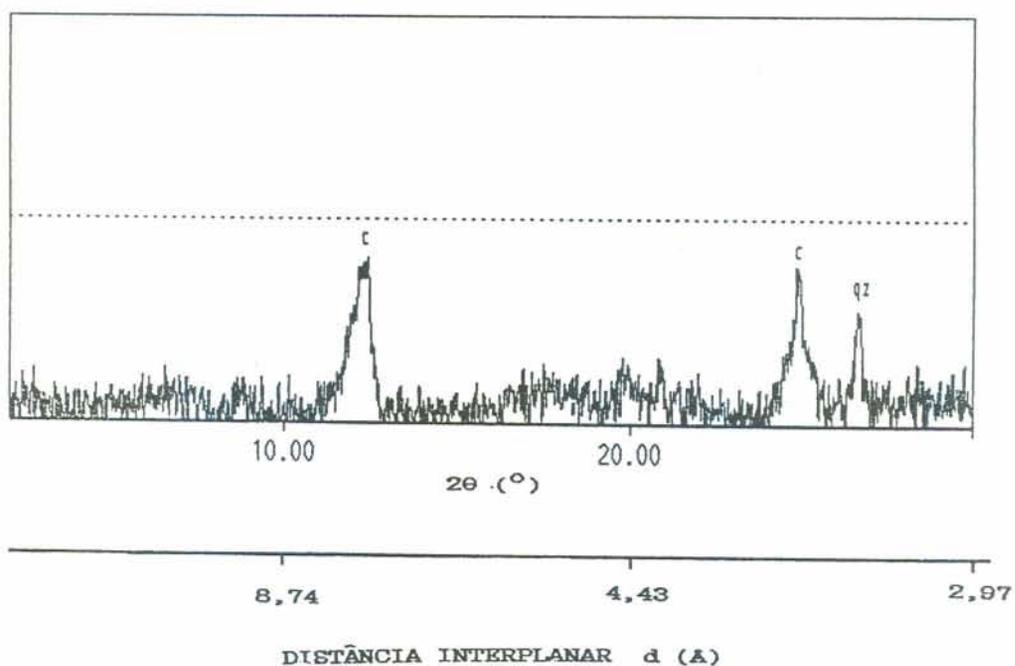


Figura 4.4 - Difratoograma sobre amostra orientada do solo natural

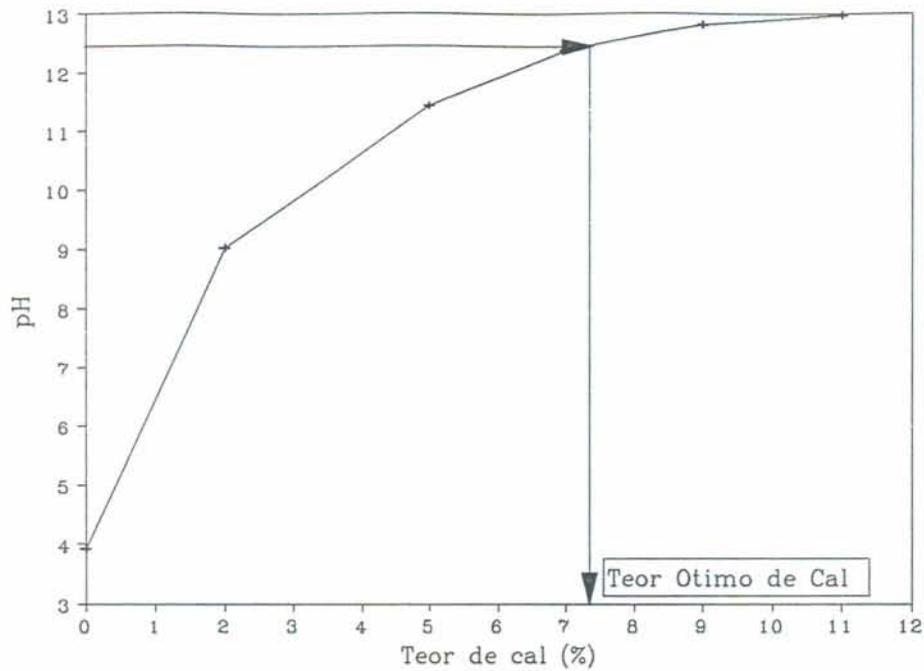


Figura 4.5 - Determinação do teor ótimo de cal pelo método de Eades & Grim (1966).

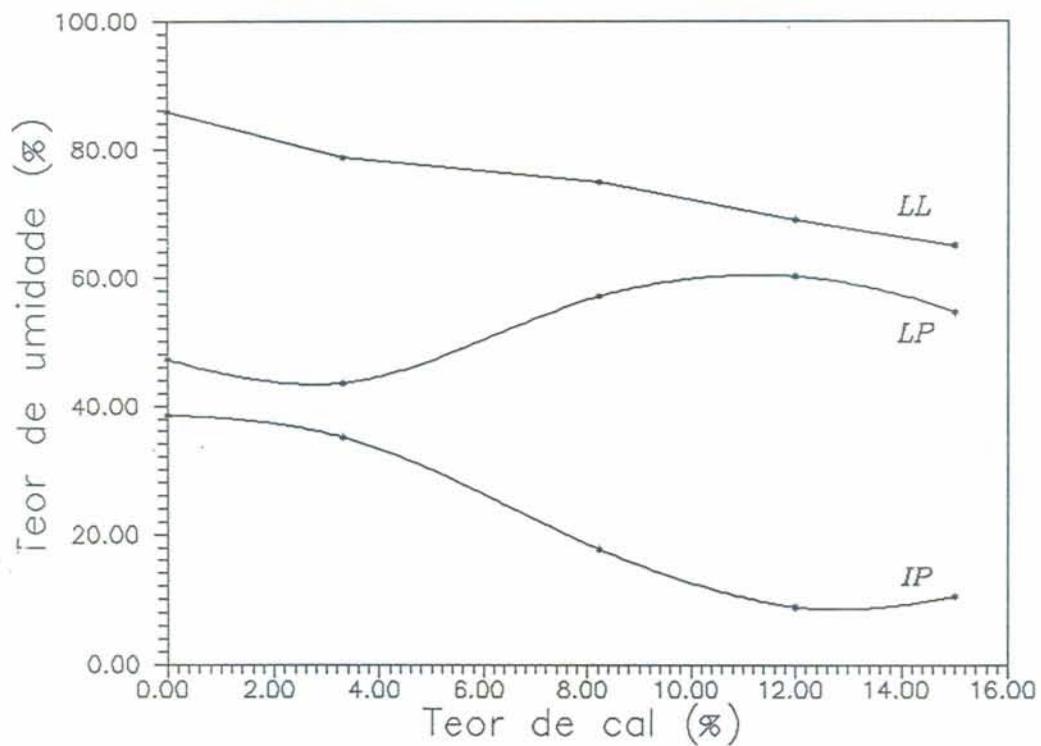


Figura 4.6 - Limites de Atterberg em função do teor de cal com um dia de cura.

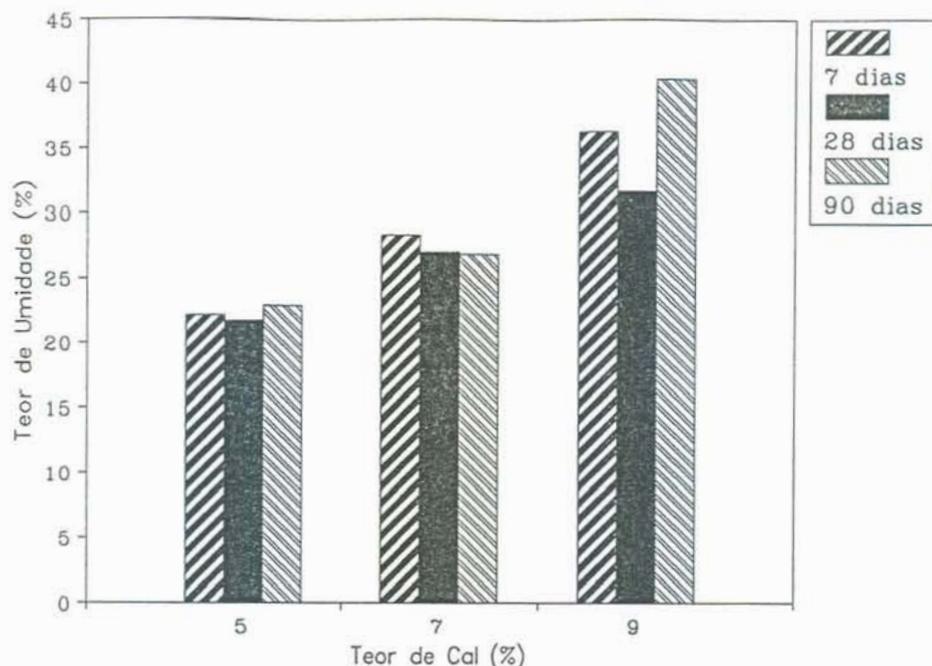


Figura 4.7 - Variação do Limite de Contração com o teor de cal.

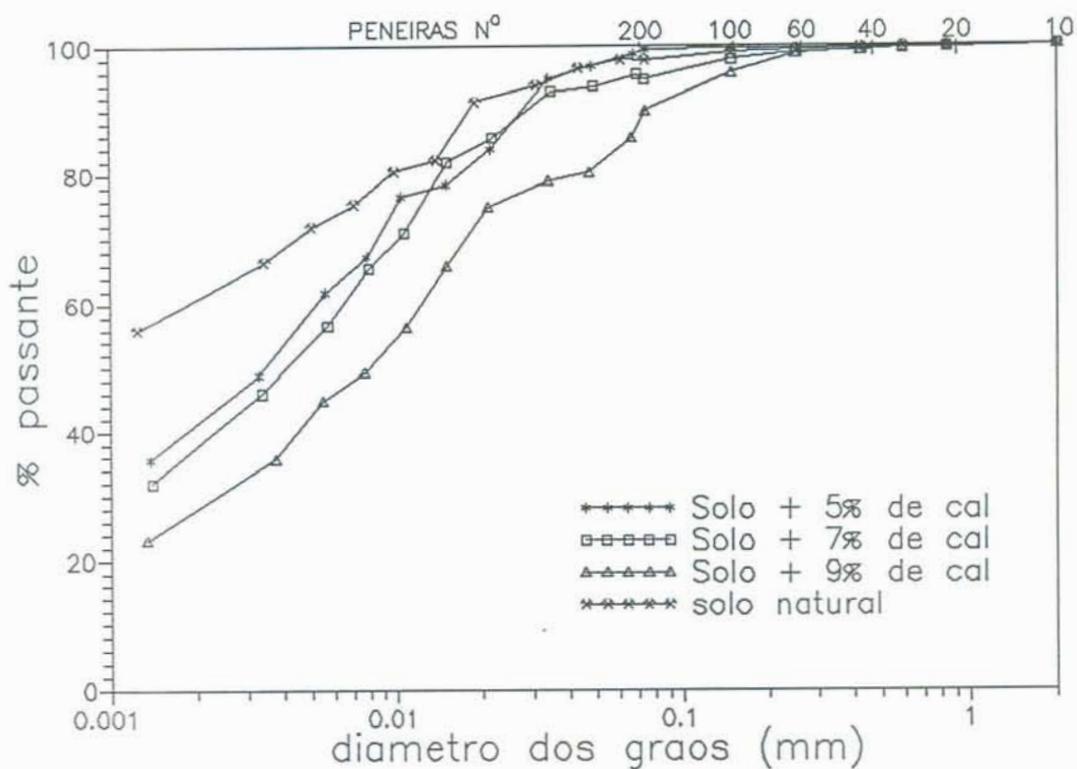


Figura 4.8 - Curvas granulométricas para misturas de solo com 5%, 7% e 9% de cal e 7 dias de cura.

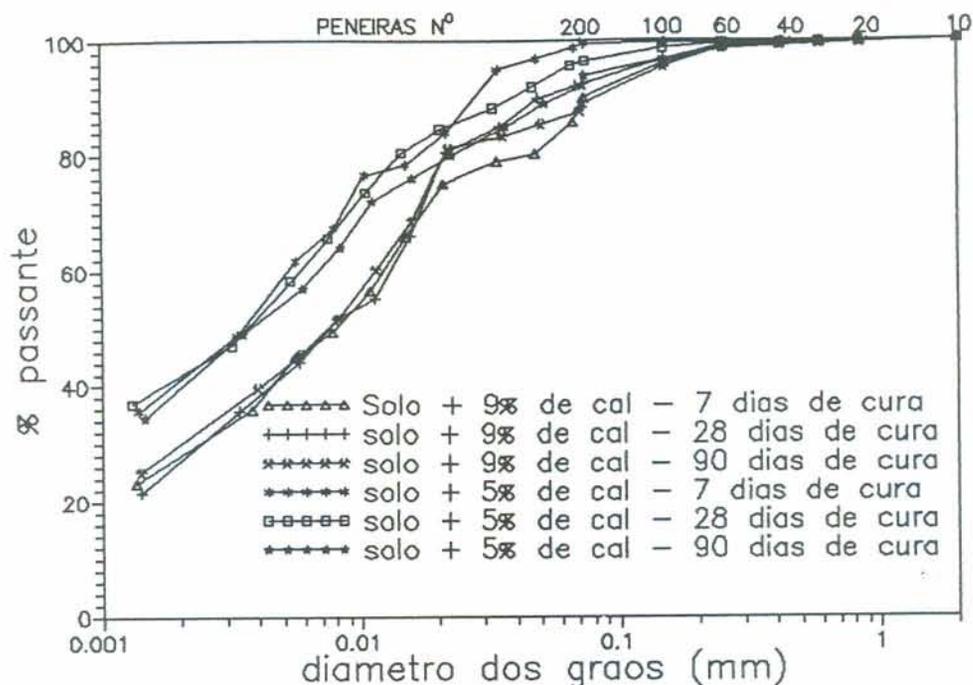


Figura 4.9 - Variação das curvas granulométricas das misturas com o tempo de cura.

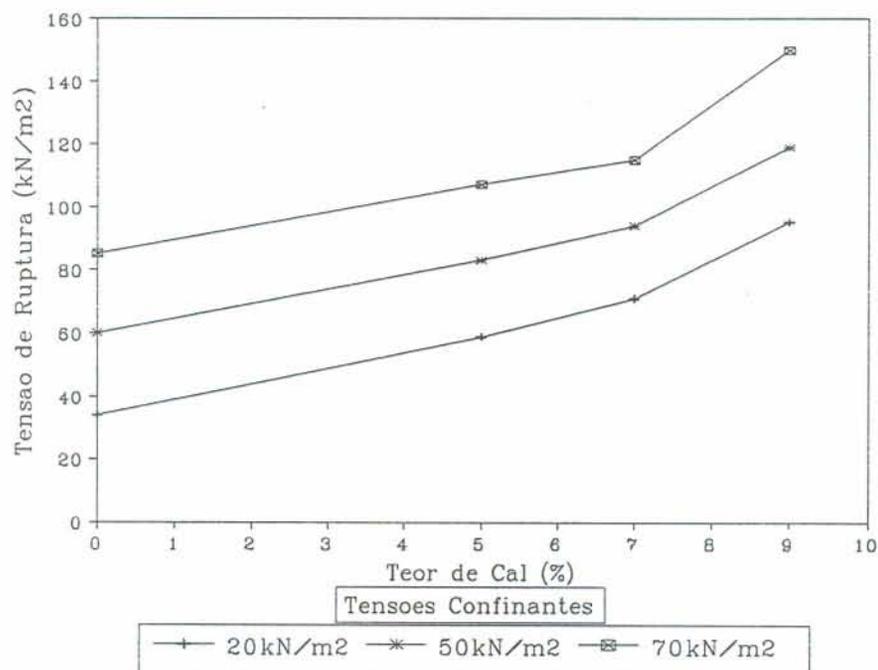


Figura 4.10 - Tensões de Ruptura em função do teor de cal para corpos de prova curados durante 7 dias.

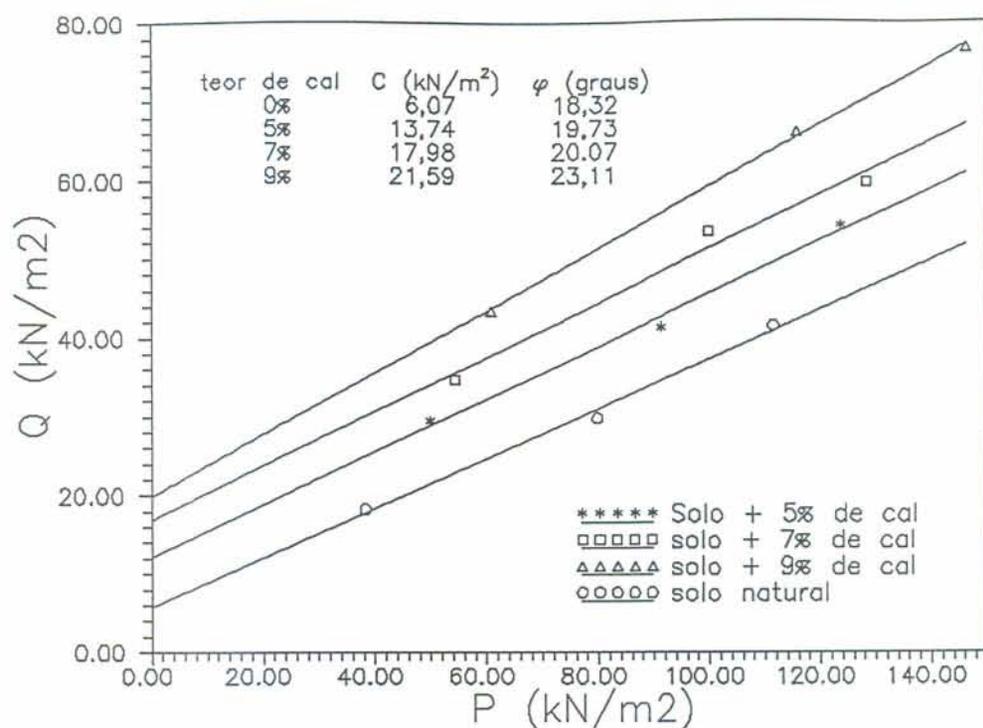


Figura 4.11 - Envoltórias de Ruptura e parâmetros de resistência em termos de tensões totais para amostras curadas durante 7 dias.

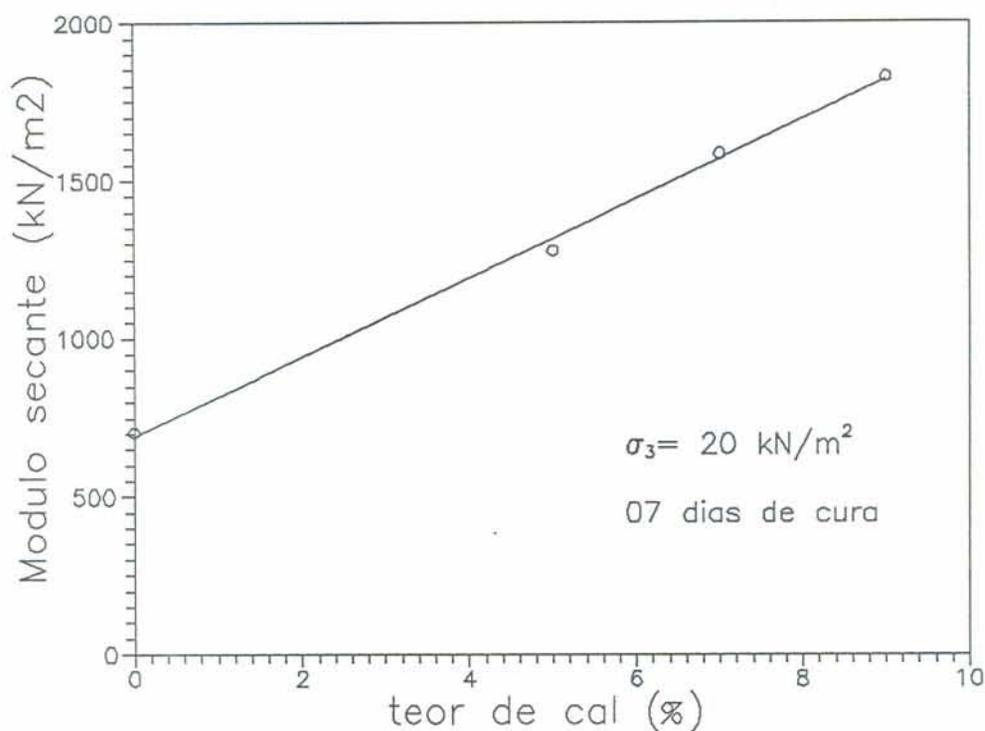


Figura 4.12 - Variação do módulo secante entre a origem e $0,75\sigma_{ruptura}$ com o teor de cal.

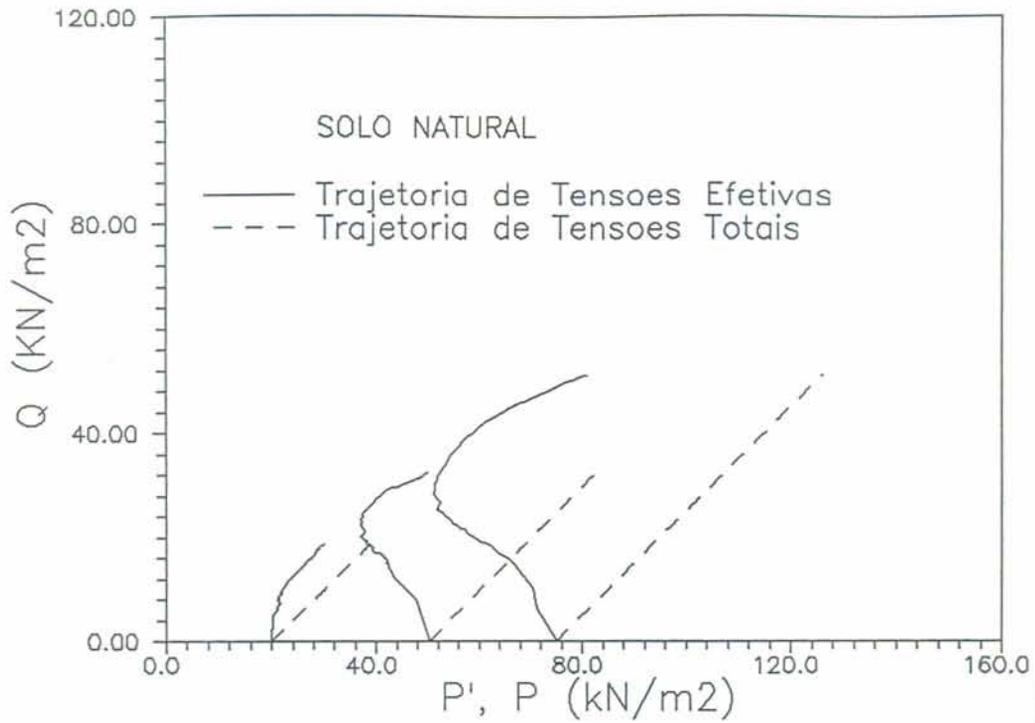


Figura 4.13 - Trajetórias de tensões totais e efetivas para o solo natural compactado.

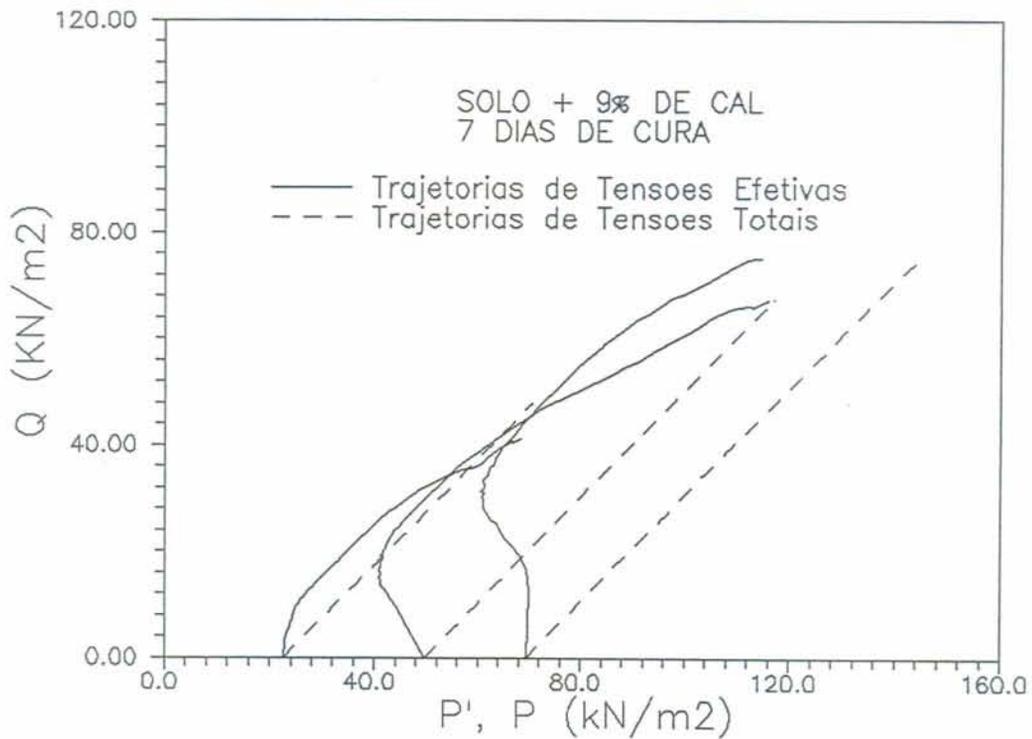


Figura 4.14 - Trajetórias de tensões totais e efetivas para a mistura de solo com 9% de cal e 7 dias de cura.

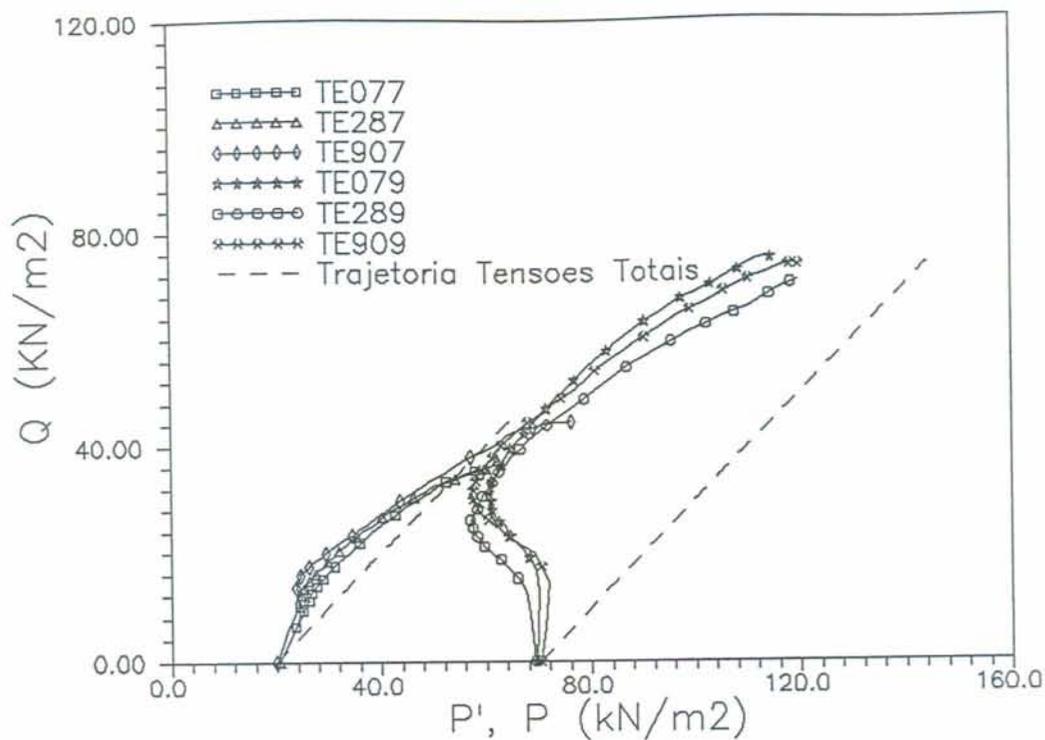


Figura 4.15 - Variação das trajetórias de tensões efetivas com o tempo de cura para misturas de 7% e 9% de cal.

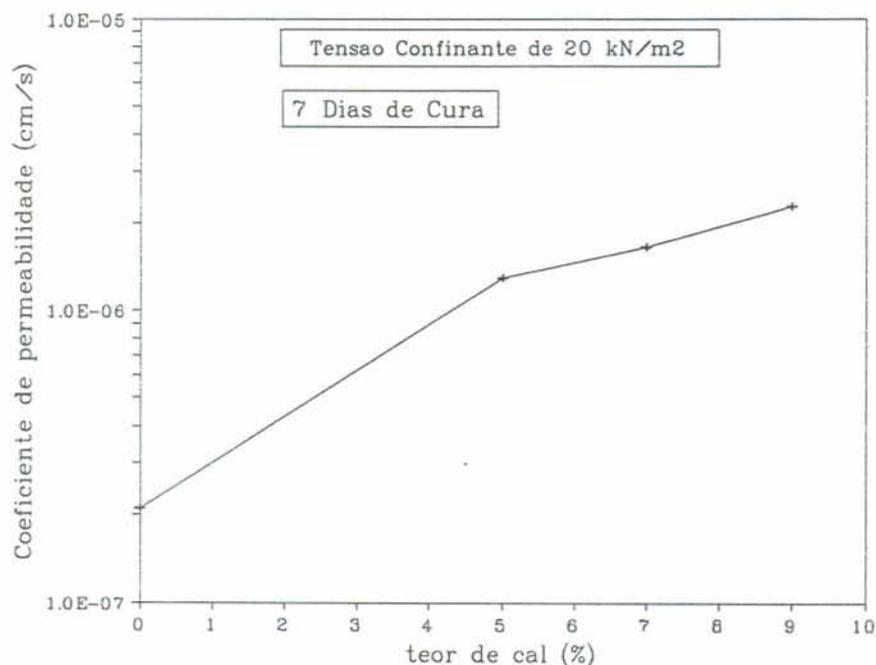


Figura 4.16 - Mudança no valor da permeabilidade (k) com o teor de cal.

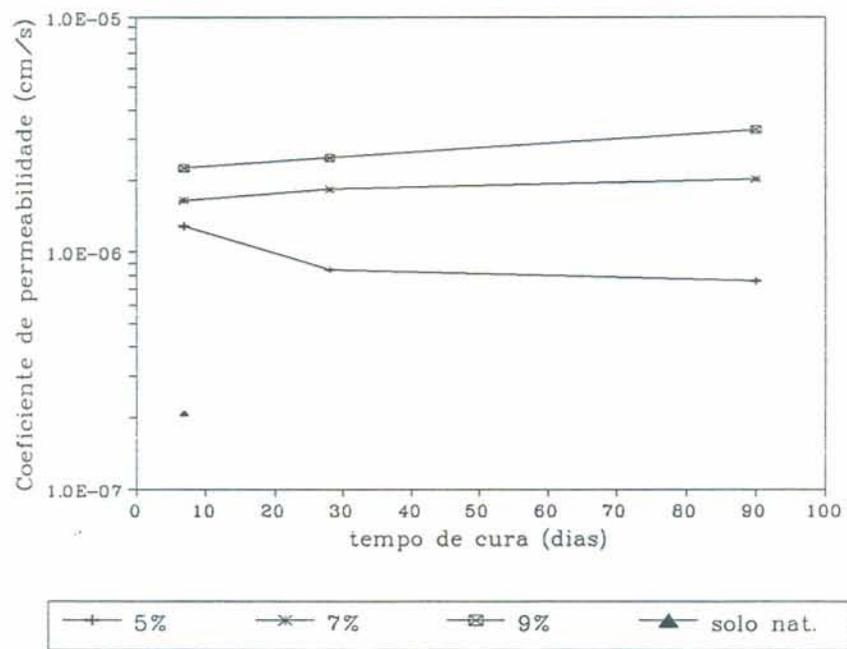


Figura 4.17 - Variação dos valores de permeabilidade (k) com o tempo de cura.

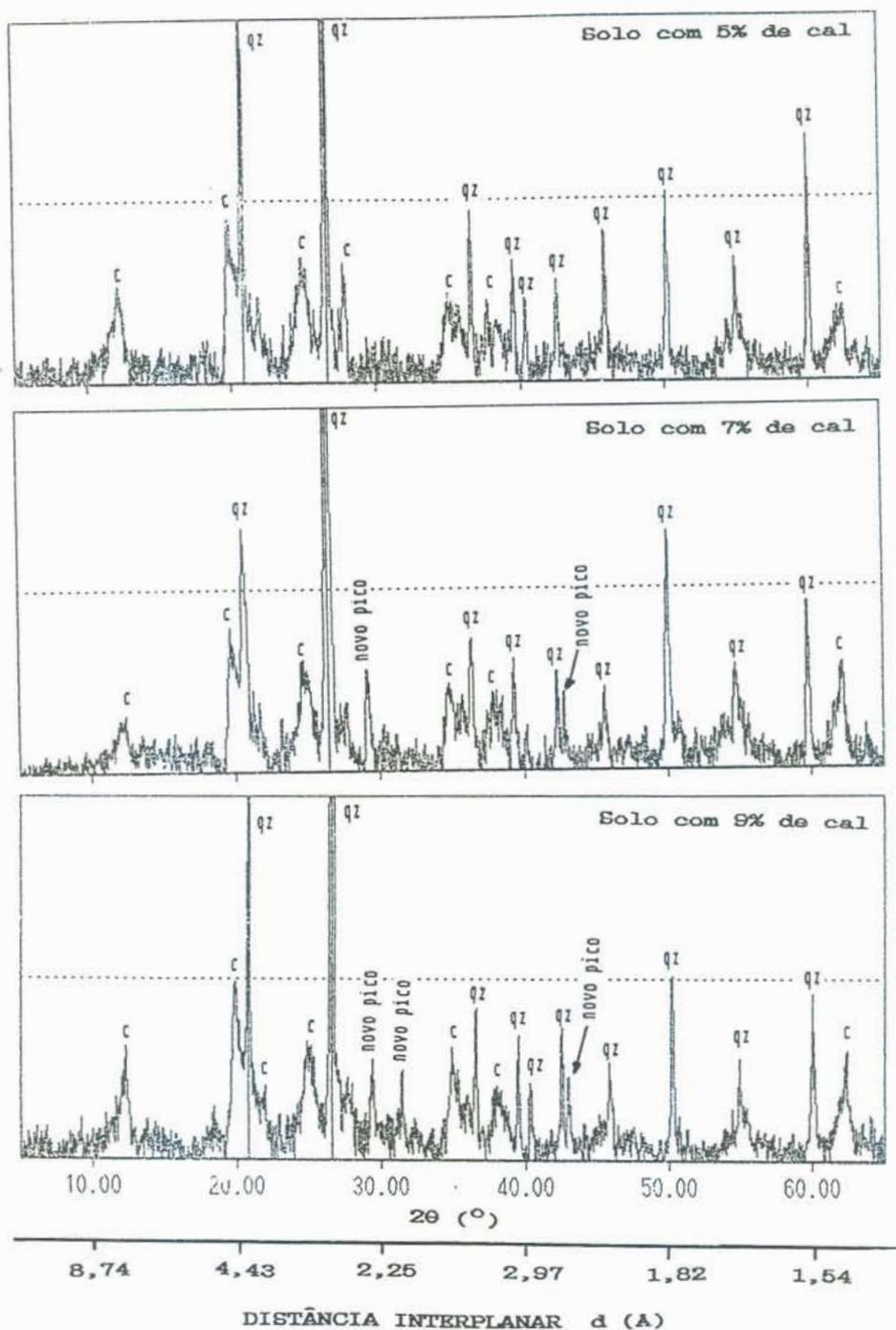


Figura 4.18 - Difrátogramas de raio X para misturas de solo-cal com 7 dias de cura.

