

COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS APOIADAS EM ATERROS ESTABILIZADOS COM RESÍDUOS INDUSTRIAIS

ANTÔNIO THOMÉ

Tese 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 grau de **DOUTOR EM ENGENHARIA**.

Porto Alegre

Julho de 1999

Esta tese foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo orientador e pelo Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil – CPGEC.

Prof. Nilo Cesar Consoli
Orientador

Prof. Francisco P. F. L. Gastal
Coordenador do CPGEC

BANCA EXAMINADORA

- Prof. Maurício Ehrlich
D.Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro-RJ

- Prof. José Carlos A. Cintra
D.Sc., Universidade de São Paulo – São Carlos-SP

- Prof. José Mario Doleys Soares
D.Sc., Universidade Federal do Rio Grande do Sul-RS

- Prof. Fernando Schnaid
Ph.D., Oxford University-UK

*À memória de meu pai,
Volmar Thomé*

AGRADECIMENTOS

Nestes quatro anos foram muitas as pessoas e instituições que contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho. Se fosse citar todos, iria tornar a leitura dos agradecimentos muito longa e poderia ser injusto para algumas pessoas, que certamente eu acabaria esquecendo por falta de memória. Portanto, gostaria de dizer a todos aqueles que, de qualquer maneira (mesmo que com apoio psicológico), ajudaram para a finalização deste trabalho, o meu MUITO OBRIGADO.

No entanto, existem algumas pessoas e instituição para as quais eu gostaria de externar um agradecimento especial:

Ao Prof. Nilo Consoli pela orientação séria, competência e, principalmente, pela amizade e apoio em todos os momentos.

Aos professores do CPGEC-UFRGS, pelos ensinamentos ministrados. Em especial ao Prof. Fernando Schnaid pelas discussões técnicas, pela amizade e pelo bom humor com que sempre encarou as muitas vezes em que tentava trabalhar e a discussão na mesa ao lado nem sempre permitia.

Ao Prof. da UFSM, José Mario Soares, o responsável pela minha entrada na área de Geotecnia, pela amizade sincera e pelo constante exemplo.

Ao Prof. James Graham da University of Manitoba, pela hospitalidade, simpatia e pelas palavras de apoio e otimismo, na ocasião da morte de meu pai.

Aos bolsistas de iniciação científica Diego Balvedi, Fábio Ferreira (Goiano) e Adriano Pereira, pela valiosa colaboração na execução dos ensaios de laboratório e pela amizade.

Aos Funcionários do CPGEC, em especial ao Seu Jair, pela colaboração constante nos ensaios de laboratório e pela ajuda nos ensaios de campo, e ao João Diniz pelo grande auxílio nos ensaios de campo, principalmente nos dias em que a ruptura dos ligamentos do tornozelo me obrigava a ficar sentado assistindo os trabalhos andarem. Valeu João!!

Ao amigo Márcio Vendrúscolo pelo auxílio (não remunerado) na execução das camadas de aterro experimental e um agradecimento muito especial ao velho amigo e colega (desde o mestrado e Sul Geotécnica) Fernando Mántaras, que com bom

humor, acordava as 5:00 da manhã para, ao raiar do sol, já estarmos executando os ensaios de placa. Agradeço, também, pelas críticas construtivas e leitura desta tese.

À química Silvia Garcia, pela execução dos ensaios de lixiviação e solubilização e pelas discussões.

Aos orientados e ex-orientados do Prof. Nilo Consoli (carinhosamente chamados pelos corredores de Nilo's boys), companheiros das reuniões semanais: Pedro Prietto, Márcio, Karla, Júlio, Giovani, Marcos, Tiago, Luciano, João Carraro, Sales, Tessari, José Rohlfes Jr., Luciane e as “dezenas” de bolsistas de iniciação científica, pela troca de idéias e pelas calorosas discussões técnicas.

À White Martins Gases Industriais S.A., na pessoa do Eng. Henrique Guidali, e à Termelétrica de Charqueadas, pelo fornecimento dos resíduos industriais.

Ao CPGEC-UFRGS e FAPERGS pelo auxílio financeiro concedido para a realização dos ensaios de campo.

À CAPES pela concessão das bolsas de estudo no Brasil e no exterior.

A meus pais, que apesar de todas as dificuldades, sempre me apoiaram e incentivaram.

Finalmente, à minha esposa Gladis Hermes Thomé pela compreensão, apoio, carinho, amizade e, também, pelas críticas construtivas e auxílio na revisão desta tese. Muito obrigado!!!

RESUMO

Neste trabalho foi estudado o comportamento de fundações superficiais apoiadas em sistema de dupla camada, quando a superior é cimentada. O estudo consistiu-se de três etapas, chamadas de Etapa de Laboratório, Etapa Numérica e Etapa de Campo. Na Etapa de Laboratório foi verificada a viabilidade técnica de utilizar os resíduos industriais cinza pesada e cal de carbureto na estabilização de um solo residual de arenito botucatu. Estudou-se a reatividade da cinza pesada com a cal de carbureto, a influência da temperatura e do tempo de cura no desenvolvimento das reações pozolânicas, a influência de diferentes teores de resíduos na resistência à compressão simples, compressão diametral e durabilidade, objetivando definir uma mistura ótima e, ainda, o impacto ambiental da utilização da mistura ótima, através de ensaios de lixiviação e solubilização. Na Etapa Numérica foi estudado, através do Método dos Elementos Finitos, o comportamento de fundações superficiais apoiadas em dupla camada. O modelo utilizado para representar o comportamento do material cimentado e não-cimentado foi o elástico-plástico com critério de ruptura de Drucker-Prager e fluxo não-associado. Verificou-se, através de análise paramétrica, a influência da espessura da camada cimentada e do diâmetro da fundação, bem como a influência dos parâmetros dos materiais cimentado e não-cimentado na resposta carga x recalque de fundações superficiais. Na Etapa de Campo foram construídos aterros experimentais utilizando a mistura ótima determinada na Etapa de Laboratório e, sobre estes aterros, foram executados provas de carga de placas. A análise dos resultados obtidos nas três etapas levou às seguintes conclusões: é possível utilizar cinza pesada e cal de carbureto para estabilizar o solo residual de botucatu; o comportamento de fundações superficiais sobre solos cimentados é controlado pela relação espessura da camada cimentada diâmetro da fundação; os parâmetros ângulo de atrito e módulo de elasticidade da camada cimentada não influenciam os resultados de prova de carga; a ruptura da fundação é função de dois mecanismos progressivos, os quais são função das tensões de tração geradas na parte inferior da camada cimentada e das tensões cisalhantes existentes logo abaixo das bordas da fundação.

ABSTRACT

In this work the behavior of shallow foundations on a double layer system when the upper is cemented was studied. The study consisted of three stages named Laboratory Stage, Numerical Stage and Field Stage. In the Laboratory Stage the technical viability of using the industrial by-products such as bottom ash and carbide lime in the stabilization of a sandstone residual soil was verified. The reactivity of the bottom ash with carbide lime, the influence of the temperature and time of curing in the development of the pozzolanic reactions, the influence of different amounts of residues in the unconfined strength, tensile strength and durability, were studied. The objective of the later study was to define the optimum mixture. The environmental impact of using the residues was verified through lixiviation and solubilization tests. In the Numerical Stage the behavior of shallow foundations on double layer system was studied using the Finite Element Method. The elastic-perfectly plastic model with Drucker-Prager failure criteria and non-associated flow rule was used to represent the behavior of the cemented and uncemented materials. The influence of cemented layer thickness and diameter of the foundation, and the cemented and uncemented material parameters in the load x settlement response of shallow foundations was verified using parametric analysis. In the Field Stage three experimental fills were built using the optimum mixture determined in the Laboratory Stage on which plate load tests were executed. The analysis of the results obtained in the three stages led to the following conclusions: it is possible to use bottom ash and carbide lime to stabilize the sandstone residual soil; the behavior of foundations is governed by the thickness of the cemented layer/diameter of the foundation ratio; the parameters friction angle and elasticity module of the cemented layer do not influence the results of load test; the rupture of the foundation is function of two progressive mechanisms, which are function of the tension stress generated in the bottom part of the cemented layer and of the shear stress below the corner of the foundation; it is possible to estimate the load capacity regarding 2% of the relative settlement, through the methodology proposed in this work.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 <i>PROBLEMA DE PESQUISA E JUSTIFICATIVA.....</i>	1
1.2 <i>OBJETIVOS GERAIS.....</i>	3
1.2.1 <i>Objetivos específicos.....</i>	4
1.3 <i>ORGANIZAÇÃO DA TESE.....</i>	5
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1 <i>USO DE RESÍDUOS DE CARVÃO NA ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS.....</i>	6
2.1.1 <i>Reações solo-cinza-cal.....</i>	11
2.1.2 <i>Impacto ambiental.....</i>	13
2.2 <i>FUNDAÇÕES SOBRE SISTEMA DE DUPLA CAMADA.....</i>	20
2.2.1 <i>Estudos analíticos e numéricos sobre fundações apoiadas em dupla camada.....</i>	20
2.2.2 <i>Fundações superficiais apoiadas em camadas de solos cimentados.....</i>	32
3. PROGRAMA DE PESQUISA.....	35
3.1 <i>INTRODUÇÃO.....</i>	35
3.2 <i>ETAPA DE LABORATÓRIO.....</i>	35
3.2.1 <i>Fase 1.....</i>	36
3.2.2 <i>Fase 2.....</i>	36
3.2.3 <i>Fase 3.....</i>	37
3.2.4 <i>Fase 4.....</i>	38
3.3 <i>ETAPA NUMÉRICA.....</i>	40
3.4 <i>ETAPA DE CAMPO.....</i>	44
4. ETAPA DE LABORATÓRIO.....	46
4.1 <i>MÉTODOS UTILIZADOS.....</i>	46
4.1.1 <i>Coleta e preparação dos materiais.....</i>	46
4.1.2 <i>Dosagem das misturas.....</i>	47
4.1.2.1 <i>Determinação da quantidade de cal.....</i>	47
4.1.2.2 <i>Determinação da quantidade de cinza pesada.....</i>	48
4.1.3 <i>Ensaio de caracterização física.....</i>	48

4.1.4	Ensaio de compactação.....	49
4.1.5	Mistura, moldagem e cura.....	49
4.1.6	Ensaio de compressão simples.....	50
4.1.7	Ensaio de compressão diametral.....	51
4.1.8	Ensaio triaxiais.....	51
4.1.9	Condutividade hidráulica.....	53
4.1.10	Durabilidade.....	53
4.1.11	Difração de raio X.....	54
4.1.12	Microscopia eletrônica.....	54
4.1.13	Ensaio de lixiviação e solubilização.....	55
4.2	MATERIAIS UTILIZADOS.....	55
4.2.1	Solo.....	55
4.2.1.1	<i>Análise granulométrica.....</i>	56
4.2.1.2	<i>Limites de Atterberg.....</i>	57
4.2.1.3	<i>Classificação.....</i>	58
4.2.1.4	<i>Propriedades físico-químicas.....</i>	58
4.2.1.5	<i>Propriedades do solo compactado.....</i>	59
4.2.2	Resíduos industriais.....	60
4.2.2.1	<i>Cinza pesada.....</i>	60
4.2.2.1.1	<i>Forma de obtenção.....</i>	60
4.2.2.1.2	<i>Propriedades físicas.....</i>	61
4.2.2.1.3	<i>Propriedades químicas.....</i>	65
4.2.2.2	<i>Cal de carbureto.....</i>	66
4.2.2.2.1	<i>Forma de obtenção.....</i>	67
4.2.2.2.2	<i>Propriedades físicas.....</i>	68
4.2.2.2.3	<i>Propriedades químicas.....</i>	69
4.2.3	Água.....	70
4.3	RESULTADOS E ANÁLISES.....	70
4.3.1	Reatividade da cinza pesada.....	71
4.3.2	Influência da temperatura de cura.....	73
4.3.3	Influência do teor de cal de carbureto.....	77
4.3.4	Influência do teor de cinza pesada.....	80
4.3.5	Determinação da mistura ótima.....	85
4.3.6	Influência do tempo de cura.....	87
4.3.6.1	<i>Resistência à compressão simples e diametral.....</i>	87
4.3.6.2	<i>Variação do pH.....</i>	90
4.3.6.3	<i>Condutividade hidráulica.....</i>	91
4.3.6.4	<i>Difração de raio X.....</i>	93
4.3.7	Parâmetros de resistência e deformabilidade.....	95
4.3.7.1	<i>Parâmetro B.....</i>	95
4.3.7.2	<i>Curvas tensão desvio x deformação.....</i>	95
4.3.7.3	<i>Envoltória e parâmetros de resistência.....</i>	96
4.3.7.4	<i>Deformabilidade.....</i>	98
4.3.8	Ensaio de extração total, lixiviação e solubilização.....	101
5.	ETAPA NUMÉRICA.....	105
5.1	MODELAGEM NUMÉRICA.....	105
5.1.1	Modelo Linear Elástico.....	107
5.1.1.1	<i>Parâmetros do Modelo Linear Elástico.....</i>	107
5.1.2	Modelo Elasto-plástico.....	108

5.1.2.1	<i>Parâmetros do modelo elástico-perfeitamente plástico</i>	112
5.2	PREVISÃO DE CURVAS CARGA X RECALQUE ATRAVÉS DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	114
5.2.1	O Método dos Elementos Finitos.....	114
5.2.2	O software utilizado.....	115
5.2.3	Previsão das curvas carga x recalque.....	116
5.2.3.1	<i>Considerações iniciais</i>	116
5.2.3.2	<i>Previsões Classe A e C</i>	120
5.3	ANÁLISE PARAMÉTRICA	126
5.3.1	Considerações Iniciais.....	126
5.3.2	Influência das variáveis geométricas.....	128
5.3.2.1	<i>Curvas carga x recalque relativo</i>	128
5.3.2.2	<i>Deformações plásticas e totais</i>	130
5.3.2.3	<i>Tensões horizontais e verticais</i>	138
5.3.3	Influência dos parâmetros dos materiais.....	145
5.3.3.1	<i>Influência dos parâmetros dos materiais na pressão última ($q_{u2\%}$)</i>	149
6.	ETAPA DE CAMPO	155
6.1	DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL	155
6.2	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO NATURAL	157
6.2.1	Ensaio de campo.....	157
6.2.2	Ensaio de laboratório.....	159
6.2.2.1	<i>Índices físicos</i>	159
6.2.2.2	<i>Análise granulométrica</i>	159
6.2.2.3	<i>Limites de Atterberg e atividade coloidal</i>	160
6.2.2.4	<i>Sucção</i>	160
6.2.2.5	<i>Ensaio de compressão simples e triaxial</i>	162
6.3	PREPARAÇÃO E CONSTRUÇÃO DOS ATERROS EXPERIMENTAIS ... 165	165
6.3.1	Preparação da cava e construção dos aterros.....	165
6.3.2	Equipamento do ensaio.....	169
6.3.2.1	<i>Sistema de reação</i>	169
6.3.2.2	<i>Sistema de transmissão de carga</i>	171
6.3.2.3	<i>Sistema de medição dos deslocamentos e aquisição de dados</i>	171
6.3.3	Método de ensaio.....	172
6.4	RESULTADOS	175
6.4.1	Comportamento carga x recalque.....	175
6.4.2	Influência da espessura da camada cimentada.....	180
6.4.3	Mecanismo de ruptura.....	183
6.4.4	Ensaio de Laboratório.....	187
6.4.5.1	<i>Ensaio Triaxial</i>	187
6.4.5.1.1	<u>Curvas tensão desvio x deformação axial e variação volumétrica</u>	188
6.4.5.1.2	<u>Trajétoria de tensões efetivas e envoltória de resistência</u>	189
6.4.5.1.3	<u>Módulo de deformação</u>	191

7. DISCUSSÃO SOBRE O COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES APOIADAS EM DUPLA CAMADA, SENDO A SUPERIOR CIMENTADA.....	193
7.1 MECANISMO DE RUPTURA.....	193
7.2 NORMALIZAÇÃO DOS RESULTADOS.....	200
7.3 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SOBRE SOLOS CIMENTADOS.....	205
8. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	217
8.1 CONCLUSÕES.....	217
8.2 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	222
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	223

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Mecanismo de ruptura proposto por Meyerhof (1974) para fundações apoiadas em sistema de dupla camada.....	22
Figura 2.2	Modelo e equação propostos por Jacobsen <i>et al.</i> (1977, apud Graig & Chua, 1990) para o cálculo da capacidade de carga de fundações sobre dupla camada.....	24
Figura 3.1	Organograma da etapa de laboratório.....	39
Figura 3.2	Simulações realizadas para verificar a influência das variáveis geométricas diâmetro da fundação (D) e espessura da camada cimentada (H) na resposta carga x recalque.....	41
Figura 4.1	Localização da jazida de arenito botucatu.....	56
Figura 4.2	Curva granulométrica do solo residual de arenito botucatu.....	57
Figura 4.3	Fotomicrografia do solo residual de arenito (aumento: 1500 x).	59
Figura 4.4	Processo de obtenção da cinza pesada e da cinza volante na Usina Termelétrica de Charqueadas.....	61
Figura 4.5	Curva granulométrica da cinza pesada da Usina Termelétrica de Charqueadas.....	62
Figura 4.6	Fotomicrografias do resíduo cinza pesada (o círculo representa, aproximadamente, o local onde foi realizado o aumento da figura posterior).....	63
Figura 4.7	Curvas de compactação da cinza pesada de Charqueadas para as energias de Proctor Normal e Modificada.....	65
Figura 4.8	Organograma da forma de obtenção do resíduo cal de carbureto.....	67
Figura 4.9	Fotomicrografias do resíduo cal de carbureto (o círculo representa, aproximadamente, o local onde foi realizado o aumento da figura posterior).....	69

Figura 4.10	Comparação da morfologia e textura entre as cinzas. (a) cinza volante; (b) cinza pesada.....	72
Figura 4.11	Variação da RCS de amostras não curadas e curadas por 28 dias em diferentes temperaturas.....	75
Figura 4.12	Fotomicrografias de amostras não curadas de misturas de solo - cinza pesada - cal de carbureto.....	76
Figura 4.13	Fotomicrografias de amostras de misturas de solo - cinza pesada - cal de carbureto, curadas a 6°C.....	76
Figura 4.14	Fotomicrografias de amostras de misturas de solo - cinza pesada - cal de carbureto, curadas a 28°C.....	77
Figura 4.15	Fotomicrografias de amostras de misturas de solo - cinza pesada - cal de carbureto, curadas a 44°C.....	77
Figura 4.16	Determinação do teor mínimo de cal obtido pelo método do ICL para mistura contendo 20% de cinza pesada e 80% de solo.....	78
Figura 4.17	Curvas de compactação para mistura de 80% de solo e 20 % de cinza pesada com diferentes teores de cal de carbureto.....	79
Figura 4.18	Variação do valor de RCS com o teor de cal de carbureto para mistura de 80% de solo e 20 % de cinza pesada.....	79
Figura 4.19	Verificação do teor mínimo de cal para misturas contendo diferentes quantidades de cinza pesada.....	80
Figura 4.20	Curvas de compactação utilizando energia de Proctor Modificada, obtidas para misturas contendo diferentes proporções de cinza pesada.....	81
Figura 4.21	Variação da umidade ótima com o teor de cinza pesada nas misturas.....	82
Figura 4.22	Variação do peso específico máximo seco com o teor de cinza pesada nas misturas.....	82
Figura 4.23	Variação da resistência à compressão simples (RCS) com o teor de cinza pesada.....	83
Figura 4.24	Variação do coeficiente de durabilidade (C_d) com o teor de cinza pesada.....	85
Figura 4.25	Variação da resistência à compressão simples (RCS) da mistura ótima, com o tempo de cura.....	89
Figura 4.26	Variação da resistência à compressão diametral (RCD) em função da resistência à compressão simples (RCS).....	90