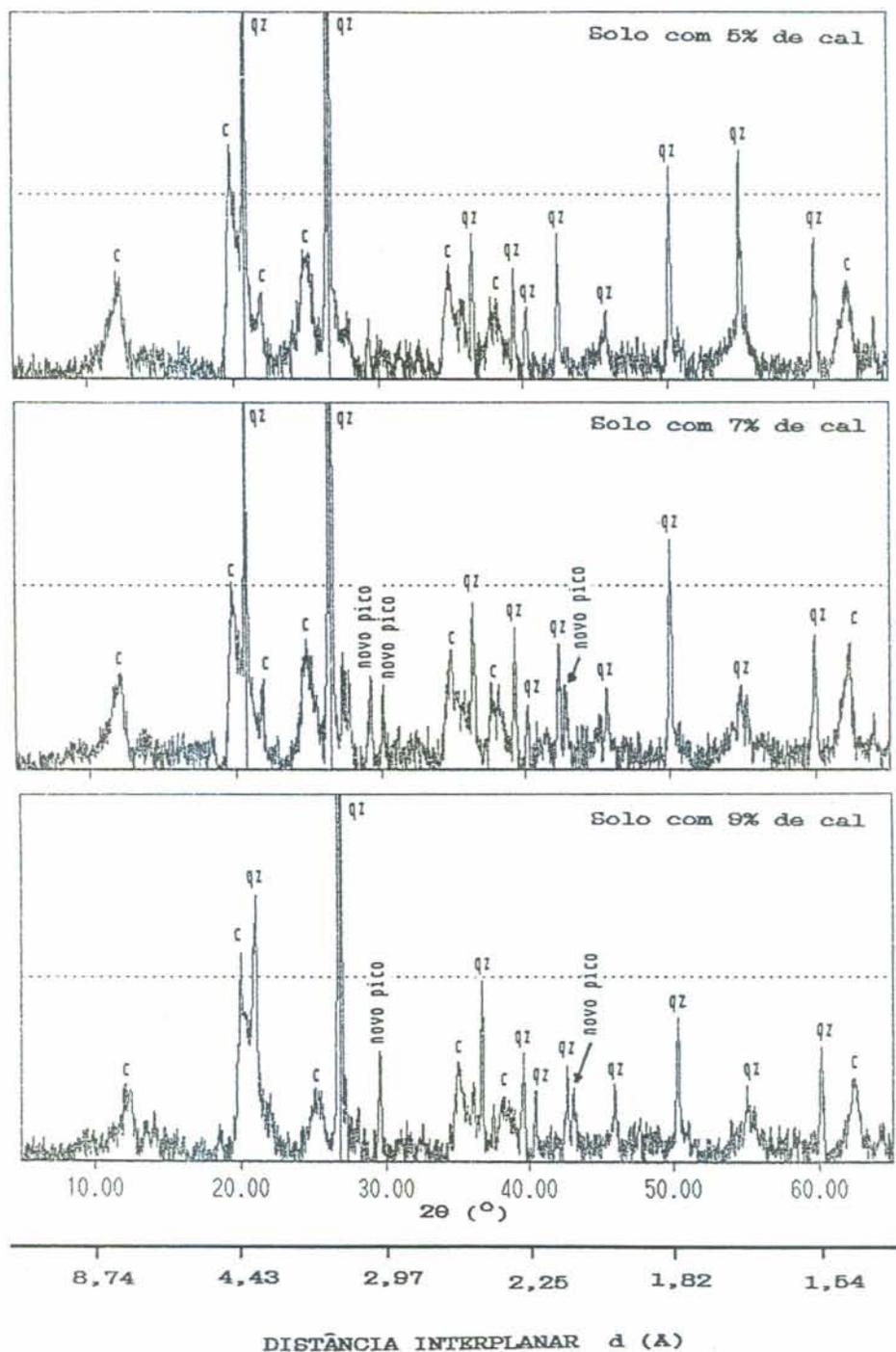


Figura 4.19 - Difratoogramas de raio X para misturas de solo-cal com 28 dias de cura.

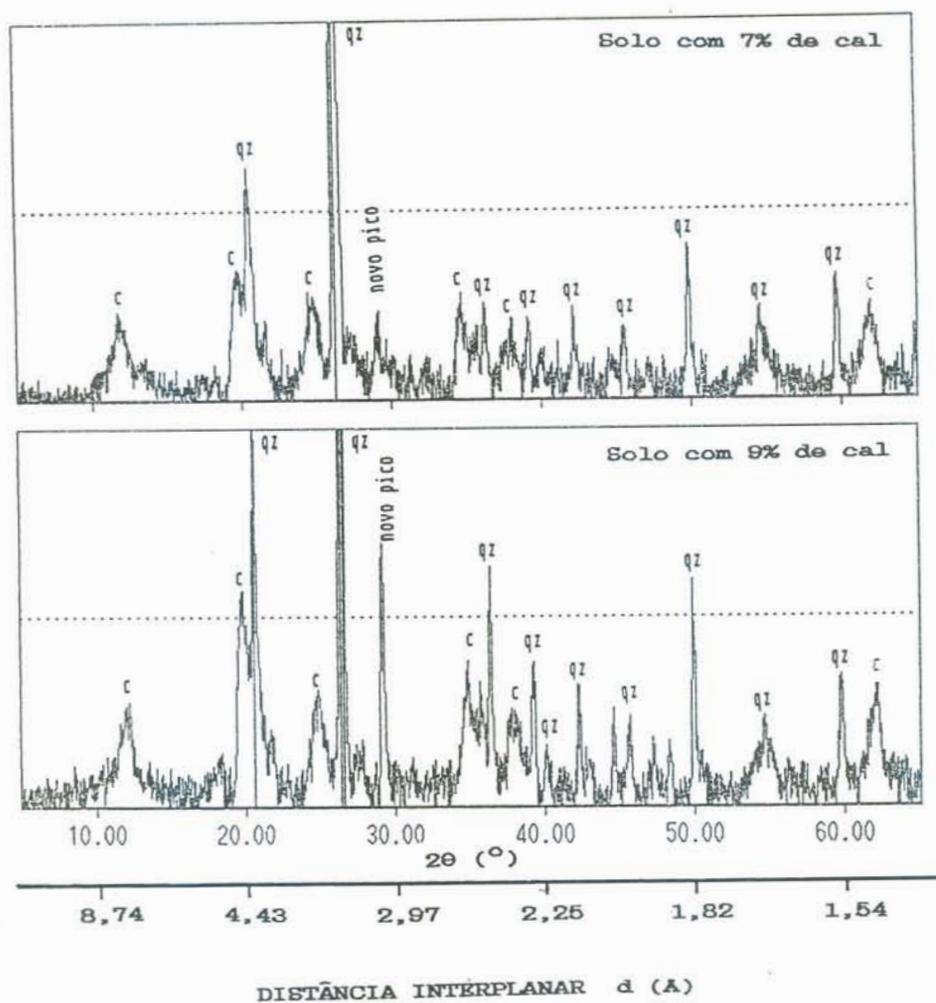


Figura 4.20 - Difratoformas de raio X para misturas de solo-cal com 90 dias de cura.

5 - ETAPA NUMÉRICA

A segunda fase do trabalho é composta pela modelagem do comportamento tensão x deformação do solo e pela simulação numérica de fundações superficiais flexíveis, atuando sobre o solo mole tratado com cal.

5.1 - Relações Constitutivas

Neste trabalho, como já mencionado, optou-se em adotar o Modelo Pseudo-Elastico Não-Linear (Hiperbólico), proposto por Duncan & Chang (1970), para representar o comportamento das misturas de solo-cal, e o Modelo Elasto-Plástico Cam-Clay Modificado (Burland, 1965; Roscoe & Burland, 1968) para representar o comportamento do solo natural.

5.1.1 - Modelo Pseudo-Elastico Não-Linear (Hiperbólico)

A relação hiperbólica foi adotada visando possibilitar a incorporação de um modelo simples, que representasse o comportamento de misturas de solo-cal em um programa de elementos finitos.

Este modelo supõe uma relação tensão x deformação não-linear, através da definição de um módulo tangente variável com o nível de tensões desviatórias, além de considerar a variação do módulo de elasticidade inicial (E_i) com a pressão de confinamento (σ_3).

Kondner & Zelasko (1963) demonstraram que as curvas tensão x deformação para solos, podem ser representadas por

hipérboles através da equação a seguir:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon_a}{\frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (5.1)$$

Onde: $(\sigma_1 - \sigma_3)$ é a diferença de tensões principais; ϵ_a a deformação axial; E_i o módulo de elasticidade inicial e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ o valor assintótico da diferença de tensões, que é relacionado com a resistência do solo (Figura 5.1).

Transformando a equação (5.1), obtém-se:

$$\frac{\epsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = \frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (5.2)$$

que representa uma linha reta no espaço $\epsilon_a / (\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon_a$, onde $a = 1/E_i$ é a intersecção da linha reta com o eixo vertical e $b = 1/(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ é a inclinação da reta, conforme Figura 5.2.

Com a mudança da pressão de confinamento (σ_3), varia o módulo de elasticidade inicial (E_i). Janbu (1963) propôs a seguinte expressão para relacionar E_i com σ_3 :

$$E_i = K \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)^n \quad (5.3)$$

Onde: Pa é a pressão atmosférica e K e n são parâmetros adimensionais do solo, obtidos através da plotagem dos valores de $E_i/Pa \times \sigma_3/Pa$ em escala logarítmica, onde K é a intersecção da linha reta ajustada com o eixo vertical passando por $\sigma_3/Pa=1$ e n a inclinação desta reta, conforme apresentado na Figura 5.3. O valor de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ é, em geral, maior que a diferença de tensões na ruptura, obtida através do ensaio triaxial, e conhecida por $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ruptura}$. Estes valores podem ser relacionados segundo um parâmetro Rf , onde:

$$Rf = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ruptura}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (5.4)$$

Sendo que o valor de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ruptura}$ pode ser obtido pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ruptura} = \frac{2 \cdot C \cdot \cos\varphi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \operatorname{sen}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi} \quad (5.5)$$

Onde:

C = coesão

φ = ângulo de atrito interno

Estes valores são os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb.

Assumindo a tensão confinante (σ_3) constante, o módulo de elasticidade tangente pode ser expresso por (Duncan & Chang, 1970).

$$E_t = \left[1 - \frac{Rf \cdot (1 - \operatorname{sen}\varphi) \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot C \cdot \cos\varphi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \operatorname{sen}\varphi} \right]^2 \cdot K \cdot pa \cdot \left(\frac{\sigma_3}{pa} \right)^n \quad (5.6)$$

Seguindo esta seqüência de cálculos, foi escrita uma sub-rotina (na linguagem FORTRAN), e a mesma foi anexada ao software utilizado na simulação numérica (CRISP90). Este procedimento foi necessário, tendo em vista que o software não continha o modelo hiperbólico entre os modelos adotados para a reprodução do comportamento dos solos.

5.1.1.1 - Parâmetros do Modelo Hiperbólico e reprodução das curvas experimentais.

O Modelo Hiperbólico requer os seguintes parâmetros para a sua representação:

$Rf_{médio}$ = Relação entre tensão última e tensão de ruptura

C = Coesão

φ = Ângulo de atrito interno

n = Inclinação da reta no espaço $\ln E_i/Pa$ x $\ln \sigma_3/Pa$

K = Intercepto da reta no espaço $\ln E_i/Pa$ x $\ln \sigma_3/Pa$

μ = Coeficiente de Poisson

Estes parâmetros são obtidos a partir das curvas tensão

x deformação resultantes dos ensaios triaxiais realizados na etapa experimental. A modelagem das curvas tensão x deformação de amostras de misturas de solo com 5%, 7% e 9% de cal, foi realizada para 7 dias de cura, uma vez que não houve ganho de resistência com o tempo de cura (conforme verificado experimentalmente).

O primeiro passo para obter-se os parâmetros, consiste em plotar os pontos experimentais da curva tensão x deformação sob a forma $\epsilon_a / (\sigma_1 - \sigma_3)$ x deformação vertical (ϵ_a). Nesta forma gráfica as hipérbolas tornam-se retas, das quais se obtém os valores de E_i e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult.}$. As Figuras 5.4, 5.5 e 5.6 apresentam as curvas experimentais, em escala transformada, das misturas acima citadas com os respectivos valores de E_i e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult.}$. Observa-se que os pontos não se ajustam em sua totalidade em uma única reta. Duncan & Chang (1970) observaram que as curvas reais divergiam, muitas vezes, de uma relação linear, principalmente a pequenas e grandes deformações. Propuseram, então, que a reta deveria passar por dois pontos, correspondentes a 70% e 95% da tensão de ruptura do material. Lacerda *et al.* (1974), Peixoto (1976) e Schnaid (1983) constataram que este critério não se ajustou bem às suas curvas experimentais, sendo que o último propôs um critério de deformação, ou seja, a reta de ajuste deveria passar por 1% e 5% de deformação. Segundo Stancati & Giacheti (1986), independente do modelo teórico a ser utilizado, existem na análise do comportamento de um solo duas linhas básicas de conduta: 1 - quando no projeto o interesse se concentra na deformabilidade do solo, neste caso as deformações iniciais assumem o principal papel e requerem maior estudo; 2 - quando as tensões de ruptura do solo têm maior importância, neste caso o comportamento inicial tem papel secundário e o maior interesse se concentra no estudo de tensões elevadas. Procurou-se, neste trabalho, reproduzir as curvas de uma maneira geral, isto é, contemplando a rigidez inicial e ao mesmo tempo as tensões de ruptura. Portanto, para o ajuste das retas em escala transformada, utilizou-se o critério de melhor ajuste², pois com

²Considera-se melhor ajuste aquele que fornece parâmetros que reproduzem curvas que melhor se adequam com as experimentais, podendo este critério ser de deformação ou tensão e conter alguns até todos os pontos das curvas.

um único critério não foi possível reproduzir todas as curvas satisfatoriamente. O mesmo critério foi utilizado por Consoli (1987).

Usando os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb, obtidos de gráficos $p' \times q$ (apresentados na etapa experimental), retira-se $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ruptura}$ através da equação (5.5). Após, calcula-se R_f pela equação (5.4) e, posteriormente, $R_{f_{médio}}$, como a média aritmética dos R_f obtidos para as várias tensões confinantes.

O segundo passo consiste em plotar os valores de E_i/Pa e σ_3/Pa em escala logarítmica. De acordo com a equação (5.3), os pontos nesta escala originam uma linha reta onde obtém-se os parâmetros n e K , anteriormente descritos. A Figura 5.7 apresenta os gráficos $\ln(E_i/Pa) \times \ln(\sigma_3/Pa)$ para as misturas de solo com 5%, 7% e 9% de cal, respectivamente. O Quadro 5.1 apresenta os valores dos parâmetros hiperbólicos obtidos para as misturas em estudo.

Com a obtenção dos parâmetros e a implantação de uma sub-rotina contendo o modelo hiperbólico no software CRISP90, reconstituiu-se (através do Método dos Elementos Finitos) as curvas tensão \times deformação obtidas nos ensaios triaxiais adensados não drenados, realizados na etapa experimental. As Figuras 5.8, 5.9 e 5.10 apresentam as curvas obtidas para a mistura de solo com 5%, 7% e 9% de cal nas tensões confinantes de 20, 50 e 70kN/m², respectivamente. Observa-se que as curvas calculadas ajustam-se às obtidas na etapa experimental, principalmente as submetidas à tensão confinante de 20kN/m², a qual é a tensão mais próxima da de trabalho nas simulações numéricas e, portanto, a de maior interesse.

5.1.2 - Modelo Cam-Clay Modificado

O Modelo Cam-Clay Modificado é um modelo elasto-plástico desenvolvido como parte de estudos realizados na Universidade de Cambridge-Inglaterra (Roscoe *et al.*, 1958, Roscoe & Schofield, 1965; Roscoe & Burland, 1968) para prever o comportamento de

argilas em condições drenadas e não-drenadas. O modelo é baseado nos princípios da teoria do estado crítico. Algumas idealizações foram realizadas para prever o comportamento do solo e serão a seguir descritas.

Em um ensaio de compressão triaxial isotrópica, as linhas de compressão, expansão e recompressão podem ser representadas por retas no espaço $(\ln(p'), V)$ com inclinações $-\lambda$ e $-k$, como mostra a Figura 5.11. A equação (5.7) representa a linha de compressão isotrópica normalmente adensada.

$$V = V_{\lambda} - \lambda \cdot \ln(p') \quad (5.7)$$

Onde V_{λ} é uma constante para um solo particular e representa o valor de V quando $\ln(p')=0$ (ou $p'=1$). A equação (5.8) representa a linha de expansão e recompressão.

$$V = V_k - k \cdot \ln(p') \quad (5.8)$$

Trajetórias sobre a linha k reproduzem o comportamento de solos pré-adensados e sobre a linha λ o de solos normalmente adensados.

Quando amostras de solos são cisalhadas elas passam através de progressivos estados de plastificação antes de alcançar o estado de colapso. A trajetória de tensões atravessa a superfície de plastificação, causando deformações plásticas³. A plastificação continua a ocorrer até o material alcançar o índice crítico de vazios. A partir deste ponto, apesar das tensões não variarem, o material continua a se deformar de tal forma que o índice de vazios permanece constante (variação volumétrica nula). Pode-se dizer que o material alcançou a linha do estado crítico (LEC). As equações seguintes representam a LEC.

$$q = M \cdot p' \quad (5.9)$$

$$V = \Gamma - \lambda \cdot \ln(p') \quad (5.10)$$

O valor de M na equação (5.9) e Γ na (5.10) são

³ Chama-se plasticidade a presença de deformações irreversíveis quando da remoção do agente causador das deformações, enquanto se denomina elasticidade a retomada da forma original quando as causas das deformações são removidas.

constantes para um solo particular e representam a inclinação da LEC no plano (p', q) e a localização da LEC no plano (p', V) , respectivamente. A Figura 5.12 representa o exemplo de uma LEC no espaço tridimensional (p', V, q) .

Quando uma amostra atinge a ruptura, o valor de q pode ser representado pela seguinte equação:

$$q = \frac{Mp'}{(\lambda - k)} (\Gamma + \lambda - k - V - \lambda \cdot \ln(p')) \quad (5.11)$$

A equação (5.11) descreve uma superfície no espaço (p', V, q) , a qual está representada na Figura 5.13. Se o estado de um material se encontra abaixo desta superfície, assume-se que seu comportamento é elástico, e tensões e deformações podem ser obtidas através da teoria de elasticidade. Por outro lado, se o estado do material posicionar-se sobre a superfície, ocorrem deformações elásticas e plásticas. É impossível existirem estados acima da superfície e por este motivo a mesma é conhecida como "Stable State Boundary Surface" (SSBS) ou superfície limite de estado estável. Outra maneira de escrever a equação (5.11) é:

$$V_\lambda = \Gamma + (\lambda - k) \left(1 - \frac{r}{M}\right) \quad (5.12)$$

Na equação acima, r é definido como razão de tensões e é expressa por $r = q/p'$. Nota-se que quando r é igual a zero na equação (5.12), obtem-se a reta de adensamento normal isotrópica, representada pela linha EF na Figura 5.13. A linha HG da mesma figura representa a LEC sobre a SSBS.

Deformações elásticas são governadas pela equação de expansão (equação 5.8) e todas as trajetórias que permanecem sobre o plano hachurado da Figura 5.14 causam somente deformações elásticas. Por este motivo esta superfície é chamada de parede elástica. Existem infinitas paredes elásticas, cada uma associada com uma linha de expansibilidade particular. No entanto, quando uma trajetória alcança um ponto de plastificação, a mesma deve estar simultaneamente sobre uma linha k e a SSBS. Portanto, a intersecção da SSBS com a equação da linha de expansão, resulta na correspondente superfície de plastificação

que para o modelo Cam-Clay é dada pela seguinte expressão:

$$q = Mp' \ln \left(\frac{p'_c}{p'} \right) \quad (5.13)$$

Onde p'_c é a tensão de pré-adensamento.

Para o Modelo Cam-Clay Modificado a superfície de plastificação tem a forma elíptica, e é dada pela seguinte expressão:

$$q^2 + M^2 p^2 = M^2 p' p'_c \quad (5.14)$$

A Figura 5.15 apresenta a forma da superfície de plastificação para o Modelo Cam-Clay e Cam-Clay Modificado.

5.1.2.1 - Parâmetros do Modelo Cam-Clay Modificado e reprodução das curvas experimentais.

O Modelo Cam-Clay Modificado requer 5 parâmetros, os quais são obtidos de ensaios oedométricos e triaxiais. Os parâmetros são:

λ = Inclinação da linha de adensamento normal no espaço

$V \times \ln p'$;

k = Inclinação da linha de expansibilidade no espaço $V \times$

$\ln p'$;

M = Valor do índice q/p para a condição de estado crítico;

e_0 = Índice de vazios para o início do carregamento;

μ = Coeficiente de Poisson.

Os parâmetros do Modelo Cam-Clay Modificado, para o material estudado neste trabalho, foram obtidos por Sotelo (1994). O autor constatou que o perfil de argila poderia ser dividido em quatro diferentes camadas, com os seus respectivos parâmetros. O Quadro 2.2 apresenta os valores dos parâmetros obtidos. O valor do coeficiente de Poisson adotado foi $\mu=0,3$ para as simulações drenadas e $\mu=0,499995$ para as não-drenadas.

As Figuras 5.16, 5.17 e 5.18 apresentam resultados da simulação de ensaios triaxiais com as correspondentes curvas experimentais obtidas por Sotelo (1994) para o perfil de solo natural.

5.2 - Previsão das curvas carga x recalque de fundações superficiais através do Método dos Elementos Finitos.

5.2.1 - O Método dos Elementos Finitos

O Método dos Elementos Finitos consiste em dividir o domínio do problema em um número finito de subdomínios (elementos) e escolher, para cada subdomínio, apropriados esquemas de interpolação entre os valores das variáveis de campo dentro do elemento, e o valor das mesmas variáveis em pontos específicos (pontos nodais). Com o sistema de interpolações estabelecido, é possível transformar o sistema de equações diferenciais em um sistema de equações algébricas em que são desconhecidos os valores das variáveis nos pontos nodais (Azevedo, 1981). Este trabalho não tem finalidade de fazer uma apresentação técnica e matemática detalhada do método, como por exemplo os tipos de elementos que podem ser utilizados e suas características. Isto pode ser encontrado em Zienkiewicz (1971), Desai & Christian (1977) e Brito & Gunn (1987).

Segundo Frank (1991) o uso do método dos elementos finitos na previsão de recalques de fundações superficiais possui algumas vantagens e limitações. As vantagens são: o método modela o solo como um contínuo, podendo calcular deformações em problemas de duas ou três dimensões; permite descrever a heterogeneidade macroscópica do solo (camadas contendo diferentes características), bem como o comportamento do material a diferentes níveis de cargas; as estruturas podem ser representadas com sua rigidez verdadeira e o carregamento pode ser aplicado em estágios, simulando o processo de escavação e construção das obras de engenharia. Entre as limitações para a utilização do método na prática de engenharia, destacam-se: a necessidade de conhecimento teórico para determinação da malha (tipo e tamanho dos elementos, distribuição, etc.), condições de contorno do problema e definição do comportamento tensão x deformação do solo e da estrutura. Muitas vezes, a definição do comportamento tensão x deformação do solo exige parâmetros de difícil obtenção e necessita um profissional altamente

qualificado para obtê-los. Destaca-se ainda, a questão do tempo e custo de uma análise de elementos finitos em relação aos cálculos tradicionais.

5.2.2 - Generalidades

Como já mencionado em capítulo anterior, este trabalho visa melhorar as características de uma camada superficial de solo mole, objetivando sua utilização em fundações superficiais de prédios de habitações populares. Assim sendo, obteve-se na COHAB-RS, o projeto de um prédio de habitação popular de 4 pavimentos executado no município de Porto Alegre em região de argila mole. Obteve-se, deste projeto, a magnitude das cargas de trabalho que atuariam no solo tratado, se no mesmo fossem construídos prédios não estruturados assentes sobre fundações superficiais contínuas flexíveis. O Quadro 5.3 apresenta as cargas de trabalho previstas por metro de parede para prédios de 1 a 4 pavimentos. Realizou-se simulações de fundações contínuas superficiais flexíveis, caracterizando uma situação de deformação plana e pressões normalmente distribuídas no solo.

5.2.2.1 - Variáveis estudadas

Na simulação numérica foram analisadas três variáveis: teor de cal, espessura da camada tratada e largura da fundação. As simulações foram realizadas com parâmetros obtidos em misturas de solo-cal com 7 dias de cura.

Os teores de cal analisados foram os obtidos na etapa experimental, ou seja, 5%, 7% e 9%. Foram adotadas diferentes espessuras de camadas tratadas com estes teores de cal, que são: 20cm, 40cm, 60cm, 80cm e 100cm, além das simulações da fundação diretamente sobre o solo natural. Objetivando verificar a influência da largura da fundação nas curvas carga x recalque, adotou-se as fundações de 1,0m; 1,5m e 2,0m.

5.2.2.2 - Tipos de análises

Realizou-se análises não-drenada e totalmente drenada. A primeira visando obter os valores de ruptura pois, devido à baixa permeabilidade dos materiais (ver capítulo 4), acredita-se que o comportamento das misturas (e também da argila mole) quando submetidas a carregamento, seriam não-drenados. Por outro lado, as análises drenadas foram realizadas visando obter os recalques totais aos quais a fundação estaria submetida após a dissipação da pressão neutra causada pelo carregamento. Seria mais correto realizar as análises do problema por adensamento, mas devido a problemas no software isto não foi possível. Consoli (1993) realizou simulações totalmente drenadas e não drenadas com posterior adensamento, em uma sapata contínua assente sobre um solo arenoso fofo. Observou que a taxa de carregamento causa diferentes deslocamentos finais mas concluiu, que para fins práticos, estas diferenças não são significativas.

Na análise drenada considerou-se que o recalque por adensamento deve-se totalmente à camada de argila mole, pois não foram obtidos parâmetros na etapa experimental, que possibilitassem realizar análises drenadas da camada tratada com cal. Acredita-se que o erro induzido por ignorar a variação volumétrica das camadas tratadas é pequeno, devido à grande espessura do perfil de argila mole em relação às mesmas.

5.2.2.3 - Malhas, incrementos de carga e tensões "in situ"

Foram utilizadas três malhas de elementos finitos com elementos quadriláteros de oito nós e nove pontos de integração, uma para cada largura de fundação. Nas Figuras 5.19, 5.20 e 5.21 estão apresentadas estas malhas, as quais têm dimensões totais de 8x8m. A adoção de somente três malhas, foi possível pelo fato de que os elementos finitos até a profundidade de 1 metro possuem altura de 20cm (direção Y), coincidindo com as variações das espessuras das camadas tratadas.

A análise realizada foi incremental, a qual consiste em dividir o carregamento total em uma série de incrementos de

carregamento. Neste trabalho fez-se com que cada incremento de carregamento correspondesse a $1,0\text{kN/m}^2$.

As tensões "in situ" foram determinadas para o solo natural por Sotelo (1994). A Figura 5.22 apresenta a variação da tensão vertical, tensão horizontal, poro-pressão e p'_c com a profundidade. Para as misturas de solo-cal, recalculou-se as tensões verticais e horizontais "in situ", devido à substituição de uma camada superficial por um material um pouco mais denso.

5.2.2.4 - O software utilizado

Foi utilizado o software CRISP90 o qual é composto por um conjunto de programas capazes de realizar o pré-processamento, processamento e pós-processamento de problemas geotécnicos. Os tipos de análises permitidas pelo CRISP90 são: não-drenada, drenada e de adensamento, para problemas tridimensionais ou de duas dimensões (axissimétrica e deformação plana). O software possui os seguintes modelos para representar o comportamento do solo: Elástico Anisotrópico, Elástico Não Homogêneo (módulo crescente com a profundidade), Cam-Clay, Cam-Clay Modificado, Elástico Perfeitamente Plástico (com critérios de ruptura de Tresca, Von Mises, Mohr-Coulomb ou Drucker-Prager) e, implantado nesta dissertação, o Modelo Pseudo-Elástico Não Linear (Hiperbólico). O software apresenta, ainda, uma série de tipos de elementos e condições de contorno que podem ser encontrados detalhadamente em Britto & Gunn (1990).

5.2.3 - Cálculo da capacidade de carga e recalques por métodos analíticos.

A fim de comparar com os resultados obtidos pelo Método dos Elementos Finitos, calculou-se a capacidade de carga e recalques por métodos analíticos utilizados na prática de engenharia de fundações.

5.2.3.1 - Capacidade de carga

A capacidade de carga (q_u) das fundações superficiais adotadas neste trabalho, foram calculadas através de fórmulas propostas por Terzaghi (1943) e Hansen (1970) para perfis de solos coesivos homogêneos, e pelas fórmulas propostas por Button (1953) e Meyerhof & Hanna (1978) para perfis de solos heterogêneos.

A equação (5.15) representa a fórmula de capacidade de carga proposta por Terzaghi (1943) para solos coesivos ($\phi=0$).

$$q_u = N_c * S_u + q' \quad (5.15)$$

Onde:

q_u = Tensão última (kN/m²);

N_c = Fator de capacidade de carga = 5,7;

S_u = Resistência não drenada do solo (kN/m²);

$q' = \gamma * D$ (D=Profundidade de assentamento da fundação)

Hansen (1970) propôs a equação (5.16) para cálculo de capacidade de carga para condições não drenadas ($\phi=0$).

$$q_u = 5,14 * S_u * (1 + s' + d' - i' - b' - g') + q' \quad (5.16)$$

Sendo que:

q_u = Tensão última;

S_u = Resistência não drenada do solo;

s' = Fator de Forma = $0,2B/L^*$;

d' = Fator de Profundidade = $0,4D/B^*$;

i' = Fator de Inclinação da carga (carga vertical=0);

g' e b' = Fator de inclinação da base da fundação e do terreno;

$q' = \gamma * D$.

* B = largura da fundação

L = comprimento da fundação

D = profundidade que a fundação está assentada

Button (1953) propôs a equação (5.17) para o cálculo da capacidade de carga de fundações contínuas assentes sobre uma camada de espessura H e resistência S_{u1} sobre outra de espessura

infinita com resistência S_{u2} . O autor considerou que a superfície de ruptura tinha a forma de um arco de círculo.

$$Q_u = S_{u1} * N_c + \gamma_1 * D \quad (5.17)$$

Onde:

q_u = Tensão última;

S_{u1} = Resistência não drenada da camada do topo;

N_c = Fator de capacidade de carga (é função de S_{u1}/S_{u2} e H/B onde B é a largura da fundação).
Ver Figura 5.23.

γ_1 = Peso específico da camada do topo;

D = Profundidade de assentamento da fundação.

A teoria mais recente de cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais contínuas sobre solo argiloso composto por duas camadas, foi proposta por Meyerhof & Hanna (1978). A fórmula da capacidade de carga é dada pela seguinte expressão:

$$Q_u = S_{u2} * N_c + \frac{2 * C_a * H}{B} + \gamma_1 * D \leq Q_t \quad (5.18)$$

Onde:

q_u = Tensão última;

S_{u1} = Resistência não drenada da camada do topo;

S_{u2} = Resistência não drenada da camada inferior;

$q_t = S_{u1} * N_c + \gamma_1 * D$;

N_c = Fator de capacidade de Carga = 5,14;

γ_1 = Peso específico da camada superior;

H = Espessura da camada superior;

B = Largura da fundação;

D = Profundidade de assentamento da fundação;

C_a = Fator de adesão (representado graficamente em função de S_{u1}/S_{u2}). Ver Figura 5.24.

A resistência não drenada do solo natural na superfície é $12,0 \text{ kN/m}^2$ e foi obtida por Dias & Gehling (1986). Para as misturas de solo-cal com 7 dias de cura, obteve-se as

resistências não drenadas através do ensaio de compressão simples, onde $S_u = (\sigma_1 - \sigma_3)_{ruptura}$. A Figura 5.25 apresenta os valores de S_u para as misturas de solo-cal.

5.2.3.2 - Recalques

Na prática de engenharia, o recalque total é calculado como a soma de 3 parcelas, ou seja:

$$\delta_t = \delta_i + \delta_a + \delta_s \quad (5.19)$$

Onde:

δ_t = Recalque total;

δ_i = Recalque imediato, ou seja, variação volumétrica nula;

δ_a = Recalque por adensamento, ou seja, devido à expulsão de água dos vazios e dissipação da pressão neutra gerada pela aplicação da carga (variação volumétrica diferente de zero);

δ_s = Recalque secundário, isto é, recalque dependente do tempo e ocorre a tensão efetiva constante (ignorado neste trabalho).

Nos casos em que a teoria da elasticidade pode ser utilizada, existe uma variedade de soluções propostas para prever a magnitude do recalque inicial, nos diversos tipos de problemas (Poulos & Davis, 1974). Neste trabalho encontrou-se um problema com o perfil de solo composto de camadas com diferentes tipos rigidez. Utilizou-se, para o cálculo do recalque inicial, a expressão inicialmente proposta por Schleicher (1926, apud Winterkorn & Fang, 1975), que é a seguinte:

$$\delta_i = C_d * P * B * \left(\frac{1 - \mu^2}{E_u} \right) \quad (5.20)$$

Onde:

δ_i = Recalque imediato;

C_d = Fator de forma (para cálculo de recalque no centro de fundações contínuas com cargas

normalmente distribuídas num meio elástico sobre uma base rígida). Os valores se encontram na Figura 5.26.