Figura 4.27	Variação do valor do pH com o tempo de cura.....	91
Figura 4.28	Variação da condutividade hidráulica da mistura ótima com o tempo de cura.....	92
Figura 4.29	Resultado da difração de raio X de amostra não curada e submetida ao processo de cura por 120 dias.....	93
Figura 4.30	Resultados de difração de raio X em escala ampliada.....	94
Figura 4.31	Curvas tensão desvio x deformação axial da mistura ótima curada por 28 dias.....	97
Figura 4.32	Curvas deformação volumétrica x deformação axial da mistura ótima curada por 28 dias.....	97
Figura 4.33	Envoltória de ruptura de pico e os respectivos parâmetros de resistência para a mistura ótima curada por 28 dias.....	98
Figura 4.34	Variação do módulo secante com a deformação axial para a mistura ótima curada por 28 dias.....	100
Figura 4.35	Variação do módulo secante com a tensão confinante para as deformações axiais de 0,01%, 0,1% e 1%.....	100
Figura 5.1	Tipos de comportamento tensão x deformação: (a) linear elástico; (b) não-linear elástico; (c) não elástico ou plástico; (d) rígido perfeitamente plástico; (e) elástico-plástico: (1)perfeitamente plástico; (2) enrijecimento; (3) amolecimento. (Fonte: Desai & Cristhian, 1977).....	106
Figura 5.2	Superfícies de plastificação segundo critério de Von Mises.....	109
Figura 5.3	Superfície de plastificação do critério de Drucker-Prager.....	111
Figura 5.4	Resultados de ensaios triaxiais do solo natural: (a) tensão desvio x deformação axial; (b) variação volumétrica x deformação axial. Fonte: Rohlfs Jr. (1996).....	113
Figura 5.5	Resultados de ensaios triaxiais da camada cimentada executados por Tessari (1998). (a) tensão desvio x deformação axial; (b) variação volumétrica x deformação axial.....	114
Figura 5.6	Malha de elementos finitos utilizada nas simulações dos ensaios de placas realizados por Tessari (1998). (Foi utilizada somente metade nas simulações).....	117
Figura 5.7	Previsão Classe A do ensaio de placa de 0,30m de diâmetro, apoiada em uma camada de material cimentado de 0,15m de espessura.....	121

Figura 5.8	Previsão Classe A de um ensaio de placa de 0,30m de diâmetro apoiado em uma camada cimentada de 0,15m de espessura, utilizando redução de parâmetros e diferentes lei de fluxo.....	122
Figura 5.9	Previsão Classe C de um ensaio de placa de 0,30m de diâmetro apoiado em uma camada cimentada de 0,15m de espessura.....	124
Figura 5.10	Previsão Classe A de um ensaio de placa de 0,30m de diâmetro apoiado em uma camada cimentada de 0,30m de espessura.....	124
Figura 5.11	Exemplo de malha utilizada na análise paramétrica.....	127
Figura 5.12	Curvas carga x recalque relativo de simulações numéricas com diferentes variáveis geométricas D e H.....	129
Figura 5.13	Curvas pressão x recalque relativo de simulações numéricas com diferentes variáveis geométricas D e H.....	130
Figura 5.14	Deformações plásticas verticais ocorridas nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=0,25$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$. (A camada cimentada tem altura de dois elementos e no sentido horizontal vai até onde está demarcado na figura b).....	131
Figura 5.15	Deformações plásticas verticais ocorridas nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=0,5$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$. (A camada cimentada tem altura de quatro elementos e no sentido horizontal vai até onde está demarcado na figura b).....	132
Figura 5.16	Deformações plásticas verticais ocorridas nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=1,0$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$. (A camada cimentada tem altura de sete elementos e no sentido horizontal vai até onde está demarcado na figura b).....	133
Figura 5.17	Deformações totais verticais ocorridas nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=0,25$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$. A camada cimentada tem altura de dois elementos e no sentido horizontal vai até onde esta demarcado na Figura 5.14 (b).....	134
Figura 5.18	Deformações totais verticais ocorridas nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=0,50$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$. A camada cimentada tem altura de quatro elementos e no sentido horizontal vai até onde está demarcado na Figura 5.15(b).....	135

Figura 5.19	Deformações totais verticais ocorridas nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=1,0$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$. A camada cimentada tem altura de sete elementos e no sentido horizontal vai até onde está demarcado na Figura 5.16(b).....	136
Figura 5.20	Tensões horizontais nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=0,25$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$	138
Figura 5.21	Tensões horizontais nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=0,5$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$	139
Figura 5.22	Tensões horizontais nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=1,0$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$	140
Figura 5.23	Tensões verticais nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=0,25$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$	141
Figura 5.24	Tensões verticais nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=0,5$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$	142
Figura 5.25	Tensões verticais nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=1,0$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$	143
Figura 5.26	Curvas pressão x recalque relativo obtidas na análise paramétrica quando a camada superior é fortemente cimentada (F): (a) variando ϕ_1 ; (b) variando E_1 ; (c) variando c'_2 ; (d) variando ϕ'_2 ; (e) variando E_2	146
Figura 5.27	Curvas pressão x recalque relativo obtidas na análise paramétrica quando a camada superior é medianamente cimentada (M): (a) variando ϕ_1 ; (b) variando E_1 ; (c) variando c'_2 ; (d) variando ϕ'_2 ; (e) variando E_2	147
Figura 5.28	Curvas pressão x recalque relativo obtidas na análise paramétrica quando a camada superior é fracamente cimentada (f): (a) variando ϕ_1 ; (b) variando E_1 ; (c) variando c'_2 ; (d) variando ϕ'_2 ; (e) variando E_2	148
Figura 6.1	Localização do campo experimental da UFRGS (Ramires, 1993).....	156
Figura 6.2	Perfil de resistência do solo natural obtido através de ensaio de CPT elétrico. Fonte: Consoli <i>et al.</i> , 1998b.....	158

Figura 6.4	Relação entre sucção e teor de umidade para o horizonte B. Fonte: Nakahara (1995).....	161
Figura 6.5	Curvas tensão desvio x deformação axial até 1% para amostras indeformadas do solo natural nas tensões confinantes de 20kPa, 60kPa e 100kPa.....	162
Figura 6.6	Curva do ensaio isotrópico para determinar a tensão de quebra da estrutura.....	163
Figura 6.7	Curvas tensão desvio x deformação axial de amostras de solo natural com e sem quebra da estrutura ($\sigma_3=20\text{kPa}$).....	164
Figura 6.8	Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material do horizonte B do solo do campo experimental.....	165
Figura 6.9	Vista do programa de ensaios de placa realizados: (a) vista superior (b) corte longitudinal. (dimensões em cm).....	166
Figura 6.10	Variação do peso específico aparente seco com o número de passadas do compactador.....	169
Figura 6.11	Sistema de reação utilizado: (a) sem ampliação da carga; (b) com ampliação da carga.....	170
Figura 6.12	Detalhe do sistema de medição dos deslocamentos.....	172
Figura 6.13	Detalhe da montagem do sistema de reação.....	173
Figura 6.14	Curvas deslocamento x tempo de um ensaio de placa mostrando a rápida estabilização dos recalques.....	174
Figura 6.15	Curvas carga x recalque do ensaio pID30H15.....	176
Figura 6.16	Curvas carga x recalque do ensaio pID60H15.....	176
Figura 6.17	Curvas carga x recalque do ensaio pID30H30.....	177
Figura 6.18	Curvas carga x recalque do ensaio pID60H30.....	177
Figura 6.19	Curvas carga x recalque do ensaio pID30H60.....	178
Figura 6.20	Curvas carga x recalque do ensaio pID45H60.....	178
Figura 6.21	Curvas carga x recalque obtidas em ensaios de placa de 0,30m de diâmetro sobre diferentes espessuras de camada cimentada.....	180
Figura 6.22	Curvas carga x recalque obtidas em ensaios de placa de 0,60m de diâmetro sobre diferentes espessuras de camada cimentada.....	180

Figura 6.23	Resultados normalizados do ensaio de placa.....	182
Figura 6.24	Relação entre o recalque relativo na ruptura e a razão H/D.....	182
Figura 6.25	Ruptura típica observada na superfície da camada cimentada em todos os ensaios de placa.....	183
Figura 6.26	Mecanismos de ruptura observados em camadas cimentadas sobre camadas não-cimentadas: (a) H/D=0,25 e H/D=0,5; (b) H/D=1,0 e H/D=2,0.....	184
Figura 6.27	Problemas de superposição da área de ocorrência de fissuras: (a) comparação entre ensaios pID30H60 e pID45H60; (b) superposição de fissuras na camada com H=0,60m.....	186
Figura 6.28	Superfície de ruptura observada nos ensaios com relação H/D=0,5 e H/D=0,25: (a) pID30H15; (b) pID60H15.....	186
Figura 6.29	Superfície de ruptura observada nos ensaios com relação H/D=1,0 e H/D=2,0: (a) pID30H30; (b) pID30H60.....	187
Figura 6.30	Tensão desvio x deformação axial de amostras de solo-cinza pesada-cal de carbureto obtidas no campo experimental.....	189
Figura 6.31	Deformação volumétrica x deformação axial de amostras de solo-cinza pesada-cal de carbureto obtidas do campo experimental.....	189
Figura 6.32	Trajectoria de tensões efetivas obtidas nos ensaios triaxiais sobre amostras de solo-cinza pesada-cal de carbureto, obtidas no campo experimental.....	190
Figura 6.33	Envoltória de resistência e seus respectivos parâmetros para amostras de solo-cinza pesada-cal de carbureto, obtidas no campo experimental.....	191
Figura 6.34	Variação do módulo secante com a deformação axial obtidos em ensaios triaxiais de amostras de campo.....	192
Figura 7.1	Mecanismos de ruptura clássicos estudados na Engenharia Geotécnica: (a) ruptura generalizada; (b) ruptura localizada; (c) ruptura por puncionamento (Fonte: Velloso & Lopes, 1997).....	194
Figura 7.2	Esquema de aparecimento de tensões de tração na base da camada cimentada.....	196
Figura 7.3	Mecanismo de ruptura progressiva para relações $H/D \leq 0,5$	197
Figura 7.4	Mecanismo de ruptura para relações H/D variando de 1,0 até 2,0.....	198

Figura 7.5	Tensões horizontais que ocorrem na camada cimentada e não-cimentada para o exemplo PLBASF, com relação $H/D=1$ (valores positivos são de tração).....	199
Figura 7.6	Curvas carga normalizada pela carga máxima x recalque relativo para ensaios de placa sobre mistura de solo-cinza pesada-cal de carbureto.....	201
Figura 7.7	Curvas carga normalizada pela carga a 2% de recalque relativo x recalque relativo para ensaios de placa sobre mistura de solo-cinza pesada-cal de carbureto.....	202
Figura 7.8	Curvas carga normalizada pela carga a 2% de recalque relativo x recalque relativo para ensaios de placa sobre mistura de cinza pesada-cimento realizados por Tessari (1998).....	202
Figura 7.9	Curvas carga normalizada pela carga a 2% de recalque relativo x recalque relativo para ensaios de placa sobre mistura de solo-cimento realizados por Sales (1998).....	203
Figura 7.10	Curvas carga normalizada pela carga a 2% de recalque relativo x recalque relativo para ensaios de placa simulados para diferentes relações H/D e apresentados na Figura 5.11.....	204
Figura 7.11	Normalização dos resultados variando os parâmetros dos materiais.....	204
Figura 7.12	Variação da capacidade de carga a 2% de recalque relativo com os parâmetros do material para relação $H/D=1$: (a) variando c'_1 ; (b) variando c'_2 ; (c) variando ϕ_2 ; (d) variando E_2	207
Figura 7.13	Variação linear de $q_{u2\%}/Pa$ com o logarítmico de c'_2/Pa e E_2/Pa .	207
Figura 7.14	Relação entre $q_{u2\%}/Pa$ x F para a relação $H/D=1,0$	208
Figura 7.15	Relação entre $q_{u2\%}/Pa$ x F para a relação $H/D=0,50$	209
Figura 7.16	Relação entre $q_{u2\%}/Pa$ x F para a relação $H/D=0,25$	209
Figura 7.17	Ábaco para obtenção da carga de ruptura de fundações apoiadas em sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada.....	210
Figura 7.18	Comparação entre os valores previstos pela metodologia proposta e os observados em ensaios de placa no campo experimental sobre diferentes materiais cimentados.....	212
Figura 7.19	Curvas médias $Q_u/Q_{u2\%}$ x δ/D obtidas para os materiais cimentados analisados.....	212

Figura 7.20	Curvas carga x recalque previstas e observadas em ensaios de placas apoiadas na camada de mistura de solo - cinza pesada - cal de carbureto.....	213
Figura 7.21	Curvas carga x recalque previstas e observadas em ensaios de placas apoiadas na camada de mistura de cinza pesada – cimento, realizados por Tessari (1998).....	213
Figura 7.22	Curvas carga x recalque previstas e observadas em ensaios de placas apoiadas na camada de mistura de solo – cimento, realizados por Sales (1998).....	214

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Máxima concentração permitida de metais na água para ser considerada potável, imposta pela Organização Mundial da Saúde.....	16
Tabela 3.1	Exemplos simulados na análise paramétrica para verificar a influência dos parâmetros dos materiais quando a camada superior é fortemente cimentada.....	42
Tabela 3.2	Exemplos simulados na análise paramétrica para verificar a influência dos parâmetros dos materiais quando a camada superior é medianamente cimentada.....	43
Tabela 3.3	Exemplos simulados na análise paramétrica para verificar a influência dos parâmetros dos materiais quando a camada superior é fracamente cimentada.....	43
Tabela 3.4	Resumo dos ensaios de placas realizados com as respectivas relações H/D.....	45
Tabela 4.1	Propriedades físico-químicas e mineralógicas do solo residual.	58
Tabela 4.2	Parâmetros de compactação e resistência à compressão simples do solo compactado a diferentes energias.....	60
Tabela 4.3	Índices de vazios máximos e mínimos da cinza pesada de Charqueadas e seus respectivos pesos específicos secos.....	64
Tabela 4.4	Características químicas da cinza pesada de Charqueadas.....	66
Tabela 4.5	Propriedades físicas da cal de carbureto.....	68
Tabela 4.6	Propriedades químicas da cal de carbureto.....	70
Tabela 4.7	Parâmetros de compactação para misturas contendo cinza volante e cinza pesada.....	71
Tabela 4.8	Diferenças de granulometria entre a cinza volante e a cinza pesada.....	72

Tabela 4.9	Resistência à compressão simples de misturas contendo cinza pesada e cinza volante.....	73
Tabela 4.10	Resistência à compressão simples de amostras curadas a diferentes temperaturas.....	74
Tabela 4.11	Relação RCS_{28}/RCS_0 para misturas contendo diferentes teores de cinza pesada.....	84
Tabela 4.12	Resultados de resistência à compressão simples (RCS) e resistência à compressão diametral (RCD), obtidas em diferentes tempos de cura.....	88
Tabela 4.13	Valores observados de k , n e r^2 para os três diferentes níveis de deformação.....	101
Tabela 4.14	Concentração total dos elementos-traço (metais) em amostras de cinza pesada e cal de carbureto.....	102
Tabela 4.15	Resultados dos ensaios de lixiviação e solubilização da cinza pesada.....	103
Tabela 4.16	Resultados dos ensaios de lixiviação e solubilização da mistura ótima curada por 28 dias.....	104
Tabela 5.1	Parâmetros elásticos do material da fundação utilizado nas simulações numéricas.....	107
Tabela 5.2	Parâmetros iniciais do material cimentado e material não cimentado, obtidos a partir de ensaios triaxiais.....	114
Tabela 5.3	Valores de carga de ruptura observados ($Q_{u\text{ obs.}}$) e obtidos pelo critério do recalque correspondente a 2% da largura da fundação ($Q_{u2\%}$).....	119
Tabela 5.4	Parâmetros utilizados na simulação segundo metodologia proposta por Consoli <i>et al.</i> (1998a) com fluxo associado (FA) e não-associado (FN).....	123
Tabela 5.5	Parâmetros finais do material cimentado e não-cimentado, obtidos a partir de ajuste por retroanálise (Classe C).....	123
Tabela 5.6	Parâmetros utilizados nas análises para verificar a influência das variáveis geométricas H e D (os valores entre parênteses referem-se aos parâmetros reduzidos da camada cimentada).....	128
Tabela 5.7	Valores de pressão última ($q_{u2\%}$) obtidos nos exemplos simulados na análise paramétrica quando a camada superior é fortemente cimentada.....	150

Tabela 5.8	Valores de pressão última ($q_{u2\%}$) obtidos nos exemplos simulados na análise paramétrica quando a camada superior é medianamente cimentada.....	150
Tabela 5.9	Valores de pressão última ($q_{u2\%}$) obtidos nos exemplos simulados na análise paramétrica quando a camada superior é fracamente cimentada.....	151
Tabela 5.10	Resultados da análise de regressão múltipla quando a camada superior é fortemente cimentada ($H/D=1,0$).....	152
Tabela 5.11	Resultados da análise de regressão múltipla quando a camada superior é medianamente cimentada ($H/D=1,0$).....	152
Tabela 5.12	Resultados da análise de regressão múltipla quando a camada superior é fracamente cimentada ($H/D=1,0$).....	153
Tabela 5.13	Resultados da análise de regressão múltipla para a relação $H/D=1,0$	153
Tabela 5.14	Resultados da análise de regressão múltipla para a relação $H/D=0,50$	154
Tabela 5.15	Resultados da análise de regressão múltipla para a relação $H/D=0,25$	154
Tabela 6.1	Valores dos índices físicos para o solo natural.....	159
Tabela 6.2	Análise granulométrica do solo natural (escala granulométrica da ABNT).....	160
Tabela 6.3	Limites de Atterberg e atividade coloidal do solo natural.....	161
Tabela 6.4	Carga de ruptura dos ensaios de placas sobre a camada de solo-cinza pesada-cal de carbureto.....	179
Tabela 7.1	Parâmetros utilizados para a previsão da carga referente a 2% de recalque relativo.....	211
Tabela 7.2	Recalques previstos e observados na carga de trabalho prevista, para os ensaios de placas realizados sobre diferentes materiais.....	215

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1	Quantidade de cinzas produzida e comercializada em 1995.....	7
Quadro 2.2	Capacidade máxima de produção atual de cinzas e estimativa de produção para o ano 2005.....	7
Quadro 2.3	Toxicidade de alguns metais para os seres vivos.....	15
Quadro 7.1	Faixa de parâmetros válida para adotar a metodologia aqui proposta.....	216

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Material</i>
CID	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente, ruptura drenada
CSH	Silicato Hidratado de Cálcio
DNER	Departamento Nacional de Estradas e Rodagem
EP	<i>Extraction Procedure</i>
EPA	<i>Environmental Protection Agency – USA</i>
HRB	<i>Highway Research Board</i>
TCLP	<i>Toxicity Characteristic Leaching Procedure</i>
b	Inclinação da reta entre a variável dependente e independente
B	Parâmetro de poro-pressão de Skempton
B	Largura da fundação
B_n	Coefficiente de regressão linear
c^*	Coesão reduzida
c'_1	Coesão da camada cimentada
c'_2	Coesão da camada não-cimentada
C_d	Coefficiente de durabilidade
C_u	Coefficiente de uniformidade
D	Diâmetro das fundações
$D_{ef.}$	Diâmetro efetivo
$e_{mín.}$	Índice de vazios mínimo
$e_{máx.}$	Índice de vazios máximo
E_1	Módulo de elasticidade do material cimentado
E_2	Módulo de elasticidade do material não-cimentado
E_p	Empuxo passivo

E_s	Módulo de elasticidade secante
$E_{s0,1}$	Módulo de elasticidade secante a 1% de deformação axial
F	Fator de parâmetros
H	Espessura da camada cimentada
I_a	Índice de atividade coloidal
ICL	<i>Initial Consumption of Lime</i>
IP	Índice de Plasticidade
k	Coeficiente de condutividade hidráulica
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
q	$\sigma_d/2$
q_u	Pressão aplicada na fundação (kPa)
$q_{u2\%}$	Pressão a 2% de recalque relativo
Q_u	Carga aplicada na fundação (kN)
$Q_{u2\%}$	Carga a 2% de recalque relativo
p'	$(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$
p_a	Pressão atmosférica
r^2	Coeficiente de determinação
RCS	Resistência à compressão simples
RCD	Resistência à compressão diametral
S_r	Grau de saturação
t	Temperatura
β	Inclinação da superfície de ruptura em relação à vertical
δ	Recalque da placa
δ/D	Recalque relativo
ε	Deformação
ε_{axial}	Deformação axial
ε_v	Deformação volumétrica
ϕ^*	Ângulo de atrito efetivo reduzido
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo do material
ϕ'_1	Ângulo de atrito efetivo do material cimentado
ϕ'_2	Ângulo de atrito efetivo do material não-cimentado
γ	Deformação cisalhante

γ_d	Peso específico aparente seco
$\gamma_{dm\acute{a}x.}$	Peso específico aparente seco máximo
γ_{nat}	Peso específico aparente natural
γ_s	Peso específico aparente do material solto
ν	Coefficiente de Poisson
θ	Inclinação da superfície que limita o aparecimento de fissuras
$\theta_{crit.}$	Ângulo formado entre o plano de ruptura e plano principal maior
$\sigma'_1; \sigma'_3$	Tensões efetivas principais maior e menor, respectivamente
σ_d	Tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$)
σ_e	Tensão equivalente
σ_t	Tensão de tração
σ_y	Tensão de plastificação do material
τ	Tensão cisalhante
ω	Umidade
$\omega_{ót.}$	Umidade ótima
ψ	Ângulo de dilatância

1. INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA E JUSTIFICATIVA

A procura de soluções técnicas que tornem as obras de engenharia mais econômicas e que minimizem a agressão ao meio ambiente, são algumas das metas buscadas nas pesquisas em desenvolvimento na área de Geotecnia da UFRGS. A busca de materiais alternativos (cimentados artificialmente), que venham a reduzir custos de fundações de habitações populares e de pavimentos de baixo volume de tráfego, são linhas de pesquisa em franco desenvolvimento no grupo de Geotecnia nos últimos anos.

Na natureza é comum a ocorrência de espessos perfis de solos que apresentam deficiências do ponto de vista de resistência e estabilidade volumétrica. A solução utilizada para suportar as cargas das construções nestes locais, geralmente, são fundações profundas. Estas atravessam o material menos resistente e são assentes em camadas subjacentes de maior capacidade de suporte. No entanto, este tipo de solução técnica pode inviabilizar, por exemplo, as obras de conjuntos habitacionais de baixo custo, nos quais o investimento na execução das fundações pode vir a ser uma grande parcela do valor total do empreendimento. Uma técnica alternativa que vem sendo estudada é a de substituir as fundações profundas por fundações superficiais.

Nos casos em que o engenheiro geotécnico se depara com materiais de baixa qualidade, uma das alternativas disponíveis é fazer uso de técnicas de estabilização de solos. As técnicas de estabilização alteram significativamente as propriedades

físicas e mecânicas dos solos, transformando-os em novos materiais geotécnicos. O tipo de estabilização escolhido em qualquer projeto depende da natureza da estrutura e das propriedades geotécnicas e físico-químicas do solo envolvido. As propriedades de um solo podem ser alteradas por meios químicos, térmicos e mecânicos.

Um aspecto de grande interesse, que constituiu-se em um dos objetivos gerais desta pesquisa, é compatibilizar a estabilização de solos com a utilização de resíduos industriais. Ultimamente este tema tem tido grande destaque nas pesquisas desenvolvidas, devido à possibilidade de serem solucionados problemas de caráter econômico, tecnológico, de consumo energético e de ordem ambiental. Nas áreas de Construção e Geotecnia, o desenvolvimento de materiais alternativos é de fundamental importância, pela capacidade que estas áreas têm de utilizá-los em grandes quantidades. No caso de países em desenvolvimento como o Brasil, o interesse no desenvolvimento na tecnologia de novos materiais deve-se à necessidade de ampliação das malhas rodoviárias, ao grande déficit habitacional e à redução de custo de pavimentos urbanos.

No Rio Grande do Sul, mais especificamente na região metropolitana de Porto Alegre, são produzidos dois resíduos com potencial de serem utilizados na estabilização de solos. Um dos resíduos é a cinza pesada resultante da queima de carvão para geração de energia elétrica na Usina Termelétrica de Charqueadas. A cinza pesada é considerada como um refugo, o qual é depositado na natureza em minas já exploradas, a céu aberto. O outro resíduo é o hidróxido de cálcio, também conhecido como cal de carbureto. Este é um subproduto resultante da reação química entre o carbureto de cálcio e a água para a obtenção do gás acetileno. O resíduo é produzido pela empresa White Martins Gases Industriais S.A. Atualmente, este resíduo vem sendo depositado em aterros sanitários e, como a cinza, possui custo de armazenamento e é um potencial poluidor do meio ambiente devido à sua alta alcalinidade. Sabe-se que materiais que contêm sílica ativa, quando misturados com hidróxido de cálcio em presença de água, reagem quimicamente formando compostos cimentantes. Estes resíduos, portanto, poderiam teoricamente ser utilizados para estabilizar uma camada de aterro (formado por um solo geotecnicamente pobre e que não possua as características mínimas para ser usado

como material de suporte) e sobre este aterro estabilizado, apoiar fundações superficiais.

A utilização de fundações superficiais apoiadas em solos estabilizados, ou artificialmente cimentados, passa a ser um problema típico de fundações sobre um sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada. Muitos estudos de fundações superficiais sobre dupla camada foram realizados nas últimas décadas, mas a grande maioria se concentrou nos casos em que existe uma camada de areia sobre uma camada de argila, condição esta freqüentemente encontrada na prática de engenharia. No entanto, quando o material da camada superior é cimentado, muitas dúvidas ainda persistem e, para que este tipo de técnica possa ser usado no dia-a-dia da engenharia, estas dúvidas precisam ser sanadas.

Nos últimos anos, uma série de estudos numéricos, de laboratório e de campo vêm sendo realizados na UFRGS a fim de elucidar questões referentes ao comportamento de fundações apoiadas em dupla camada, onde a superior é cimentada. No entanto, algumas questões ainda perduram. Entre elas destacam-se: a influência das variáveis geométricas e dos parâmetros dos materiais cimentado e não-cimentado no comportamento carga x recalque, o mecanismo que governa a ruptura neste sistema, ainda, como se realiza o dimensionamento de fundações superficiais para estes casos. Esta tese, através de estudos numéricos e experimentais procurou contribuir para responder estas questões.

1.2 OBJETIVOS GERAIS

Esta pesquisa teve como objetivos verificar a viabilidade técnica de utilizar resíduos industriais na estabilização de um solo arenoso residual de arenito botucatu, visando a utilização deste novo material como camada de suporte de fundações superficiais; definir mecanismos de ruptura de fundações superficiais apoiadas em sistemas de dupla camada, sendo a superior cimentada e apresentar ao meio técnico metodologias de dimensionamento de fundações para estes casos.

1.2.1 Objetivos específicos

- Verificar a reatividade da cinza pesada com a cal de carbureto, visando a cimentação do solo residual de arenito botucatu.
- Verificar a influência da temperatura de cura no desenvolvimento das reações pozolânicas.
- Estudar a influência de diferentes teores dos resíduos industriais nos parâmetros de compactação, resistência e durabilidade e determinar uma mistura ótima.
- Determinar o ganho de resistência e a variação do coeficiente de condutividade hidráulica da mistura ótima, com o passar do tempo de cura.
- Verificar a ocorrência da formação de produtos cimentantes, devido ao processo de estabilização com o tempo de cura, através de ensaios de difratometria de raio X.
- Estudar o potencial de poluição da mistura contendo resíduos industriais, através de ensaios de lixiviação e solubilização.
- Realizar retroanálises do comportamento de fundações apoiadas em sistemas de dupla camada, através do Método dos Elementos Finitos, buscando calibrar os parâmetros de um modelo constitutivo.
- Realizar análise paramétrica, através do Método dos Elementos Finitos, da influência dos parâmetros geométricos diâmetro da placa (D) e altura da camada cimentada (H) e dos parâmetros do material cimentado e não-cimentado na capacidade de carga e na resposta carga x recalque de fundações superficiais sobre dupla camada, sendo a superior cimentada.
- Verificar a influência da relação H/D na resposta carga x recalque e no mecanismo de ruptura, através de provas de carga em placas sobre um sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada.
- Determinar qual a influência da relação H/D sobre o recalque onde ocorre a ruptura de fundações superficiais sobre dupla camada.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

A tese está organizada, além deste capítulo introdutório (Capítulo 1), em mais sete capítulos, descritos a seguir:

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica dos principais assuntos referentes a esta tese.

No Capítulo 3 é apresentado o programa de pesquisa, onde são relatados os experimentos realizados e as variáveis investigadas em cada etapa do trabalho.

No Capítulo 4 é descrita a Etapa de Laboratório com apresentação dos métodos utilizados, descrição e caracterização dos materiais e apresentação e discussão dos resultados obtidos nesta etapa.

No Capítulo 5 é apresentada a Etapa Numérica. É feita uma descrição dos modelos utilizados e do Método dos Elementos Finitos e são apresentados os resultados das retroanálises e previsões de ensaios de placas. É apresentado, também, o resultado de um estudo paramétrico onde as variáveis geométricas e os parâmetros dos materiais das camadas cimentada e não-cimentada são analisados.

No Capítulo 6 é apresentada a Etapa de Campo. Apresenta-se uma descrição do campo experimental bem como dos métodos utilizados na construção dos aterros experimentais. Apresenta-se resultados de provas de carga em placa realizadas sobre camadas cimentadas de diferentes espessuras (H) e com diferentes tamanhos de diâmetro de placas (D), além dos resultados de mecanismos de ruptura observados para diferentes relações H/D.

O Capítulo 7 apresenta a análise do comportamento de fundações superficiais apoiadas em sistema de dupla camada, quando a superior é cimentada, com base nos resultados apresentados nos Capítulos 5 e 6 e os resultados de ensaios encontrados na bibliografia. Ênfase é atribuída ao desenvolvimento de uma metodologia de capacidade de carga e previsão de recalques.

No capítulo 8 são apresentadas as considerações finais e as sugestões para futuros trabalhos.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 USO DE RESÍDUOS DE CARVÃO NA ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

A quantidade de cinzas de carvão produzida no mundo é bastante expressiva; excedendo 550 milhões de toneladas/ano (Clarke, 1994). De acordo com o autor são utilizadas aproximadamente 90 milhões de toneladas/ano, cerca de 15 a 20% do total produzido. Além disto, a proporção de cinzas utilizadas varia muito entre diferentes países. Aqueles países com regulamentações ambientais mais rígidas tendem a utilizar maiores quantidades de resíduos do que países onde a disposição é barata ou fracamente regulamentada.

Segundo Zwonok *et al.* (1996), no Brasil são produzidas aproximadamente 2 milhões de toneladas/ano de cinzas provenientes da queima do carvão para geração de energia elétrica. O Quadro 2.1 apresenta os dados de produção de cinzas de carvão nas termelétricas brasileiras no ano de 1995, bem como a quantidade de cinzas comercializada naquele ano. No Quadro 2.2 estão apresentadas a capacidade máxima de produção das usinas e a estimativa de capacidade de produção para o ano de 2005, quando estiverem operando as usinas termelétricas que estão em construção. Verifica-se que somente 30% da cinza produzida no ano de 1995 foi comercializada; o restante foi disposto como rejeito. Os principais consumidores de cinzas são as indústrias cimenteiras, as quais adicionam cinza volante ao cimento para fabricação dos cimentos pozolânicos.

Quadro 2.1 – Quantidade de cinzas produzida e comercializada em 1995.

Estado	Termelétrica	Cinza volante em 1995 (ton.)		Cinza pesada em 1995 (ton.)	
		Produzida	Comercializada	Produzida	Comercializada
RS	Candiota	812.336	88.517	203.000	69.846
	São Jerônimo	5.000	--	--	--
	Charqueadas	103.280	49.514	80.315	3.578
SC	Jorge Lacerda	305.000	176.972	203.000	203.000
PR	Figueira	--	--	50.000	--

Fonte: Zwonok *et al.* (1996)

Quadro 2.2 – Capacidade máxima de produção atual de cinzas e estimativa de produção para o ano 2005.

Estado	Termelétrica	Cinza volante (ton.)		Cinza pesada (ton.)	
		Atual	2005	Atual	2005
RS	Candiota	1.500.000	2.200.000	375.000	450.000
	São Jerônimo	5.000	--	--	--
	Charqueadas	295.060	1.000.000	126.500	276.000
SC	Jorge Lacerda	408.000	808.000	472.000	672.000
PR	Figueira	--	--	50.000	150.000

Fonte: Zwonok *et al.* (1996)

Segundo Rohde (1998), o potencial de utilização das cinzas de carvão depende, na maior parte, das propriedades físicas e químicas das mesmas em relação à contaminação do meio ambiente. Mas, além disto, existem outros fatores não-ambientais, citados por Clarke (1992), que também influenciam o potencial de utilização, que são: competição com outros materiais muitas vezes naturais e tradicionais, interesse dos usuários potenciais, subsídios e incentivos, transporte e estocagem.

Clarke (1992) afirma, também, que é provável que a legislação para deposição de resíduos de carvão torne-se mais restritiva. Preocupações ambientais sobre possíveis contaminações de águas subterrâneas de sítios de deposição

devem exigir dos operadores a construção de aterros de cinza com camadas impermeabilizantes mais espessas, com sistema de drenagem mais extensivo e com capacidade de monitoramento de longa duração, aumentando, portanto, o custo deste procedimento. O aumento da oposição da opinião pública a todo tipo de operação de disposição no solo e a escassez de áreas em alguns sítios de geração fazem a futura disposição inaceitável ou, pelo menos, relativamente custosa. A utilização de resíduos de carvão se tornará cada vez mais importante e é essencial que as estratégias de utilização sejam avaliadas e desenvolvidas com antecedência.

De acordo com Pinto (1971), o uso de cinza volante misturada com cal, para estabilização de solos arenosos iniciou na década de 40 nos Estados Unidos, onde parte de uma auto-estrada de New Jersey foi executada com este tipo de mistura. Chu *et al.* (1955) apresentaram um trabalho em que utilizaram misturas de cinza volante e cal para estabilização de solos siltosos e argilosos. No entanto, o primeiro trabalho de cunho científico que relata o uso da cinza volante e cal para estabilização de solos foi realizado por Mateos (1961). O autor estudou a possibilidade de estabilização de diferentes tipos de solo com esta técnica e estudou a influência das diversas variáveis que controlam o desenvolvimento de resistência e durabilidade.

No Brasil, há algumas décadas esforços vêm sendo realizados para provar a viabilidade técnica de utilização da cinza na estabilização de solos principalmente para fins de pavimentação. Nos últimos anos, estes esforços têm se concentrado também em outras áreas da Engenharia Civil, como por exemplo na fabricação de blocos de alvenaria e na estabilização de solos para apoiar fundações superficiais.

Pinto (1971) estudou a estabilização de areia com cal e cinza volante e verificou a possibilidade de empregar este tipo de estabilização, confirmando estudos realizados no exterior. O autor constatou que as baixas temperaturas retardam a formação de compostos cimentantes.

Nardi (1975) analisou os fatores que influenciam as reações pozolânicas nas misturas de solo-cinza-cal, tais como: materiais, aditivos, proporções, processos de execução e cura. O autor estudou, ainda, as diversas propriedades da misturas como: resistência à compressão simples, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, CBR, fadiga e durabilidade.

Ceratti (1979), ao estudar os efeitos da adição de cal e cinza volante nas propriedades de um solo residual compactado, concluiu que é possível a utilização deste tipo de mistura em base de pavimentos. Os valores de resistência à compressão simples obtidos por este autor excederam aqueles especificados na norma. Segundo o autor, este fato torna viável a utilização de refugo industrial produzido em grandes quantidades em termelétricas, para fins de pavimentação.

Silva (1981), em um estudo de utilização de cinza volante na estabilização de um solo residual de granito, concluiu, também, pela utilização deste tipo de mistura em base de pavimentos e para a confecção de blocos para habitação.

Pinto *et al.* (1983) publicaram um método de projeto de pavimento semi-rígido para aplicação no caso do corpo do pavimento conter base pozolânica. Os estudos realizados em um trecho experimental no estado de Santa Catarina permitiram concluir sobre a viabilidade técnica e econômica da utilização de cinza volante e cal na estabilização de solos arenosos para fins de pavimentação.

No projeto CICASOL (Zwonok & Chies, 1989) foram estudados pavimentos constituídos de solos estabilizados com cinza volante e cal. Comprovou-se, através de pistas experimentais, a excelência do comportamento de pavimentos com bases pozolânicas. Foram apresentadas ainda, neste trabalho, especificações de serviço para a construção de base com material pozolânico.

Dias (1995) mostrou que o processo de estabilização de areia fina de duna com cinza volante e cal é competitivo se comparado com outros tipos de bases (brita graduada, saibro, solo-asfalto). Outra vantagem de utilizar a cinza volante na estabilização de solos arenosos da planície costeira do Rio Grande do Sul reside na competitividade do custo do processo em comparação ao uso de outros materiais nobres para pavimentação, que se encontram a grandes distâncias de transporte.