- p = Pressão normalmente distribuída;
 B = Largura da fundação;
 μ = Coeficiente de Poisson;
 E_u = Módulo de Young não drenado.

No caso de camadas com diferente rigidez, Winterkorn & Fang (1975) recomendam, para fins práticos, a adoção de um módulo Young médio ponderado. Os módulos tangentes não drenados das misturas solo-cal, foram obtidos das curvas tensão x deformação dos ensaios triaxiais submetidos à tensão confinante de 20KN/m² a 0,5% de deformação. Para solo natural, o módulo foi obtido da curva apresentada por Dias & Gehling (1986). O Quadro 5.4 apresenta os valores dos módulos para as misturas de solo com 5%, 7% e 9% de cal e para o solo natural.

Aqui, também, considerou-se que o recalque por adensamento foi devido somente à variação volumétrica da camada de argila mole. Para fins de cálculo, dividiu-se o perfil de argila mole em duas camadas, na tentativa de distinguir a parte superficial pré-adensada daquela inferior normalmente adensada. A equação utilizada para o cálculo do recalque por adensamento foi a seguinte:

$$\delta_a = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{C_{ci} * H_i}{1 + e_{0i}} * \log \left(\frac{\sigma_0 + \Delta \sigma_0}{\sigma_0} \right)_i \quad (5.21)$$

Onde:

- δ_a = Recalque por adensamento;
 C_{ci} = Índice de compressão da camada i (obtido de ensaios de adensamento. Nos casos em que a pressão aplicada não ultrapassa a pressão de pré-adensamento utiliza-se C_r - índice de recompressão);
 H_i = Espessura da camada i;
 e_{0i} = Índice de vazios inicial da camada i;
 σ_0 = Pressão vertical devido ao peso do solo;
 $\Delta \sigma_0$ = Acréscimo de tensão vertical devido à pressão

aplicada (calculada pela teoria de Boussinesq)

Os valores de C_c , C_r e e_0 foram obtidos dos ensaios de adensamento realizados por Dias & Gehling (1986) e estão apresentados no Quadro 5.5.

Uma questão que deve ser levada em consideração, após prever os recalques através de cálculos, é verificar se estes movimentos são admissíveis, ou não, pela estrutura que está sendo suportada. Para Burland *et al.* (1977) a quantificação dos movimentos admissíveis em construções, deve ser limitada para satisfazer um dos seguintes critérios: aparência visual, função e estabilidade. Segundo Frank (1991) muitas leis empíricas para prever os movimentos admissíveis em construção, foram estabelecidas principalmente entre 1955 e 1975 (Skempton & MacDonald, 1956; Polshin & Tokar, 1957; Burland & Wroth, 1974 *apud* Burland & Wroth, 1978). Valores de recalques diferenciais e totais admissíveis, baseados em observações de casos reais, foram propostos por Skempton & MacDonald (1956). Em argilas e fundações isoladas, os autores propõem que o recalque diferencial máximo seja inferior a 4,0cm e o recalque total não ultrapasse 6,5cm. Estes valores foram adotados como limites na análise realizada neste trabalho.

5.2.4 - Apresentação dos resultados e análises

As curvas carga x recalque obtidas das análises não drenadas através do M.E.F. para os diversos teores de cal, espessuras de camadas tratadas e larguras de fundações adotadas, encontram-se no Apêndice B. Observa-se, nestas curvas, que há uma tendência de melhorar o comportamento do material com o aumento da espessura da camada tratada.

Levando em consideração os teores de cal utilizados, verifica-se que há uma melhora nas curvas carga x recalque quando se utiliza uma camada de solo tratado. Porém, a utilização de camadas contendo diferentes teores apresentam alterações pouco significativas, principalmente nos casos em que são utilizadas camadas de pequena espessura. Com o aumento da espessura da

camada de solo tratado, observa-se que o teor de cal começa a apresentar alguma influência. Isto pode ser observado nas Figuras 5.27 e 5.28 para fundações de 1,5m de largura sobre camadas de 40cm e 80cm de espessura, respectivamente.

Nas Figuras 5.29 e 5.30 manteve-se constante a espessura da camada tratada e o teor de cal, e variou-se a largura das fundações. Observou-se que as sapatas mais largas, apresentaram recalques maiores para a mesma pressão aplicada. Isto aconteceu devido ao fato de que para sapatas maiores, bulbos de pressões mais significativos alcançam a camada do solo natural e, portanto, uma maior pressão está sendo transmitida para o mesmo. No entanto, deve-se levar em consideração que esta análise foi realizada em termos de pressão aplicada. Se a mesma fosse realizada em termos de carga aplicada, os resultados seriam inversos pois, para uma mesma carga, sapatas com valores de B maiores apresentam menores recalques (Figuras 5.31 e 5.32).

Como mencionado em ítem anterior, as análises não-drenadas objetivaram a ruptura. O Quadro 5.6 apresenta os valores de q_u^4 (kN/m²) obtidos da análise pelo M.E.F.. O Quadro 5.7 apresenta os valores de q_u obtidos pelos métodos de Terzaghi (1943), Hansen (1970) e M.E.F. para perfis homogêneos. Os Quadros 5.8 e 5.9 apresentam os valores de q_u (kN/m²) obtidos pelos métodos de Button (1953) e Meyerhof & Hanna (1978), aplicados para perfis de solos em camadas com distintas características. Verifica-se que para as misturas de solo com 5% de cal, o ganho de capacidade de carga com o aumento da espessura das camadas foi irrisório. Já para as misturas de solo com 7% e 9% de cal, apesar da variação ser pequena, mostrou uma tendência de melhora.

Nas Figuras 5.33 e 5.34 estão representados graficamente os valores de q_u em função do teor de cal, obtidos pelos métodos de cálculo utilizados neste trabalho. Para ficar mais representativo, apresenta-se os valores para duas diferentes

⁴ O valor de q_u é a máxima pressão obtida das curvas pressão x recalque, portanto para deslocamentos impossíveis de serem suportados por qualquer estrutura. Foi adotado este procedimento para comparar com os q_u obtidos pelos métodos analíticos utilizados, tendo em vista que estes métodos não levam em consideração deformações.

espessuras de camada tratada (40cm e 80cm) e largura de fundação (1,0m e 2,0m). Nestas figuras observa-se que:

- os resultados obtidos pelo método proposto por Meyerhof & Hanna (1978) apresentam valores que concordam com os obtidos pelo M.E.F, sendo que o método de Button (1956), apresentou valores superiores aos obtidos pelos métodos de Meyerhof & Hanna (1978) e M.E.F. Resultados semelhantes foram obtidos por Das & Puri (1989), que realizaram provas de carga em modelo reduzido de sapatas contínuas, assentes sobre perfis de solos compostos de camadas com diferentes características.

- Os métodos de Terzaghi (1943) e Hansen (1970) apresentam bons resultados quando comparados com a capacidade de carga de perfis de misturas de solo-cal homogêneo (ver Quadro 5.7). Para perfis de solos heterogêneos, nos quais a camada superior possui maior resistência que a camada inferior, os valores de capacidade de carga obtidos por estes métodos são superestimados.

O Quadro 5.10 apresenta os recalques não drenados (δ_i) obtidos pelo M.E.F. para uma pressão de trabalho de 30kN/m². Adotou-se este valor de pressão pelo fato das tensões últimas obtidas nas simulações, variarem na faixa de 57kN/m² (solo natural) até 104,3kN/m² (Solo com 9% de cal). Portanto, optou-se em adotar uma única pressão de trabalho e variar o coeficiente de segurança, já que o principal objetivo foi o de comparar os resultados obtidos pelo M.E.F. com o método da teoria da elasticidade. O Quadro 5.11 apresenta os δ_i (cm) obtidos pela teoria da elasticidade. Verifica-se que os resultados obtidos pelo método elástico aproximado (utilizando módulos ponderados) diferenciou-se, em média, 25% dos valores obtidos pelo M.E.F..

As Figuras 5.35 e 5.36 apresentam os vetores deslocamentos (majorados em dez vezes) para uma carga aplicada de 60kN/m e camadas de 40cm com mistura de solo mais 5% de cal e 100cm com mistura de solo mais 9% de cal, respectivamente. Mostram-se dois valores extremos com a finalidade de observar a variação na forma de ruptura. Verifica-se que não houve alteração na forma de ruptura dos materiais e que as mesmas estão bem definidas.

As curvas carga x recalque obtidas das simulações drenadas estão apresentadas no apêndice C. Nas análises drenadas

procurou-se mostrar os recalques totais obtidos quando nas fundações são aplicadas cargas de trabalho de prédios populares de 1 a 4 pavimentos. Deve-se deixar claro, que não é objetivo desta dissertação encontrar o melhor projeto de fundação para o prédio de habitação popular e sim, mostrar qual a influência dos teores de cal, espessuras de camadas tratadas e largura de fundação sobre os recalques.

As Figuras 5.37 a 5.40 apresentam a influência dos teores de cal sobre o recalque total, a diferentes cargas, espessura de camadas tratadas e largura da fundação. Observa-se que os recalques totais obtidos para os três teores de cal são praticamente os mesmos. Uma pequena influência do teor de cal começa a ser observada, quando adota-se maiores espessuras de camadas tratadas, fato este já observado nos resultados das análises não-drenadas.

As Figuras 5.41 e 5.42 mostram a influência das diversas espessuras de camada tratada com 5% de cal, sobre o valor do recalque total. Verifica-se que há redução do recalque com o aumento de espessura da camada tratada. Observa-se, por exemplo, que se for aplicada uma carga de 28kN/m em uma fundação de $B=1m$, o valor do recalque quando se utiliza uma camada de 80cm de solo tratado, reduz-se em torno de duas vezes e meia em relação à mesma carga aplicada sobre o solo natural.

As Figuras 5.43 e 5.44 mostram as curvas de iso-deslocamentos resultantes da análise drenada de uma carga atuante de 28kN/m em uma fundação de 1,5m de largura, sobre camadas de solo com 5% de cal de 40cm e 100cm, respectivamente. As Figuras 5.45 e 5.46 apresentam a mesma análise para misturas de solo mais 9% de cal e carga atuante de 60kN/m. Nestas figuras é possível observar, também, a influência da espessura da camada tratada sobre o recalque final obtido.

O Quadro 5.12 apresenta os valores dos recalques por adensamento, obtidos pela teoria de Terzaghi unidimensional para sapata de 1,0m, 1,5m e 2m e para uma pressão de trabalho de 30kN/m². Observa-se que os valores de recalques por adensamento obtidos pelo método unidimensional, apresentam valores semelhantes àqueles obtidos para recalques totais pela análise drenada sobre o solo natural (ver curvas carga x recalque do solo

natural no apêndice B). Para fins práticos, os valores obtidos pelo método unidimensional estariam a favor da segurança, pois o recalque total analítico é a soma do recalque por adensamento mais o recalque inicial.

Dos resultados das simulações, ficou evidente que a principal variável que influenciou os resultados, tanto de resistência como de recalques, foi a espessura da camada tratada. Uma questão que deve ser respondida é: qual a influência desta variável no comportamento da fundação?

A principal hipótese envolvida na realização do trabalho foi que, colocando-se uma camada mais resistente e rígida sobre uma camada de argila mole, a camada superior trabalharia como se fosse um radier, ou seja, absorveria grande parte das tensões geradas pelas cargas aplicadas. Para que esta hipótese seja válida, é necessário que a razão entre a rigidez e resistência da camada tratada e do solo natural, seja relativamente grande. Neste trabalho, observa-se que esta razão varia entre dois e três. Para estes casos, de razão de resistência e rigidez relativamente baixas, é necessário aumentar a espessura para obter melhores resultados, pois para pequenas espessuras, quem comanda o comportamento do material é a camada de argila mole.

Para camadas tratadas mais delgadas, os bulbos de pressões mais significativos estarão agindo na camada de argila mole inferior. Conforme aumenta-se a espessura da camada tratada, a qual apresenta melhores características, estes bulbos agirão sobre a mesma e, por conseqüência, diminuirão os recalques e aumentarão o valor de q_u .

Para os casos em que a razão entre resistência e rigidez for elevada, acredita-se que o processo de ruptura poderá se alterar, isto é, o que irá comandar a ruptura será a tensão de tração que provavelmente surgirá na parte inferior da camada de solo estabilizado. Uma idéia para resolver este problema, seria a de utilizar geotêxtil, que possui melhores características quando submetido à tração. Porém, esta é uma área que carece de pesquisa mais aprofundada.

Neste trabalho, por ser o primeiro de uma linha de pesquisa, optou-se por melhorar o solo local para posterior uso como base de fundações superficiais. No entanto, deve-se levar

em consideração que as regiões de argila mole, por estarem localizadas em lugares baixos, normalmente apresentam o lençol freático aflorante durante parte do ano. Isto faz com que nestas regiões exista a necessidade da construção de um aterro anterior à execução de qualquer obra de engenharia. Uma providência que pode ser tomada é que, na medida do possível, deve-se escolher para o aterro, uma jazida de solo que apresente boas características de estabilização. Com isso, seria estabilizada uma espessura do aterro e sobre esta camada assentariam-se as fundações. Este procedimento teria algumas vantagens sobre o adotado neste trabalho, tais como: poder aproveitar toda a camada resistente pré-adensada (que neste trabalho era em parte substituída por misturas de solo cal); utilizar teores menores de cal (ou outro estabilizante qualquer), tendo em vista que a camada superficial do solo local geralmente apresenta um teor de matéria orgânica, o que exige teores elevados de cal.

Quadro 5.1 - Parâmetros hiperbólicos para as misturas de solo cal.

Teor de Cal (%)	C (kN/m ²)	ϕ (graus)	K	n	Rf
5	13,74	19,73	187,32	0,778	1,000
7	17,98	20,07	85,35	0,441	0,984
9	21,59	23,11	82,07	0,308	0,930

Quadro 5.2 - Parâmetros Cam-Clay modificado para o solo natural

PROF. (m)	λ	k	M	e_o	K_w (kN/m ²)
0.0-1.0	0,252	0,033	1,200	2,340	128500,0
1.0-1.8	0,489	0,028	1,110	3,840	207000,0
1.8-4.0	0,948	0,048	1,110	5,550	205000,0
4.0-8.0	0,870	0,044	1,110	4,900	360000,0

Quadro 5.3 - Carga de trabalho estimada para um Prédio não estruturado de habitação popular.

Nº de Pavimentos	Carga (kN/m)
1	13,0
2	28,0
3	60,0
4	80,0

Quadro 5.4 - Valores dos módulos não drenados utilizados para o cálculo dos recalques iniciais pelo método analítico.

Teor de cal (%)	E_u (kN/m ²)
0	1250,00
5	2056,00
7	2539,00
9	3518,00

Quadro 5.5 - Parâmetros para calcular o recalque por adensamento pela teoria de Terzaghi.

Camada	C_c	C_r	e_0
1	0,83	0,09	2,50
2	1,70	--	3,50

Quadro 5.6 - Valores de q_u (kN/m²) obtidos pelo Método dos Elementos Finitos.

% de cal	B (m)	Espessura das camadas (cm)				
		20	40	60	80	100
5	1,0	73,8	73,8	72,0	75,3	75,8
	1,5	63,8	64,6	65,7	67,1	98,24
	2,0	59,0	59,2	60,8	61,4	61,9
7	1,0	75,5	79,3	82,6	86,6	91,7
	1,5	64,9	67,0	71,1	75,0	75,2
	2,0	59,2	61,2	64,3	65,4	66,8
9	1,0	78,2	85,6	85,9	100,1	104,3
	1,5	66,9	67,5	70,0	80,1	84,2
	2,0	60,0	63,0	67,4	71,2	72,2

Quadro 5.7 - Valores de capacidade de carga (q_u em kN/m^2) obtidos pelos Métodos de Terzaghi (1943), Hansen (1970) e M.E.F. para perfis de solo homogêneo.

% de Cal	Terzaghi	Hansen	M.E.F
0	68,4	61,7	65,0
5	117,1	105,6	110,0
7	144,7	130,5	130,0
9	200,5	180,8	196,0

Quadro 5.8 - Valores de capacidade de carga (q_u em kN/m^2) obtidos pelo Método de Button (1953).

% de cal	B (m)	Espessura das camadas (cm)				
		20	40	60	80	100
5	1,0	78,4	87,4	95,1	103,3	113,4
	1,5	73,2	82,2	87,9	91,5	98,2
	2,0	71,9	79,6	83,7	87,9	91,2
7	1,0	82,5	96,8	105,4	118,4	130,1
	1,5	74,9	90,1	98,5	103,6	111,7
	2,0	72,9	84,1	92,0	100,3	104,7
9	1,0	92,3	114,3	134,1	145,1	160,5
	1,5	79,2	101,3	114,3	124,2	135,5
	2,0	74,8	92,4	101,1	114,3	122,3

Quadro 5.9 - Valores de q_u (kN/m^2) obtidos pelo Método de Meyerhof & Hanna (1978).

% de cal	B (m)	Espessura das camadas (cm)				
		20	40	60	80	100
5	1,0	69,6	77,6	85,5	93,4	101,4
	1,5	66,7	72,2	77,5	82,8	88,1
	2,0	65,6	69,6	73,6	77,5	81,5
7	1,0	71,2	80,7	90,2	99,7	109,2
	1,5	68,0	74,4	80,7	87,0	93,3
	2,0	66,4	71,1	75,9	80,6	85,8
9	1,0	74,0	86,4	98,8	111,1	123,5
	1,5	69,9	78,2	86,4	94,7	102,9
	2,0	67,9	74,0	80,2	86,4	92,6

Quadro 5.10 - Valores de δ_i (cm) obtidos pelo Método dos Elementos Finitos (para pressão de trabalho de 30kN/m^2).

% de cal	B (m)	Espessura das camadas (cm)				
		20	40	60	80	100
5	1,0	5,49	4,53	3,72	3,21	3,12
	1,5	6,21	5,37	4,45	3,89	3,87
	2,0	6,65	5,92	5,06	4,46	4,52
7	1,0	5,44	4,46	3,59	3,04	2,94
	1,5	6,15	5,26	4,40	3,79	3,75
	2,0	6,61	5,86	5,04	4,34	4,41
9	1,0	5,35	4,22	3,59	2,87	2,65
	1,5	6,08	5,15	4,83	3,61	3,54
	2,0	6,50	5,78	4,83	4,24	4,17

Quadro 5.11 - Valores de δ_i (cm) obtidos pela teoria da elasticidade (para pressão de trabalho de 30kN/m^2).

% de cal	B (m)	Espessura das camadas (cm)				
		20	40	60	80	100
5	1,0	3,96	3,93	3,91	3,87	3,84
	1,5	5,15	5,13	5,10	5,08	5,07
	2,0	6,17	6,15	6,13	6,11	6,08
7	1,0	3,92	3,86	3,80	3,74	3,68
	1,5	5,11	5,03	4,97	5,03	4,96
	2,0	6,11	6,04	5,91	5,90	5,83
9	1,0	3,85	3,72	3,61	3,51	3,41
	1,5	5,00	4,85	4,80	4,77	4,50
	2,0	5,99	5,82	5,67	5,53	5,40

Quadro 5.12 - Recalques por adensamento (cm) obtidos pela análise unidimensional de Terzaghi para pressão aplicada de 30kN/m^2 .

δ_a (cm)		
B=1,0m	B=1,5m	B=2,0m
6,13	8,59	10,57

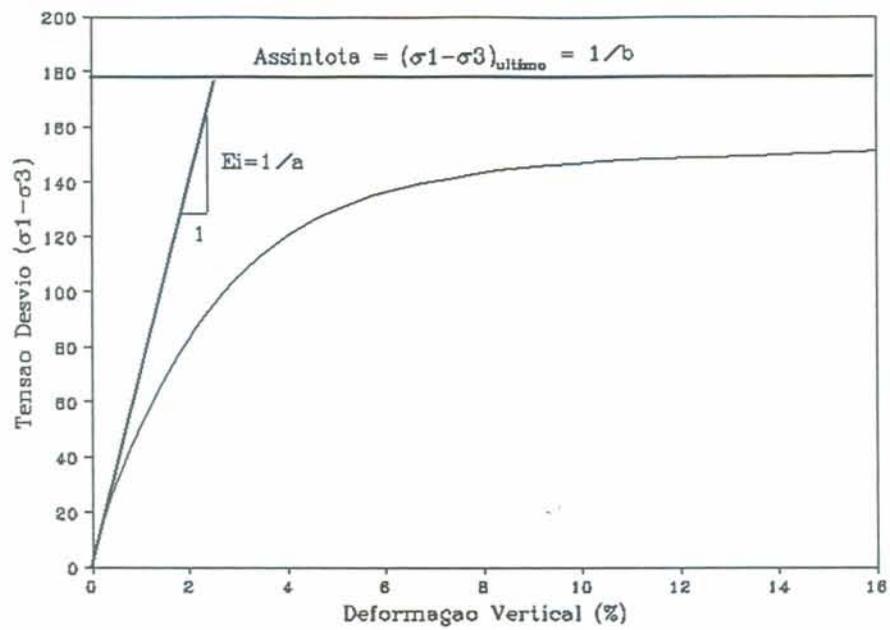


Figura 5.1 - Representação hiperbólica idealizada da curva tensão x deformação.

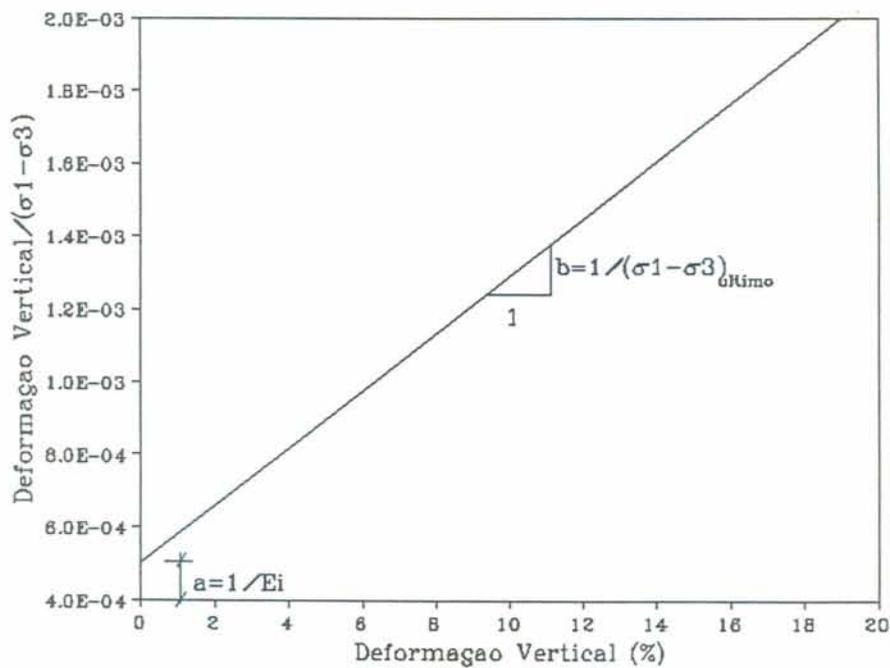


Figura 5.2 - Representação da curva hiperbólica em escala transformada.

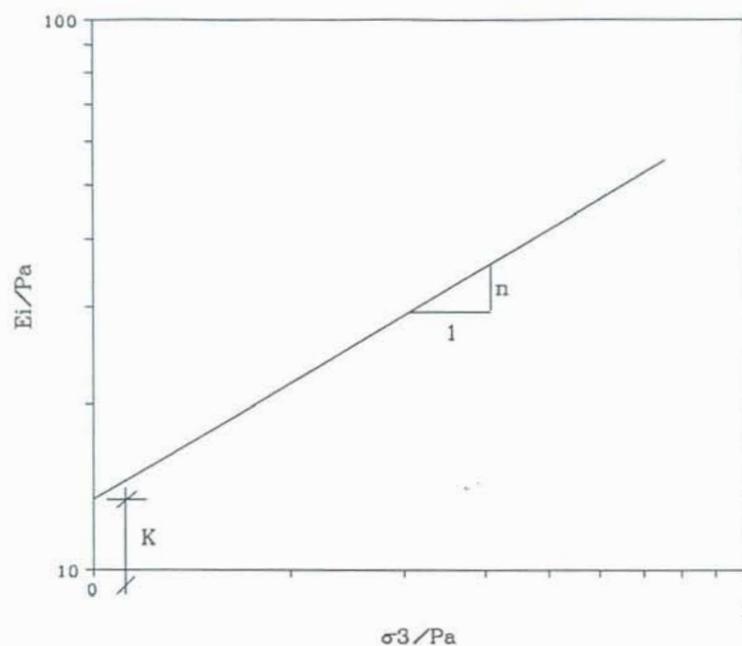


Figura 5.3 - Obtenção dos parâmetros k e n do modelo hiperbólico.

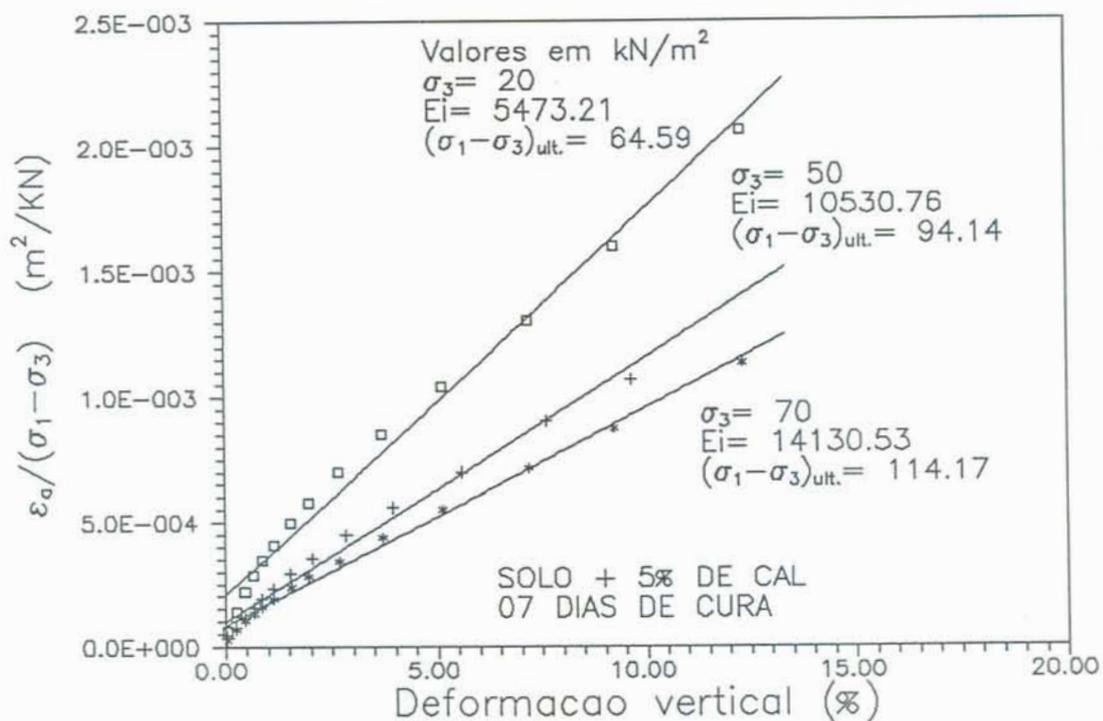


Figura 5.4 - Curvas tensão x deformação em escala transformada da mistura de solo com 5% de cal.

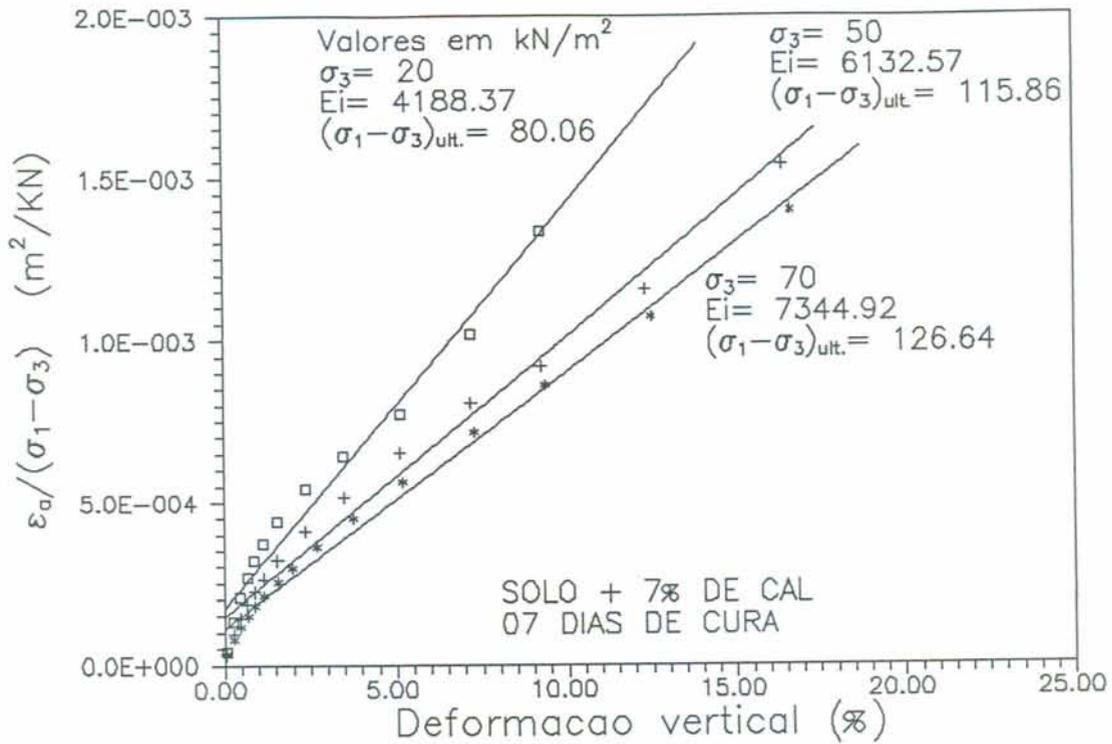


Figura 5.5 - Curvas tensão x deformação em escala transformada da mistura de solo com 7% de cal.

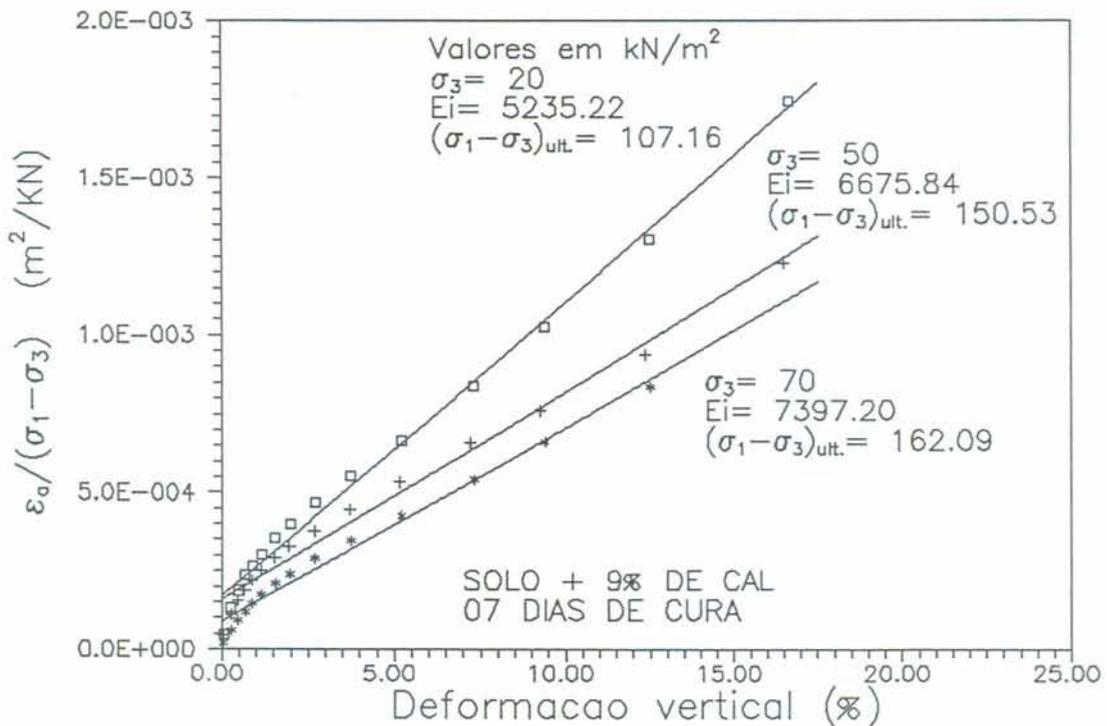


Figura 5.6 - Curvas tensão x deformação em escala transformada da mistura de solo com 9% de cal.

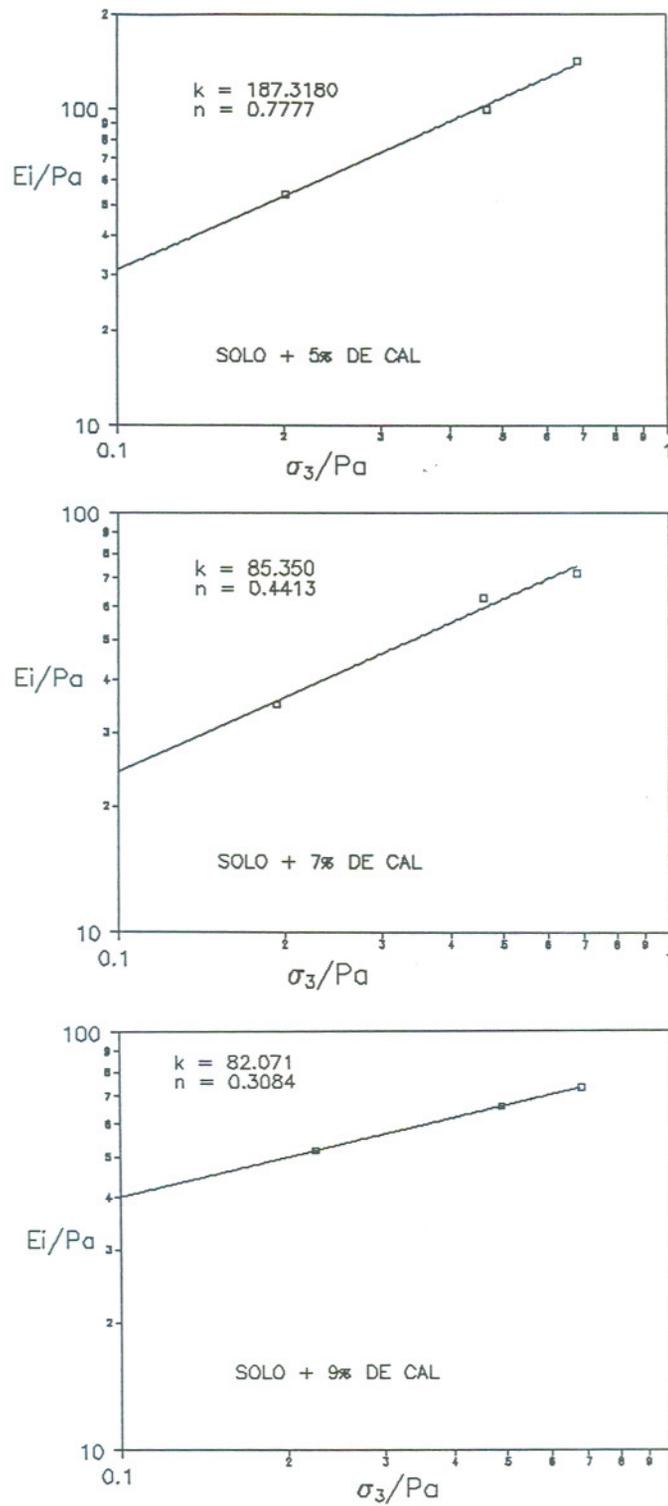


Figura 5.7 - Retas para obtenção dos parâmetros hiperbólicos k e n para misturas de solo com 5%, 7% e 9% de cal.