Fogaça (1996) estudou a estabilização de uma areia do litoral do Rio Grande do Sul com cinza volante e cal e, ainda, cimento de alta resistência inicial como aditivo de cura rápida, a fim de utilizar este material como camada de pavimento. Concluiu que a adição de 1% de cimento ARI aumenta consideravelmente as propriedades de resistência e rigidez do material nos primeiros dias de cura e que é

viável a utilização de solo arenoso como material constituinte de camada de pavimento.

Além dos trabalhos mais voltados para pavimentação, estudos vêm sendo realizados para utilização destes resíduos em outras áreas da Engenharia Civil. Mallmann (1996) verificou a possibilidade de utilizar as cinzas volantes e pesadas, misturadas com cal comercial, na confecção de blocos de alvenaria. O autor estudou a alternativa de curar os blocos em autoclave, a fim de acelerar as reações pozolânicas.

Carraro (1997) estudou a possibilidade de utilizar a cinza volante de Candiota com o resíduo cal de carbureto, para estabilizar um solo residual de arenito botucatu e utilizar esta mistura em fundações superficiais. O autor verificou, basicamente, o comportamento mecânico deste material em função das variáveis: teor de cal de carbureto, umidade de compactação, tensão efetiva inicial e condição de drenagem. Concluiu que a resistência ao cisalhamento foi influenciada, em maior ou menor grau, por todas as variáveis investigadas. A deformabilidade não parece ser afetada pela condição de drenagem, mas é fortemente influenciada pela umidade de compactação.

Tessari (1998) estudou a viabilidade técnica de utilização da cinza pesada de Charqueadas estabilizada com cimento, visando seu uso em fundações superficiais. O autor estudou a influência de diferentes espessuras de camada cimentada na resposta carga x recalque de ensaios de placas e verificou, ainda, a possibilidade de contaminação do lençol freático pela mistura de cinza pesada-cimento através de ensaios de solubilização e lixiviação. Concluiu que a capacidade de carga cresceu com o aumento da espessura da camada tratada, enquanto os recalques associados diminuíram (para o mesmo tamanho de placa); amostras de cinza pesada-cimento liberam somente alumínio em concentração maior do que o limite máximo estabelecido.

Dias & Moraes (1998) apresentaram resultados de recalques observados em vários pontos de um prédio de quatro andares, construído sobre uma camada de areia estabilizada com cinza-cal, onde o solo subjacente é uma argila mole. Concluíram que a utilização da camada cimentada melhora substancialmente o comportamento de fundações superficiais sobre solos moles. Os autores concluíram

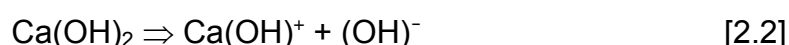
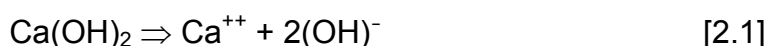
que esta técnica constitui uma solução conveniente, principalmente quando se deseja utilizar áreas em que as condições geotécnicas naturais inviabilizam investimentos de cunho popular.

2.1.1 Reações solo-cinza-cal

Embora na literatura não tenham sido encontrados relatos sobre a utilização da cinza pesada e cal de carbureto como agentes cimentantes na estabilização de solos, várias pesquisas propõem a utilização de cinza volante e cal hidratada para este fim. Pela afinidade na composição química dos referidos materiais, formulou-se a hipótese de que as reações que ocorrerão entre solo-cal de carbureto-cinza pesada são as mesmas que ocorrem entre solo-cal-cinza volante.

Mateos (1961) descreveu os fatores que afetam a estabilização de solos com cinza e cal. Estes fatores são: tipo de solo, tipo de cinza, tipo de cal, efeito de diferentes proporções de cal e cinza, períodos de cura, efeito da energia de compactação e efeito da temperatura de cura. O autor observou que os solos arenosos são os que mais se beneficiam com a adição de cal e cinza volante e também que não existe uma proporção ótima de cal e cinza volante para estabilizar todos os solos. Quando cal e cinza são adicionados ao solo, parte da cal se combina com as partículas de solo, parte com o dióxido de carbono presente nos vazios e parte com a cinza no desenvolvimento das reações pozolânicas.

Na presença de água, a molécula de hidróxido de cálcio dissocia-se segundo as seguintes reações:



A fonte livre de Ca^{++} e Ca(OH)^+ faz com que se inicie um processo de troca catiônica. A troca catiônica é a permutação dos cátions Na^+ , K^+ , Ca^{++} e Mg^{++} existentes na superfície das partículas, pelo Ca^{++} da cal. Segundo Grim (1953), assumindo igual concentração, a ordem de adsorção preferencial de cátions comuns

associados 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 são geralmente substituídos por cátions multivalentes. A adsorção de cátions adicionais resulta da aglomeração das partículas de argilas (floculação). O efeito dessas duas reações pode ser observado inclusive visualmente, pois solos argilosos tornam-se mais friáveis (Herrin & Mitchell, 1961).

As reações que se processam lentamente são as que produzem ação cimentante e são denominadas reações pozolânicas. As reações pozolânicas ocorrem com material que contém sílica e alumina e que, estando finamente divididos em presença de água, reagem com a cal. Para que ocorram as reações pozolânicas, é necessário que a sílica e a alumina sejam solubilizadas. Alexander *et al.* (1954 *apud* Mallmann, 1996) realizaram estudos da solubilidade da sílica amorfa e verificaram que a mesma ocorre a valores de pH maiores que 11. Não só a sílica, mas também a alumina, tem sua solubilidade aumentada em valores altos de pH (TRB, 1987).

Alguns possíveis compostos oriundos das reações entre a cal e os componentes de natureza pozolânica das cinzas são apresentados por Minnick (1967), conforme as expressões a seguir:



Onde: R representa os íons Ca^{++} ou Mg^{++} , ou ainda, uma combinação entre eles.

Obviamente, as reações descritas anteriormente estão resumidas. As reações químicas entre a cal e as cinzas volantes ou pesadas são muito complexas, não somente pelo número de reações possíveis, mas também porque há uma

grande variedade de produtos nestas reações. Além disso, existem muitas reações que podem não ocorrer a temperatura ambiente (Mateos, 1961).

Minnick (1967) sugere que os principais compostos cimentantes formados em misturas contendo cal e cinza são, provavelmente, membros da família da tobermorita (silicato de cálcio hidratado) e, possivelmente, a etringita (sulfato de cálcio e alumínio hidratado).

Segundo TRB (1987) os minerais argílicos e as cinzas volantes têm propriedades pozolânicas e, reagindo com a cal, produzem um gel de silicato de cálcio hidratado (CSH) e/ou aluminato de cálcio hidratado (CAH) que provocam a cimentação das partículas. (onde: C = CaO; S = SiO₂; A = Al₂O₃; H = H₂O).

Uchikawa (1986, *apud* Isaia, 1995) observou que os produtos de hidratação formados são silicatos similares aos da reação do cimento, que se formam a partir do ataque do OH⁻ pela dissolução da fase vítrea e reage com o hidróxido de cálcio para formar a fase CSH com morfologia fibrosa ou em placas, que entrelaçam as partículas presentes e diminuem o tamanho dos poros.

Outros compostos, como a mulita (3Al₂O₃.2SiO₂) por exemplo, também são responsabilizados pelas desejáveis características pozolânicas apresentadas pelas cinzas volantes (Nontananadh & Kamon, 1996).

A carbonatação é a reação da cal com o dióxido de carbono (CO₂) existente no ar. O dióxido de carbono reage com o hidróxido de cálcio (Ca(OH)₂) da cal e forma o carbonato de cálcio (CaCO₃). Estes carbonatos são cimentos fracos e detêm as reações pozolânicas sendo, portanto, indesejáveis (Harty & Thompson, 1973).

2.1.2 Impacto ambiental

O principal impacto ambiental devido à utilização de um resíduo é a solubilização de substâncias nocivas presentes em sua composição, para a água e o solo (Hartlén *et al.*, 1997). Segundo Corrêa *et al.* (1997), as cinzas de carvão podem

reagir com a água, promovendo a solubilização de metais pesados presentes na superfície das partículas. A toxicidade de alguns elementos presentes na cinza pesada de termelétricas foi apresentada por Huheey *et al.* (1993) e se encontra reproduzida no Quadro 2.3.

Os fenômenos de lixiviação e solubilização de metais pesados são complexos e ainda não totalmente entendidos (Ghosh & Subbarao, 1998). Reed *et al.* (1996) destacaram alguns fatores que influenciam estes processos, que são: pH, capacidade de troca catiônica, granulometria e quantidade de matéria orgânica. O aumento do pH, de modo geral, reduz a quantidade de metais solubilizados. Em pH elevado existe a predominância da precipitação da maioria dos metais como hidróxidos ou carbonatos. À medida que o pH decresce, a precipitação torna-se menos importante e a troca catiônica passa a ser o mecanismo dominante na retenção de cátions metálicos. Existe, ainda, o fator da estrutura física ou arranjo entre as partículas. Webster & Loehr (1996) observaram que em ensaios de lixiviação executados em concreto contaminado com metais, as amostras íntegras liberavam menos metais do que as amostras desagregadas.

Para determinar as conseqüências ambientais do armazenamento e utilização dos resíduos, é necessário o entendimento das características de lixiviação e solubilização dos mesmos. Conhecer a morfologia e a composição química do resíduo pode dar uma indicação do comportamento do mesmo quando lixiviado. Mas, o ideal é que sejam realizados ensaios de lixiviação e solubilização. Estes ensaios podem indicar quais elementos serão realmente liberados e as conseqüências desta liberação para a qualidade das águas. A Tabela 2.1 apresenta os limites permitidos de metais na água para que a mesma seja considerada potável, estabelecidos pela Organização Mundial de Saúde (WHO, 1984, *apud* Clarke, 1994). Clarke (1994) apresenta os três tipos de ensaios de lixiviação geralmente empregados no uso de resíduos de carvão: ensaios de agitação (considerados rápidos), ensaio de coluna e ensaios de campo. O autor apresenta a descrição, vantagens e desvantagens de cada um destes ensaios.

Quadro 2.3 – Toxicidade de alguns metais para os seres vivos.

ELEMENTO	TOXICIDADE
Alumínio (Al)	Moderada toxicidade para a maioria das plantas e pequena para mamíferos. Indícios de envolvimento com o mal de Alzheimer e outras doenças neurológicas.
Silício (Si)	Não é quimicamente tóxico, mas grandes quantidades de silicatos ou sílica, finamente divididos, são prejudiciais para o pulmão de mamíferos.
Enxofre (S)	Altamente tóxico para a maioria das bactérias e fungos, relativamente inofensivo para organismos superiores. Na forma de H ₂ S é altamente tóxico para mamíferos; SO ₂ é altamente tóxico.
Cromo (Cr)	Altamente tóxico como cromo (IV), carcinogênico; moderadamente tóxico como Cr (III).
Cálcio (Ca)	Relativamente inofensivo
Manganês (Mn)	Moderadamente tóxico
Ferro (Fe)	Toxicidade leve, mas a ingestão excessiva pode causar hemocrematose.
Níquel (Ni)	Muito tóxico para a maioria das plantas, moderadamente tóxico para mamíferos, carcinogênico.
Cobre (Cu)	Muito tóxico para a maioria das plantas, altamente tóxico para invertebrados, moderadamente tóxico para mamíferos.
Arsênio (As)	Moderadamente tóxico para plantas, altamente tóxico para mamíferos.
Cádmio (Cd)	Moderadamente tóxico para todos os organismos; tóxico cumulativo em mamíferos.
Mercúrio (Hg)	Muito tóxico para fungos, plantas e mamíferos na forma solúvel; tóxico cumulativo para mamíferos.
Chumbo (Pb)	Muito tóxico para a maioria das plantas; tóxico cumulativo para mamíferos.

Fonte: Huheey *et al.* (1993).

Tabela 2.1 – Máxima concentração permitida de metais na água para ser considerada potável, imposta pela Organização Mundial de Saúde.

Elemento	Limite (mg/l)
Al	0,2
As	0,05
Cd	0,005
Cr	0,05
Cu	1,0
Fe	0,3
Hg	0,001
Mn	0,1
Pb	0,05
Se	0,01
Zn	5,0

Fonte: Clarke (1994).

No Brasil são utilizados os ensaios de lixiviação e solubilização propostos pela NBR 10005 (ABNT,1987b) e NBR 10006 (ABNT1987c), respectivamente. O ensaio de lixiviação utiliza o mesmo procedimento do ensaio de extração (*EP test*) recomendado pela EPA (*Environmental Protection Agency - USA*). Segundo Clarke (1994), este ensaio fornece o indicativo da pior situação que pode ser encontrada em campo, uma vez que é realizado em materiais com granulometria menor que 9,5mm e utiliza uma solução ácida (pH 5) como líquido de extração. O autor também afirma que estes testes podem ser não representativos quando se tem resíduos alcalinos.

A toxicidade de determinada cinza depende de muitos fatores, desde a composição química do carvão até o processo de preparação e queima do mesmo. A seguir serão apresentados alguns trabalhos em que as cinzas foram avaliadas quanto à lixiviação de metais pesados.

Aisnwoth & Rai (1987, *apud* Church *et al.*, 1994) realizaram ensaio de lixiviação com ácido e água pressurizada em 34 amostras de cinzas leves de

diferentes locais da América do Norte. Demonstraram que existe uma grande faixa de variação da quantidade de metais lixiviados para as diferentes cinzas e que a concentração mínima de alguns metais lixiviados (As, Cr, e Pb) excederam os limites estabelecidos pela EPA.

Church *et al.* (1994) realizaram ensaios de lixiviação (de cinzas volantes provenientes de termelétricas do Estado do Alasca – EUA), através de uma coluna de lixiviação utilizando água como agente lixiviante e compararam os resultados com aqueles obtidos no ensaio padronizado pela EPA, no qual são usadas amostras menores do que 9,5mm de diâmetro e ácido como agente lixiviante (TCLP - *Toxicity Characteristic Leaching Procedure*). Buscando reproduzir as condições de campo a que uma camada de cinza leve estaria sujeita (quando parte do corpo de um pavimento), os autores submeteram amostras a ensaios de durabilidade (congelamento e degelo) e, em seguida, realizaram os ensaios de lixiviação com carga hidráulica variando de 70 a 200kPa. Observaram que amostras submetidas aos ciclos de congelamento e degelo lixiviam metais em concentração menor do que amostras não submetidas a estes ciclos. Atribuíram o fato às trincas formadas durante o ciclo, as quais formam caminhos preferenciais da água, reduzindo o contato do fluido com a cinza volante. Concluíram que, embora as cinzas leves tenham passado no ensaio de lixiviação proposto pela EPA (TCLP), este ensaio pode não representar a real condição de campo, pois foi observado que o metal bário foi lixiviado em maior concentração no ensaio de coluna do que no ensaio TCLP. Verificaram, ainda, que a adição de 3% de cimento reduziu a lixiviação do bário abaixo do limite máximo permitido para potabilidade da água comprovando, portanto, a capacidade de redução de lixiviados de amostras quando cimentadas.

Egemen & Yurteri (1996) realizaram importante estudo onde foram comparados os diversos ensaios de lixiviação considerados rápidos, no potencial de lixiviação de metais de amostras de cinza leve da Turquia. Os ensaios adotados pelos autores foram: EP (*Extraction Procedure - EPA*), TCLP (*Toxicity Characteristic Leaching Procedure*) e um terceiro ensaio padronizado pela ASTM, no qual é utilizada água destilada como meio de extração, em vez de ácido acético (utilizado nos ensaios da EPA). Os autores observaram que apesar de existir considerável quantidade de metais na composição da cinza leve, poucos destes metais estão livres para serem lixiviados, o que faz com que a cinza leve da Turquia seja

classificada como inerte. Observaram, também, que o ensaio EP é o mais agressivo dos ensaios testados, pois lixiviou maior quantidade de metais, e que o pH do meio é um fator predominante na capacidade de lixiviação. Amostras lixiviadas no pH natural (ASTM) lixiviaram uma porção muito inferior de metais comparado a amostras onde o meio era acidificado. Com isso os autores concluíram que os ensaios EPA e TCLP superestimam as quantidades de metais lixiviados e que o meio aquoso representa melhor as condições observadas em campo.

Hower *et al.* (1996) compararam os elementos traço existentes na cinza pesada e cinza leve provenientes de uma mesma usina e realizaram ensaios de lixiviação a fim de verificar o potencial de poluição das mesmas. Concluíram que nenhuma das cinzas analisadas através do ensaio de lixiviação por extração (*TCLP toxicity test, EPA*) apresentaram concentração de metais pesados acima dos limites permitidos. Levantaram a questão sobre qual é a representatividade do ensaio de extração em relação à real lixiviação que ocorrerá no campo. Verificaram, também, que as cinzas pesadas eram mais enriquecidas com ferro, cobalto, bário, estrônio e, em alguns casos, chumbo, quando comparado com cinza leve de mesma fonte.

Ghosh & Subbarao (1998) realizaram um estudo para verificar o efeito da cimentação de uma amostra de cinza leve estabilizada com cal ou cal e gesso, a fim de verificar as condições de compactação, condutividade hidráulica e lixiviação. O estudo consistiu em compactar amostras em 3 diferentes condições de umidade (umidade ótima e $\pm 5\%$), seguido de cura por 7 e 28 dias. Realizaram ensaios de condutividade hidráulica nas diferentes condições de compactação e cura. Nas amostras de água provenientes destes ensaios foram determinados os metais lixiviados. Verificaram que a adição de cal e gesso como agentes estabilizadores pode reduzir em até 500 vezes o valor do coeficiente de condutividade hidráulica, quando comparada com a cinza leve não estabilizada. O ambiente altamente alcalino (>12) do fluido propiciou a precipitação de alguns metais na forma de hidróxido. O encapsulamento de metais na matriz cimentada também contribuiu para diminuir a lixiviação de metais nas amostras cimentadas. Os autores também propuseram um coeficiente de carga lixiviada (R), o qual consistiu do quociente entre a carga total de metal lixiviado de uma amostra não estabilizada por dia, pela carga total de metal lixiviado de uma amostra cimentada por dia. Valores de $R > 1$ indicavam que o total de metais lixiviados de uma amostra cimentada por dia era

menor do que a amostra não cimentada. Observaram que para amostras estabilizadas os valores sempre foram muito maiores que a unidade para todos os metais estudados e que, amostras compactadas no ramo úmido (5% acima da umidade ótima), conseguiram os maiores valores de R. Concluíram que isto aconteceu devido ao menor coeficiente de condutividade hidráulica de amostras compactadas acima da umidade ótima, quando comparadas com amostras compactadas na umidade ótima e abaixo da mesma.