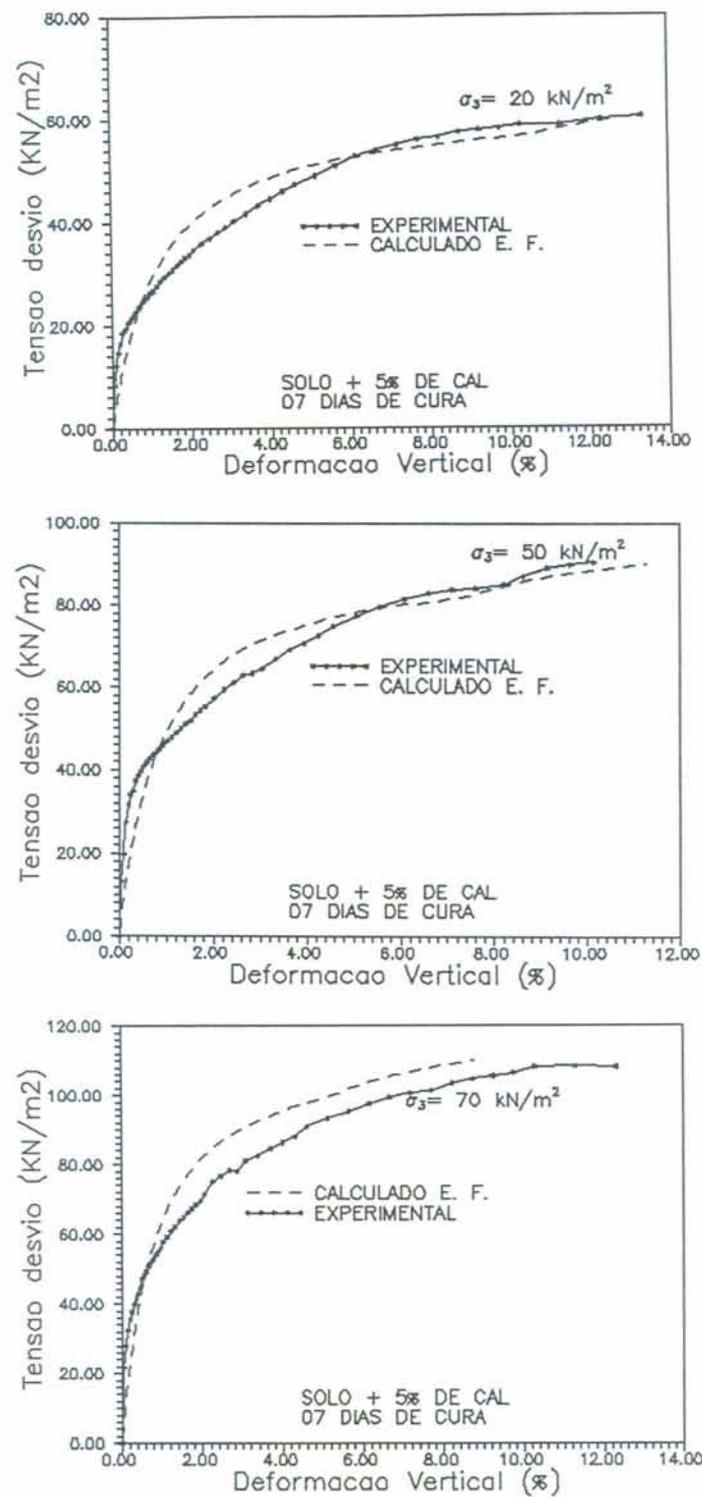


Figura 5.8 - Curvas tensão x deformação experimentais e calculadas para mistura de solo com 5% de cal.

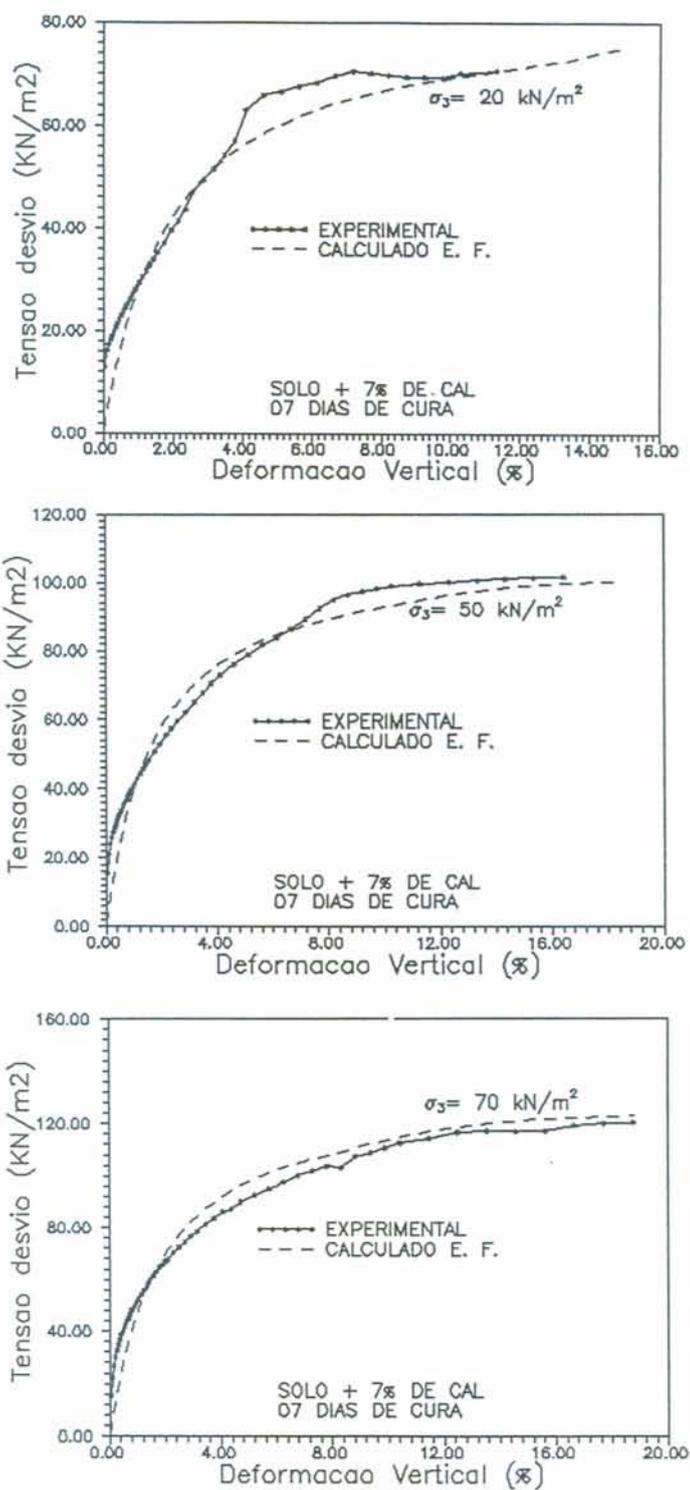


Figura 5.9 - Curvas tensão x deformação experimentais e calculadas para mistura de solo com 7% de cal.

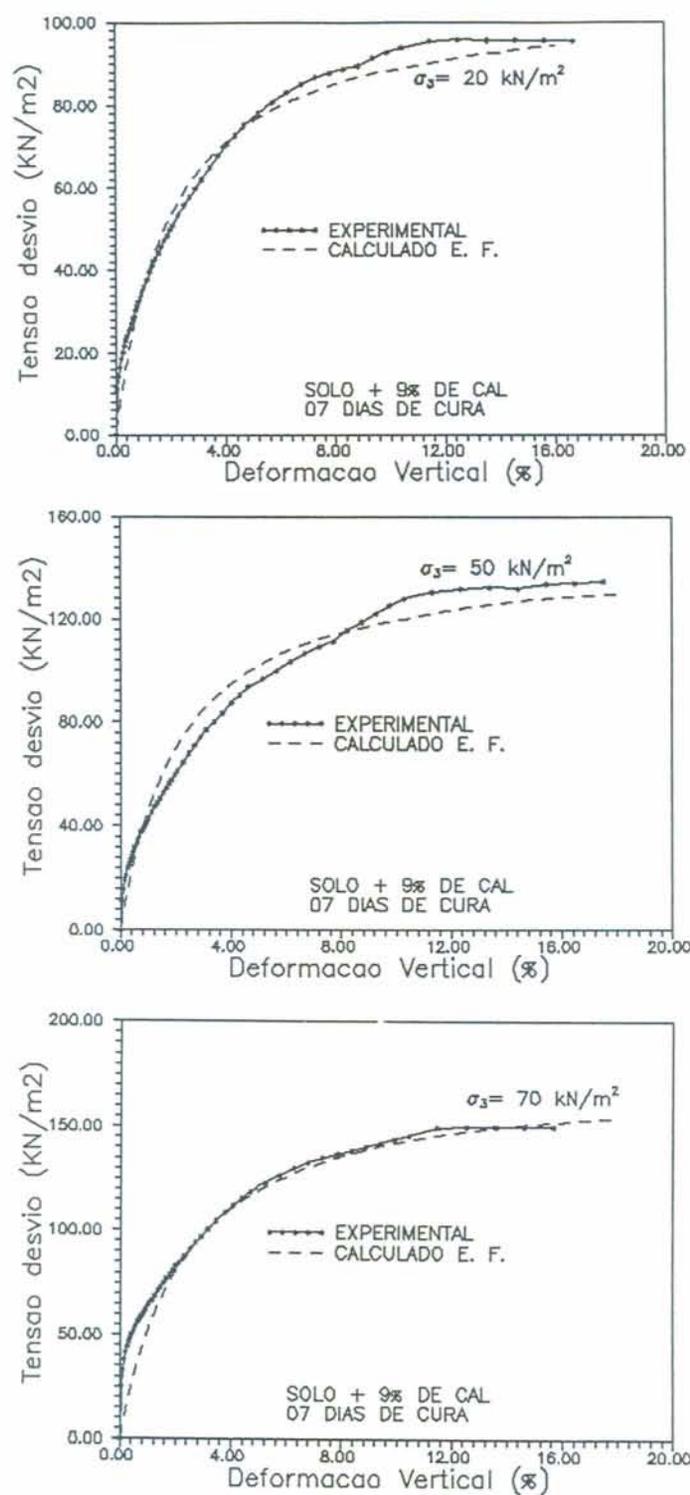


Figura 5.10 - Curvas tensão x deformação experimentais e calculadas para mistura de solo com 9% de cal.

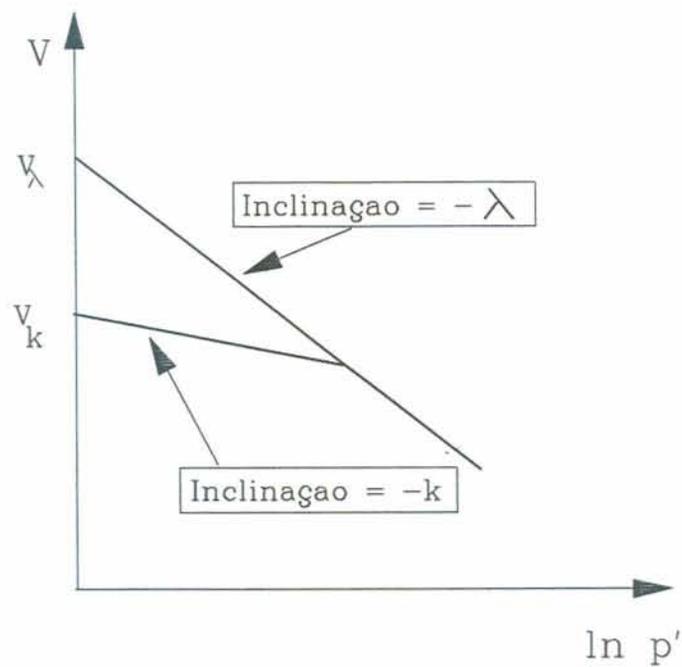


Figura 5.11 - Curva ($\ln p'$; V) idealizada pela teoria do estado crítico.

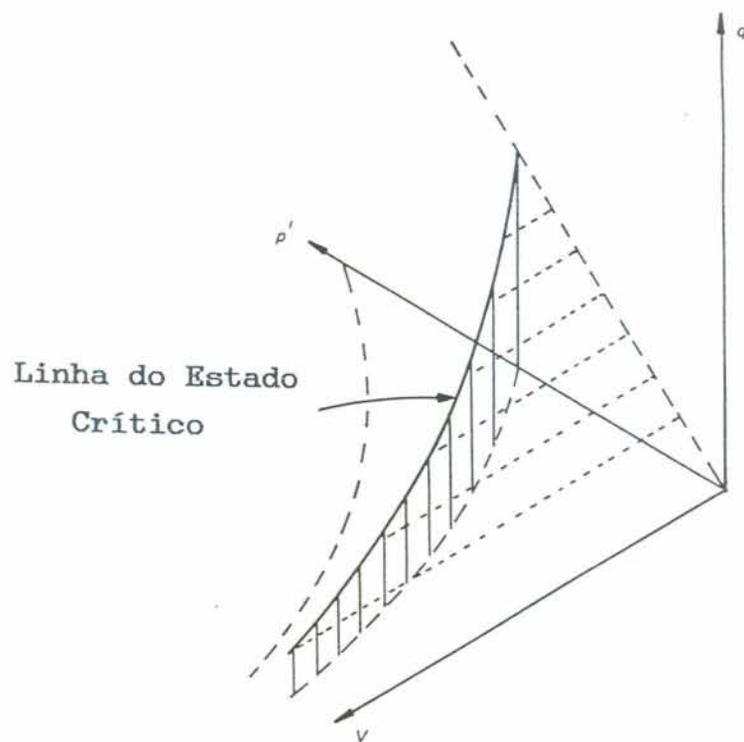


Figura 5.12 - Representação da linha do estado crítico no espaço (Britto & Gunn, 1987)

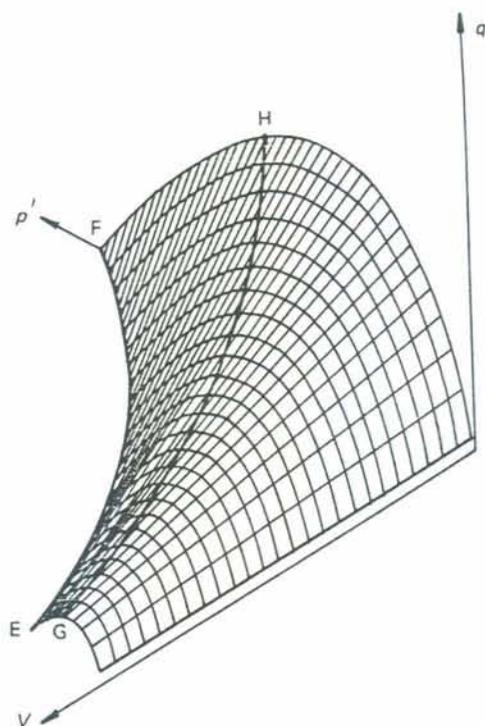


Figura 5.13 - Representação da SSBS no espaço (Britto & Gunn, 1987).

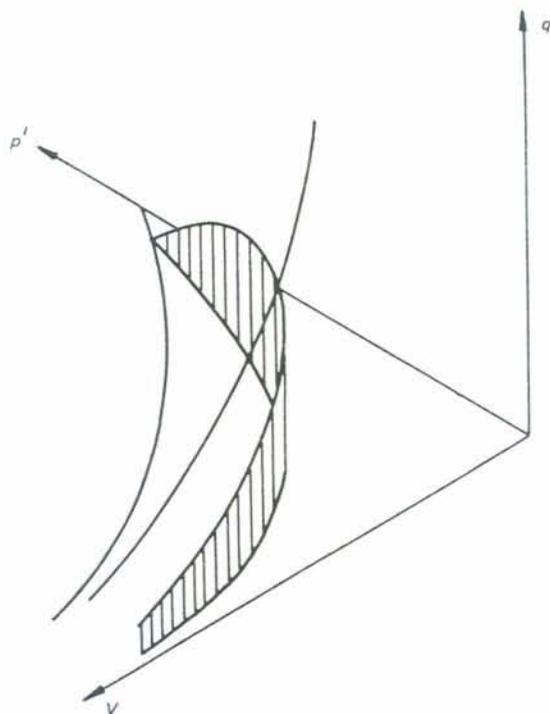


Figura 5.14 - Visão isométrica de uma parede elástica (Britto & Gunn, 1987).

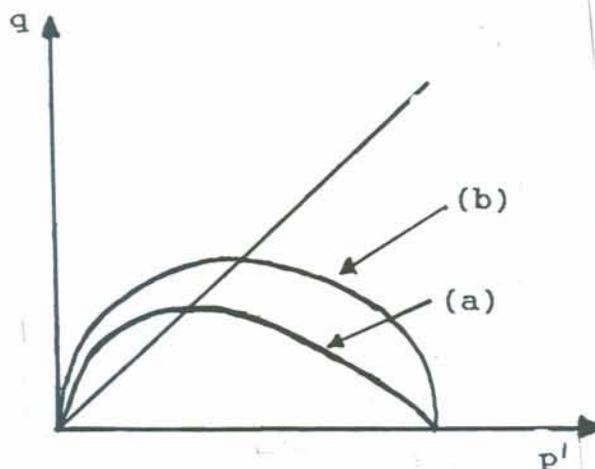


Figura 5.15 - Representação das superfícies de plastificação no plano p' para o modelo Cam-Clay (a) e Cam-Clay modificado (b).

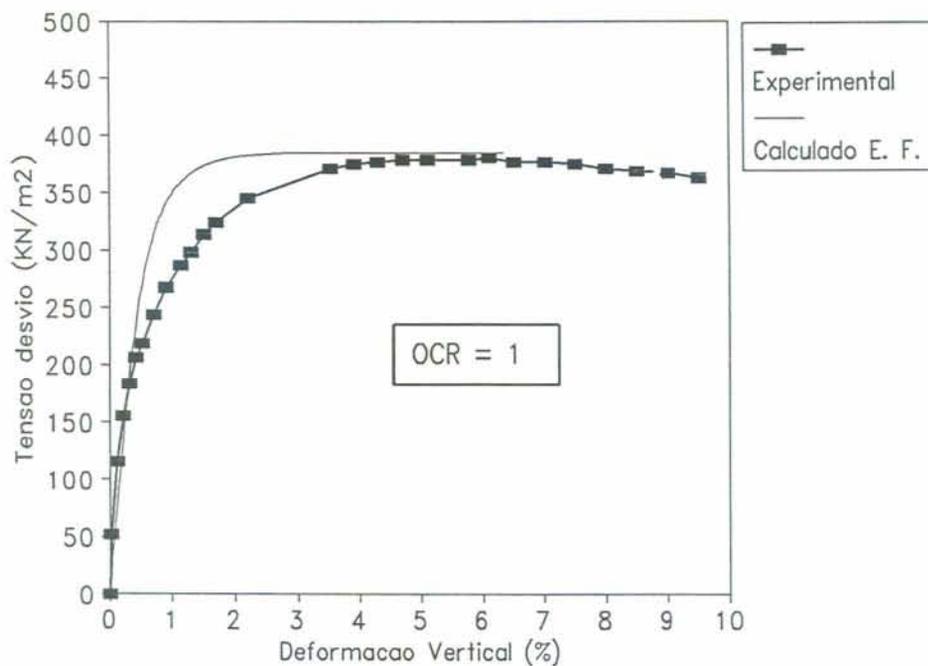


Figura 5.16 - Curvas tensão x deformação experimental e calculada do solo natural com OCR=1 (Sotelo, 1994).

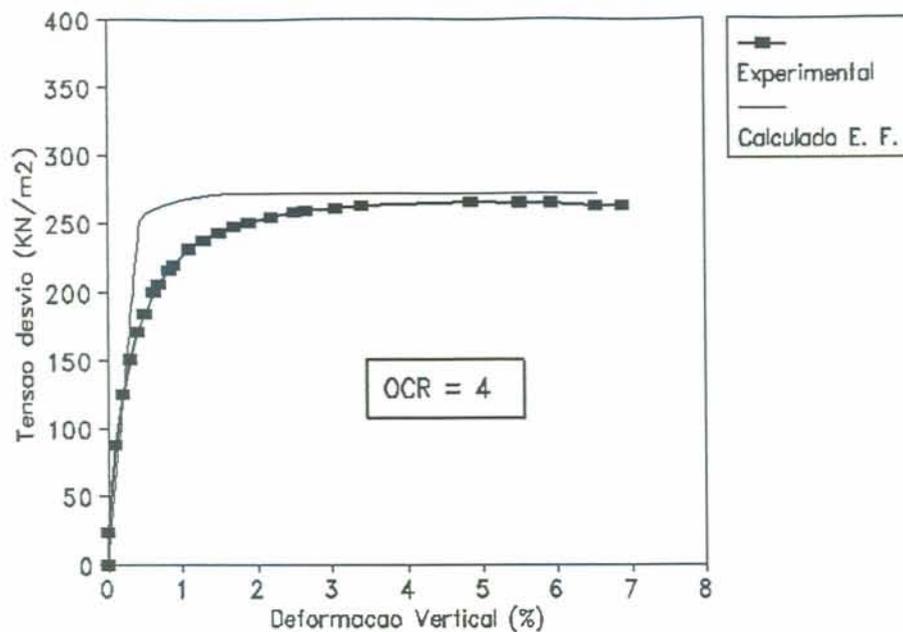


Figura 5.17 - Curvas tensão x deformação experimental e calculada para solo natural com OCR=4 (Sotelo, 1994).

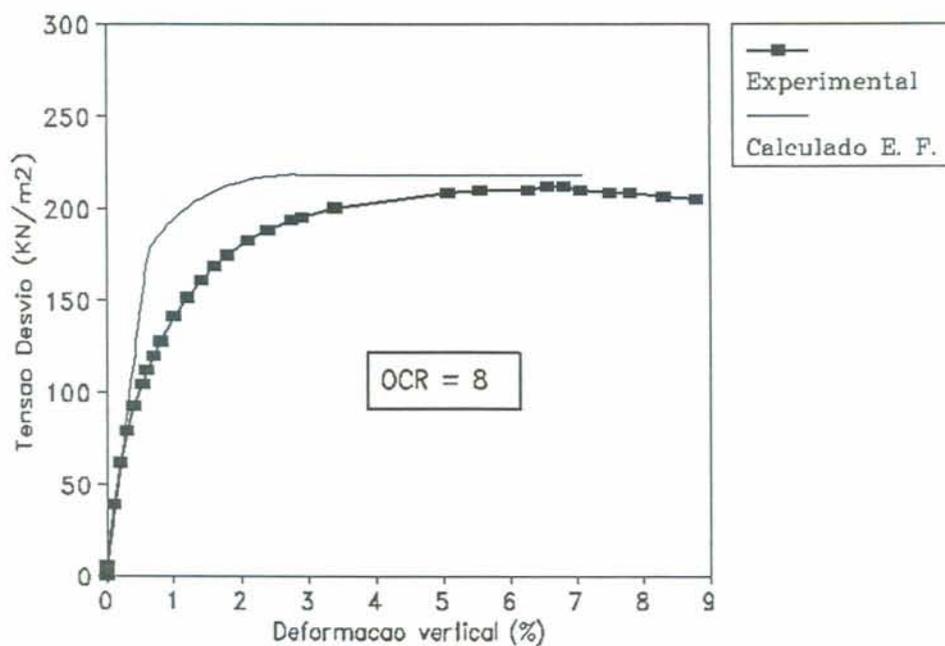


Figura 5.18 - Curvas tensão x deformação experimental e calculada para o solo natural com OCR=8 (Sotelo, 1994).

MALHA PARA B=1,0m

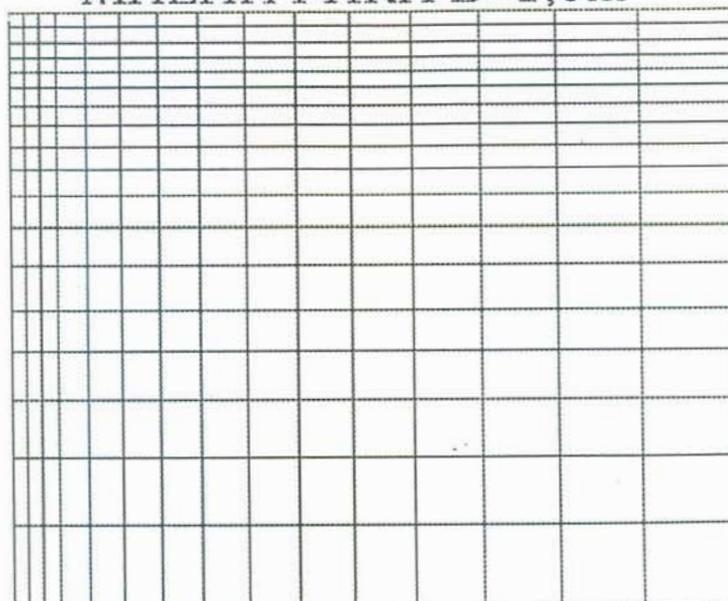


Figura 5.19 - Malha utilizada nas simulações que continham fundações de B=1,0m.

MALHA PARA B=1,5m

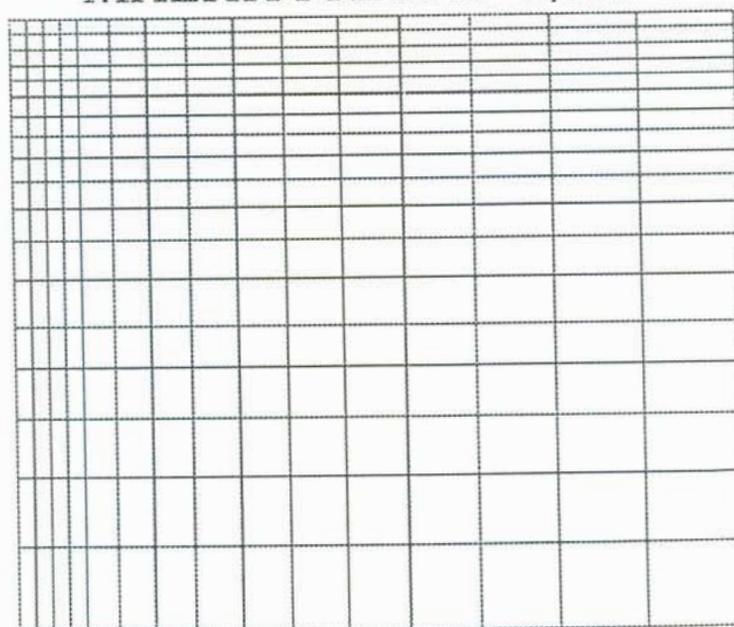


Figura 5.20 - Malha utilizada nas simulações que continham fundações de B=1,5m.

MALHA PARA B=2,0m

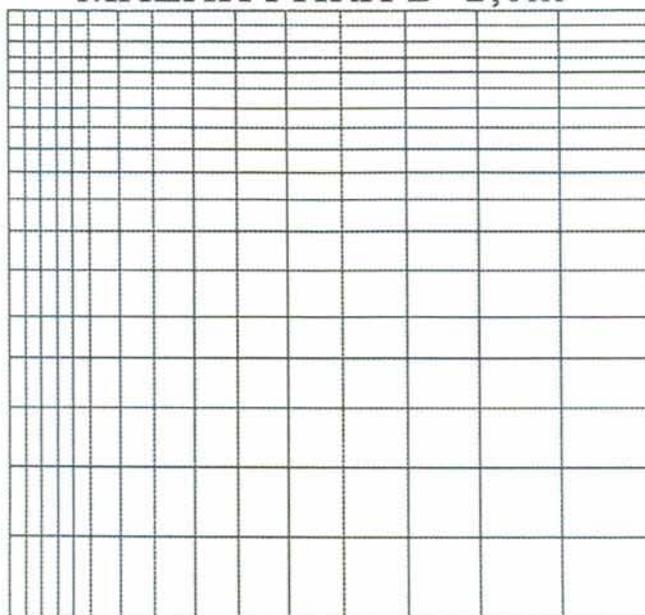


Figura 5.21 - Malha utilizada nas simulações que continham fundações de B=2,0m.

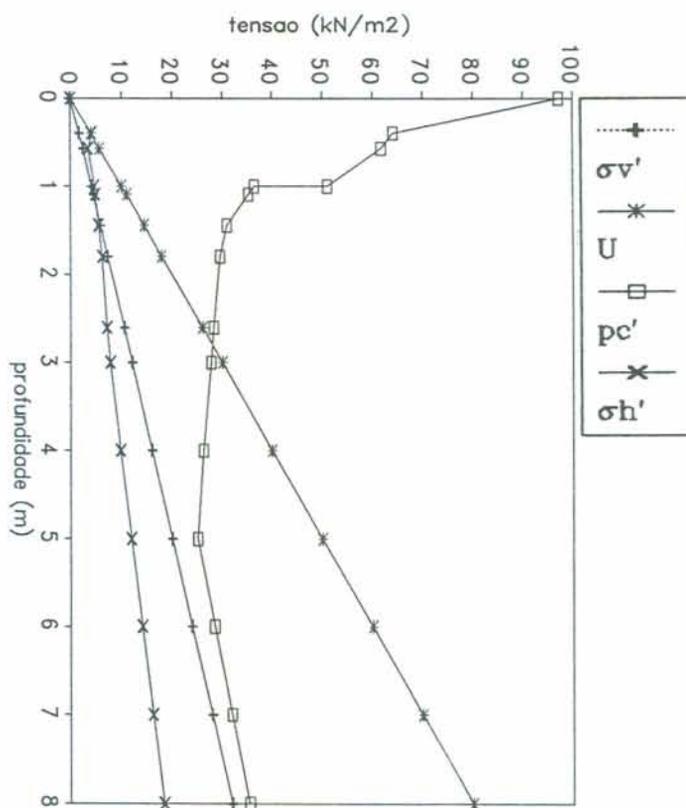


Figura 5.22 - Tensões "in situ" do perfil de solo natural (Sotelo, 1994).

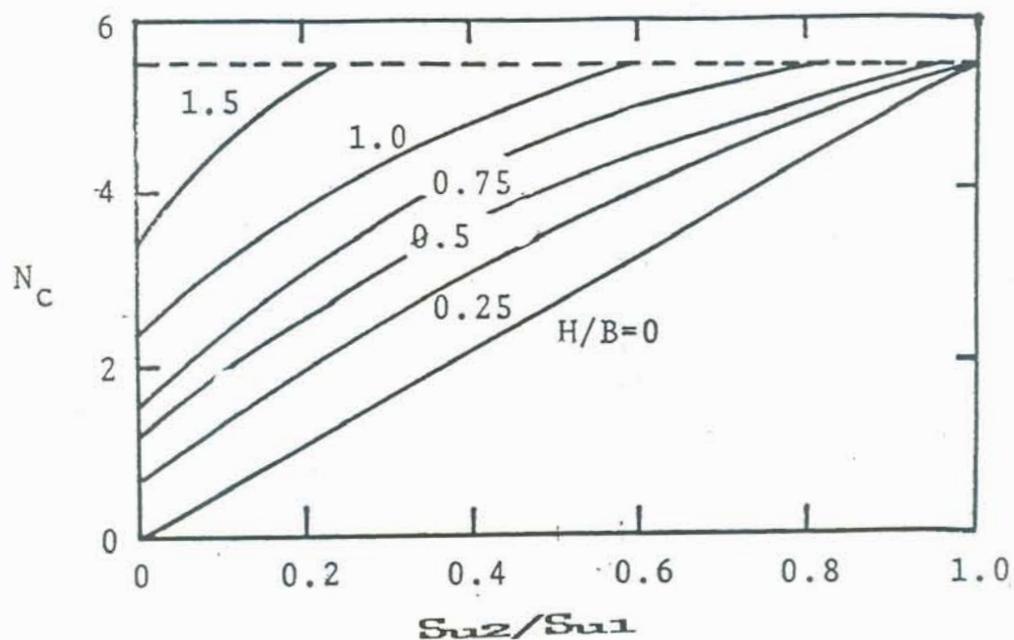


Figura 5.23 - Fator de capacidade de carga para cálculo de q_u pelo método de Button (1953) (Das & Puri, 1989).

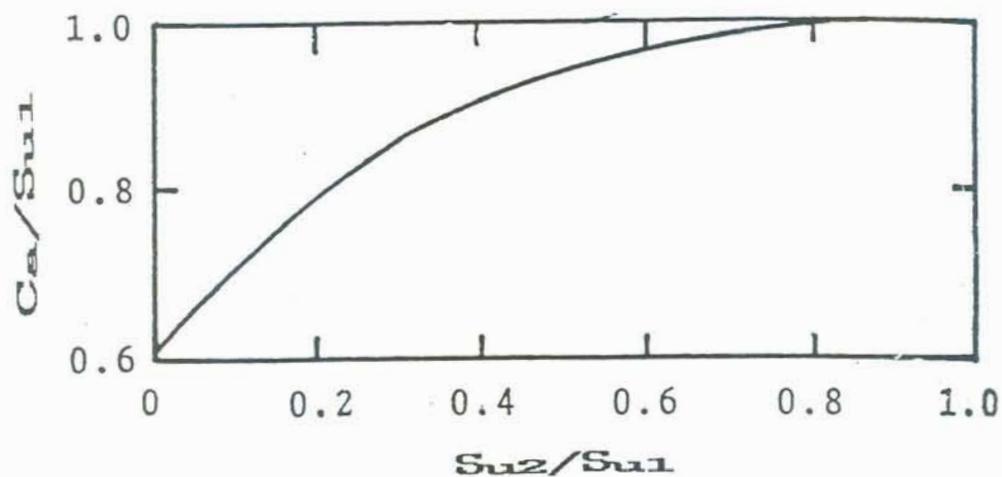


Figura 5.24 - Fator de coesão C_a para cálculo de q_u pelo método de Meyerhof & Hanna (1978) (Das & Puri, 1989).