Sánchez *et al.* (1998) realizaram ensaios de lixiviação e solubilização de amostras de cinza leve e pesada produzidas no sul do país e as classificaram segundo a NBR 10004 (ABNT, 1987a). Nos ensaios de lixiviação e solubilização foi utilizada, para extração dos metais, água deionizada em substituição ao ácido acético. As amostras de cinzas leves e pesadas foram provenientes das termelétricas de Candiota, Charqueadas e Tubarão e de unidades Industriais da COPESUL e RIOCELL. Resultados mostraram que, com exceção da cinza pesada da COPESUL, a qual ultrapassou o limite máximo permitido para o elemento As no ensaio de solubilização, todas as demais cinzas pesadas apresentaram concentração de metais inferiores ao limite máximo permitido sendo, portanto, todas as cinzas pesadas classificadas como resíduos inertes (classe III). As cinzas volantes são consideradas resíduos mais poluidores por possuírem pequena granulometria e expressiva quantidade de elementos-traço adsorvidos às suas partículas. Mesmo assim, todas as cinzas apresentaram elementos-traço lixiviados inferiores ao limite máximo. Já para o ensaio de solubilização, nenhuma amostra de cinza volante apresentou todos os elementos com concentração inferior ao limite máximo permitido. Devido a este fato, as cinzas volantes foram classificadas como resíduos não inertes (Classe II).

Pôde-se observar nesta revisão que as cinzas provenientes da queima de carvão possuem grande potencial de serem utilizadas na confecção de novos materiais. Ainda, verificou-se que os ensaios de lixiviação e solubilização propostos pela norma brasileira não são representativos da real condição que será encontrada no campo, superestimando os resultados obtidos. O ensaio mais adequado seria aquele realizado em uma coluna de lixiviação, pois no mesmo pode-se manter a estrutura real do material.

2.2 FUNDAÇÕES SOBRE SISTEMA DE DUPLA CAMADA

2.2.1 Estudos analíticos e numéricos sobre fundações apoiadas em dupla camada

O primeiro autor que apresentou trabalho onde era calculada a capacidade de carga de fundações apoiadas sobre duplas camadas foi Button (1953), o qual considerou o caso de fundações superficiais apoiadas sobre duas camadas de argila ($\phi=0$). O trabalho teve como base o Método de Fellenius, o qual considera que a superfície de ruptura é circular, com início em uma das bordas da fundação. A solução foi apresentada através de ábacos onde era obtido o fator de capacidade de carga N_c , a partir dos dados de geometria da fundação, da espessura da camada superior e da relação entre coesão da camada superior e coesão da camada inferior.

Tcheng (1957) propôs a primeira equação semi-empírica para o cálculo de capacidade de carga de fundações corridas apoiadas sobre dupla camada, sendo a camada superior composta de areia e a inferior de solo puramente coesivo (argila). O autor relatou que existiu boa concordância entre os resultados obtidos em ensaios de modelos reduzidos com os obtidos através de sua equação, quando a espessura da camada de areia (H_1) era inferior a $1,5 B$ (largura da fundação). Foi verificado, também, que a influência da camada de argila inferior torna-se sem importância quando $H \geq 3,5B$. A equação proposta por Tcheng (1957) é a seguinte:

$$q_u = q'' \left\{ 1 - 2 \left(\frac{H_1}{B} \right) \tan \phi (1 + \sin \phi) \left[\left(\frac{\phi}{2} - \frac{\pi}{4} \right) \right] \right\} \quad [2.7]$$

Onde: q_u = capacidade de carga de uma fundação contínua sobre dupla camada;

q'' = capacidade de carga da mesma fundação apoiada na camada de argila inferior;

ϕ = ângulo de atrito interno da areia da camada superior.

Brown & Meyerhof (1969) realizaram um estudo experimental utilizando modelos reduzidos de fundações apoiadas em dupla camada de solo totalmente

coesivo com ruptura não drenada. Estudaram os casos de fundações circulares e fundações corridas, apoiadas sobre camadas de diferentes resistências. A relação H/B adotada variou de 0,5 a 3,0. Os autores concluíram que quando se tem uma camada de maior resistência sobre uma camada de menor resistência, a ruptura ocorre formando planos verticais na camada resistente e toda a resistência da camada inferior é mobilizada. Já quando existe uma camada de menor resistência sobre uma camada de maior resistência, a ruptura ocorre por deslizamento do solo da camada superior entre a fundação e a camada inferior de maior resistência. A partir dos resultados obtidos, os autores propuseram ábacos para serem utilizados na prática de engenharia, salientando as limitações dos referidos ábacos por terem sido obtidos a partir de um número limitado de casos.

O primeiro trabalho numérico que tratou de fundações sobre solos com dupla camada e que fez uso do Método dos Elementos Finitos, foi desenvolvido por Desai & Reese (1970). Foram realizadas simulações de ensaios de placas executados em modelos reduzidos, sendo as camadas compostas por materiais puramente coesivos. O modelo adotado pelos autores para representar o comportamento tensão x deformação foi o elástico não-linear. Os parâmetros para o referido modelo foram obtidos a partir de ensaios triaxiais do tipo não-adensado com ruptura não-drenada (UU). Foi encontrada uma excelente concordância entre os resultados obtidos através do Método dos Elementos Finitos com aqueles obtidos experimentalmente, o que levou os autores a concluírem, já naquela época, que o Método dos Elementos Finitos possui um excelente potencial para resolver complexos problemas na engenharia de fundações, os quais envolvem não-linearidade, solos heterogêneos e diferentes condições de contorno.

Meyerhof (1974) apresentou uma teoria analítica para o cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais apoiadas sobre camada dupla de solo, sendo a camada superior formada por material granular e a inferior por material coesivo. A teoria foi toda desenvolvida tomando como base o trabalho apresentado por Meyerhof & Adams (1968) para o cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais solicitadas à tração. Foram apresentados estudos para o caso de areia densa sobre argila mole e areia fofa sobre argila rija. Para os casos em que a capacidade de carga do solo granular (q_s) é muito superior ao do solo coesivo (q_c), o mecanismo de ruptura proposto pelo autor é o de que existe a formação de

superfícies de ruptura verticais na camada de areia, sendo que uma cunha deste material granular é empurrada para dentro da camada de argila, onde ocorre a ruptura generalizada. Este mecanismo pode ser observado na Figura 2.1. O autor propôs que as forças que atuam nas superfícies de ruptura verticais na areia podem ser obtidas através da teoria do empuxo passivo E_p , onde o coeficiente de empuxo passivo (k_p) é substituído por um coeficiente k_s , denominado de coeficiente de puncionamento, o qual está relacionado com k_p pela seguinte expressão:

$$k_s \operatorname{tg} \phi = k_p \operatorname{tg} \delta^* \quad [2.8]$$

Onde: ϕ = ângulo de atrito interno do solo

δ^* = inclinação do empuxo passivo em relação à horizontal

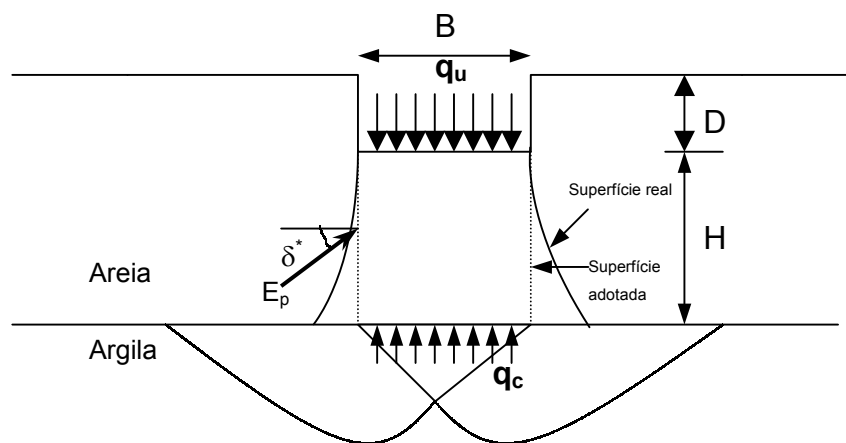


Figura 2.1 – Mecanismo de ruptura proposto por Meyerhof (1974) para fundações apoiadas em sistema de dupla camada.

O autor sugere que, para fins práticos, pode ser utilizado um valor de $\delta^* = 2/3\phi$. Para o cálculo da capacidade de carga de fundações corridas, foi proposta a seguinte equação para dupla camada:

$$q_u = cN_c + \gamma H^2 (1 + 2D/H) k_s \tan \phi / B + \gamma D \quad [2.8]$$

Onde: cN_c = capacidade de carga da argila (q_c);
 c = coesão da camada de argila;
 N_c = fator de capacidade de carga (5,14);
 γ = peso específico aparente da areia;
 H = espessura da camada de areia;
 B = largura da fundação;
 D = profundidade de assentamento da fundação;
 k_s = coeficiente de punção;
 ϕ = ângulo de atrito da areia.

A análise realizada para fundações corridas pode ser estendida para o caso de fundações circulares. Neste caso, o empuxo passivo E_p é aplicado em uma superfície cilíndrica de mesmo diâmetro da fundação superficial e com área superficial s . Portanto, a equação será:

$$q_u = 1.2cN_c + 2\gamma H^2 (1 + 2D/H)sk_s \tan \phi / B + \gamma D \quad [2.10]$$

Para confirmar sua teoria, o autor realizou uma série de provas de carga, em escala reduzida, de fundações corridas e circulares e comparou com casos de obras que atingiram a ruptura. Concluiu que a influência da espessura da camada de areia depende, principalmente, da relação existente entre a capacidade de carga da areia e a capacidade de carga da argila, o ângulo de atrito da areia e da forma e profundidade da fundação.

Vésic (1975) também considerou que a superfície de ruptura era vertical e apresentou, a partir de dados experimentais, uma equação para o cálculo da capacidade de carga para solos em dupla camada, sendo ambas coesivo-friccionais.

$$q_u = \left[q_o + \left(\frac{1}{k} \right) c_1 \cdot \cot \phi_1 \right] \exp \left\{ 2 \cdot \left[1 + \frac{B}{L} \right] \cdot k \cdot \tan \phi_1 \cdot \left(\frac{H}{B} \right) \right\} - \left(\frac{1}{k} \right) \cdot c_1 \cdot \cot \phi_1 \quad [2.11]$$

Onde : q_o = Capacidade de carga se a fundação estivesse apoiada sobre a camada inferior, obtida pela fórmula clássica de capacidade de carga para solos homogêneos;

$$k = (1 - \text{sen}^2 \phi_1) / (1 + \text{sen}^2 \phi_1);$$

c_1 = coesão da camada superior;

ϕ_1 = ângulo de atrito da camada superior;

B = largura da fundação;

L = comprimento da fundação;

H = espessura da camada superior.

Jacobsen *et al.* (1977, *apud* Graig & Chua, 1990) apresentaram um modelo no qual consideraram que a camada mais resistente (areia) faz com que ocorra uma distribuição da carga na camada de menor resistência (argila), através do uso de uma fundação imaginária de maior largura. Os autores postularam que a distribuição da carga ocorre através da inclinação $2/\beta$ na vertical e valor unitário na horizontal. O valor de β foi calculado a partir de modelos reduzidos e era função da capacidade de carga, se existisse somente a camada de areia (q_s) e da capacidade de carga, se existisse somente a camada de argila (q_c). A equação para o cálculo da capacidade de carga total (q_u) está apresentada na Figura 2.2, juntamente com o modelo proposto pelo autor.

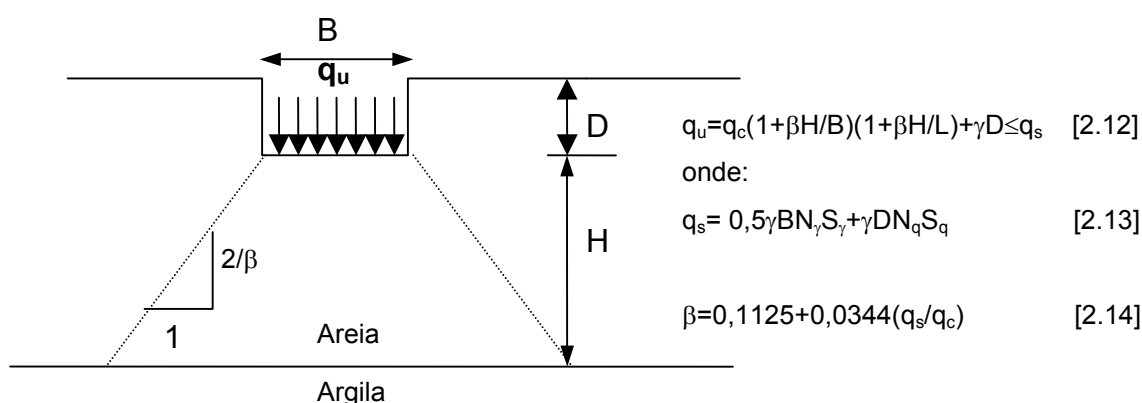


Figura 2.2 – Modelo e equação propostos por Jacobsen *et al.* (1977, *apud* Graig & Chua, 1990) para o cálculo da capacidade de carga de fundações sobre dupla camada.

Meyerhof & Hanna (1978) aplicaram a teoria apresentada por Meyerhof (1974) para areias sobre argilas. No entanto, neste trabalho a teoria foi ampliada

para os casos onde as cargas aplicadas são inclinadas e para materiais coesivos-friccionais em ambas as camadas. Apesar da teoria envolver solos coesivos friccionais, os autores realizaram ensaios em modelos reduzidos de fundações corridas e circulares apoiadas em areias sobre argila ou argila sobre argila, considerando os casos onde a camada superior possui maior resistência que a inferior e casos onde a camada superior era de menor resistência que a inferior. Concluíram que a capacidade de carga de fundações superficiais apoiadas em camadas densas ou rígidas sobre depósitos fracos e sob cargas inclinadas pode ser expressa por um fator de inclinação, em conjunto com o coeficiente de puncionamento (k_s), os quais dependem dos parâmetros de resistência e da razão entre as capacidades de carga das camadas sob cargas verticais. Concluíram, ainda, que a influência da espessura da camada superior depende, principalmente, dos parâmetros de resistência e da razão de capacidade de carga das camadas, da forma e profundidade da fundação e da inclinação da carga.

Hanna & Meyerhof (1980) apresentaram, através de ábacos, os parâmetros necessários para calcular a capacidade de carga através da teoria do puncionamento proposta pelo segundo autor em 1974. Os autores fizeram duas observações importantes: a primeira, é a de que o valor do empuxo passivo (E_p) depende do ângulo de cisalhamento mobilizado na superfície de ruptura. Baseado no fato que as deformações para atingir a ruptura da camada de areia são menores do que a da camada de argila (menos resistente), a ocorrência de ruptura em ambas as camadas pode não acontecer, e uma maior deformação da camada superior é necessária para atingir a deformação de ruptura da camada inferior. Portanto, o ângulo de resistência mobilizado na camada de areia poderia ser menor do que o valor de pico e poderia se aproximar do residual. A segunda observação importante foi a de que o valor de E_p diminui com o aumento da capacidade de carga da camada inferior de argila. Os autores argumentam que com a diminuição da resistência da camada inferior, o deslocamento vertical da coluna de areia que puncciona dentro da camada de argila aumenta e o movimento lateral diminui, resultando numa diminuição da pressão passiva. Este movimento pode não ser suficiente para a mobilização de todo o empuxo passivo, o qual seria gerado pela mobilização total do ângulo de atrito interno de resistência (ϕ_1).

Satyanarayana & Garg (1980) propuseram um método empírico para prever a capacidade de carga de fundações sobre solos coesivos-friccionais em dupla camada. A equação empírica consiste em determinar os valores médios ponderados dos parâmetros de resistência C_a e ϕ_a . Para perfis compostos de dupla camada, os parâmetros médios são obtidos através das seguintes expressões:

$$C_a = \frac{c_1 z_1 + c_2 z_2}{z_1 + z_2} \quad [2.15]$$

$$\phi_a = \tan^{-1} \left(\frac{z_1 \operatorname{tg} \phi_1 + z_2 \operatorname{tg} \phi_2}{z_1 + z_2} \right) \quad [2.16]$$

Onde: Z é a espessura das camadas, c a coesão e ϕ o ângulo de atrito interno das camadas. Os subscritos 1 e 2 referem-se às camadas superior e inferior, respectivamente.

Os autores ainda definiram a profundidade crítica equivalente (D_e), que é a profundidade na qual a intensidade de carga proveniente da estrutura pode ainda contribuir na geração de recalques ou tensões cisalhantes.

$$D_e = z_1 + (2B - z_1) \left(\frac{c_1 + \operatorname{tg} \phi_1}{c_2 + \operatorname{tg} \phi_2} \right) \quad [2.17]$$

Onde: B é a largura ou diâmetro da fundação.

A capacidade de carga é, então, determinada através do método proposto por Terzaghi (1969) para materiais homogêneos. Satyanarayana & Garg (1980) concluíram que utilizando parâmetros de resistência ponderados e o conceito de profundidade equivalente, é possível calcular a capacidade de carga de fundações sobre dupla camada com resultados aceitáveis para uma ampla faixa de c e ϕ .

Hanna (1981) realizou experimentos a fim de comprovar o método proposto por Satyanarayana & Garg (1980), utilizando ensaios de placas em modelos

reduzidos, reproduzindo as condições de deformação plana (fundações corridas) e axissimétrica (fundações circulares). Os ensaios foram realizados sobre dupla camada composta de areias e argilas, utilizando os casos onde uma camada de alta resistência sobrepõe uma camada de menor resistência e vice-versa. Dos resultados obtidos o autor concluiu que o método de Satyanarayana & Garg (1980) tende a subestimar a capacidade de carga para os casos onde a razão $H/B < 2$; para $H/B \geq 2$ o método trata o sistema como solo homogêneo com as características da camada superior, prevendo valores muito superiores àqueles obtidos experimentalmente. O autor concluiu que o método precisaria de maior refinamento e maior número de verificações experimentais, inclusive com ensaios de campo, antes de ser utilizado na prática de engenharia.

Kraft & Helferich (1982) analisaram 27 casos em que foram utilizados os métodos propostos por Meyerhof & Hanna (1978) e Jacobsen *et al.* (1977, *apud* Graig & Chua, 1990). Os autores apresentaram uma breve explicação sobre os dois métodos e gráficos com comparações entre os resultados previstos e aqueles observados experimentalmente. Concluíram que os dois métodos não diferem estatisticamente entre si quanto à previsão de capacidade de carga e que o método de Terzaghi (1969) não deve ser utilizado nos casos em que existem duplas camadas (areias sobre argilas).

Griffiths (1982) utilizou o Método dos Elementos Finitos juntamente com um modelo viscoplástico para analisar a capacidade de carga de fundações superficiais apoiadas em solos com duas camadas. Estudou os casos de camadas compostas de argilas e camadas constituídas de areia e argila e verificou, ainda, qual a influência da inclinação da carga aplicada na capacidade de carga do sistema. O autor utilizou o Método dos Elementos Finitos para verificar qual o mecanismo de ruptura quando a fundação está apoiada em dupla camada, através da análise dos vetores de deslocamentos. Verificou que quando uma camada de menor resistência está sobre outra de maior resistência, os deslocamentos ocorrem basicamente na camada superior. Já para o caso da camada superior ser mais resistente do que a inferior, a maior parte do movimento ocorre na camada inferior. Neste caso, os deslocamentos que ocorrem logo abaixo da fundação são praticamente verticais. O autor afirma que, para estes casos, a rugosidade das bases das fundações não tem influência sobre o resultado da capacidade de carga. Assim, concluiu que o Método

dos Elementos Finitos, em conjunto com a teoria de plasticidade, apresenta bons resultados de previsão de capacidade de carga de solos homogêneos e heterogêneos e que solos não coesivos com altos ângulos de atrito interno apresentam o problema mais difícil para a área numérica.