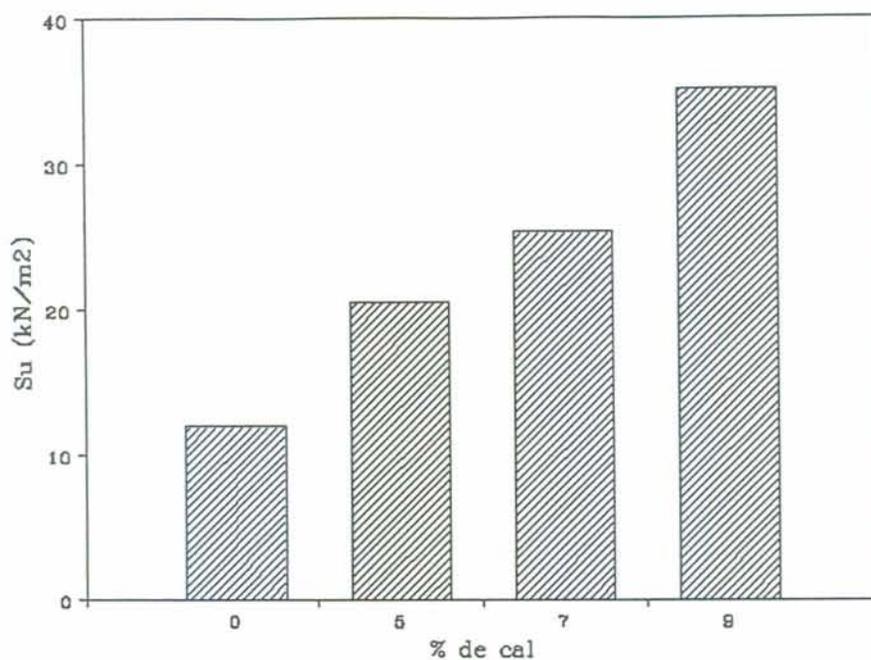


Figura 5.25 - Resistências não-drenadas utilizadas para o cálculo da capacidade de carga pelos métodos analíticos.

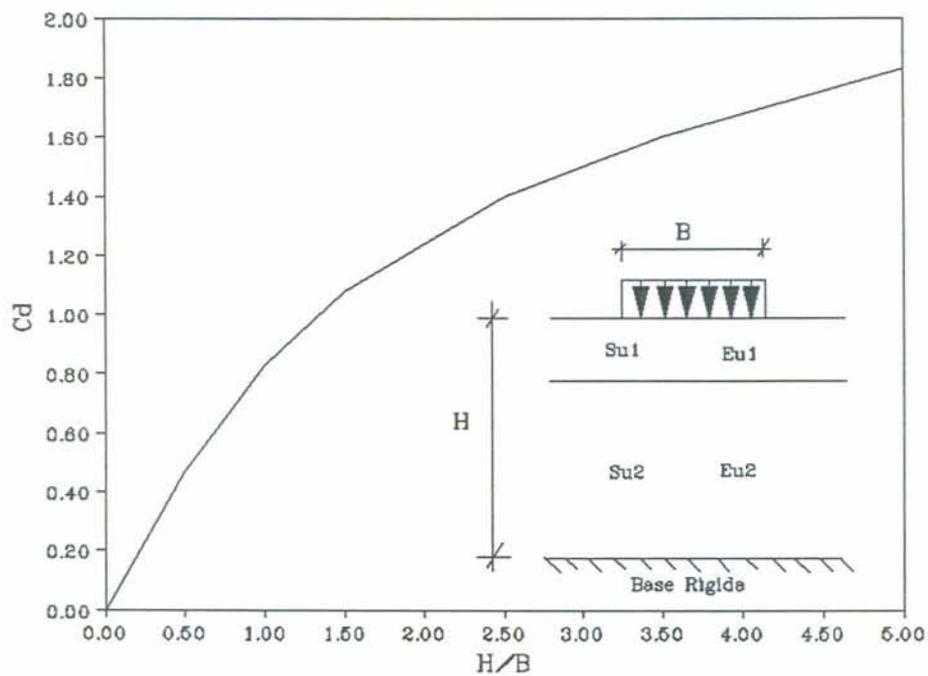


Figura 5.26 - Valores de Cd para o cálculo dos recalques imediatos pela teoria da elasticidade.

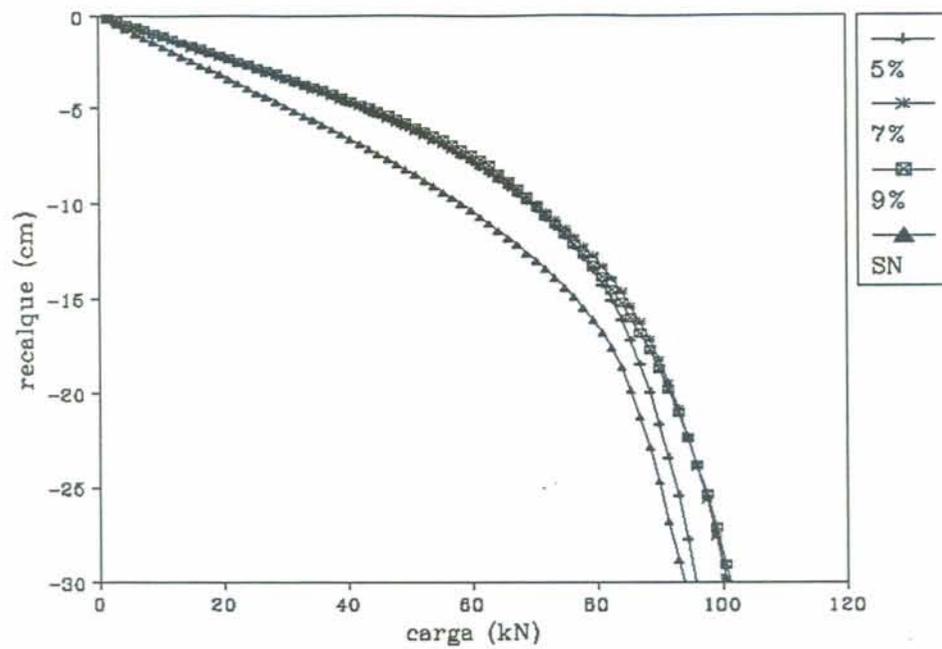


Figura 5.27 - Curvas carga x recalque para fundação de B=1,5m, camada tratada de 40cm e diferentes teores de cal.

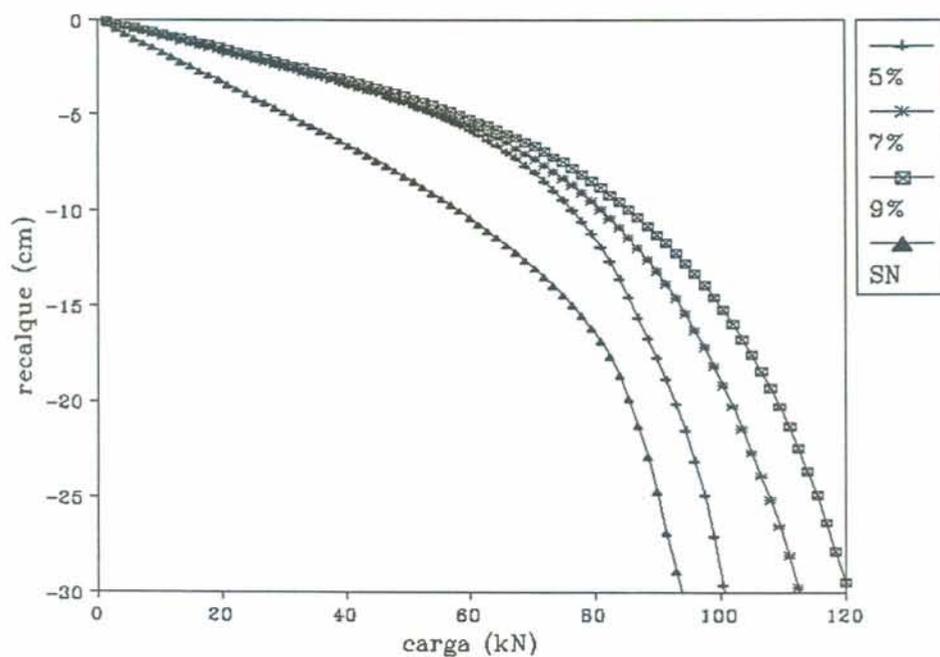


Figura 5.28 - Curvas carga x recalque para fundação de B=1,5m, camada tratada de 80cm e diferentes teores de cal.

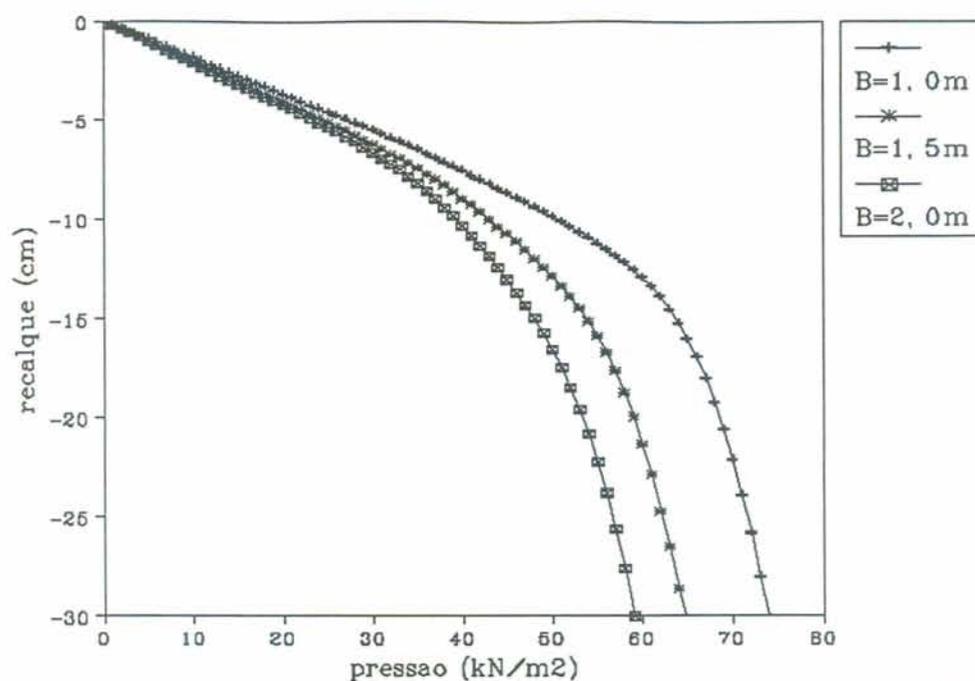


Figura 5.29 - Curvas pressão x recalque para camada de solo tratado com 5% de cal de 20cm e os três valores de B adotados.

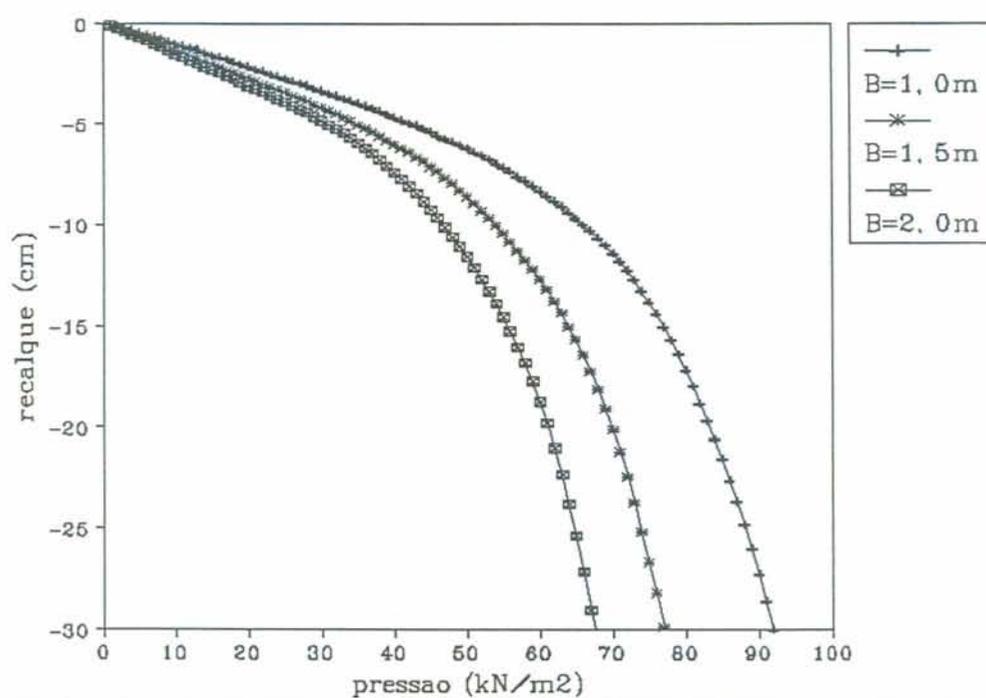


Figura 5.30 - Curvas pressão x recalque para camada de solo tratado com 9% de cal de 60cm e os três valores de B adotados.

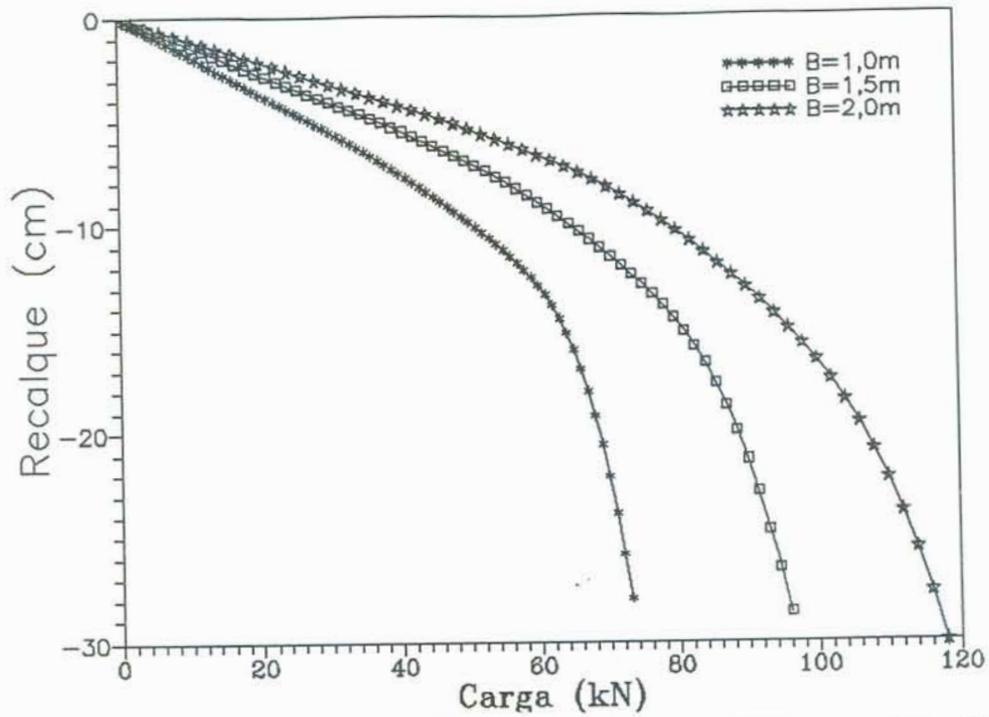


Figura 5.31 - Curvas carga x recalque para camada de solo tratado com 5% de cal de 20cm e os três valores de B adotados.

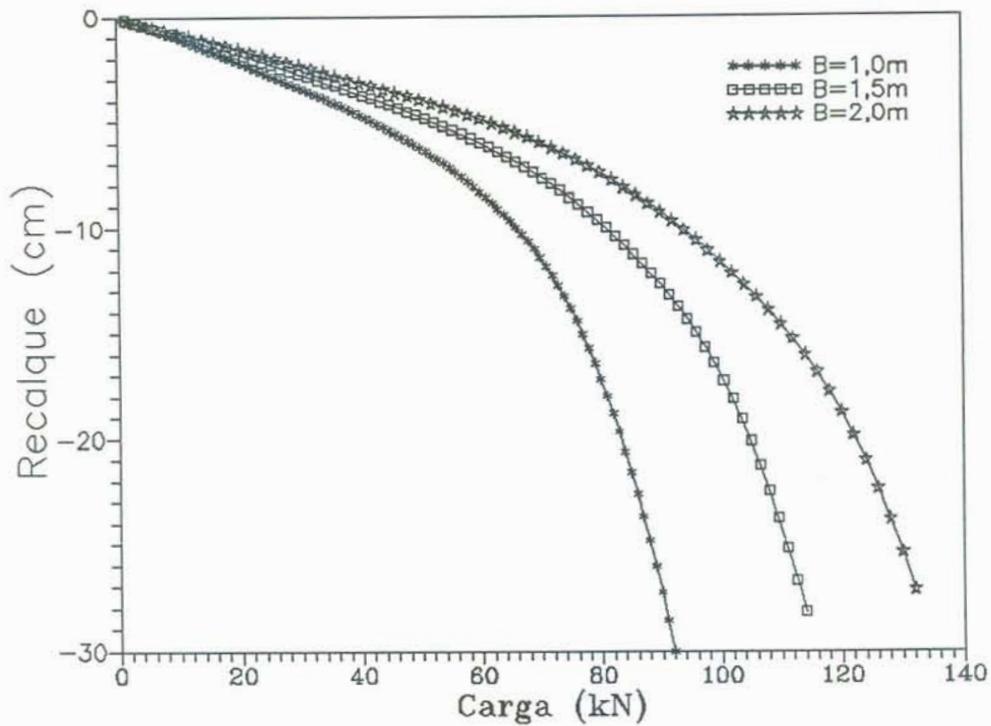


Figura 5.32 - Curvas carga x recalque para camada de solo tratado com 9% de cal de 60cm e os três valores de B adotados.

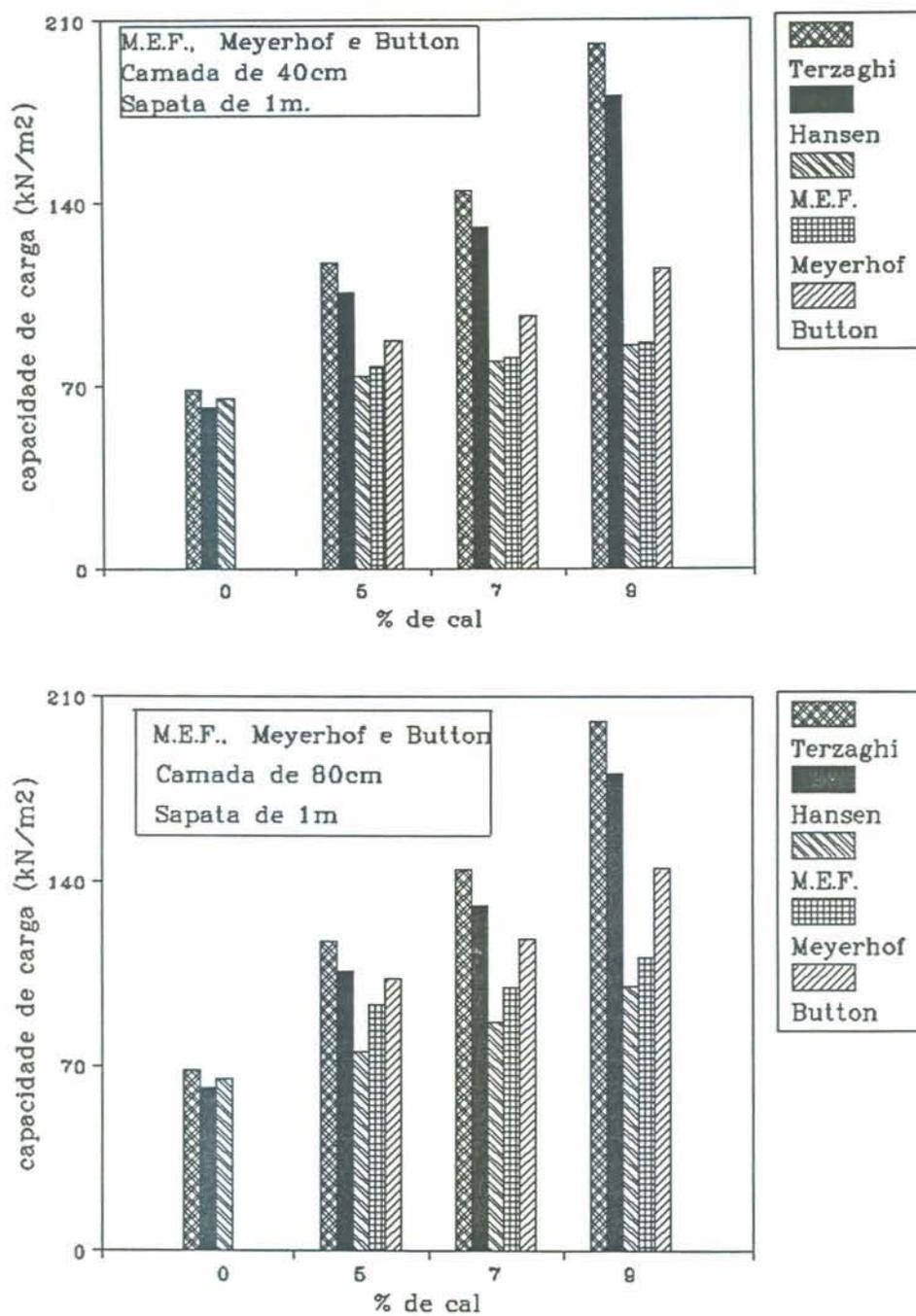


Figura 5.33 - Valores de q_u em função do teor de cal para fundações com $B=1,0m$ e camadas tratadas de 40cm e 80cm.

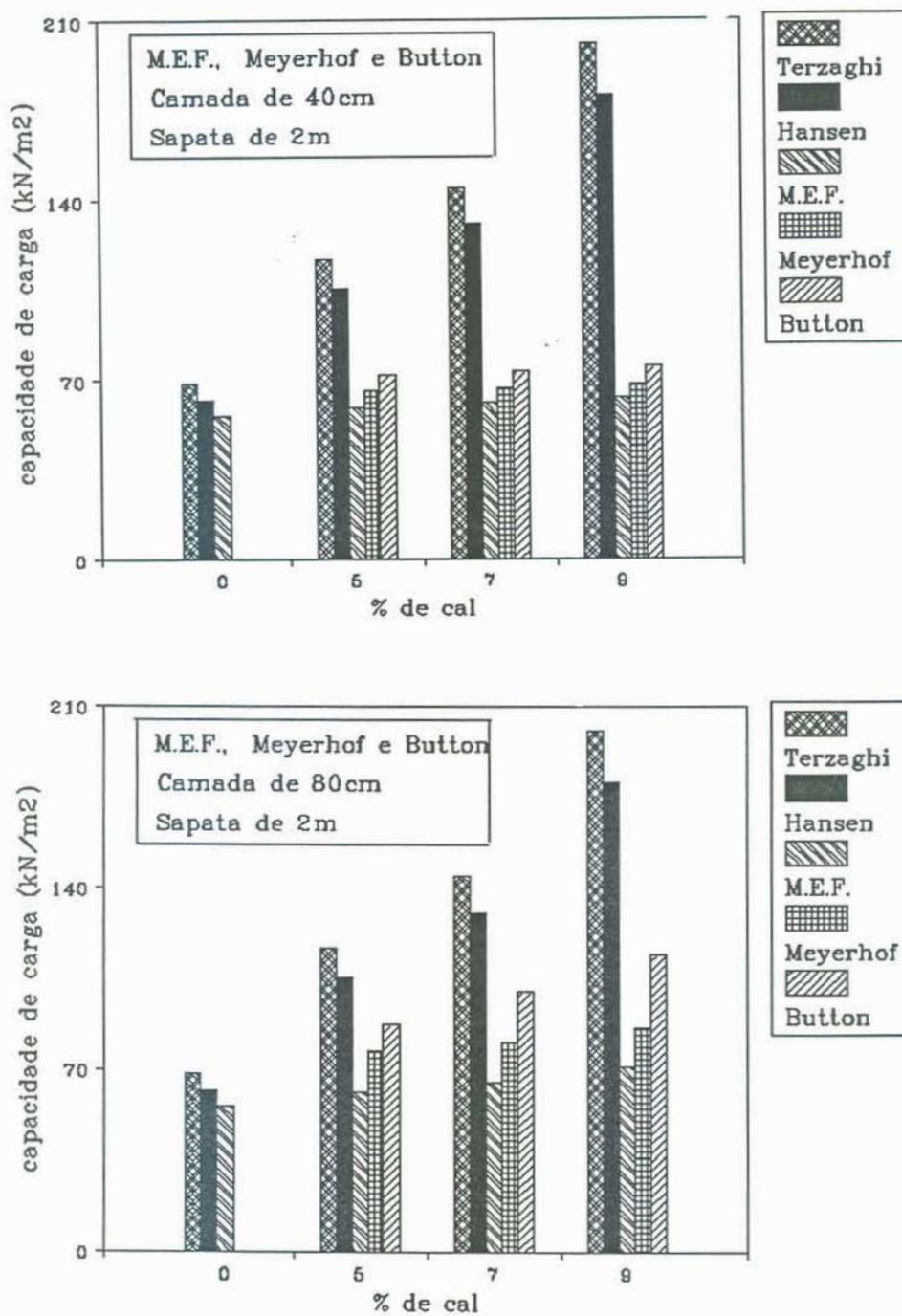


Figura 5.34 - Valores de q_u em função do teor de cal para fundações com $B=2,0m$ e camadas tratadas de 40cm e 80cm.

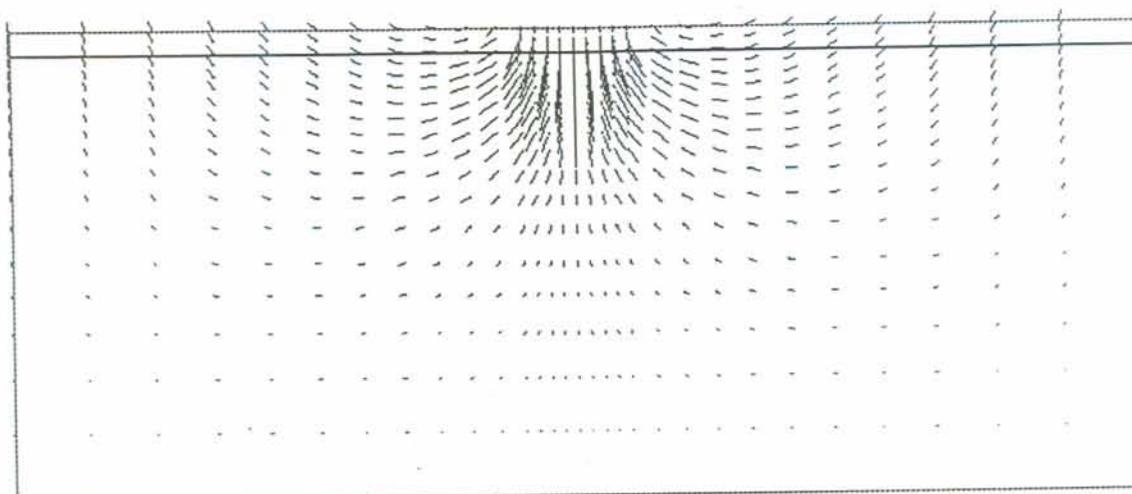


Figura 5.35 - Vetores deslocamentos majorados de uma fundação com $B=1,5\text{m}$ e camada tratada com 5% de cal de 20cm, sujeita a uma carga de 60kN/m.

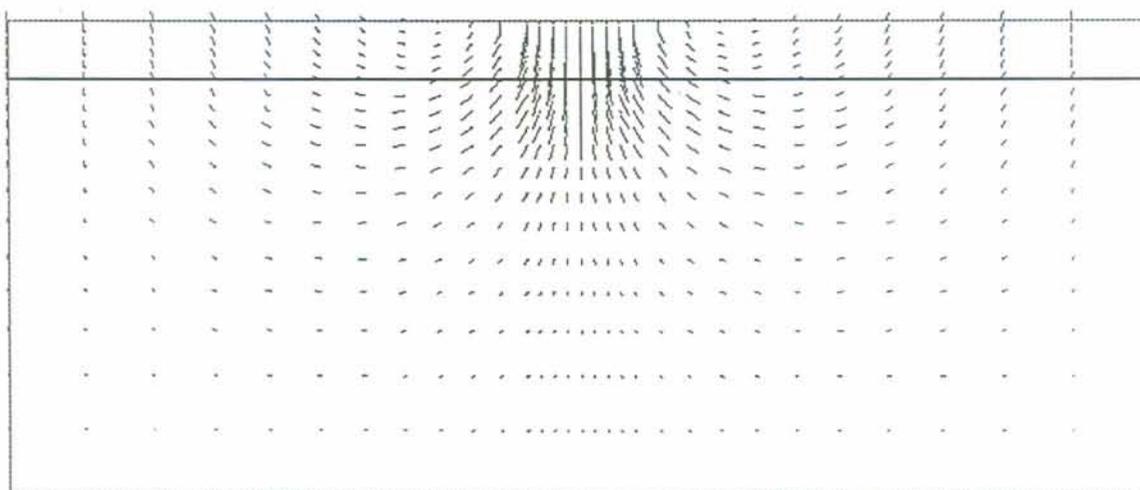


Figura 5.36 - Vetores deslocamentos majorados de uma fundação com $B=1,5\text{m}$ e camada tratada com 9% de cal de 100cm, sujeita a uma carga de 60kN/m.

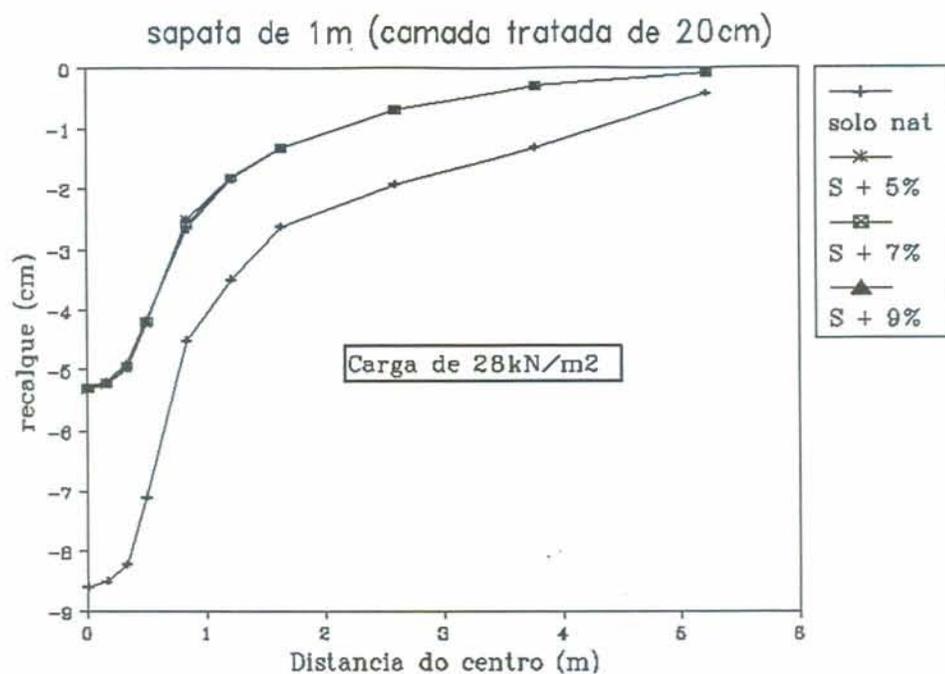


Figura 5.37 - Influência dos teores de cal sobre o recalque total obtido, para sapata de $B=1,0\text{m}$ e camada tratada de 20cm.

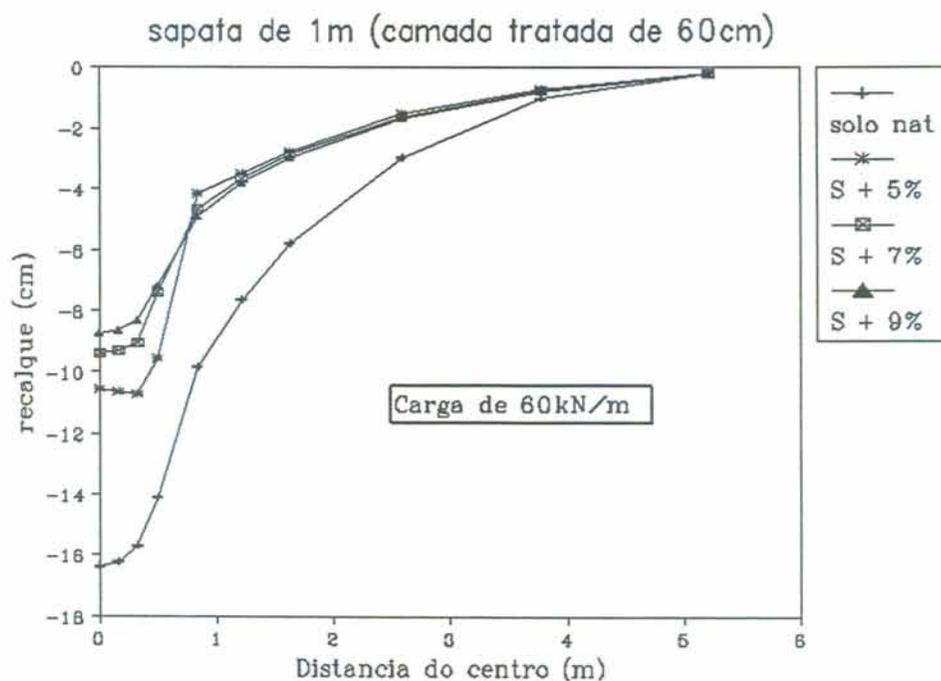


Figura 5.38 - influência dos teores de cal adotados sobre o recalque total, para sapata de $B=1,0\text{m}$ e camada tratada de 60cm.

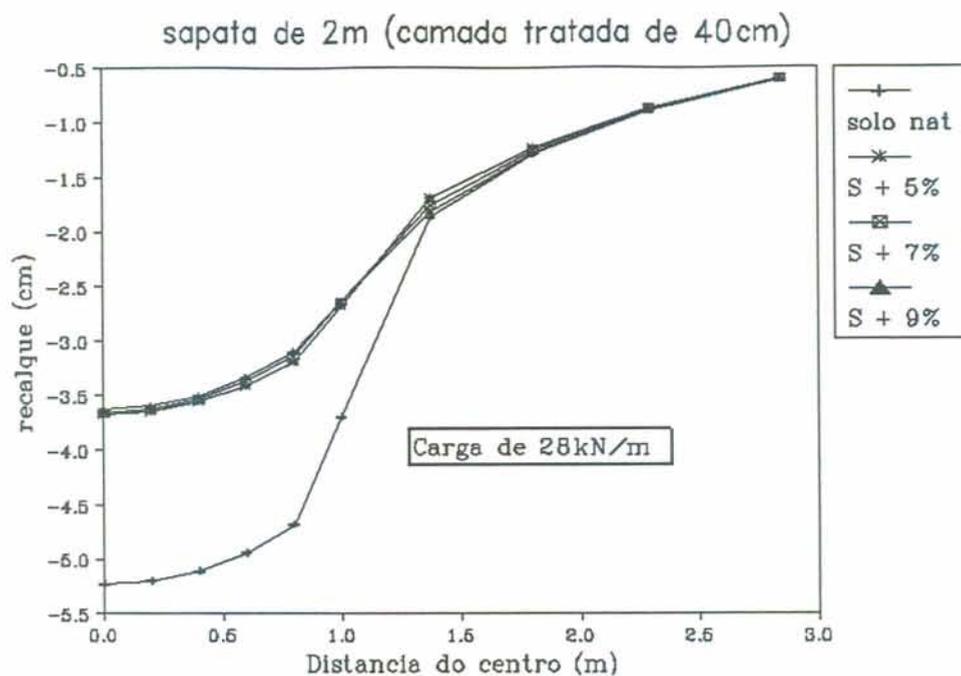


Figura 5.39 - Influência dos teores de cal adotados sobre o recalque total, para sapata de $B=2,0\text{m}$ e camada tratada de 40cm.

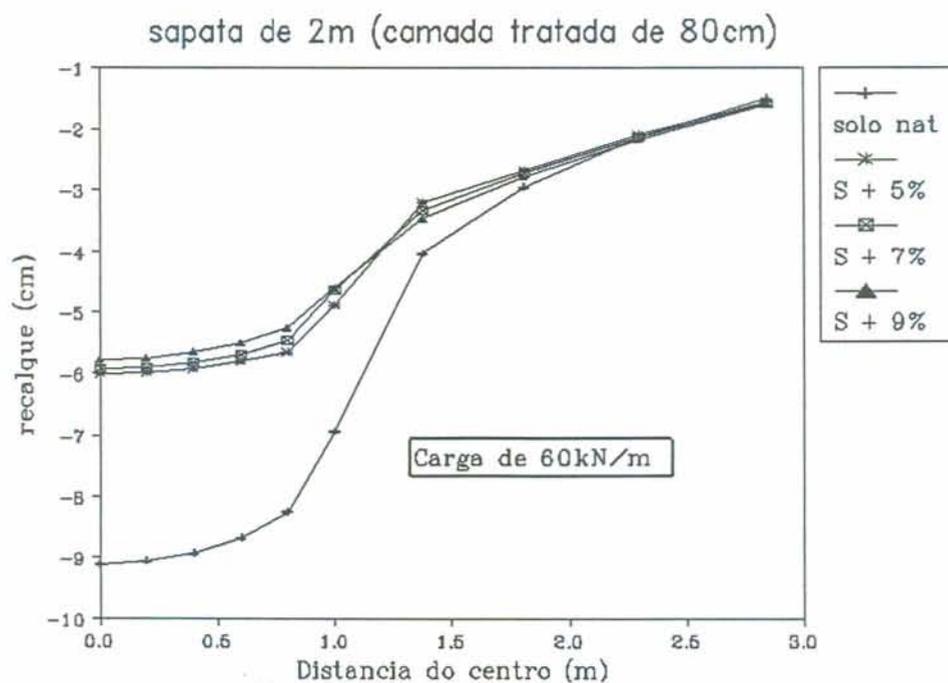


Figura 5.40 - Influência dos teores de cal adotados sobre o recalque total, para sapata de $B=2,0\text{m}$ e camada tratada de 80cm.

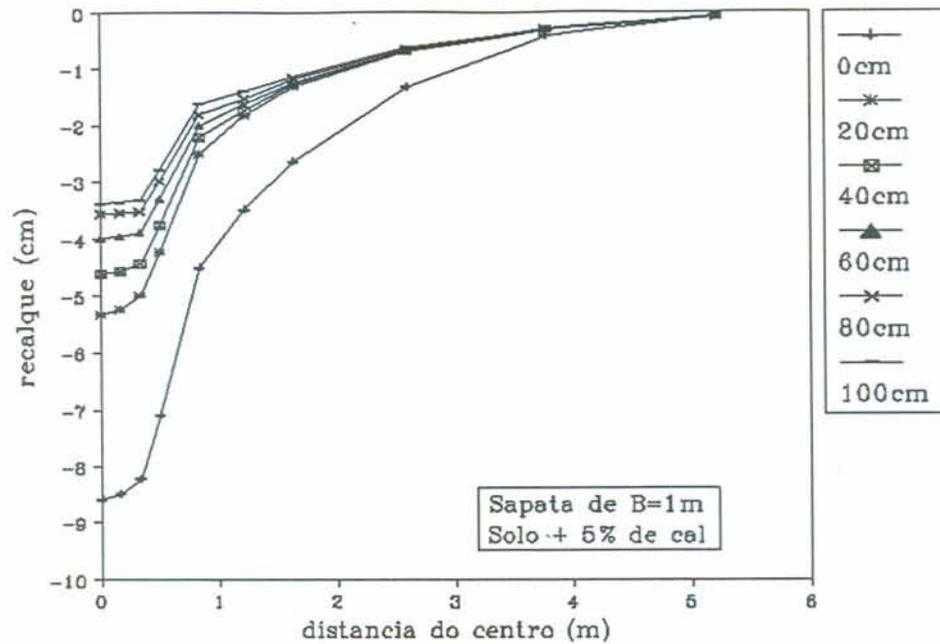


Figura 5.41 - Influência das diferentes espessuras de camadas tratada com 5% de cal em fundação com B=1,0m e carga de 28kN/m.

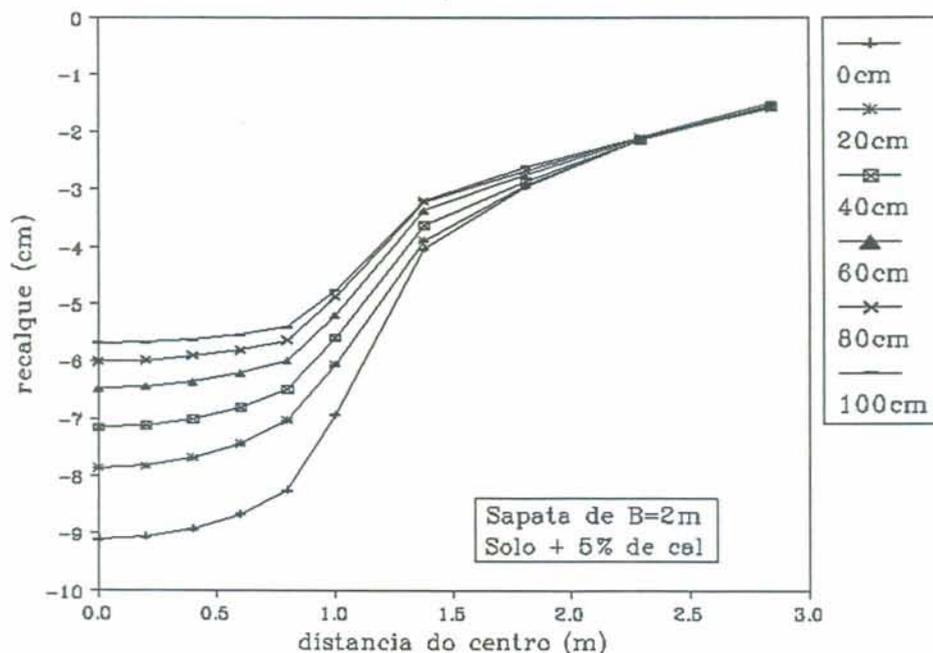


Figura 5.42 - Influência das diferentes espessuras de camadas tratada com 5% de cal em fundação de B=2,0m e carga de 60kN/m.

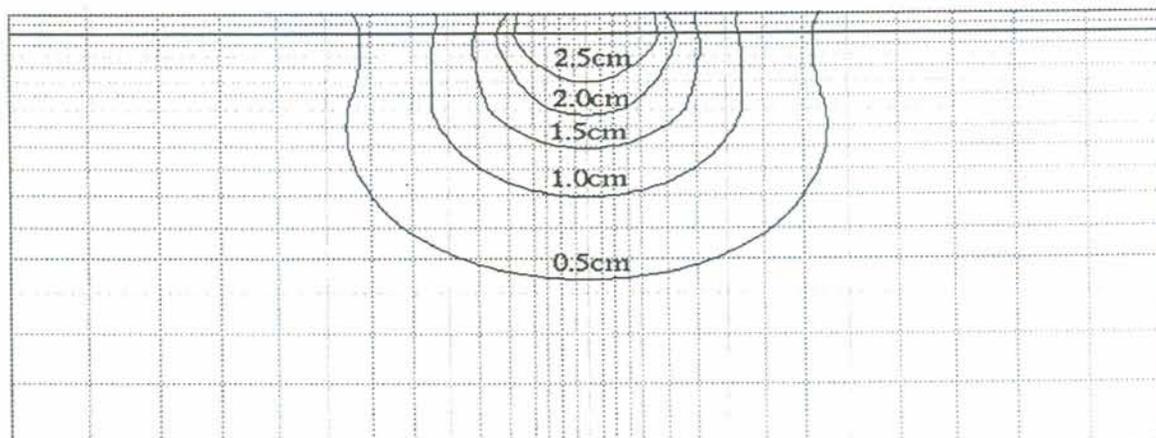


Figura 5.43 - Curvas de iso-deslocamentos quando aplicada uma carga de 28kN/m em uma sapata de $B=1,5\text{m}$ e, camada tratada com 5% de cal de 40cm.

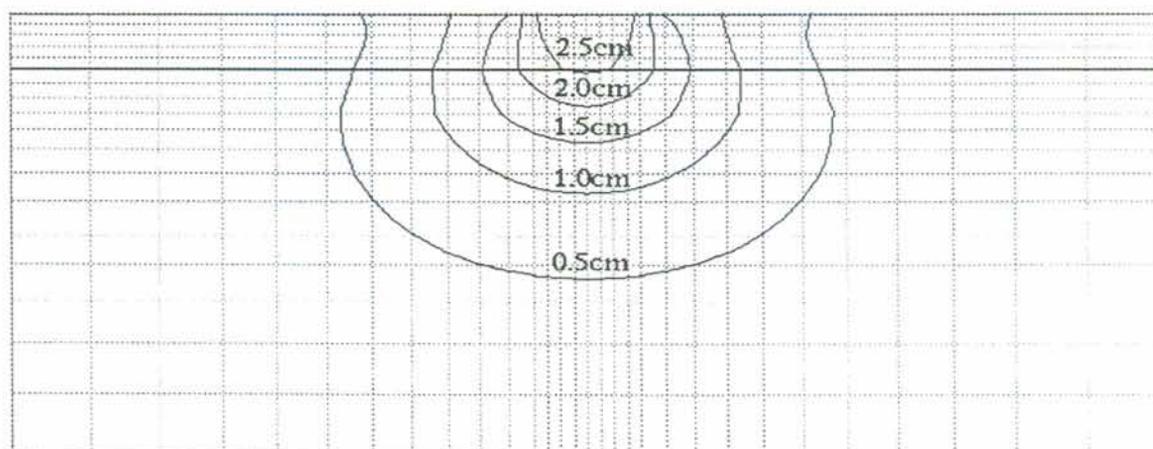


Figura 5.44 - Curvas de iso-deslocamentos quando aplicada uma carga de 28kN/m em uma sapata de $B=1,5\text{m}$ e, camada tratada com 5% de cal de 100cm.

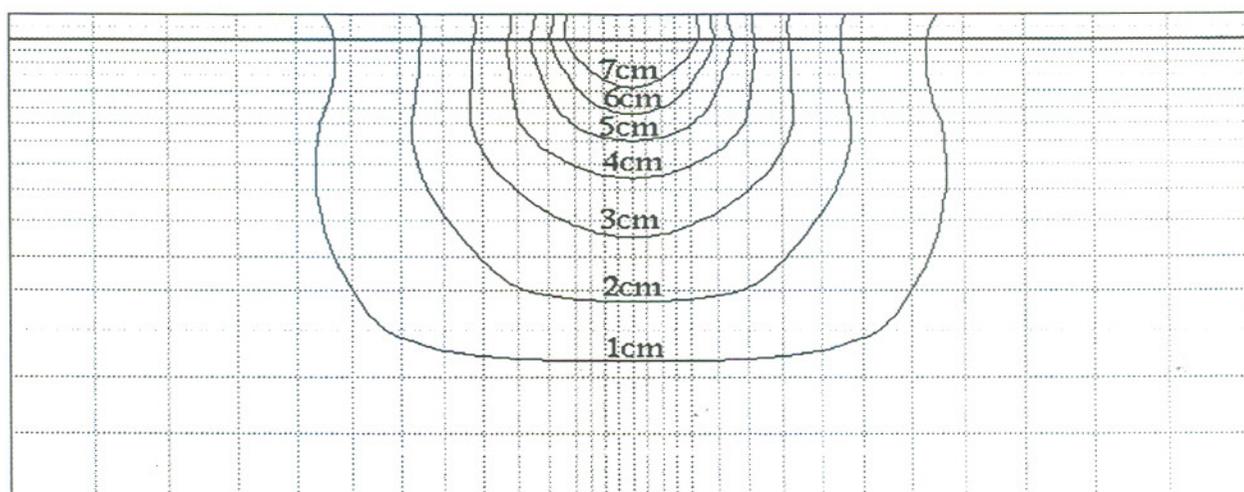


Figura 5.45 - Curvas de iso-deslocamentos quando aplicada uma carga de 60kN/m em uma sapata de $B=1,5\text{m}$ e, camada tratada com 9% de cal de 40cm.

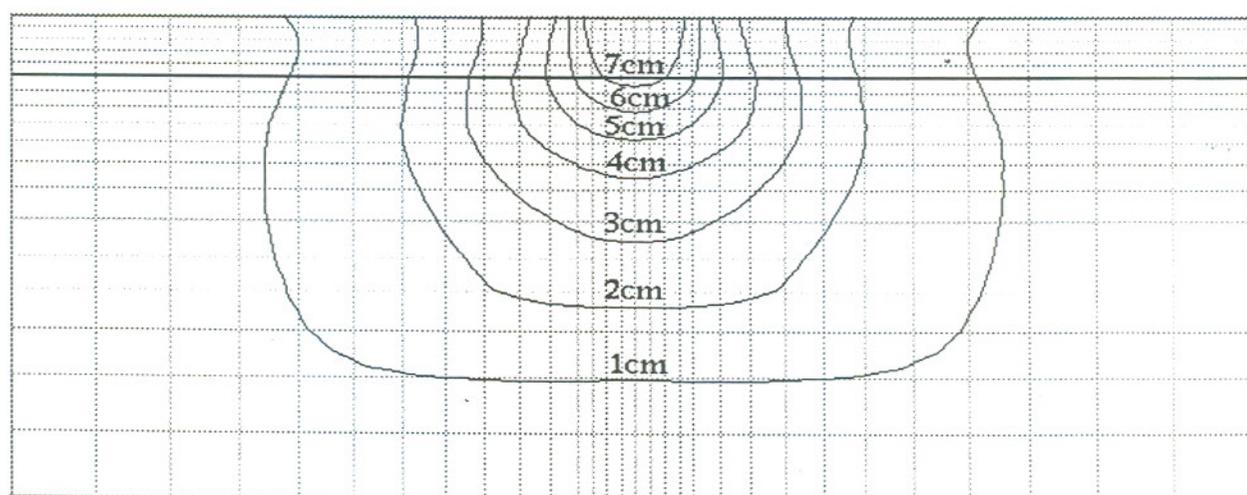


Figura 5.46 - Curvas iso-deslocamentos quando aplicada uma carga de 60kN/m em uma fundação de $B=1,5\text{m}$ e, camada tratada com 9% de cal de 100cm.

6 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 - Conclusões

A partir da análise dos resultados obtidos nas etapas experimental e numérica, foi possível chegar às seguintes conclusões:

- o método de Eades & Grim (1966) não se apresentou adequado à determinação do teor ótimo de cal para estabilização do material em estudo. O valor adotado pelo método (9%) simplesmente melhorou as características do material, não cimentando as partículas como era esperado.

- Os limites de Atterberg apresentaram sensível melhora com a adição de cal ao solo. Com um dia de cura, o LL apresentou redução aproximadamente linear com o aumento do teor de cal. O LP, por sua vez, diminuiu até os 4% de cal, aumentando a seguir até atingir o LFP, que para o solo em questão é de aproximadamente 11%. O IP, que é a diferença entre o LL e o LP, reduziu 2,37 vezes quando adicionado 9% de cal ao solo. O LC também obteve melhoras com o teor de cal. Os limites de Atterberg não apresentaram mudanças significativas com os tempos de cura adotados. Isto foi devido ao fato de que a cal adicionada ao solo reagiu imediatamente, não alterando, por consequência, os valores dos limites com o tempo de cura.

- A curva granulométrica do material foi alterada com a adição da cal ao solo. Mudanças mais nítidas são observadas na fração fina do material, o que vem a comprovar que a cal reage principalmente

com a fração argila do solo. O teor de argila, que para o solo natural era de 71,8% passou para 41,9% quando adicionado 9% de cal, reduzindo, portanto em quase 2 vezes o teor de finos do solo. A curva granulométrica, também não apresentou alteração significativa com o tempo de cura.

- A resistência e a rigidez do material obtiveram um ganho imediato de 163% com a adição de 9% de cal. Com o tempo de cura, porém, não houve melhora nas características de resistência e rigidez, pelo fato de que os teores de cal adotados foram inferiores ao mínimo necessário para que ocorresse a continuidade das reações pozolânicas.

- A permeabilidade da mistura de solo com 9% de cal aumentou cerca de 10 vezes em relação ao solo natural compactado, mantendo-se, após, aproximadamente constante com o tempo de cura.

- Apesar de o solo não apresentar características expansivas, a pequena expansão obtida no solo natural foi suficiente para demonstrar que a cal reduz significativamente o potencial de expansão dos solos, principalmente nos primeiros incrementos de cal. Com a adição de 5% de cal ao solo, a porcentagem de expansão reduziu aproximadamente 5 vezes, sendo que com a adição de 9% de cal a expansão foi praticamente nula.

- Os difratogramas de raio X demonstraram que somente o argilomineral caulinita está presente no solo natural. Indicaram, ainda, que a adição de 5% de cal ao solo não apresenta nenhuma alteração nos picos difratométricos em relação ao solo natural, mostrando, portanto, que com este teor não ocorreram formação de novos materiais. A adição de 7% e 9% de cal apresentam, já aos 7 dias de cura, a presença de novos picos correspondentes a um silicato. Com o passar do tempo de cura não houve aparecimento de novos picos, o que comprova que as reações pozolânicas não tiveram continuidade e que a cal adotada reagiu nos primeiros dias de cura.

- O modelo hiperbólico, adotado para reproduzir o comportamento das misturas solo-cal mostrou-se adequado, pois conseguiu representar bem as curvas tensão x deformação experimentais, obtidas nos ensaios triaxiais.

- O uso de uma camada de solo tratado com cal melhoraram as curvas carga x recalque em relação àquelas obtidas do carregamento sobre o solo natural simplesmente. No entanto, os diferentes teores de cal adotados apresentaram pouca influência nas curvas carga x recalque, tanto nas simulações não drenadas como nas drenadas. Portanto, em trabalhos em que se deseja tratar o solo, acredita-se que a adoção de um único teor de cal seja suficiente, desde que este represente o mínimo necessário para alcançar as características previamente estabelecidas.

- A capacidade de carga e os recalques apresentaram melhora no desempenho, com o aumento da espessura da camada tratada. O aumento da espessura faz com que as tensões mais significativas atuem na camada tratada, que contendo melhores características reduz, por conseqüência, o valor do recalque e aumenta o valor da capacidade de carga.

- Dos métodos analíticos de cálculo de capacidade de carga adotados, o proposto por Meyerhof & Hanna (1978) foi o que apresentou os resultados mais próximos daqueles obtidos pelo M.E.F. para solos contendo perfis heterogêneos. Os métodos de Terzaghi (1943) e Hansen (1970) apresentaram bons resultados quando comparados com as capacidades de cargas obtidas em perfis homogêneos. Para perfis heterogêneos estes métodos apresentaram valores superestimados.

- A utilização de uma camada de solo tratado sobre um perfil de argila mole, para utilização em fundações superficiais, é uma idéia nova e que carece ainda de estudos para ser utilizada na prática comum de engenharia. No entanto, os resultados obtidos neste trabalho indicaram que existe uma melhora no comportamento de fundações superficiais, quando colocadas sobre uma camada de material com melhores características. Isto leva a acreditar que

este é um dos caminhos para resolver os problemas de fundações superficiais sobre depósitos de argila mole.

6.2 - Sugestões

Para continuação de trabalhos na mesma linha de pesquisa, sugere-se:

- Realizar um estudo com os diversos métodos de determinação de teor ótimo de cal, objetivando escolher o mais adequado.
- Estabilizar uma camada de um solo de aterro, mais reativo que o solo local, e sobre este assentar as fundações superficiais.
- Realizar simulações drenada e não drenada, com posterior adensamento, em fundações rígidas e flexíveis para verificar qual a diferença obtida nas curvas carga x recalque.
- Verificar a aplicabilidade de outros modelos constitutivos em solos tratados e desenvolver um modelo numérico elasto-plástico para representar o comportamento característico do solo estabilizado (com cimentação).
- Realizar provas de carga em fundações superficiais (em verdadeira grandeza) assentes sobre solo tratado e compará-las com resultados de simulações tridimensionais.
- Estudar a possibilidade de uso de solo-cinza-cal para utilização em fundações superficiais.
- Investigar a possibilidade de emprego de resíduos industriais como estabilizantes do solo local ou do material do aterro, visando sua utilização em fundações superficiais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANDAY, M. C. Curing lime-stabilized soil. *Highway Research Record*, Washington, v.29, p.13-26, 1963.
- ARMAN, A.; MUNFAKH, G. A. Lime stabilization of organic soils. *Highway Research Record*, Washington, v.381, p.37-45, 1972.
- AZEVEDO, R. Plane-stress program using the 8-node quadrilateral isoparametric finite element. Bolder, Department of Civil Engineering, University of Colorado, 1981. 30p. (course, CE551).
- BALASUBRANDANIAN, A. S.; BUENSUCESO Jr., B. R. On the overconsolidated behaviour of lime treated soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro. *Proceedings...* Rotterdam: Balkema, 1989, v.2, p.1335-1338.
- BELL, F. G. Stabilization and treatment of clay soil with lime. *Ground Engineering*, London, v.21, n.1, p.10-15, 1988.
- BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. *The measurement of soil properties in triaxial test*. 2ed., London, Edward Arnold Ltd., London, 1962. 190p.
- BJERRUM, L.; HUDER, J. Measurement of the permeability of compacted clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4., 1957, London. *Proceedings...* London: Butterworths Scientific Publications, 1957, v.1, p.6-8.
- BOWLES, J. E. *Foundation analysis and design*. 2.ed., New York McGraw-Hill, 1977. 750p.
- BRANDL, H. Alteration of soil parameters by stabilization with lime. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm. *Proceedings...* Rotterdam: A.A. Balkema, 1981, v.1, p.587-595.
- BRITTO, A. M.; GUNN, M. J. *Critical state soil mechanics via finite element*. New York: Ellis Horwood, 1987, 487p.
- _____. *CRISP90: User's and programers guide*, Surrey: Surrey University, 1990. 242p.
- BROMS, B. B.; BOMAN, P. Lime-columns - A new type of vertical drains. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1977, Tokyo. *Proceedings...* Tokyo: Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1978. v.1, p.1025-1052.

- BRONDANI, V. **Mecânica dos solos**. Santa Maria: Departamento de Transporte da UFSM, 1987. 105p. (Apostila)
- BURLAND, J. B. A method of estimating pore pressures and displacements beneath embankments on soft, natural clay deposits. In: ROSCOE MEMORIAL SYMPOSIUM ON STRESS-STRAIN BEHAVIOUR OF SOILS, 1971, Cambridge. **Proceedings...** Henley on Thames: G.T. Foukis, 1972, p. 505-536.
- BURLAND, J. B.; WROTH, C. P. Settlement of buildings and associated damage. In: BUILD RESEARCH ESTABLISHMENT. **FOUNDATION AND SOIL TECHNOLOGY**, Lancaster: the Construction Press, 1978. v.3, p.287-329.
- BURLAND, J. B.; BROMS, B. B.; DE MELLO, V. F. B. Behaviour of foundations and structures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 9., 1977, Tokyo, **Proceedings...**Tokyo: Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1978, v.2, p.495-546.
- BUTTON, S. J. The bearing capacity of footing on a two-layer cohesive subsoil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. **Proceedings...** Zurich, v.1, p.332-335.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1983. v.1.
- CARVALHO, D. Estimativa da resistência não drenada da argila marinha da baixada santista a partir do Cam-Clay e de ensaios oedométricos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECANICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8., 1986, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABMS, 1986, v.1, p.57-63.
- CASTRO, E. O solo-cal na pavimentação de estradas e aeródromos. **Geotecnia**, Lisboa, v.10, p.29-59, 1969.
- CASTRO, F. J. C. O. Um estudo físico químico matemático da estabilização alcalina de solos argilosos. Rio de Janeiro, 1981a, 476p., Dissertação (Mestrado em Engenharia), COPPE-UFRJ.
- _____. Um estudo difratométrico (RX) da interação pozolânica: argilominerais do solo e hidróxido de cálcio. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1, 1981, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, 1981b, v.1, p.453-468.
- CHANG, C. S.; DUNCAN, J. M. Consolidation analysis for partly saturated clay by using an elastic-plastic effective stress-strain model. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, New York, v.7, p.39-55, 1983.
- CHAUVEL, A.; NOBREGA, M. T. Comportamento dos solos argilosos desenvolvidos sobre basalto do Brasil meridional após tratamento com cal. In: REUNIÃO ABERTA DA INDÚSTRIA DA CAL, 4., 1980, São Paulo. **Anais...** São Paulo: Associação Brasileira dos Produtores de Cal, 1980, p.124-172.

- CHEN, F. H. *Foundation on expansive soils*. Amsterdam: Elsevier 1975. 275p.
- CHEUNG, Y. K.; ZIENKIEWICZ, O. C. Plates and tanks on elastic foundation - an application of Finite Element Method. *International Journal of Solids and Structures*, v.1, n. 4, p.451-461, 1965.
- CLARE, K. E.; CRUCHLEY, A. E. Laboratory experiments in the stabilization of clays with hidrated lime. *Géotechnique*. London, v.7, p.97-111, 1957.
- CONSOLI, N. C. *Comportamento analítico e de campo de uma escavação experimental*, Rio de janeiro, 1987. 153p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) PUC-RJ.
- _____. Influência da densidade, do tempo de carregamento e das condições de drenagem do solo nas trajetórias de tensões e nos deslocamentos de uma fundação superficial. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 26., 1993, Montevideo. *Memórias...* Montevideo: Associação Sudamericana de Ingenieros Estructurales, 1993, v.4, p.63-76.
- DAS, B. M. PURI, V. K. Bearing capacity of shallow strip foundation on strong clay underlain by weak clay. In: FOUNDATION ENGINEERING CONGRESS: CURRENT PRINCIPLES AND PRACTICES, 1989, Evalston, Ill. *Proceedings...* New York: ASCE, v.2, p.1199-1211.
- D'APPOLONIA, D. J.; POULOS, H. G.; LADD, C. C. Initial settlement of structures on clay. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New York: ASCE, v.97, n.SM10, p.1359-1377, 1971.
- DE WET, J. A fundamental study of some clay-lime reactions. In: REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4., 1967, Cape Town. *Proceedings...* Cape Town: A.A. Balkema, 1967, v.1, p.277-281.
- DESAI, C. S. Non-linear analysis using spline functions. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Engineering*, New York, ASCE, v.97, n.SM10, p.1305-1320, 1971.
- DESAI, C.S.; CHRISTIAN, J. T. *Numerical methods in geotechnical engineering*. New York, McGraw Hill, 1977. 783p.
- DESAI, C. S. and REESE. L. C. Analysis of circular footings on layred soil. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. New York, ASCE, v.96, n.SM 2, p.523-545, 1979.
- DIAS, R. D; GEHLING, W. Y. Y. Resistência ao cisalhamento e compressibilidade da crosta de um depósito de argila (gley húmico) da grande Porto Alegre. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8., 1986, Porto Alegre. *Anais...* Porto Alegre: ABMS, 1986, v.1, p.107-111.

- DIAMOND, S.; KINTER, E. B. Mechanisms of soil lime stabilization: an interpretive review. *Highway Research Record*, Washington, n. 92, 1965.
- DUNCAN, J. M. and CHANG, C. Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soil. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Engineering*, New York, ASCE, v. 106, n.SM 5, p.1629-1653, 1970.
- DUNCAN, J. M. Hiperbolic stress-strain relationships. In: *WORKSHOP ON LIMITE EQUILIBRIUM, PLASTICITY AND GENERALIZES STRESS-STRAIN IN GEOTECHNICAL ENGINEERING*, Mc. Gill University, 1980, p. 443-460.
- EADES, J. L. and GRIM, R. E. Reaction of hydrated lime with pure clay minerals in soil stabilization. *Highway Research Record*, Washington, n.262, p.51-63, 1960.
- EADES, J. L.; GRIM, R. E. A quick test to determine lime requirements for lime stabilization. *Highway Research Record*, Washington, n. 262, p.61-72, 1966.
- 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, n.335, p.31-39, 1962.
- EL-RAWI, N. M.; AWAD, A. A. A. Permeability of lime stabilized soils. *Transportation Engineering Journal of ASCE*, New York, v.1, n.107, p.25-35, 1981.
- EVANS, G. L.; BELL, D. H. Chemical stabilization of loess New Zealand. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 10., 1981, Stockholm. *Proceedings...* Rotterdam: A.A. Balkema, 1981, v.3, p.649-658.
- FERREIRA, S. R. M.; AMORIM Jr, W. M. Estimativa da resistência não drenada a partir de ensaios eodométricos e Cam-Clay. In: *CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES*, 8., 1982, Olinda. *Anais...* Rio de Janeiro: ABMS, 1982, v.4, p.159-171.
- FORD, C. M.; MOORE, R. K.; HAJEK, B. F. Reaction products of lime treated southeastern soils. *Transportation Research Record*, Washington, n.839, p.38-40, 1982.
- FRAENKEL, B. B. *Engenharia rodoviária*. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1980. 852p.
- FRANK, R. Some recent developments on the behaviour of shallow foundation. In: *EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 10., 1991, *Proceedings...* Rotterdam: A.A. Balkema, 1991, v.1, p.1-28.
- GLENN, G. R.; HANDY, R. L. Lime clay reactions products. *Highway Research Record*, Washington, n.29., p.70-82, 1963.
- GRIM, R. E. *Clay Mineralogy*. McGraw-Hill, New York, 1953.

- GÜLER, E. Lime stabilized cohesive soil as a fill for geotextile reinforced retaining structures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTEXTILES, GEOMEMBRANES AND RELATED PRODUCTS, 4., 1990, The Hague. *Proceedings...* Rotterdam: A.A. Balkema, 1990. v.1, p.39-44.
- HANSEN, J. B. A revised and extended formula for bearing capacity. Danish Geotechnical Institute, Bulletin v.28, p.5-11, 1970.
- HARTY, J. R.; THOMPSON, M. R. Lime reactivity of tropical and subtropical soil. *Highway Research Record*, Washington, n.442, p.102-112, 1973.
- HASENACK, H. *Influência de variáveis ambientais sobre a temperatura do ar na área urbana de Porto Alegre-RS*. Porto Alegre, 1989, 95p. Dissertação (Mestrado em Ecologia)- Instituto de Biociências, UFRGS.
- HEAD, K. H. *Manual of soil laboratory testing*. London: Pentech Press, 1980. 339p. v.1.
- HERRIN, M. ; MITCHELL, H. Lime-soil-mixtures. *Highway Research Board Bulletin*, Washington, n.304, p.99-121, 1961.
- HERZOG, A.; MITCHELL, J. K. Reactions accompanying stabilization of clay with cement. *Highway Research Record*, Washington, n.36, p.146-171, 1963.
- HILT, G. H.; DAVIDSON, D. T. Lime fixation in clayey soils. *Highway Research Record*, Washington, n.262, p.20-32, 1960.
- HORTA DA SILVA, J. A. Solos expansivos - comportamento, identificação, quantificação da instabilidade volumétrica e projetos de fundações (1º Parte). *Geotecnia*, Lisboa, v.13, p.29-63, 1975.
- INGLES, O. G.; FRYDMAN, S. the effect of cement lime on the strength of some soil minerals and its relevance to the stabilization of Australia Soil. In: CONFERENCE AUSTRALIAN ROAD RESEARCH BOARD, 3., 1966, Sidney, v.2, p.1504-1528.
- INGLES, O. G. and METCALF, J. B. *Soil stabilization: principles and practice*. Sidney: Butterwoeths, 1972. 372p.
- JAN, M. A.; WALKER, R. D. Effect of lime, moisture and compactation on clay soil. *Highway Research Record*, Washington, n.29, p.1-12, 1963.
- JANBU, N. Soil compressibility as determined by oedemeter and triaxial tests. EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1963, Wiesbaden, v.1, p.19-25.
- JARDINE, R. J.; POTTS, D. M.; FOURIE, A. B.; BURLAND, J. B. Studies of the influence of non linear stress-strain characteristics in soil structure. *Géotechnique*, London, v.3, n.36, p.377-396, 1986.