Um estudo sobre a capacidade de suporte de fundações apoiadas em solos estratificados, baseado no método de aproximação cinemática de análise limite, foi desenvolvido por Florkiewicz (1989). Os teoremas de análise limite são baseados na suposição de que o material tem comportamento perfeitamente plástico e lei de fluxo associada e o desenvolvimento teórico do método está descrito no trabalho do autor. Em seu estudo, Florkiewicz (1989) utilizou somente o teorema da análise limite superior. A aplicação deste teorema requer a elaboração de um mecanismo de ruptura para o sistema, de modo que o limite superior seja obtido através do equilíbrio das forças de trabalho externo e dissipação de energia. Segundo o autor, a grande dificuldade para a aplicação deste método consiste na elaboração de um mecanismo de ruptura admissível ao teorema. Foram realizadas comparações entre os resultados obtidos através do método proposto pelo autor e resultados obtidos experimentalmente por Meyerhof & Hanna (1978) e Hanna (1981). Verificou que os resultados obtidos através do modelo teórico concordaram muito bem com os obtidos experimentalmente, concluindo que o método pode ser recomendado para cálculos na prática de engenharia.

Graig & Chua (1990) revisaram e analisaram de forma crítica os métodos utilizados para dimensionamento de fundações de estruturas *offshore* apoiadas sobre solos constituídos de duplas camadas, bem como dos diferentes mecanismos de ruptura propostos. Segundo os autores, os dois principais métodos utilizados são aquele proposto por Jacobsen *et al.* (1977, *apud* Graig & Chua, 1990) e o método de Meyerhof & Hanna (1978), sendo o último de maior preferência. Os autores afirmaram que poucas evidências têm sido encontradas para suportar as bases teóricas dos dois métodos usados na indústria *offshore*, onde as dimensões das fundações geralmente excedem os 10m, enquanto os modelos de laboratório raramente excedem os 100mm e, ainda, os níveis de tensão *in situ* são totalmente diferentes.

Azam *et al.* (1991) realizaram estudos da performance de fundações corridas sobre solos estratificados com duas camadas com e sem vazios abaixo das mesmas, através do Método dos Elementos Finitos. Os parâmetros de solo utilizados eram referentes a uma camada de caulim e de misturas de areia-caulim. Foi adotado o modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Drucker-Prager para representar o comportamento do solo, e o modelo linear elástico para representar o comportamento da fundação de concreto. No estudo paramétrico foi estudada qual a resposta carga x recalque da fundação quando era alterada a coesão da camada superior, a espessura da camada superior, o tamanho do vazio e sua localização abaixo da sapata. Os autores denominaram k como sendo a relação entre a resistência da camada superior e inferior, a qual foi variada de 0,25 até 10. Resultados obtidos numericamente foram comparados com aqueles obtidos analiticamente através do método de Vésic (1975). Os autores concluíram que a influência da presença de vazios na performance da fundação depende da razão de resistência entre as camadas, espessura da camada superior e tamanho do vazio. Concluíram, ainda, que o método Vésic (1975), por apresentar uma equação onde a capacidade de carga varia exponencialmente com a relação entre a espessura da camada superior e a largura da fundação, não apresenta bons resultados quando comparados com o Método dos Elementos Finitos.

Azam & Wang (1991) estudaram a capacidade de carga de fundações superficiais corridas apoiadas sobre solos coesivo-friccionais. O estudo foi feito utilizando o Método dos Elementos Finitos em conjunto com o modelo elástico perfeitamente plástico, com critério de ruptura de Mohr-Coulomb para representar o comportamento do solo, e o modelo elástico para representar o comportamento da fundação. Nas combinações para representar sistemas de duplas camadas, foram obtidos parâmetros a partir de três solos distintos: argila siltosa (representando solo de baixa resistência), caulim (representando uma argila rija) e areia argilosa (solo granular). Foi analisado o efeito da espessura da camada superior sobre o valor da capacidade de carga obtido. Os autores analisaram com propriedade a dificuldade de se obter, algumas vezes, a carga de ruptura a partir de curvas obtidas através do Método dos Elementos Finitos. Apresentaram os diversos métodos propostos na literatura e propuseram um novo método, onde é levada em consideração a razão de plastificação dos elementos na determinação da capacidade de carga. O método consiste em plotar o número de elementos que atingiram a plastificação contra a

pressão aplicada e a razão de plastificação é observada a partir da inclinação desta curva; o ponto onde a curva exhibe uma distinta variação da inclinação, significando aceleração da plastificação, é tomado como valor de capacidade de carga. No trabalho os autores adotaram diferentes critérios de ruptura e consideraram como capacidade de carga o menor valor obtido a partir dos mesmos. Dos resultados obtidos, os autores propuseram uma formulação semi-empírica de fácil aplicação para o cálculo de capacidade de carga de fundações superficiais apoiadas em solos compostos de dupla camada. A equação proposta é a seguinte:

$$q_0 = q_t + (q_b - q_t)[1 - m(H_1/B)]^2 \quad [2.18]$$

Onde:

q_0 = capacidade de carga de fundações corridas apoiadas em dupla camada;

q_t = capacidade de carga da fundação apoiada em uma camada de espessura infinita com as propriedades do solo superior, calculada pela equação tradicional de capacidade de carga para solos homogêneos e usando os fatores recomendados por Vésic (1975);

q_b = capacidade de carga da fundação apoiada em uma camada de espessura infinita com as propriedades do solo inferior e calculada da mesma forma de q_t ;

m = fator de espessura da camada, para o qual são adotados valores de 0,17 a 0,23 nos casos de duas camadas de argila (o uso do valor inferior é recomendado para o caso de uma das argilas ser altamente compressiva, ou adotar valor médio para outras condições); para os casos onde exista combinação de camadas contendo areias e argilas é adotado o valor de 0,3;

H_1 = espessura da camada cimentada;

B = largura da fundação.

Os resultados da análise feita pelos autores indicaram que quando a camada superior tem menor resistência que a camada inferior, o mecanismo de ruptura é predominantemente generalizado, envolvendo ambas as camadas. Quando a camada superior é de pequena espessura e mais resistente que a inferior, as deformações plásticas sugeriram a predominância de ruptura por punção na

camada superior. Os autores concluíram que a equação por eles proposta apresentou valores mais razoáveis de capacidade de carga do que aqueles propostos por Vésic (1975) e Satyanarayana & Garg (1980).

Madhav & Sharma (1991) realizaram estudo onde foi levado em consideração o aumento da tensão vertical que ocorre na camada inferior de um sistema de dupla camada de areia e argila, fora da área carregada, o qual não é levado em conta nos métodos analíticos existentes. Os resultados obtidos mostraram que a capacidade de carga imediatamente ao lado da área carregada pode ser significativamente aumentada quando adota-se a tensão vertical, que atua na camada inferior, decaindo gradualmente com a distância da borda da fundação. Os autores analisaram vários casos de sobrecarga e concluíram que para cálculos de capacidade de carga em sistemas de dupla camada, a distribuição de carga na interface entre as camadas de areia e argila pode aumentar a capacidade de carga da argila imediatamente ao lado da fundação em mais de 30%.

Michalowski & Shi (1995) utilizaram o método de aproximação cinemática de análise limite para o cálculo da pressão limite (p) de fundações apoiadas em camadas de areia ($c=0$) sobre argila ($\phi=0$). Os autores apresentaram, em forma de ábacos, correlações entre capacidade de suporte de fundações contínuas obtidas pelo método proposto em função dos parâmetros do solo (S_u =resistência não drenada da camada de argila; ϕ =ângulo de atrito interno da camada de areia), das variáveis geométricas (B =largura da fundação; t =espessura da camada superior de areia) e da presença ou não de sobrecarga (q). Os resultados foram apresentados de forma adimensional e foram realizadas comparações com os resultados experimentais obtidos por Meyerhof & Hanna (1978) e valores teóricos obtidos a partir de ábacos propostos por Hanna & Meyerhof (1980). Os autores encontraram uma pequena diferença entre os dois métodos e concluíram que isto ocorreu devido à consideração de diferentes mecanismos de colapso e diferentes métodos de cálculo.

Burd & Frydman (1997) realizaram estudo da capacidade de carga de fundações apoiadas sobre dupla camada, para o caso de camada granular sobre camada coesiva. Todo o estudo foi feito através da aplicação de um programa de elementos finitos, no qual foi utilizado o modelo elasto-perfeitamente plástico para

representar o comportamento dos solos, com critério de ruptura de Mohr-coulomb e fluxo não-associado. Com o resultado numérico os autores apresentaram gráficos para o cálculo da capacidade de carga de fundações para as relações H/B variando de 0,75 a 1,5. Verificaram que a capacidade de carga de fundações sobre dupla camada (areia-argila) é fortemente influenciada pela resistência da camada inferior. Analisaram criticamente alguns dos métodos analíticos utilizados para o cálculo da capacidade de carga e concluíram que o método que prevê a distribuição do carregamento (Jacobsen *et al.*, 1977 *apud* Graig & Chua, 1990) é um importante modelo para prever o mecanismo do problema, mas afirmam que o método tem uma desvantagem que é definir o ângulo de distribuição do carregamento. Quanto ao método que considera a punção da fundação (Meyerhof, 1974), afirmam que é um método muito útil para a determinação da capacidade de carga, mas criticam os ábacos apresentados para determinação do valor de k_s por não estarem apresentados de forma adimensional, o que limitam sua aplicação.

Kenny & Andrawes (1997) realizaram um estudo experimental em modelo reduzido do comportamento de fundações apoiadas em dupla camada, sendo a superior granular e a inferior puramente coesiva. Os autores compararam os resultados de capacidade de carga obtidos experimentalmente, com aqueles calculados analiticamente pelos métodos propostos por Jacobsen *et al.* (1977, *apud* Graig & Chua, 1990) e Hanna & Meyerhof (1980). Observaram que no caso de argilas que apresentam um mecanismo de ruptura localizada, para que os resultados analíticos se aproximem dos experimentais, é necessária a redução dos parâmetros de resistência como sugerido por Vésic (1963) ou Terzaghi (1969). Apresentaram, também, uma forma de normalizar os resultados experimentais, que consiste em plotar os dados no espaço recalque relativo (recalque dividido pelo diâmetro da fundação) x razão de pressão aplicada (pressão/pressão de ruptura). Este tipo de normalização mostrou uma curva única para fundações de diferentes larguras e camadas de areia de diferentes espessuras.

Consoli *et al.* (1998a) realizaram um estudo de interpretação de resultados de provas de carga assentes em um sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada. Verificaram que quanto maior a espessura da camada cimentada maior é o ganho de resistência da fundação e que a ruptura em todos os ensaios foi por puncionamento. Observaram, também, que se os ensaios forem plotados no espaço

de tensão x recalque relativo (razão entre o recalque e o diâmetro da placa) o resultado será único, desde que seja mantida a mesma relação H/D. Por fim, propuseram um método numérico baseado no ajuste da curva experimental obtida em ensaios de placa. Com o ajuste dos parâmetros, propõem estimar o comportamento de fundações de diferentes tamanhos apoiadas em camadas cimentadas de diferentes espessuras através de simulações numéricas.

2.2.2 Fundações superficiais apoiadas em camadas de solos cimentados

Mitchel & Katti (1981) descreveram as fundações de uma usina de energia no estado de Illinois nos EUA, as quais foram executadas sobre solos siltosos estabilizados com 3% de cal hidratada e 2% a 5% de cinza volante, formando uma camada tratada de 7,6m de espessura. A resistência à compressão simples da mistura alcançada, após 4 dias de cura a 38°C, foi de 1000kPa a 1400kPa. Os mesmos autores descreveram a utilização de uma camada de solo-cimento de 3,6m de espessura para suportar um edifício de 38 pavimentos em Tampa, no estado da Flórida - EUA, em substituição ao uso de fundações profundas (técnica usual no local).

Minkov *et al.* (1981) apresentaram resultados de ensaios de placas circulares e quadradas, com áreas variando de 0,04m² a 4,0m², realizados sobre um solo argiloso e sobre um solo siltoso estabilizado com cimento. As tensões abaixo das placas foram determinadas através de células de pressão. Concluíram que a camada estabilizada muda o modelo mecânico do subsolo, redistribuindo as tensões e aumentando consideravelmente a capacidade de suporte. Os recalques observados para tensões de 140kPa e 180kPa foram 3 a 6 vezes menores, quando foi utilizada uma camada cimentada de 1,5m de espessura, e 5 a 11 vezes menores quando a camada cimentada tinha espessura de 2m.

Décourt (1983) relatou o desenvolvimento de um projeto de fundações de um edifício de dois pavimentos em um local onde o subsolo era formado por uma camada de aterro de 1m de espessura sobre uma camada espessa de argila marinha mole (20m). Como solução, foi sugerida a substituição de parte do aterro

original por uma camada de solo-cimento. Sobre esta camada seriam apoiadas sapatas com pressões aplicadas de 100kPa.

Stefanoff *et al.* (1983) afirmaram que, devido à característica colapsível do solo da Bulgária, o uso de camadas cimentadas artificialmente para apoiar fundações superficiais torna-se uma técnica de grande aplicabilidade. Concluíram que camadas estabilizadas de solo-cimento permitem uma boa distribuição das tensões, reduzindo as tensões no subleito.

Evstatiev *et al.* (1985) estudaram o comportamento de uma torre de TV com 190m de altura, apoiada sobre uma camada de 4,5m de espessura de solo estabilizado com 5% de cimento. Os autores observaram uma melhora significativa da estabilidade sísmica da estrutura apoiada sobre esta camada. Verificaram, também, que os recalques previstos pelo Método dos Elementos Finitos foram muito próximos dos recalques observados.

Vendruscolo (1996) realizou ensaios de placas de 0,30m e 0,60m de diâmetro, apoiadas sobre camadas de um solo argiloso residual compactado e estabilizado com 5% de cimento. Observou que existe uma melhora significativa na resistência e deformabilidade do material compactado e estabilizado, em relação ao solo natural.

Sales (1998) estudou a influência de diferentes espessuras da camada estabilizada sobre as curvas carga x recalque através de ensaios de placa *in situ*. O autor concluiu que, se for mantida constante a relação entre o tamanho da placa e a espessura da camada tratada, a resposta tensão x recalque relativo ficará constante.

Tessari (1998) construiu aterros experimentais de cinza pesada estabilizada com cimento de 0,15m, 0,30m e 0,60m de espessura. Sobre estes aterros realizou ensaios de placa de 0,90m, 0,60m e 0,30m de diâmetro para verificar a viabilidade de utilizar o resíduo cinza pesada. Observou que o material estabilizado apresenta excelentes propriedades e que o mesmo pode ser utilizado como um novo material geotécnico.

3. PROGRAMA DE PESQUISA

3.1 INTRODUÇÃO

A pesquisa foi dividida em três etapas distintas e interdependentes. As etapas foram chamadas de: (1) Etapa de Laboratório, (2) Etapa Numérica e (3) Etapa de campo. Na etapa de laboratório foi estudada a viabilidade técnica de utilizar os resíduos industriais cal de carbureto e cinza pesada na estabilização de um solo residual de arenito botucatu, bem como determinar qual a mistura ideal para atingir a maior resistência, durabilidade e trabalhabilidade. Na etapa numérica foi realizado um estudo da resposta carga x recalque e do comportamento de fundações superficiais apoiadas em um sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada. Ênfase foi atribuída à determinação da influência de diferentes parâmetros geométricos no mecanismo de ruptura e de diferentes parâmetros dos materiais na obtenção da capacidade de carga. Na etapa de campo buscou-se verificar o comportamento carga x recalque do material cimentado *in situ* e qual o mecanismo de ruptura que ocorre quando existe este sistema. A seguir serão detalhadamente descritas as respectivas etapas do programa experimental.

3.2 ETAPA DE LABORATÓRIO

O programa de pesquisa da etapa de laboratório foi dividido em quatro fases, a seguir descritas:

3.2.1 Fase 1

Na fase 1 foram realizados os ensaios de caracterização dos materiais. Estes ensaios compreenderam estudos em que foram definidas as características físicas e químicas do solo e dos resíduos industriais. Nesta fase foram realizados ensaios de granulometria, Limites de Atterberg, massa específica real dos grãos, teor de umidade, finura (cal), pH, ensaios químicos e microscopia eletrônica.

3.2.2 Fase 2

Esta fase teve por objetivo verificar se a cinza pesada de Charqueadas era reativa com a cal de carbureto, ou seja, se a mesma possuía propriedades pozolânicas. Para isto foi realizado um estudo onde cinza volante, esta com propriedades pozolânicas já conhecidas, era substituída por cinza pesada em uma mistura de solo arenoso – cinza – cal de carbureto. A proporção da mistura utilizada foi aquela proposta por Carraro (1997): 65% de solo, 25% de cinza e 10% de cal de carbureto. Os materiais utilizados por este autor diferem dos utilizados nesta tese somente quanto ao resíduo cinza. Enquanto o mesmo utilizou cinza volante oriunda da Usina Termelétrica de Candiota, no presente trabalho foi usada a cinza pesada da Usina Termelétrica de Charqueadas. A variável de resposta verificada foi a resistência à compressão simples (RCS) de amostras curadas por 28 dias na temperatura de $23\pm 1^{\circ}\text{C}$, compactadas em seus respectivos peso específico seco máximo e umidade ótima.

Antes do início da fase 2, realizou-se um experimento com a finalidade de determinar qual a influência da temperatura de cura no desenvolvimento das reações pozolânicas. Buscava-se avaliar a possibilidade de cessar as reações pozolânicas quando as amostras são curadas a baixa temperatura. Esta resposta é de grande interesse do ponto de vista prático e, principalmente, para a etapa de campo deste trabalho. Nesta etapa, como será visto a seguir, foi realizada a coleta de amostras para a realização de ensaios triaxiais. Como estas amostras são ensaiadas com diferentes idades de cura, devido à possibilidade de realização de somente um ensaio por vez (devido à limitação de equipamentos disponíveis) a continuidade das reações pozolânicas poderia afetar os resultados. O estudo

consistiu em curar corpos-de-prova moldados com a mistura anteriormente descrita, por 28 dias, nas temperaturas de 6°C, 28°C e 44°C. As variáveis de resposta deste estudo foram a RCS e alterações microestruturais. Para avaliar a segunda variável foram obtidas, através de microscópio eletrônico de varredura, fotomicrografias de amostras retiradas de corpos-de-provas submetidos ao ensaio de resistência nos aumentos de 1500 e 4500 vezes.