- LACERDA, W. A.; DIAS, P. H. V.; PEIXOTO, F. J. J. Estudo dos parâmetros de solos para análise por elementos finitos. In: SEMINÁRIO BRASILEIRO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS APLICADO A MECÂNICA DOS SOLOS, 1., 1974, Rio de Janeiro, Anais... Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 1974.
- KAMPF, N.; CURI, N. Introdução à ciência do solo. Porto Alegre: Departamento de Solos, Faculdade de Agronomia, UFRGS, 1985.
- KEDZI, A. Stabilized earth roads. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing, 1979.
- KLEIN, C.; HURLVUT Jr, C. S. Manual of mineralogy. 20ed., New York: John & Sons, 1977. 585p.
- KONDER, R. L.; ZELASKO, J. S. A Hiperbolic stress-strain formulation for sands. PAN-AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2., 1963. Proceedings... 1963, v.1, p.289-324.
- LAMBE, T. W.; WHITMAM, R. V. Soil mechanics, SI Version. New York: John Wiley, 1979. 553p.
- LOCAT, J.; BÉRUBÉ, M. A.; CHOQUETTE, M. Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays: shear strength development. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, v.27, n.3, p.294-304, 1990.
- LUND, O. L.; RAMSEY, W. J. Experimental lime stabilization in Nebraska. Highway Research Board Bulletin, Washington, n.231, 1959.
- MATEOS, M. Soil lime research at Iowa State University. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, New York, ASCE, v.90, n.SM2, p.127-156, 1964.
- MCCALLEISTER, L. D.; PETRY, T. M. Leach tests on lime-treated clays. Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, v.15, n.2, p.106-114, 1992.
- MENEGOTTO, E. Comunicação Pessoal, Santa Maria-RS, 1994.
- MEYERHOF, G. G.; HANNA, A. M. Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, v.15, p.565-572, 1978.
- MITCHELL, J. K. Fundamentals of Soil Behaviour. New York: John Wiley, 1976. 422p.
- MITCHELL, J. K.; HOOPER, D. R. Influence of time between mixing and compaction on properties of a lime-stabilized expansive clays. Bulletin Highway Research Board, Washington, n.304, p.14-31, 1961.
- MOORE, D. M.; REYNOLDS Jr, R. C. X-Ray diffraction and the identification and analysis of clay minerals. Oxford: Oxford University Press, 1989. 327p.

- NAYLOR, D. J. *et al.* Prevision of construction performance of Beliche Dam. *Géotechnique*, London, v.36, n.3, p.359-376, 1986.
- NEUBAUER Jr, C. H.; THOMPSON, M. R. Stability properties of uncured lime-treated fine-grained soils. *Highway Research Board*, Washington, n.381, p.20-26, 1972.
- NUNEZ, W. P. *Estabilização físico-química de um solo residual de Arenito Botucatu, visando o seu emprego na pavimentação.* Porto Alegre, 1991, 145p., Dissertação (Mestrado em Engenharia), CPGEC-UFRGS.
- ORMSBY, W. C.; KINTER, E. B. Strength development and reaction products in lime-montmorillonite-water systems. *Publics Roads*, Washington, v.37, n.4, p.136-148, 1973a.
- _____. Effects of dolomitic and calcitic limes on strength development in mixtures with two clay minerals. *Publics Roads*, v.37, n.4, p.149-160, 1973b.
- OSULA, D. O. A. Lime modification of problem laterit. *Engineering Geology: An International Journal*, Amsterdam, v.30, n.2, p.141-154, 1991.
- PEIXOTO, F. J. L. *Obtenção em laboratório de parâmetros de solos para aplicação no Método dos Elementos Finitos*, Rio de Janeiro, 1976. 153p. Dissertação (Mestrado em Engenharia), COPPE-UFRJ.
- POLSHIN, D. E.; TOKAR, R. A. Maximum allowable non-uniform settlement of structures. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING*, 12., London, 1957. *Proceedings...* London: Butterworths Scintific Publications, 1957, v.1, p.402-405.
- POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. *Elastic solutions for soil and rock mechanics.* New York: John Willey, 1974. 411p.
- PRUFFIER, A. P.; MAHLER, C. F. Finite element analysis of plates and foundations. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING*, 12., Rio de Janeiro, 1989. *Proceedings...* Rotterdam: A.A. Balkema, 1989, v.2, p.1209-1212.
- REMUS, M. D.; DAVIDSON, D. T. Relation of strength to composition and density of lime treated clayey soils. *Highway Research Board Bulletin*, Washington, n.267, p.65-75, 1961.
- ROCHA NETO, J. B. *et al.* Caracterização das cales hidratadas consumidas na região de Santa Maria-RS. *Tecnologia*, Santa Maria, v.14, n.1-2, p.89-98, 1991.
- ROSCOE, K. H.; BURLAND, J. B. On generalised stress-strain behaviour of Wet Clay. In: *Engineering plasticity.* Cambridge University Press, 1968.
- ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. N. Mechanical Behaviour of an idealised Wet Clay. In: *EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS*, p.47-54, 1963.

- ROSCOE, K. H.; SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P. On the yielding of soils. *Géotechnique*, London, v.8, p.22-53, 1958.
- RUFF, C. G.; HO, C. Time-temperature strength-reaction product relationships in lime-bentonite-water-mixtures. *Highway Research Record*, Washington, n.139, p.42-60, 1966.
- SANTOS, P. S. Tecnologia de argilas aplicada as argilas brasileiras. São Paulo: Editora Universidade de São Paulo, 1975. 335p. v.1.
- SCHNAID, F. Estudo do comportamento tensão-deformação do solo coluvionar compactado da barragem de Nova Avanhandava. Rio de Janeiro, 1983, 165p. Dissertação (Mestrado em Engenharia), PUC/RJ.
- SCHNAID, F.; NORRIS, V. A.; ALDRIDGE, T. R. Three-dimensional analysis of offshore shallow foundations. *Crisp User's Workshop*, Guildford, U.K., 1991.
- SILVEIRA, J. Estudo da permeabilidade e estrutura de solo-cal Rio de Janeiro, 1979, 135p. Dissertação (Mestrado em Engenharia), COPPE-UFRJ.
- SKEMPTON, A. W. The colloidal activity of clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. *Proceedings...* Zurich, 1953, v.1, p. 57-61.
- SKEMPTON, A. W.; MACDONALD, D. H. Allowable settlement analysis of buildings. *Proceedings of the Institute of Civil Engineerings*, International Civil Engineering, v.5, parte3, p.727-768, 1956.
- SOTELO, R. Fundações superficiais para linhas de transmissão em argilas moles saturadas. Porto Alegre, 1994, 127p. Dissertação (Mestrado em Engenharia), CPGEC-UFRGS.
- TOWNSEND, D. L.; KLYM, T. W. Durability of lime-stabilised soils. *Highway Research Record*, Washington, n.139, p.25-41, 1966.
- STANCATI, G.; GIACHETTI, H. L. Aplicabilidade da teoria da elasticidade hiperbólica a solos compactados, In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8., 1986, Porto Alegre. *Anais...* Porto Alegre: ABMS, 1986. v.1, p.269-281.
- TERZAGHI, K. *Theoretical soil mechanics*. New York: John Wiley, 1943.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. *Soil mechanics in engineering practice*. New York: John Wiley, 1948. 660p.
- THOMPSON, M. R. Shear strength and elastic properties of lime-soil mixtures. *Highway Research Record*, Washington, n.139, p.1-14, 1966.

- _____. Soil-lime mixtures for construction of low-volume roads. **Transportation Research Board Special Report**, Washington, n.160, p.149-165, 1975.
- TRANSPORTATION RESEARCH BOARD **Lime stabilization, reactions, properties, design and construction**. Washington, 1987. 58p. (State of the Art Report, 5)
- VANEEKELEN, H. A. M.; POTTS, D.M. The behaviour of drammen clay under cyclic loading. **Géotechnique**, London, v.28, n.2, p.173-196, 1978.
- VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1978. 487p.
- ZIENKIEWICZ, O. C. **The Finite Element Method in engineering science**. London: McGraw-Hill, 1971.
- ZIENKIEWICZ, O. C; NAYLOR, D. J. The adaptation of critical state soil mechanics theory for use in finite element. In: **ROSCOE MEMORIAL SYMPOSIUM ON STRESS-STRAIN BEHAVIOUR OF SOILS**, 1971. **Proceedings...** Henley on Thames: G. T. Faulis, 1972. p.537-547.
- WANG, J. W. H.; MATEOS, M.; DAVIDSON, P. T. Comparative effects of hydraulic, calcitic and dolomitic limes and cement in soil stabilization. **Highway Research Record**, Washington, n.29, p.42-54, 1963.
- WANG, J.; BADIE, A. Effect of underground void on foundation stability. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.111, n.8, p.1008-1019, 1985.
- WILD, S; ARABI, M. Fabric development in lime treated clay soils. **Ground Engineering**, London, v.22, n.3, p.35-37, 1989.
- WINTERKORN, H. F.; FANG, H. V. **Foundation Engineering Handbook**. New York: Vaw Nostrand, 1975. 737p.

APÊNDICE A

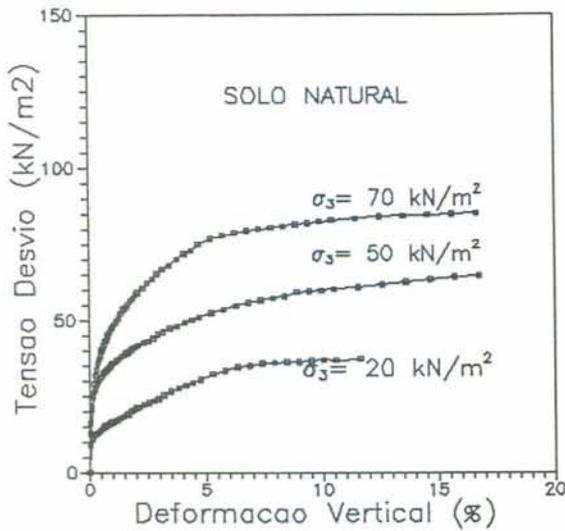


Figura A.1 - Curva tensão x deformação do solo natural compactado.

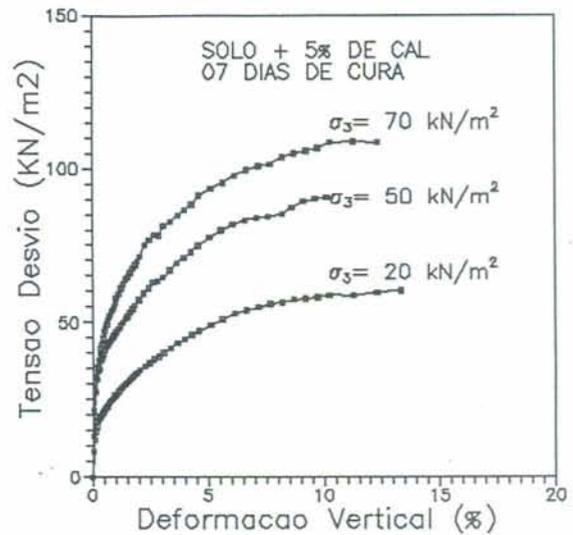


Figura A.2 - Curvas tensão x deformação da mistura de solo com 5% de cal para 7 dias de cura.

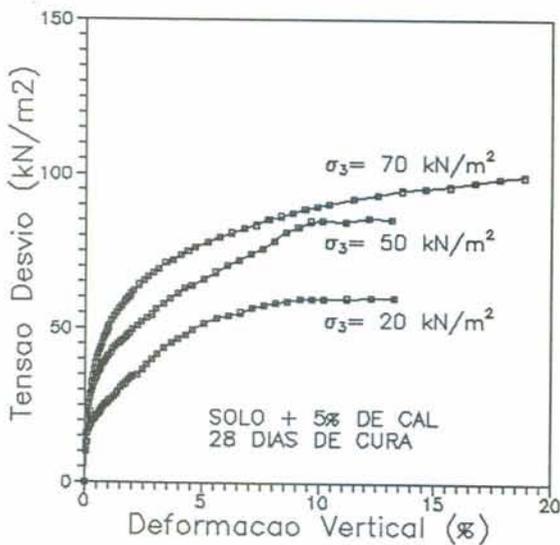


Figura A.3 - Curvas tensão x deformação da mistura de solo com 5% de cal para 28 dias de cura.

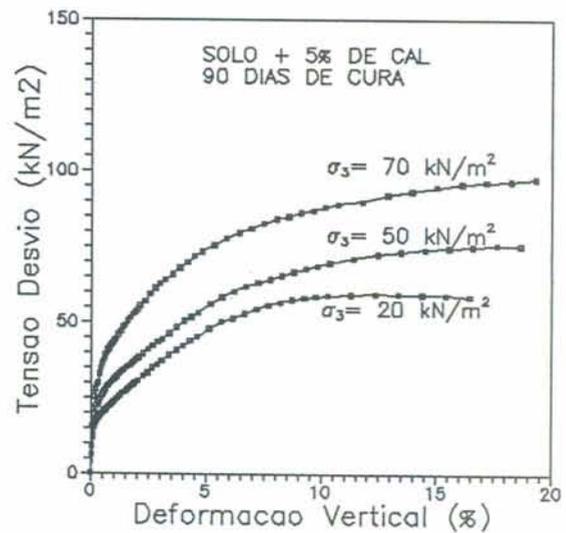


Figura A.4 - Curva tensão x deformação da mistura de solo mais 5% de cal com 90 dias de cura.

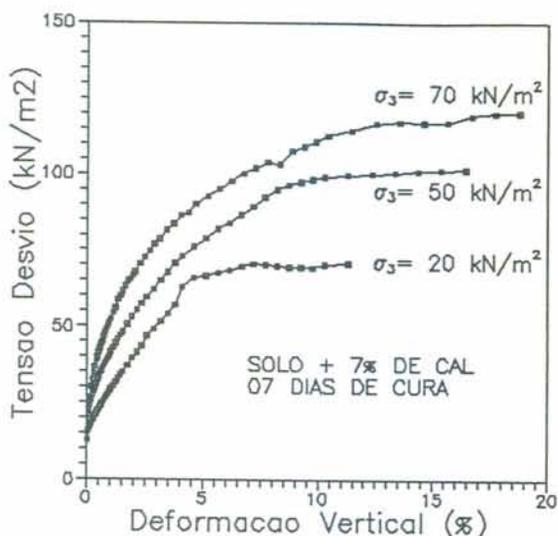


Figura A.5 - Curvas tensão x deformação da mistura de solo com 7% de cal para 7 dias de cura.

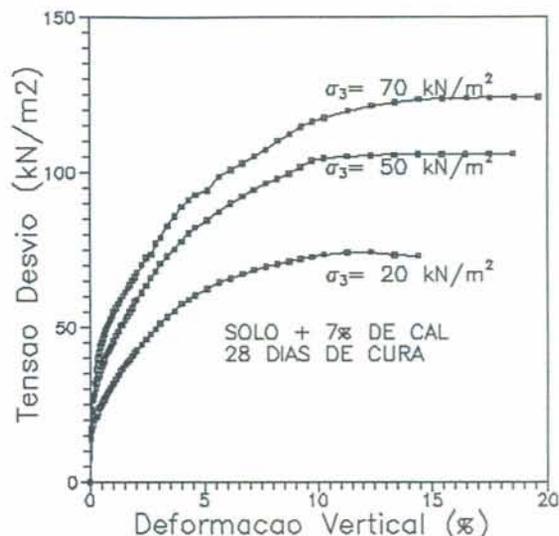


Figura A.6 - Curvas tensão x deformação da mistura de solo com 7% de cal para 28 dias de cura.

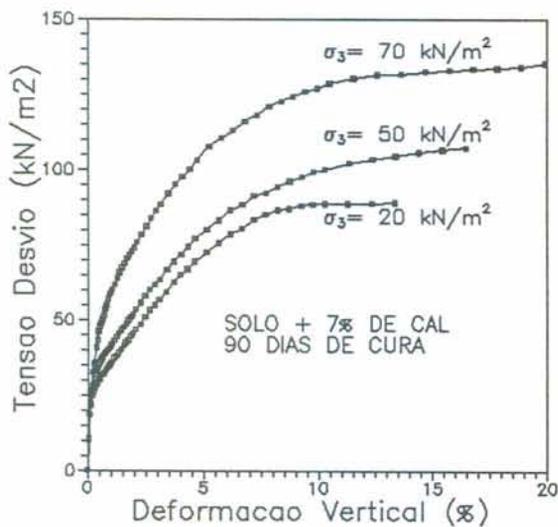


Figura A.7 - Curvas tensão x deformação da mistura de solo com 7% de cal para 90 dias de cura.

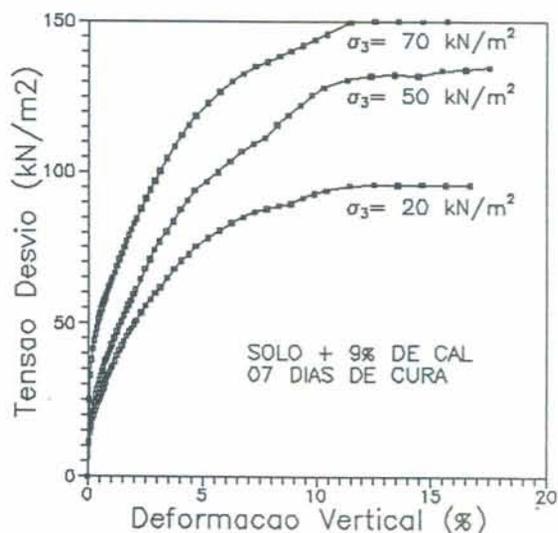


Figura A.8 - Curvas tensão x deformação da mistura de solo com 9% de cal para 7 dias de cura.

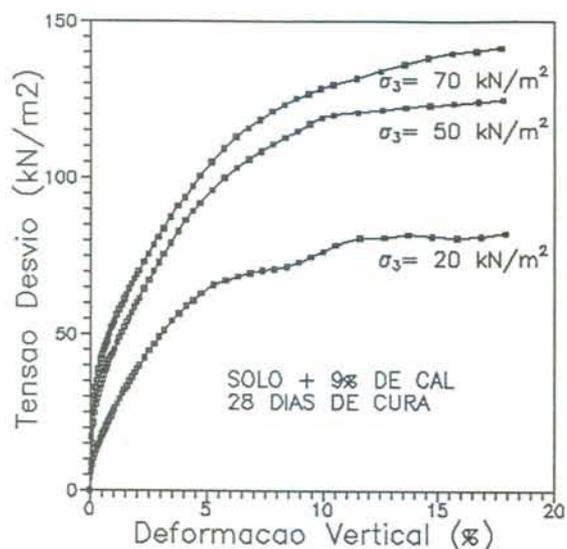


Figura A.9 - Curvas tensão x deformação da mistura de solo com 9% de cal para 28 dias de cura.

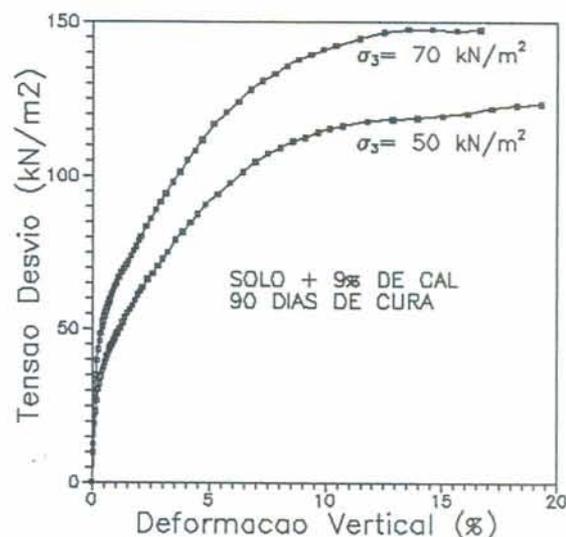


Figura A.10 - Curvas tensão x deformação da mistura de solo com 9% de cal para 90 dias de cura.

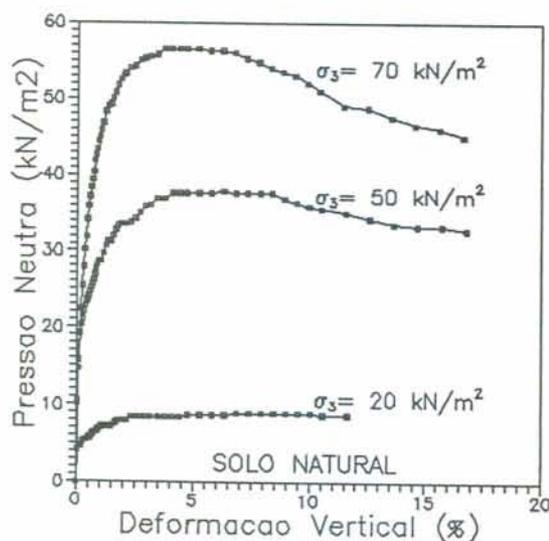


Figura A.11 - Curvas pressão neutra x deformação do solo natural compactado.

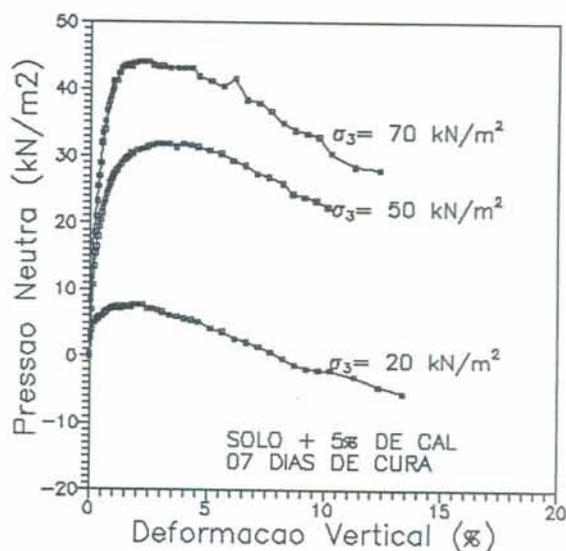


Figura A.12 - Curvas pressão neutra x deformação da mistura de solo com 5% de cal para 7 dias de cura.

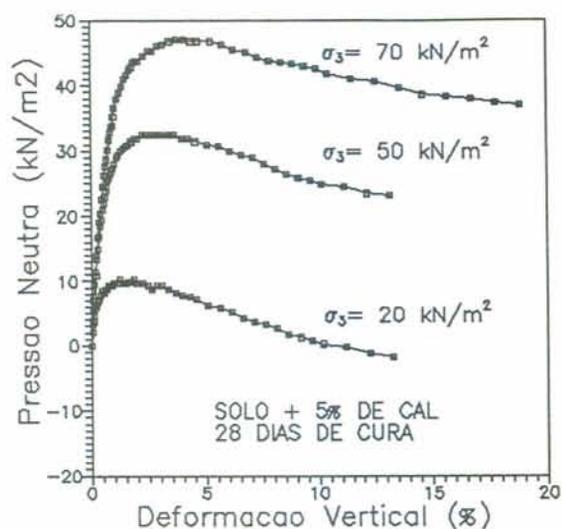


Figura A.13 - Curvas pressão neutra x deformação da mistura de solo com 5% de cal para 28 dias de cura.

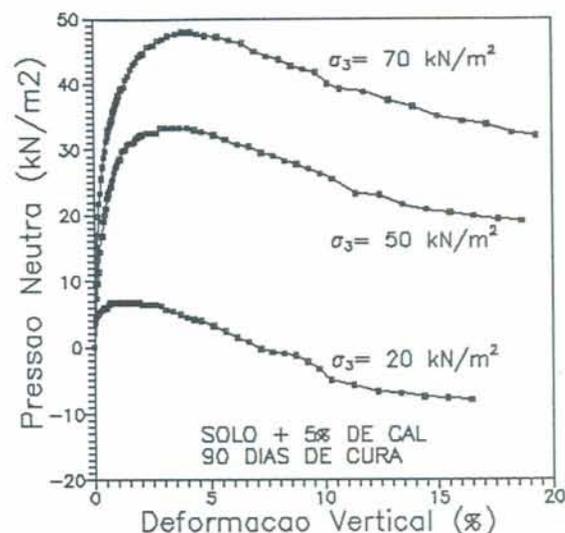


Figura A.14 - Curvas pressão neutra x deformação da mistura de solo com 5% de cal para 90 dias de cura.

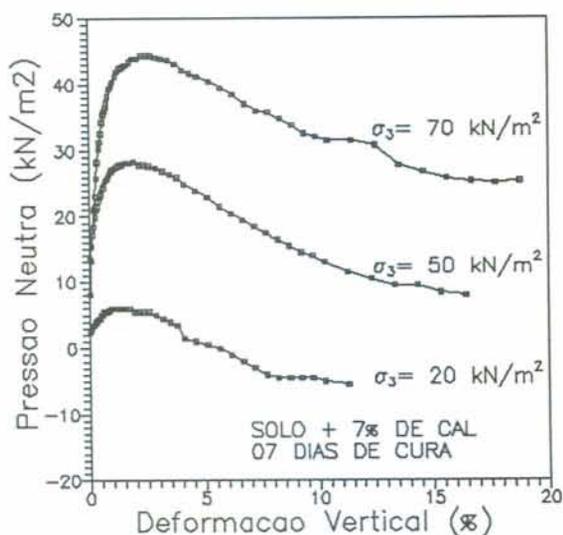


Figura A.15 - Curvas pressão neutra x deformação da mistura de solo com 7% de cal para 7 dias de cura.

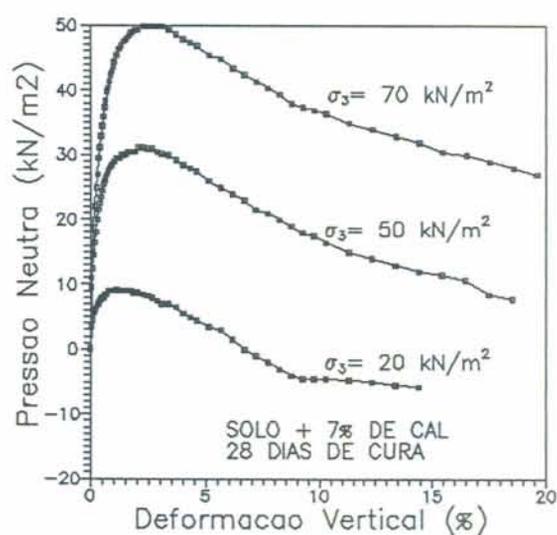


Figura A.16 - Curvas pressão neutra x deformação da mistura de solo com 7% de cal para 28 dias de cura.

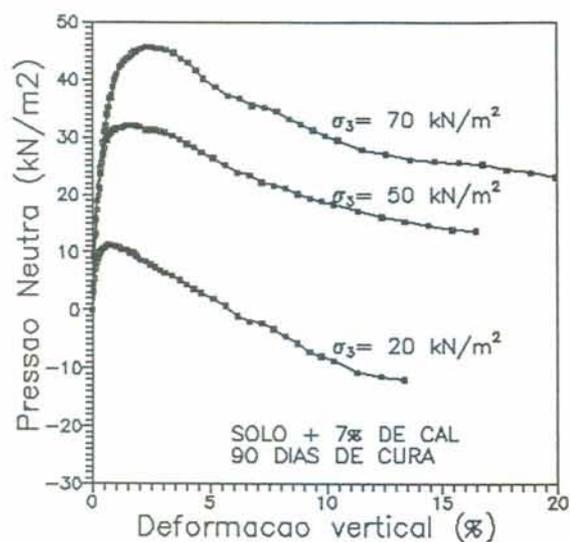


Figura A.17 - Curvas pressão neutra x deformação da mistura de solo com 7% de cal para 90 dias de cura.

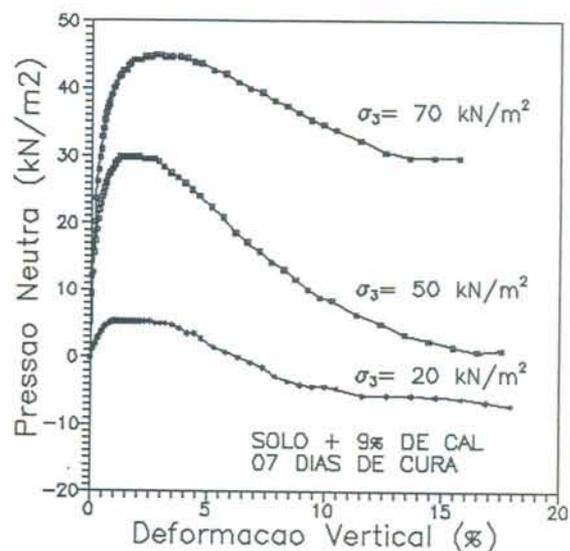


Figura A.18 - Curvas pressão neutra x deformação da mistura de solo com 9% de cal para 7 dias de cura.

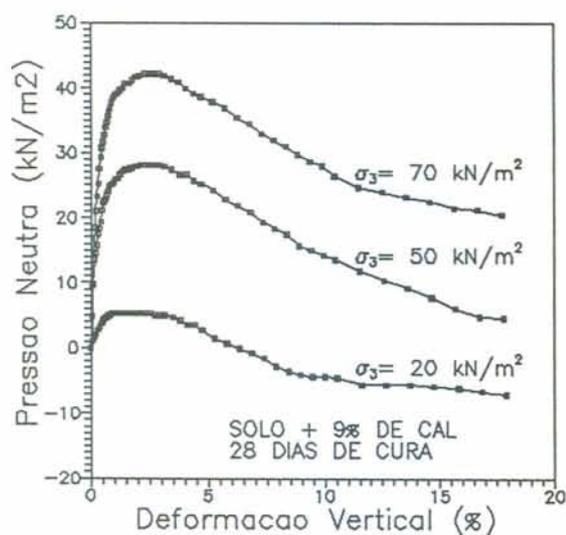


Figura A.19 - Curvas pressão neutra x deformação da mistura de solo com 9% de cal para 28 dias de cura.

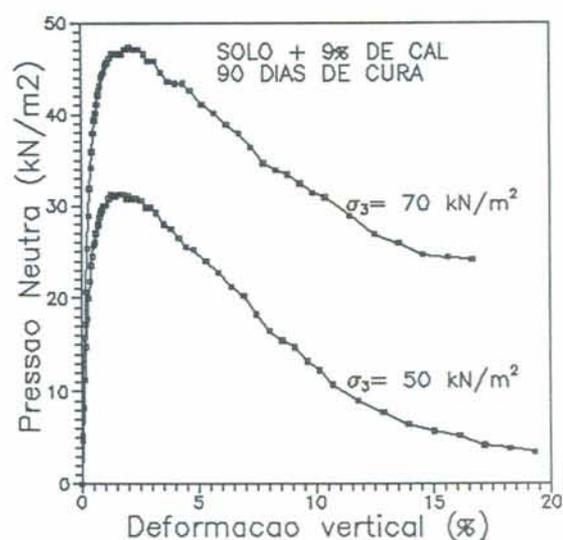


Figura A.20 - Curvas pressão neutra x deformação da mistura de solo com 9% de cal para 90 dias de cura.

APÊNDICE B

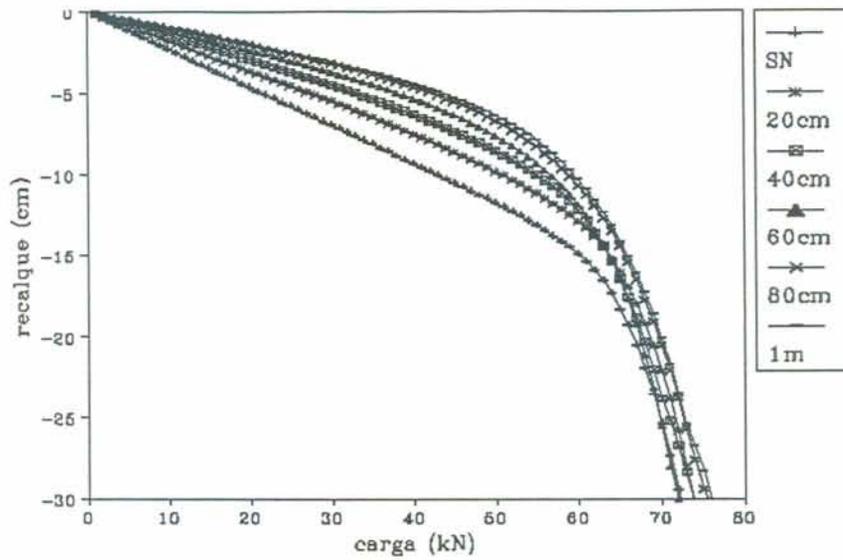


Figura B.1 - Curvas carga x recalque obtidas de simulações não drenadas em fundação de $B=1,0\text{m}$ e camadas tratadas com 5% de cal.

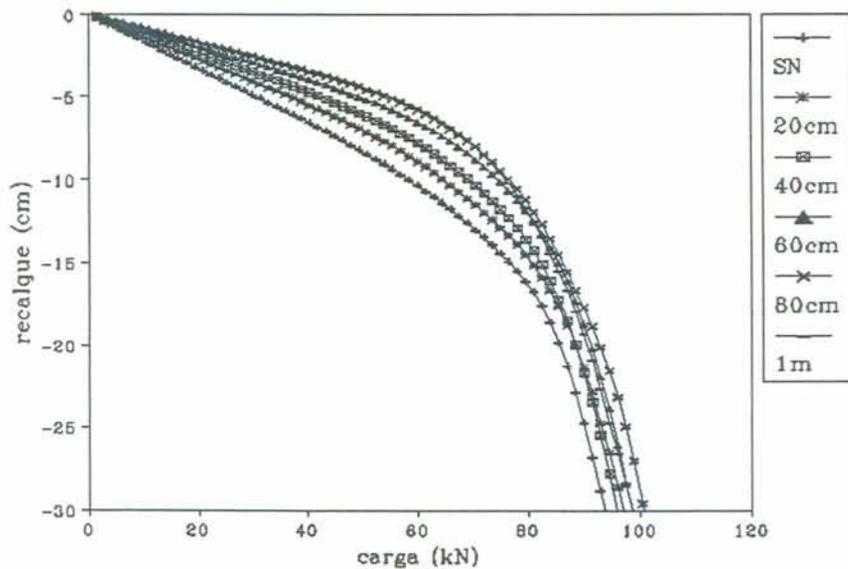


Figura B.2 - Curvas carga x recalque obtidas de simulações não drenadas sobre fundação de $B=1,5\text{m}$ e camadas tratadas com 5% de cal.

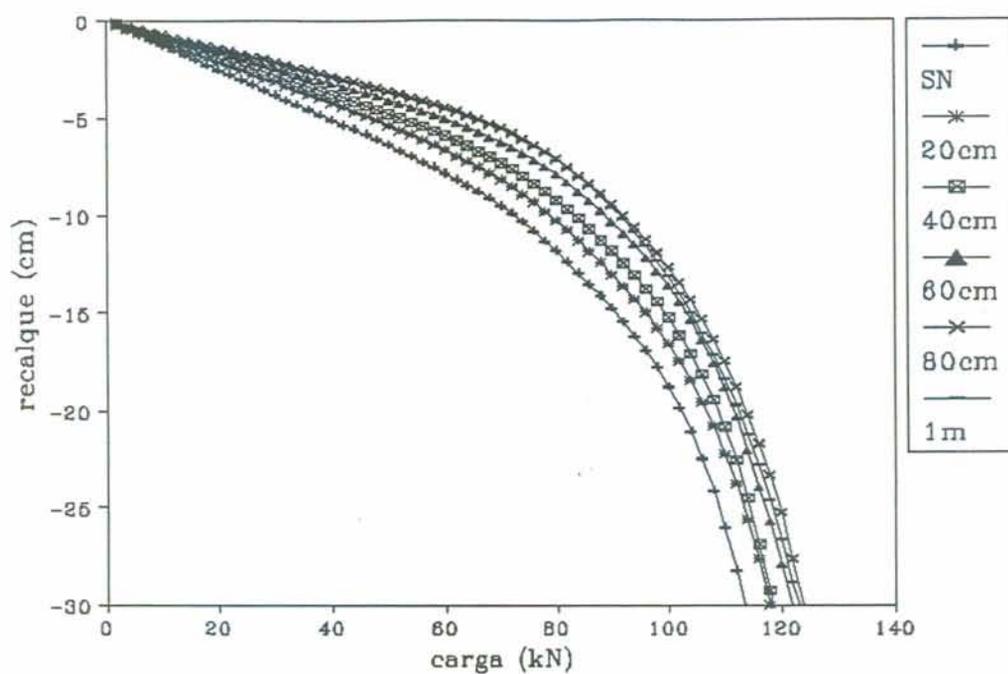


Figura B.3 - Curvas carga x recalque obtidos de simulações não drenadas sobre fundação de $B=2,0\text{m}$ e camadas tratadas com 5% de cal.

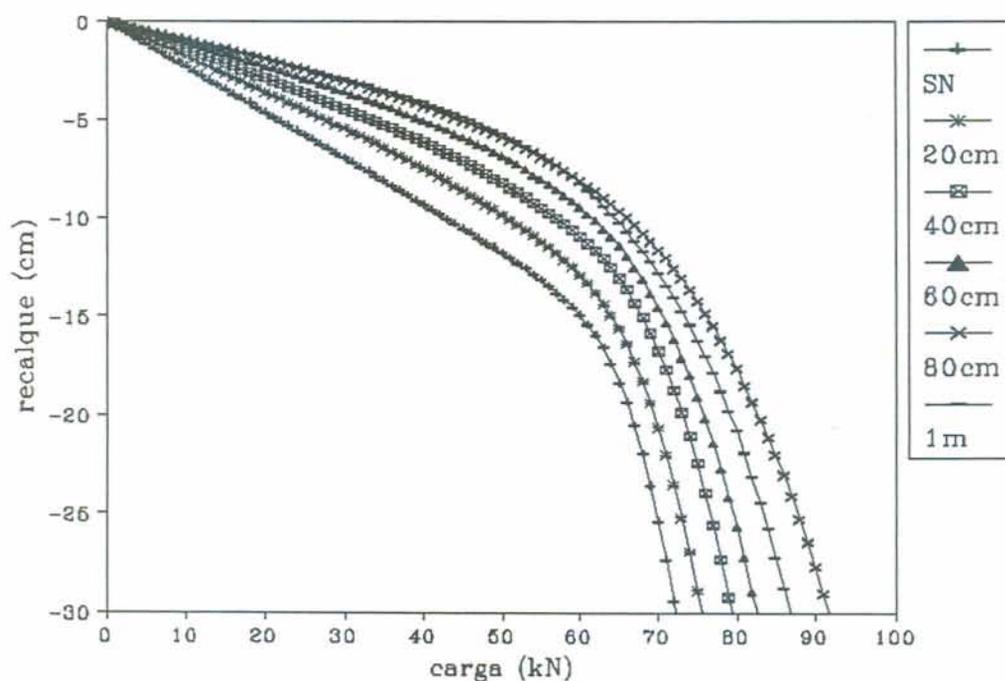


Figura B.4 - Curvas carga x recalque obtidos de simulações não drenadas sobre fundação de $B=1,0\text{m}$ e camadas tratadas com 7% de cal.

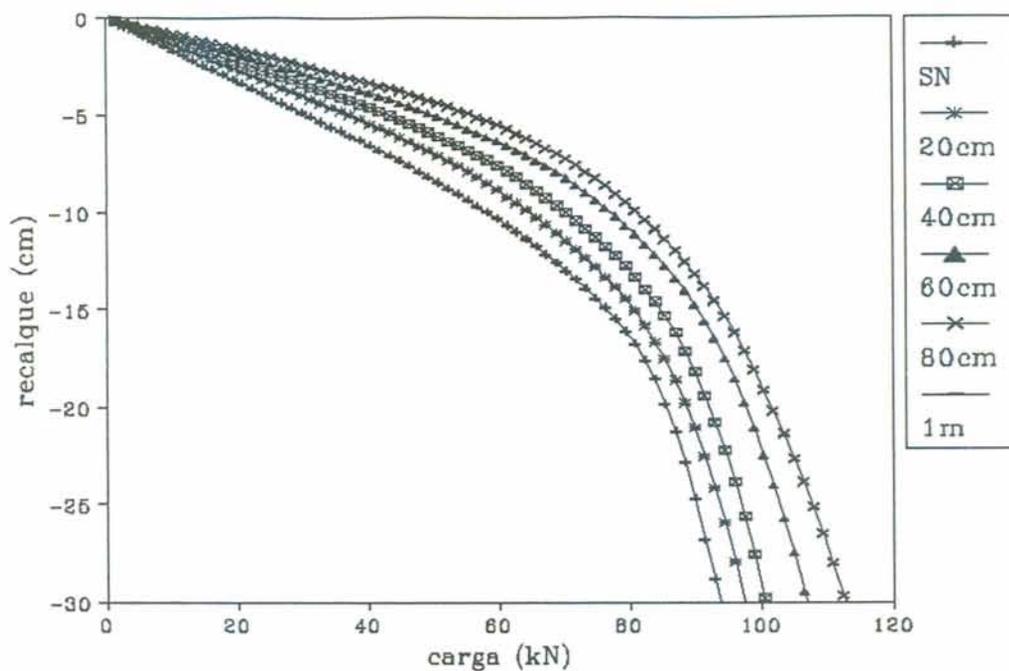


Figura B.5 - Curvas carga x recalque obtidos de simulações não drenadas sobre fundação de $B=1,5\text{m}$ e camadas tratadas com 7% de cal.

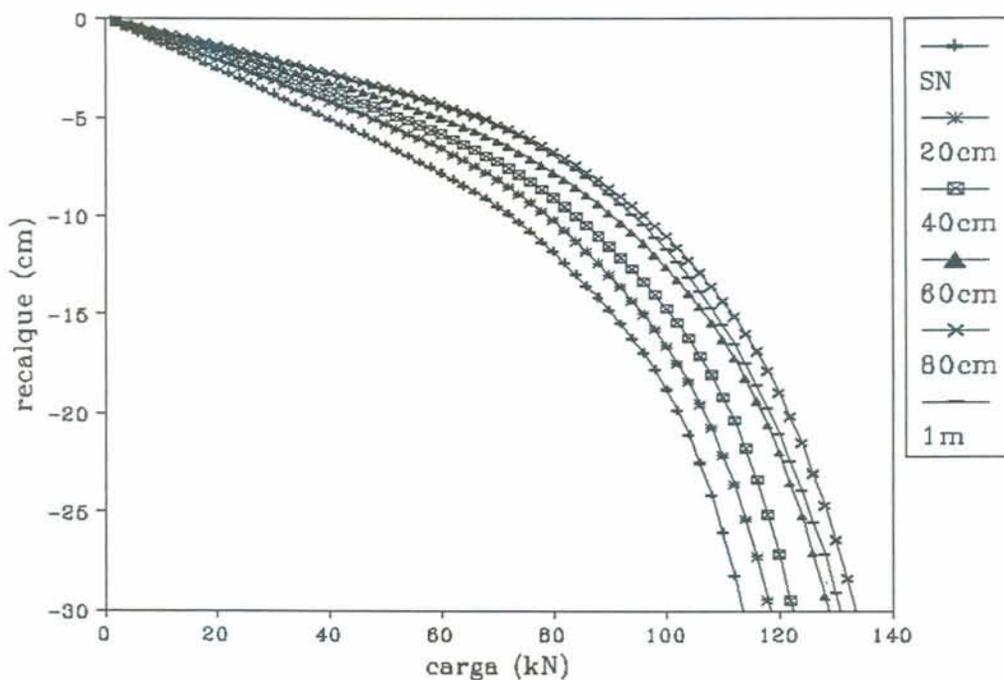


Figura B.6 - Curvas carga x recalque obtidos de simulações não drenadas sobre fundação de $B=2,0\text{m}$ e camadas tratadas com 7% de cal.

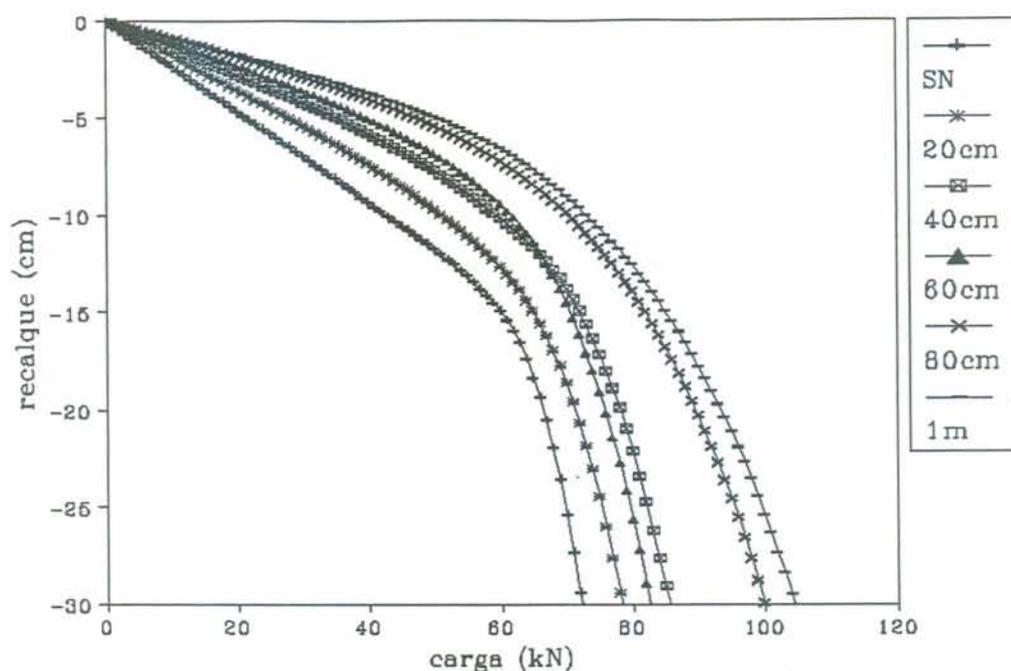


Figura B.7 - Curvas carga x recalque obtidos de simulações não drenadas sobre fundação de $B=1,0\text{m}$ e camadas tratadas com 9% de cal.

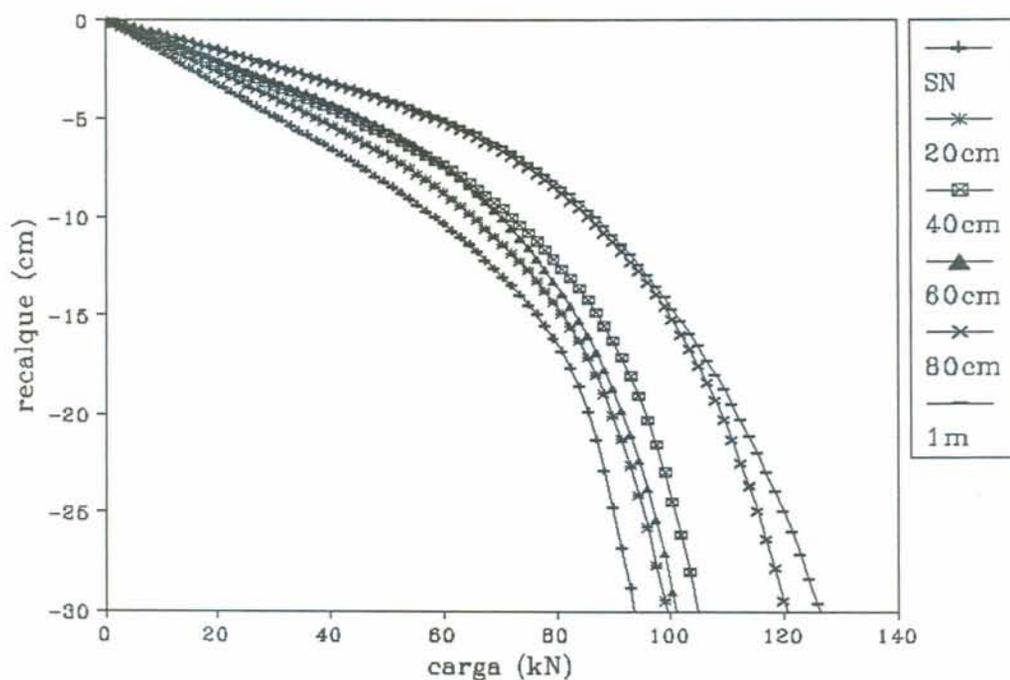


Figura B.8 - Curvas carga x recalque obtidos de simulações não drenadas sobre fundação de $B=1,5\text{m}$ e camadas tratadas com 9% de cal.

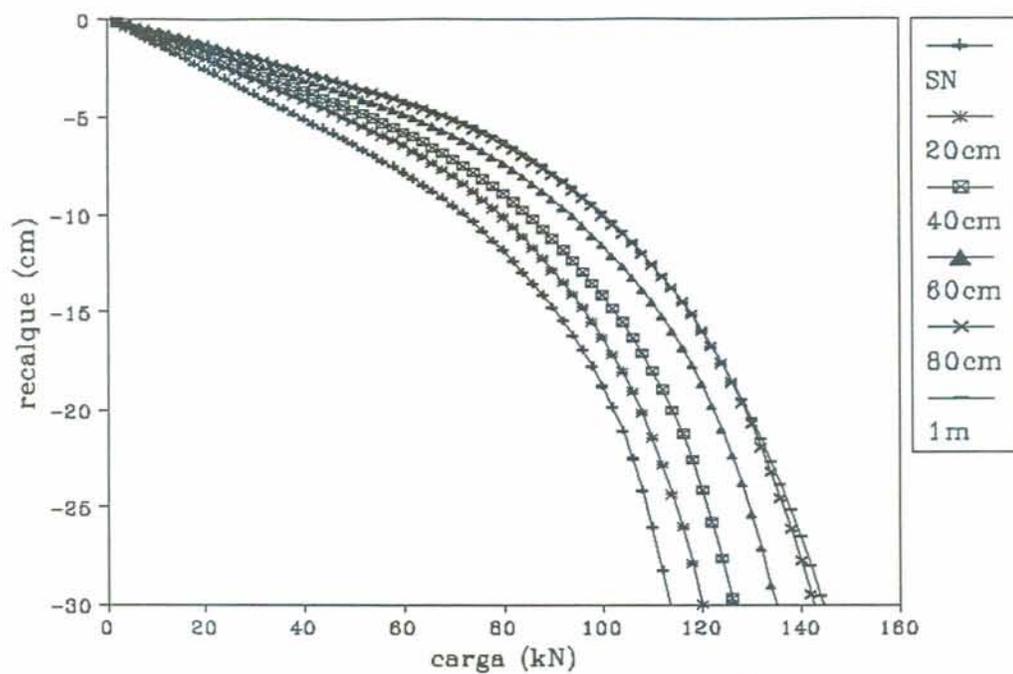


Figura B.9 - Curvas carga x recalque obtidos de simulações não drenadas sobre fundação de $B=2,0\text{m}$ e camadas tratadas com 9% de cal.

APÊNDICE C

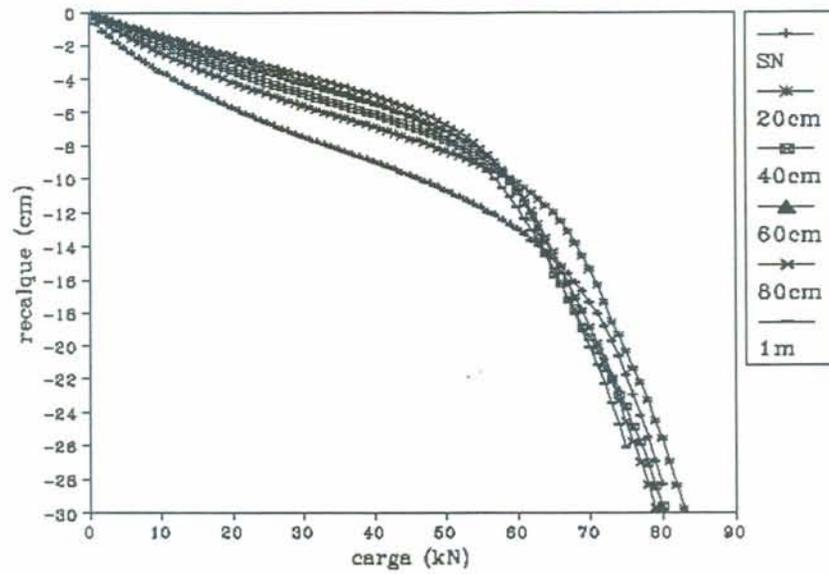


Figura C.1 - Curvas carga x recalque obtidos de simulações drenadas sobre fundação de $B=1,0\text{m}$ e camadas tratadas com 5% de cal.

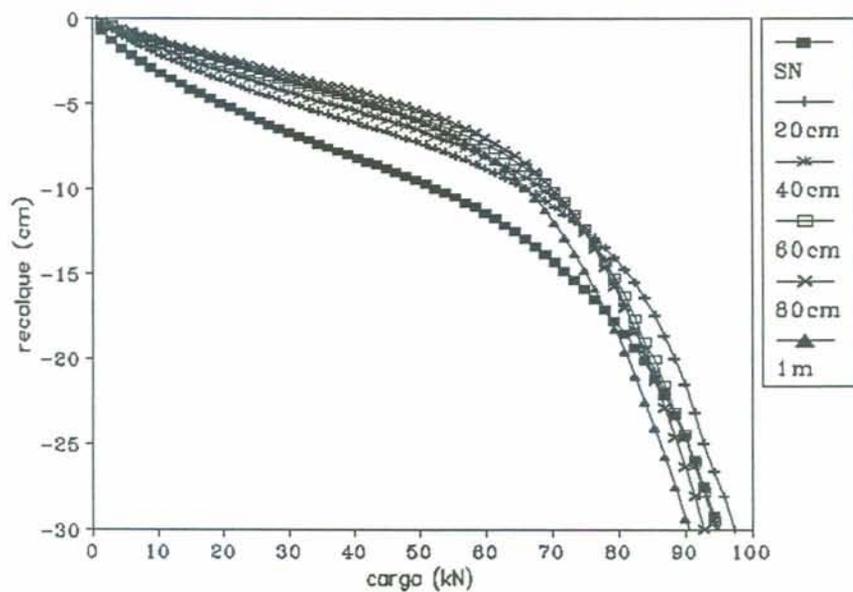


Figura C.2 - Curvas carga x recalque obtidos de simulações drenadas sobre fundação de $B=1,5\text{m}$ e camadas tratadas com 5% de cal.

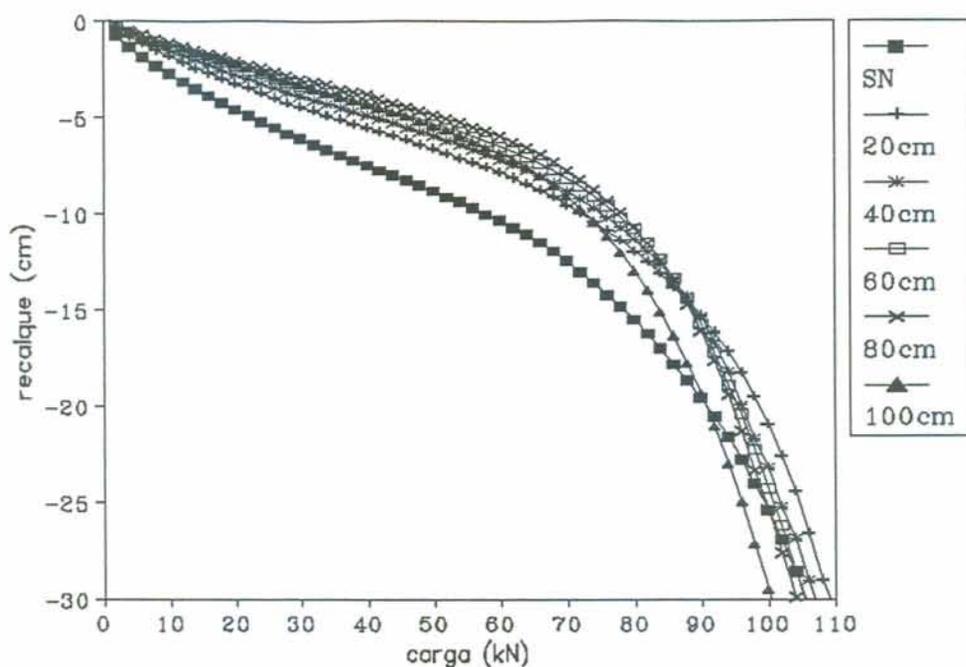


Figura C.3 - Curvas carga x recalque obtidos de simulações drenadas sobre fundação de $B=2,0\text{m}$ e camadas tratadas com 5% de cal.

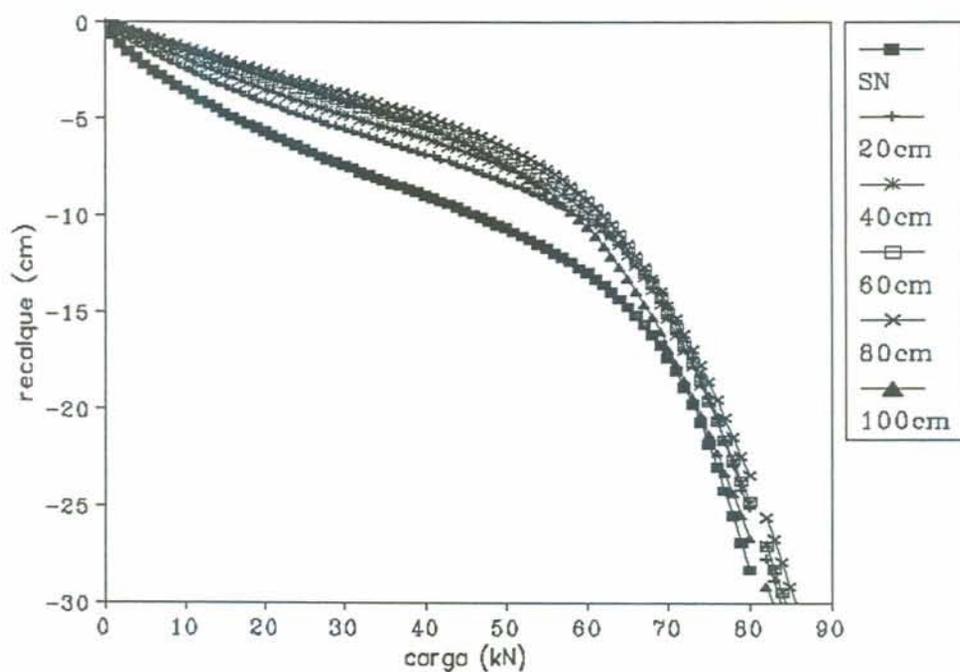


Figura C.4 - Curvas carga x recalque obtidos de simulações drenadas sobre fundação de $B=1,0\text{m}$ e camadas tratadas com 7% de cal.

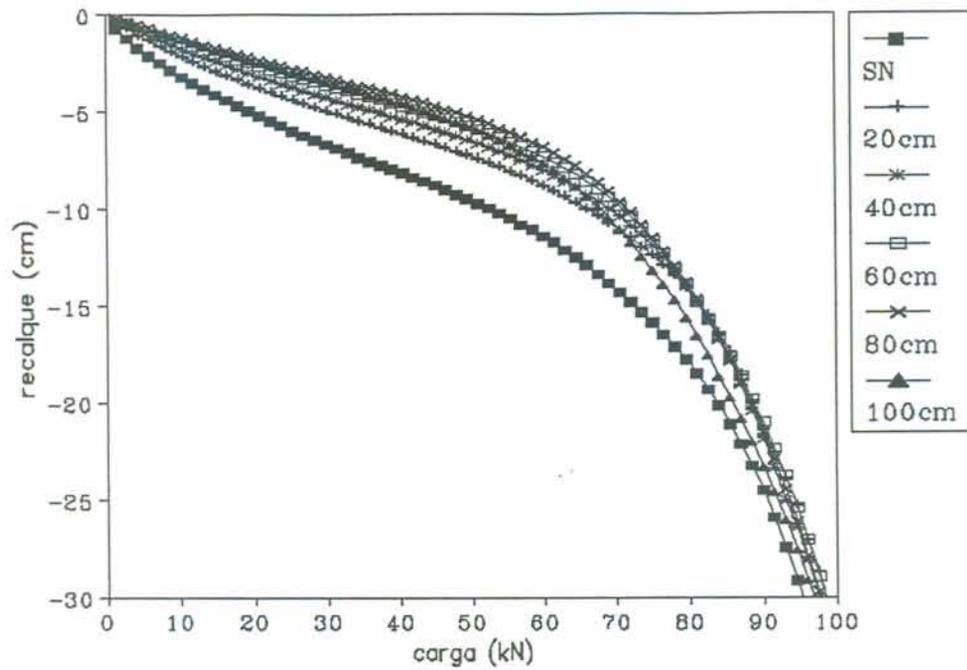


Figura C.5 - Curvas carga x recalque obtidos de simulações drenadas sobre fundação de $B=1,5\text{m}$ e camadas tratadas com 7% de cal.

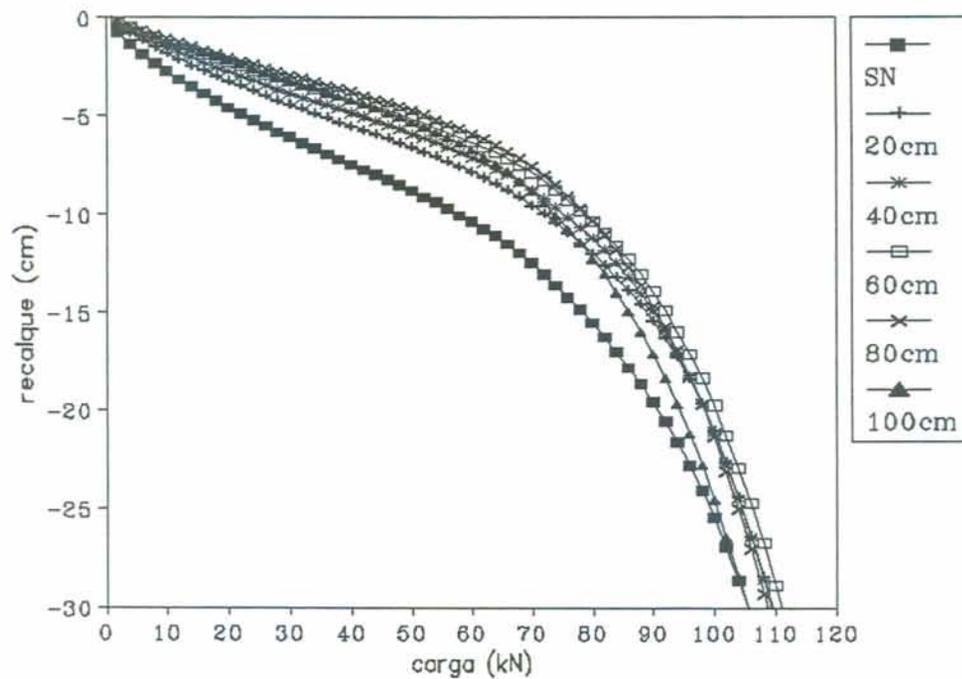


Figura C.6 - Curvas carga x recalque obtidos de simulações drenadas sobre fundação de $B=2,0\text{m}$ e camadas tratadas com 7% de cal.

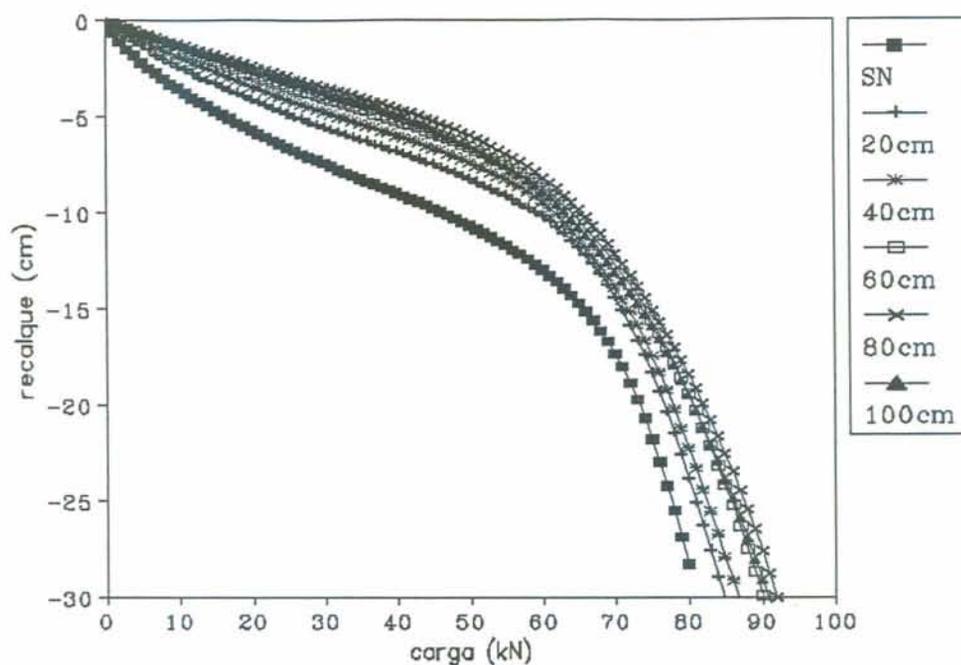


Figura C.7 - Curvas carga x recalque obtidos de simulações drenadas sobre fundação de $B=1,0\text{m}$ e camadas tratadas com 9% de cal.

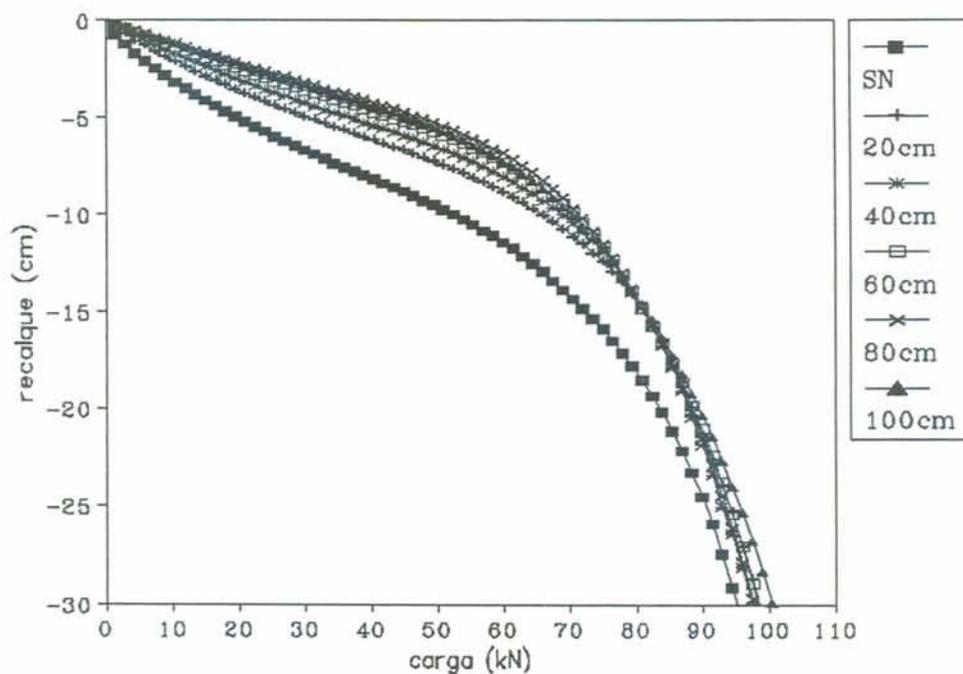


Figura C.8 - Curvas carga x recalque obtidos de simulações drenadas sobre fundação de $B=1,5\text{m}$ e camadas tratadas com 9% de cal.

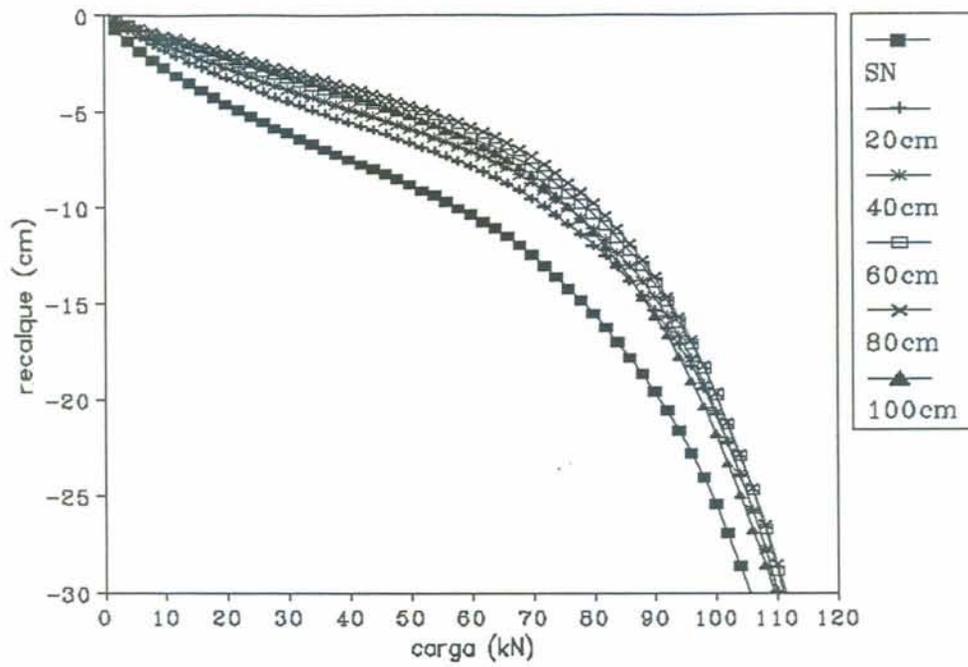


Figura C.9 - Curvas carga x recalque obtidos de simulações drenadas sobre fundação de B=2,0m e camadas tratadas com 9% de cal.