3.2.3 Fase 3

A fase 3 teve como principal finalidade determinar a proporção ideal de solo arenoso, cal de carbureto e cinza pesada na mistura. Para tanto, esta fase foi subdividida em duas subfases. Na subfase 3.1 foi estudada a influência de diferentes proporções de cal de carbureto sobre os parâmetros de compactação e sobre a resistência à compressão simples. Utilizou-se misturas contendo 20% de cinza pesada e 80% de solo (TRB 1976). Foram adotados três teores de cal: um teor mínimo definido a partir do Método do ICL (*Initial Consumption of Lime*) proposto por Rogers *et al.* (1997) e dois valores superiores. Todos os teores de cal foram determinados em relação ao peso seco da soma do solo mais a cinza pesada. Para cada teor de cal foram realizados ensaios de compactação na energia de Proctor Modificada. Corpos-de-prova foram moldados e rompidos na condição de compressão simples, sem cura e após 28 dias de cura na temperatura de $23 \pm 1^{\circ}\text{C}$.

Na subfase 3.2 verificou-se qual a influência de diferentes quantidades de cinza pesada sobre os parâmetros de compactação, durabilidade e compressão simples. Foram adotados os seguintes teores de cinza pesada em substituição ao solo: 0%, 20%, 33%, 50% e 100%. O teor de cal adotado para cada mistura seguiu a metodologia proposta por Townsend & Klym (1966). Esta metodologia prevê a utilização do teor mínimo necessário para as reações iniciais, mais 4%. Esta quantidade adicional tem a finalidade de garantir o desenvolvimento das reações pozolânicas. Portanto, adotou-se o valor obtido pelo método do ICL mais 4% de cal de carbureto. Foi adotada a energia de Proctor Modificado em todas as misturas desta subfase da pesquisa e nas fases subsequentes. Com os parâmetros de compactação obtidos, foram moldados corpos-de-prova na umidade ótima ($\omega_{\text{ótima}}$) e no peso específico máximo seco ($\gamma_{\text{dmáx}}$). Os corpos-de-prova para os ensaios de

resistência à compressão simples (RCS) e diametral (RCD), foram curados por 28 dias a temperatura de $23\pm 1^{\circ}\text{C}$.

3.2.4 Fase 4

Com a mistura ótima determinada na fase 3, foram realizados alguns estudos. Inicialmente realizou-se um programa de ensaios a fim de determinar a influência do tempo de cura no desenvolvimento das reações pozolânicas. Para isto foram moldados corpos-de-prova de 5cm de diâmetro e 10cm de altura e deixados curar por 7, 14, 21, 28, 60, 90, 120, 150 e 180 dias na temperatura de $23\pm 1^{\circ}\text{C}$. Foram medidas as seguintes variáveis de resposta: RCS, RCD e pH. Ainda, verificou-se qual a influência do desenvolvimento das reações pozolânicas na condutividade hidráulica. Foram realizados ensaios de condutividade hidráulica nas idades de 7, 28, 60 e 120 dias de cura. Para verificar a formação de novas fases devido à ocorrência de reações pozolânicas, foram realizados ensaios de difração de raio X de uma amostra sem cura e outra submetida ao processo de cura por 120 dias.

Foi adotada a idade de cura de projeto de 28 dias para realização de ensaios da etapa de campo. Foi escolhida esta idade devido à finalidade prática que se pretende dar a este material cimentado, que é de suporte de fundações superficiais. Como se sabe, as reações pozolânicas são função do tempo de cura e se fosse necessário esperar pela resistência máxima, este tempo poderia inviabilizar o uso da técnica. Portanto, a espera de 28 dias foi considerada razoável para dar início às solicitações no novo material. Com isso, buscou-se obter os parâmetros de resistência e deformabilidade através da realização de ensaios triaxiais drenados (CID), de corpos de prova curados por 28 dias a temperatura de $23^{\circ}\text{C}\pm 1^{\circ}\text{C}$. Por fim, realizou-se ensaios de solubilização e lixiviação da mistura ótima, a fim de verificar se o novo material geotécnico apresenta potencial de poluição das águas subterrâneas.

A Figura 3.1 apresenta o organograma de realização da etapa de laboratório. O organograma mostra a ordem cronológica de realização dos ensaios, tendo em vista que existia uma interdependência entre as fases.

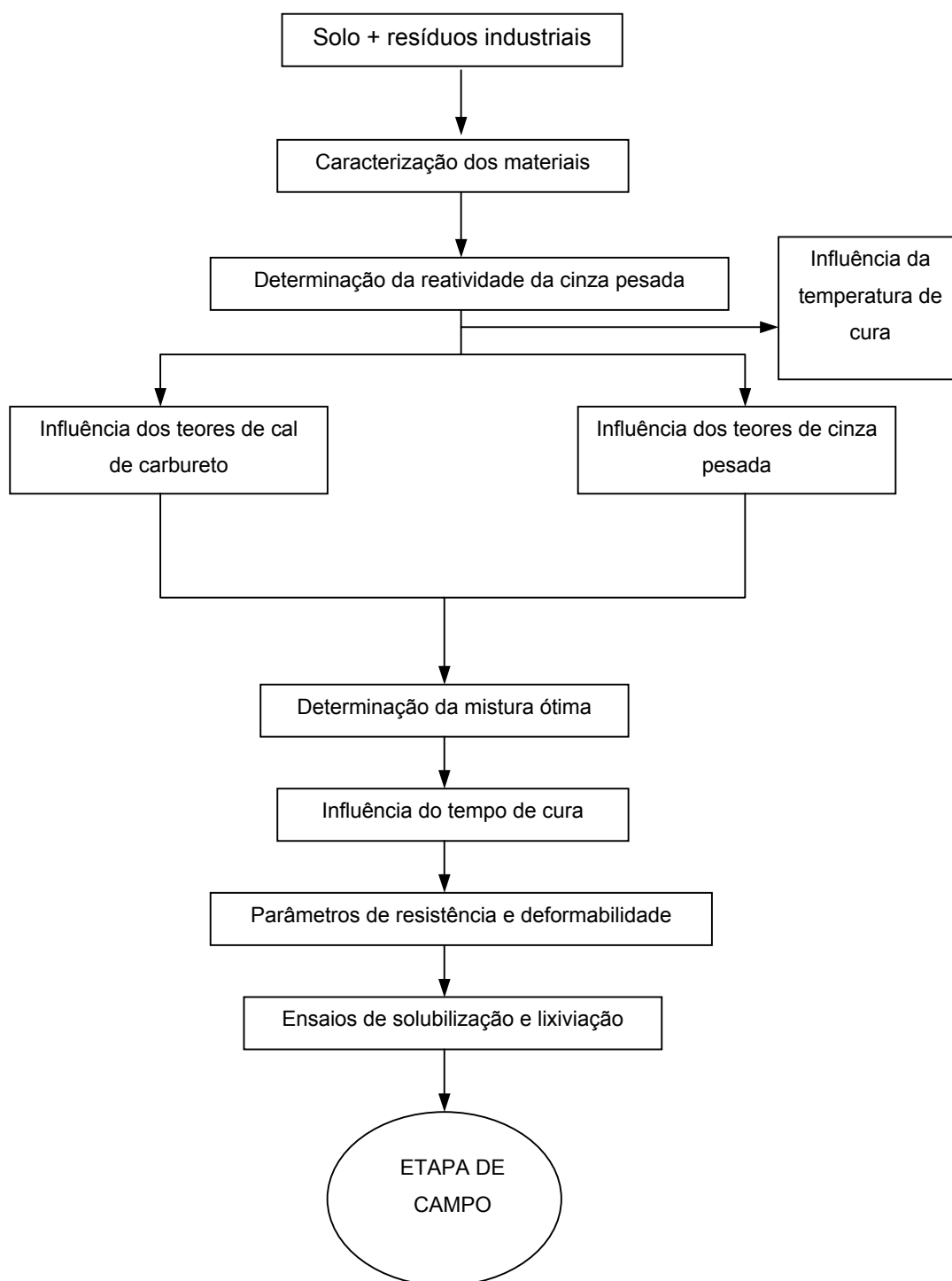


Figura 3.1 – Organograma da etapa de laboratório.

3.3 ETAPA NUMÉRICA

Na etapa numérica foi estudado, através do Método dos Elementos Finitos (MEF), o comportamento de fundações superficiais apoiadas sobre perfil composto de duas camadas (solos heterogêneos), sendo a superior cimentada. O estudo consistiu de duas fases. Na primeira foi feita a modelagem do comportamento tensão x deformação dos materiais cimentados e não cimentados e na segunda foi realizada uma análise paramétrica para verificar qual a influência dos diferentes parâmetros na resposta carga x recalque de fundações superficiais.

O modelo constitutivo utilizado para representar o solo cimentado e não cimentado foi o modelo elástico perfeitamente plástico, com critério de ruptura de Drucker-Prager e lei de fluxo não-associada. Os parâmetros do modelo (c' , ϕ' , E , ν , ψ) foram obtidos inicialmente a partir de ensaios triaxiais. Estes parâmetros foram calibrados através de retroanálises (previsão classe C - Lambe, 1973) de ensaios de placa realizados sobre um sistema de dupla camada, onde a camada superior era cimentada e a inferior não cimentada. Para calibração do modelo foram utilizados os resultados experimentais de ensaios de placa sobre solo cimentado obtidos por Tessari (1998). O autor realizou ensaios de placa sobre um sistema de dupla camada semelhante ao utilizado no presente trabalho. A diferença é que a camada cimentada estudada por aquele autor era formada pela cinza pesada da Usina Termelétrica de Charqueadas, estabilizada com 5% de cimento. Desta camada cimentada foram coletadas amostras e realizados ensaios triaxiais drenados (CID) e foram obtidos os parâmetros de resistência e deformabilidade do material. Este procedimento foi necessário, tendo em vista que na época em que foi desenvolvida esta etapa da pesquisa não havia ainda sido executada a etapa de campo. Por fim, é proposta uma metodologia para obtenção dos parâmetros para estimar as curvas carga x recalque com o uso do Método dos Elementos Finitos e o modelo elasto-plástico com critério de ruptura de Drucker-Prager.

A segunda fase consistiu na realização de um estudo paramétrico, onde os diversos parâmetros que influenciam o comportamento de fundações superficiais sobre camadas cimentadas foram analisados. Inicialmente estudou-se qual a influência das variáveis geométricas, isto é, diâmetro da fundação (D) e espessura da camada cimentada (H), na resposta carga x recalque. Estudaram-se as relações

H/D igual a 0,25; 0,5 e 1,0. A Figura 3.2 apresenta um esquema das simulações realizadas para este estudo. Para cada valor de H/D foram obtidas isolinhas com deformações plásticas, deformações totais, tensões horizontais e tensões verticais para quatro diferentes níveis de recalque. A nomenclatura utilizada foi PLDxHy, onde PL refere-se ao exemplo de placa simulada, D é o diâmetro com dimensão x (em centímetros) e H a espessura da camada cimentada com dimensão y (em centímetros).

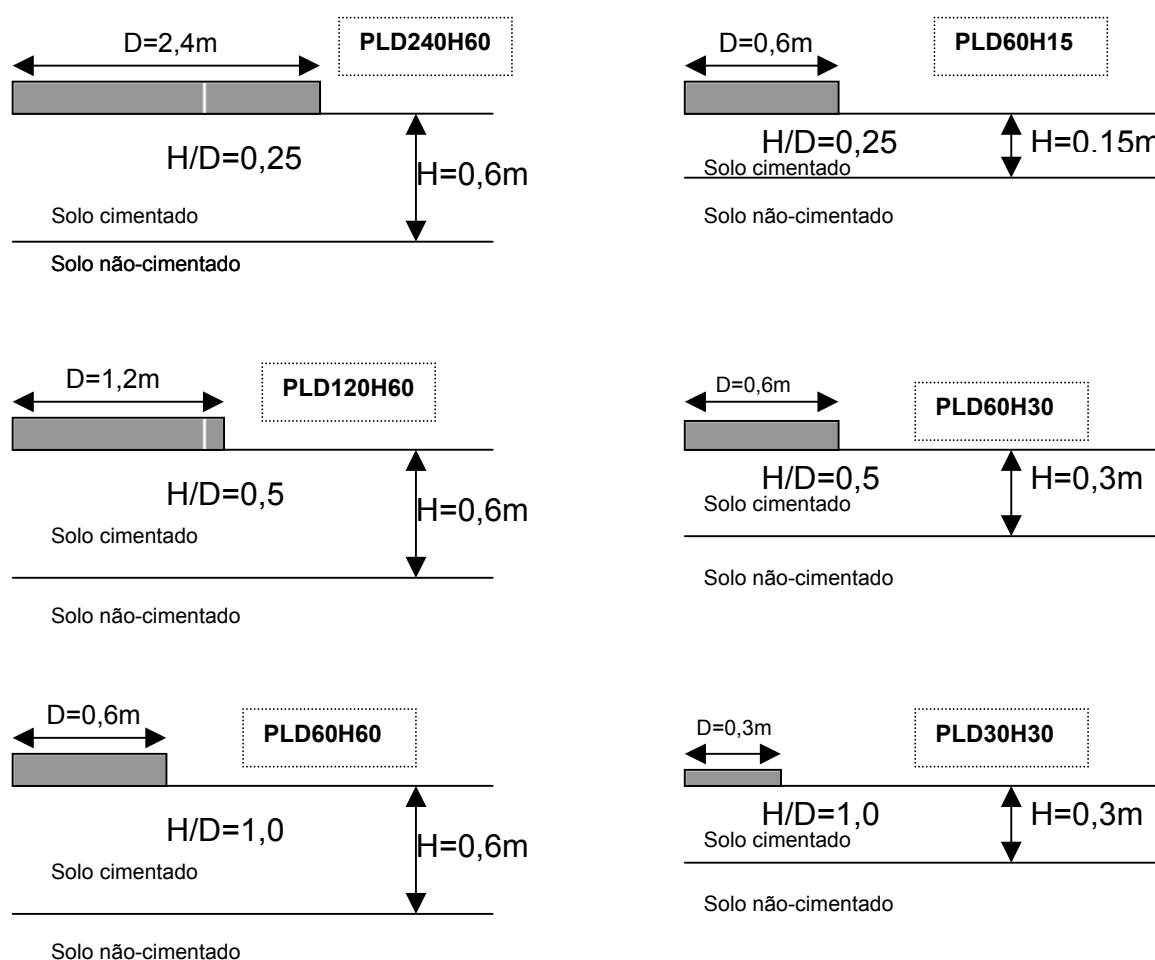


Figura 3.2 – Simulações realizadas para verificar a influência das variáveis geométricas diâmetro da fundação (D) e espessura da camada cimentada (H) na resposta carga x recalque.

Na seqüência, verificou-se qual a influência dos parâmetros dos materiais que compõem o sistema de dupla camada, na resposta carga x recalque. Os parâmetros analisados foram: coesão efetiva da camada cimentada (c'_1), ângulo de atrito efetivo da camada cimentada (ϕ'_1), módulo de elasticidade da camada cimentada (E_1), coesão da camada não-cimentada (c'_2), ângulo de atrito da camada não cimentada (ϕ'_2) e módulo de elasticidade da camada não-cimentada (E_2). Adotou-se, nesta fase, o valor único de $D=0,60\text{m}$ e valores de H iguais a $0,15\text{m}$, $0,30\text{m}$ e $0,60\text{m}$. O nível de cimentação foi correlacionado com a coesão efetiva da camada cimentada. Portanto, foram fixados três valores de c'_1 e variou-se os demais parâmetros. As Tabelas 3.1, 3.2 e 3.3 apresentam os valores dos parâmetros utilizados nas simulações, para os níveis de cimentação forte (F), média (M) e fraca (f), respectivamente. Simulou-se um exemplo chamado de base (BAS) e nos demais variou-se os parâmetros ϕ'_1 (FI1x), E_1 (E1x), c'_2 (C2x), ϕ'_2 (FI2x) e E_2 (E2x), onde x varia de 2 a 4 e corresponde ao número de vezes que o parâmetro foi variado (valores hachurados). A faixa de valores dos parâmetros utilizada buscou reproduzir valores reais encontrados na prática de engenharia.

Tabela 3.1 – Exemplos simulados na análise paramétrica para verificar a influência dos parâmetros dos materiais quando a camada superior é fortemente cimentada.

Exemplo	$c'_1(\text{kPa})$	$\phi'_1(^{\circ})$	E_1 (MPa)	$c'_2(\text{kPa})$	$\phi'_2(^{\circ})$	$E_2(\text{MPa})$
PLBASf	450	45	600	10	25	50
PLFI12F	450	40	600	10	25	50
PLFI13F	450	35	600	10	25	50
PLFI14F	450	50	600	10	25	50
PLE12F	450	45	300	10	25	50
PLE13F	450	45	1500	10	25	50
PLC22F	450	45	600	25	25	50
PLC23F	450	45	600	50	25	50
PLFI22F	450	45	600	10	15	50
PLFI23F	450	45	600	10	35	50
PLE22F	450	45	600	10	25	10
PLE23F	450	45	600	10	25	100

Tabela 3.2 – Exemplos simulados na análise paramétrica para verificar a influência dos parâmetros dos materiais quando a camada superior é medianamente cimentada.

Exemplo	c'_1 (kPa)	ϕ'_1 (°)	E_1 (MPa)	c'_2 (kPa)	ϕ'_2 (°)	E_2 (MPa)
PLBASM	100	45	600	10	25	50
PLFI12M	100	40	600	10	25	50
PLFI13M	100	35	600	10	25	50
PLFI14M	100	50	600	10	25	50
PLE12M	100	45	300	10	25	50
PLE13M	100	45	1500	10	25	50
PLC22M	100	45	600	25	25	50
PLC23M	100	45	600	50	25	50
PLFI22M	100	45	600	10	15	50
PLFI23M	100	45	600	10	35	50
PLE22M	100	45	600	10	25	10
PLE23M	100	45	600	10	25	100

Tabela 3.3 – Exemplos simulados na análise paramétrica para verificar a influência dos parâmetros dos materiais quando a camada superior é fracamente cimentada.

Exemplo	c'_1 (kPa)	ϕ'_1 (°)	E_1 (MPa)	c'_2 (kPa)	ϕ'_2 (°)	E_2 (MPa)
PLBASf	30	45	600	10	25	50
PLFI13f	30	40	600	10	25	50
PLFI14f	30	50	600	10	25	50
PLE12f	30	45	300	10	25	50
PLE13f	30	45	1500	10	25	50
PLC22f	30	45	600	1	25	50
PLC23f	30	45	600	20	25	50
PLFI22f	30	45	600	10	15	50
PLFI23f	30	45	600	10	35	50
PLE22f	30	45	600	10	25	10
PLE23f	30	45	600	10	25	100

Na análise paramétrica foi atribuída ênfase ao estudo de um método de cálculo para determinar a carga última de fundações apoiadas sobre um sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada.

Esta etapa da tese foi desenvolvida no Departamento de Engenharia Civil e Geologia da Universidade de Manitoba, em Winnipeg, província de Manitoba, Canadá, durante o período de Fevereiro a Setembro de 1998. Foi utilizado o programa comercial ANSYS (versão 5.4) para pré-processamento, processamento e pós-processamento das análises.

3.4 ETAPA DE CAMPO

Na etapa de campo foram realizadas provas de carga, através do uso de ensaios de placas de diferentes diâmetros (D) submetidas à compressão, em diferentes espessuras (H) de camada de solo arenoso estabilizado com os resíduos industriais cinza pesada e cal de carbureto. A proporção de solo e resíduos utilizada foi aquela determinada na etapa de laboratório. Os ensaios de placa tiveram como finalidade obter as seguintes variáveis de resposta:

- curva carga x recalque e capacidade de carga máxima para diferentes relações H/D;
- recalque na ruptura para diferentes relações H/D;
- mecanismos de ruptura que envolvem o sistema de dupla camada quando a superior é cimentada para diferentes relações H/D.

Para verificar estas variáveis de resposta, foram construídos três aterros experimentais de solo cimentado com espessuras (H) de 0,15m, 0,30m e 0,60m. Sobre estes aterros foram realizados ensaios de placa de 0,30m, 0,45m e 0,60m de diâmetro. A Tabela 3.4 apresenta um resumo dos ensaios de placas realizados e as relações H/D estudadas.

Tabela 3.4 – Resumo dos ensaios de placas realizados com as respectivas relações H/D.

Espessura do aterro (m)	Diâmetro da placa (m)	H/D
0,15	0,60	0,25
0,15	0,30	0,50
0,30	0,60	0,50
0,30	0,30	1,00
0,60	0,45	1,50
0,60	0,30	2,00

Os ensaios foram realizados no campo experimental do Curso de Pós-Graduação em Geotecnia da UFRGS, localizado no município de Cachoeirinha, RS e foram executados após 28 dias de cura. Por se tratar de estabilização alcalina e, portanto, dependente da temperatura de cura, os ensaios foram realizados no verão, durante o período de Novembro de 1998 a Fevereiro de 1999.

Foram obtidas amostras no campo experimental e moldados corpos-de-prova para realização de ensaios triaxiais drenados (CID). Estes ensaios tiveram como objetivo obter os parâmetros de resistência e deformabilidade da camada executada em campo.

3. PROGRAMA DE PESQUISA.....	35
3.1 INTRODUÇÃO	35
3.2 ETAPA DE LABORATÓRIO	35
3.2.1 Fase 1	36
3.2.2 Fase 2	36
3.2.3 Fase 3	37
3.2.4 Fase 4	38
3.3 ETAPA NUMÉRICA	40
3.4 ETAPA DE CAMPO	44

4. ETAPA DE LABORATÓRIO

4.1 MÉTODOS UTILIZADOS

A seguir serão descritos os métodos utilizados para a realização dos ensaios de laboratório. Nos ensaios em que foram utilizados procedimentos propostos em normas técnicas, simplesmente será feita referência à mesma. Na ausência de norma técnica, ou no caso de modificação de algum procedimento de uma norma existente, será realizada uma descrição mais detalhada do método utilizado.

4.1.1 Coleta e preparação dos materiais

Amostras deformadas de solo arenoso foram obtidas na jazida, mediante a utilização de ferramentas manuais (pá e picareta). As amostras foram armazenadas em baldes plásticos com capacidade de 90 litros e transportadas para o laboratório. Pequenas quantidades de materiais foram obtidas para a determinação do teor de umidade *in situ*. Nos processos de preparação, secagem e determinação de umidade higroscópica da amostra de solo, foram utilizados os procedimentos da NBR-6457 (ABNT, 1986a). Após secagem ao ar, as amostras foram mantidas em sacos plásticos hermeticamente fechados até o momento de sua utilização.

O resíduo industrial cinza pesada foi obtido diretamente dos poços de decantação, junto à Usina Termelétrica de Charqueadas. O mesmo foi colocado em baldes plásticos com capacidade de 90 litros e transportado para o laboratório.

Pequenas amostras foram obtidas e colocadas em sacos plásticos hermeticamente fechados, a fim de determinar a umidade da cinza pesada nos poços de decantação. Os procedimentos de preparação da cinza pesada foram os mesmos adotados para o solo.

O resíduo industrial cal de carbureto foi obtido diretamente da empresa White Martins Gases Industriais S.A. As amostras de cal de carbureto foram mantidas em sacos plásticos hermeticamente fechados, a fim de evitar a carbonatação das mesmas. Pequenas amostras foram obtidas para a determinação de umidade no processo de coleta. Devido ao alto teor de umidade que a cal de carbureto continha na saída da fábrica, a mesma foi submetida a um processo expedito de redução de umidade em laboratório. Este processo foi adotado devido à impossibilidade de deixar a cal de carbureto secando ao ar. Portanto, o resíduo foi secado em estufa à temperatura de 60°C, durante 24 horas. Após este período, a umidade reduzia consideravelmente, facilitando o manuseio em laboratório. Para o destorroamento, peneiramento e determinação da umidade higroscópica, foram utilizados os procedimentos da NBR 6457 (ABNT, 1986a)

4.1.2 Dosagem das misturas

4.1.2.1 Determinação da quantidade de cal

A determinação da quantidade mínima de cal nas misturas foi feita através do método do ICL (*Initial Consumption of Lime*), proposto por Rogers *et al.* (1997). Este método é uma variação do método proposto por Eades & Grim (1966), o qual consiste em adicionar cal à mistura e realizar medidas do pH da mesma. Pelo método do ICL, o teor mínimo é aquele que leva a um valor máximo de pH. O procedimento adotado consistiu das seguintes etapas:

- Foi feita a mistura de aproximadamente 100g de material (solo + cinza pesada) com cal de carbureto, sendo que o solo e a cal foram passados na peneira n° 40 (0,42mm) e a cinza pesada na peneira n° 10 (2,0mm).

Foram utilizadas as seguintes percentagem de cal de carbureto em relação ao peso seco da mistura: 0%, 1%, 2%, 3%, 4% e 5%.

- 20g desta mistura foram colocadas em provetas e adicionou-se água destilada na mesma quantidade, ou seja, a relação água/material seco ficou igual à unidade.
- A solução 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 no final de 1 hora, mediu-se o pH.
- Os resultados dos diversos teores foram plotados em um gráfico pH x teor de cal. O valor ótimo é aquele que eleva o pH a um valor máximo.

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, ajustou-se o pH-metro com uma solução tampão de pH 12,0.

4.1.2.2 Determinação da quantidade de cinza pesada

A quantidade de cinza pesada foi determinada através do estudo da influência de diferentes quantidades deste resíduo na resposta à compressão simples, durabilidade e trabalhabilidade da mistura. Diferentes quantidades de solo foram substituídas por cinza pesada e um teor considerado ótimo foi adotado para a realização de misturas na etapa de campo.

4.1.3 Ensaio de caracterização física

A fim de caracterizar as amostras, foram feitas determinações de teor de umidade, densidade real dos grãos, limite de consistência e granulometria, conforme os métodos e procedimentos descritos a seguir.

As determinações do teor de umidade realizadas em laboratório, para caracterização dos materiais e controle de moldagem dos corpos-de-prova, seguiram o método descrito no anexo da NBR 6457 (ABNT, 1986a).

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

Os limites de liquidez (LL) e de plasticidade (LP) foram determinados segundo a NBR 6459 (ABNT, 1984a) e a NBR 7180 (ABNT, 1984b), respectivamente. No presente trabalho não foi determinado o limite de contração.

As análises granulométricas por peneiramento e sedimentação do solo e das misturas de solo - cinza pesada - cal de carbureto, foram feitas seguindo o procedimento proposto na NBR-7181 (ABNT, 1984c). Neste procedimento foi utilizada a solução de hexametáfosfato de sódio como agente defloculante.

A finura da cal de carbureto foi determinada conforme o método descrito na NBR 9289 (ABNT, 1986b).

4.1.4 Ensaio de compactação

A fim de determinar o peso específico aparente máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e a umidade ótica ($\omega_{\acute{o}t.}$) das misturas, foram realizados ensaios de compactação nas energias de Proctor Normal (Fases 1 e 2) e Proctor Modificado (Fases 3 e 4), segundo a NBR 7182 (ABNT, 1986c).

4.1.5 Mistura, moldagem e cura

Os materiais (solo, cinza pesada, cal de carbureto e água) foram pesados com precisão de 0,01gf. Solo e cinza pesada eram misturados por 2 minutos. Em seguida, era acrescentada a cal de carbureto e seguia-se a mistura por mais 3 minutos. Finalmente era acrescentada a água, aos poucos, cuidando-se para

garantir a completa homogeneidade da mistura. Todas as misturas foram feitas manualmente.

A moldagem dos corpos-de-prova para os ensaios de compressão (simples, triaxial e diametral) foi realizada em moldes de 5cm de diâmetro e 10cm de altura. As amostras foram compactadas dinamicamente em três camadas, no interior de um molde tripartido devidamente lubrificado, procurando atingir os parâmetros de compactação $\gamma_{dm\acute{a}x}$ e $\omega_{\acute{o}t.}$ determinados no referido ensaio. A fim de evitar a perda de água por evaporação, durante a moldagem as misturas foram cobertas por um pano úmido. No final da moldagem procedia-se a retirada de amostras para verificação da umidade de moldagem. Concluído o processo de moldagem, os corpos-de-prova foram cuidadosamente extraídos dos moldes, pesados com precisão de 0,01gf e medidos com precisão de 0,01cm. Em seguida, foram colocados em dois sacos plásticos, praticamente impermeáveis ao ar e água (embalagem utilizadas em alimentos congelados). Os critérios adotados para a aceitação dos corpos-de-prova, em relação aos parâmetros de compactação $\gamma_{dm\acute{a}x}$ e $\omega_{\acute{o}t.}$ foram 2% e 3% de tolerância, respectivamente. Corpos-de-prova moldados fora destas limitações eram descartados e procedia-se nova moldagem.

Os corpos-de-prova foram curados submersos em água, em um recipiente onde a temperatura da água era mantida a $23\pm 1^{\circ}\text{C}$ com auxílio de um aquecedor e um termostato. As variações de umidade no processo de cura foram desprezíveis devido à utilização das embalagens plásticas anteriormente citadas.

4.1.6 Ensaio de compressão simples

A realização dos ensaios de compressão simples seguiu os procedimentos descritos no ME 180 (DNER, 1994). Os ensaios foram realizados através de deformação controlada, com velocidade de 1,14mm/min. A prensa utilizada para ruptura dos corpos-de-prova, da marca Wykeham Farrance, tinha capacidade de 50kN, adaptada com anéis dinamométricos de 3kN e 6kN, previamente calibrados. Após o período de cura, os corpos-de-prova eram submetidos à imersão por 24 horas, visando aproximar da condição de saturação completa. Terminado o ensaio,

uma amostra era retirada do interior do corpo-de-prova para determinação do teor de umidade.

4.1.7 Ensaios de compressão diametral

Os ensaios de compressão diametral foram realizados seguindo a NBR 7222 (ABNT, 1983). Os equipamentos de ruptura utilizados nestes ensaios foram os mesmos descritos no item 4.1.5.

4.1.8 Ensaios triaxiais

A fim de determinar as características de resistência e deformabilidade da mistura de solo - resíduos industriais, foram realizados ensaios triaxiais consolidados isotropicamente e com ruptura drenada (CID). Os ensaios foram realizados a baixos níveis de tensões efetivas confinantes (σ'_3), buscando representar tensões de trabalho de fundações superficiais assentes sobre solos estabilizados. Devido a limitações do equipamento não foi possível reproduzir as tensões efetivas confinantes *in situ*, que são muito pequenas. Portanto, as tensões adotadas foram de 25kPa, 50kPa e 100kPa. Nesta etapa do trabalho utilizou-se um equipamento triaxial da marca GEONOR, cujas características gerais foram descritas por Andersen & Simons (1960). Seguiu-se os procedimentos gerais dos ensaios descritos por Bishop & Henkel (1962) e Head (1982).

A saturação foi feita em duas etapas: (a) percolação da água da base para o topo do corpo-de-prova, sob um gradiente hidráulico de 100kPa, aproximadamente. Este processo foi interrompido quando não era mais constatada a saída de bolhas de ar em uma proveta conectada ao topo do corpo-de-prova; (b) aplicação de contra-pressão de 400kPa, no topo do corpo-de-prova. Esta contra-pressão foi aplicada em incrementos de 50kPa e a tensão confinante efetiva foi mantida igual a 20kPa durante todo o processo.

A saturação do corpo-de-prova foi monitorada através da medição do parâmetro B (Skempton, 1954). Bressani (1990) verificou que a aplicação cíclica de um carregamento não drenado sobre a estrutura de um corpo-de-prova cimentado pode causar danos à mesma. Visando minimizar este efeito nocivo, a verificação da saturação foi feita somente após a aplicação do último incremento de contra-pressão.

Os ensaios foram realizados segundo deformação controlada, com velocidade de deformação de 0.017mm/min. Esta velocidade assegurou a perfeita drenagem nos ensaios CID, a qual foi monitorada pela medição da poro-pressão na base do corpo-de-prova durante todo o ensaio. As poro-pressões foram medidas através de um transdutor de pressão da marca SODMEX, do tipo HP200. A força axial foi medida através de uma célula de carga da marca KRATOS, modelo KM, com carga nominal de 10kN, situada externamente à câmara triaxial.

As deformações axiais e radiais foram medidas por um sistema interno, constituído por dispositivos colados no corpo-de-prova, utilizando sensores de efeito Hall (Clayton *et al.*, 1989; Soares, 1997), os quais mediam a variação de comprimento e diâmetro do corpo-de-prova. Também foram utilizados sistemas externos convencionais, onde o deslocamento da câmara triaxial foi medido com auxílio de um defletômetro com resolução de 0,001mm. A variação de volume do corpo-de-prova foi medida através de uma dupla bureta conectada na linha de aplicação da contra-pressão. Para avaliação das deformações axiais e volumétricas, utilizou-se as medições internas até o limite de trabalho dos sensores, e as medidas externas corrigidas. Esta correção foi feita subtraindo-se do valor medido a diferença entre as medidas externa e interna, no ponto de transição de um sistema para outro.

Com exceção das medidas de variação volumétrica externa e das medidas de deslocamento do defletômetro, que eram realizadas manualmente, todas as demais medidas foram obtidas automaticamente através de um sistema de aquisição de dados. Este sistema era constituído de um micro computador PC/AT 386 e um conversor de sinal analógico/digital (data-logger) fabricado pela Hewlett Packard. O software utilizado na aquisição de dados consistiu da adaptação de um programa, escrito em linguagem BASIC (Martins, 1994). Durante o ensaio, este sistema fazia a

atualização das medidas obtidas pela instrumentação e calculava a respectiva grandeza de interesse a cada 10 segundos. No cálculo da tensão desvio, foram aplicadas correções de área e de membrana. Neste procedimento seguiu-se a abordagem proposta por La Rochele *et al.* (1988).

4.1.9 Condutividade hidráulica

A condutividade hidráulica dos corpos-de-prova saturados foi determinada através de equipamentos triaxiais, segundo o método descrito por Bjerrum & Huder (1957) para determinação de permeabilidade de solos compactados. Os procedimentos de saturação do corpo-de-prova foram os mesmos utilizados nos ensaios triaxiais descritos no item 4.1.7. Os valores de permeabilidade foram determinados para a tensão confinante efetiva de 90kPa.

4.1.10 Durabilidade

Para o ensaio de durabilidade utilizou-se uma adaptação do método de Iowa, proposto por Hoover *et al* (1958). Este método consiste em moldar seis corpos-de-prova de 50mm de diâmetro e 100mm de altura, para cada mistura proposta. Destes, três foram curados por 28 dias e depois submetidos a 12 ciclos de molhagem e secagem. Cada ciclo durava 48 horas, sendo 24 horas de imersão em água potável e 24 horas de secagem ao ar. Após 12 ciclos, os três corpos-de-prova que haviam sido submetidos aos ciclos e os que haviam permanecido o tempo todo curando normalmente, foram imersos por 24 horas e posteriormente rompidos sob condições de compressão simples. O quociente entre as resistências dos corpos-de-prova submetidos aos ciclos de molhagem e secagem, pelos não submetidos a estes ciclos, foi denominado coeficiente de durabilidade (C_d) e adotado como parâmetro de avaliação da durabilidade. Segundo Marcon (1977), valores de C_d superiores a 0,80 atestam que a mistura apresenta boa durabilidade.

4.1.11 Difração de raio X

Foram realizados ensaios difratométricos em amostras totais de misturas de solo - resíduos industriais compactadas e não curadas, e curadas durante 120 dias. Estes ensaios tiveram o objetivo de identificar a formação de novos compostos resultantes das reações pozolânicas.

Os ensaios foram realizados pelo Departamento de Geociências da UFRGS. Utilizou-se um aparelho de raio X da marca SIEMENS, modelo D5000 com as seguintes condições de operação:

- Tubo anticátodo de cobre
- Filtro:
 - Voltagem de 40kV
 - Corrente de 30mA
- Velocidade do goniômetro de 1 grau por minuto.

4.1.12 Microscopia eletrônica

A análise fotomicrográfica foi realizada em amostras do solo e dos resíduos industriais em estado solto e sobre amostras da mistura compactada. As amostras de misturas compactadas foram retiradas de corpos-de-provas que foram submetidos à compressão simples, de zonas distantes da superfície de ruptura. Após a ruptura, a amostra era submetida a secagem em estufa a 60°C por 48 horas, com o objetivo de cessar o desenvolvimento das reações pozolânicas pela retirada da água do interior da amostra. Pequenas subamostras foram retiradas e preparadas de acordo com os procedimentos descritos por Tovey (1986). O experimento foi realizado no Laboratório de Metalurgia Física da Escola de Engenharia da UFRGS, a partir da obtenção de imagens de elétrons secundários em um microscópio eletrônico de varredura (MEV) da marca Philips.

4.1.13 Ensaio de lixiviação e solubilização

A fim de verificar a possibilidade de contaminação do meio ambiente, foi avaliada a concentração total de elementos-traço em amostras de cinza pesada e de mistura de solo – resíduos, curadas por um período de 28 dias. O ensaio de lixiviação seguiu os procedimentos recomendados pela NBR 10005 (ABNT, 1987b) e o ensaio de solubilização seguiu as recomendações da NBR 10006 (ABNT, 1987c). Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geoquímica Ambiental do Programa de Pós-graduação em Engenharia de Minas, Metalurgia e Materiais da UFRGS e analisados no Laboratório de Solos da Faculdade de Agronomia da UFRGS.

4.2 MATERIAIS UTILIZADOS

4.2.1 Solo

O solo utilizado para fins de estabilização na presente etapa do trabalho, foi coletado em um talude localizado ao longo da rodovia RS 240 na localidade de Vila Scharlau, município de São Leopoldo, RS, conforme ilustra a Figura 4.1. É um solo residual de arenito, pertencente à Formação Botucatu. Núñez (1991) realizou extenso estudo de caracterização deste solo e verificou, através da retirada de amostras a diversas profundidades, que trata-se de um material bastante homogêneo. A jazida apresenta um talude de aproximadamente 20m de altura, onde pode-se observar a definição dos seguintes horizontes: horizonte A com aproximadamente 0,5m de profundidade; horizonte B com 2,5m de profundidade e um espesso horizonte C saprolítico (aproximadamente 17m). As amostras para a realização deste trabalho foram coletas a 5m de profundidade.

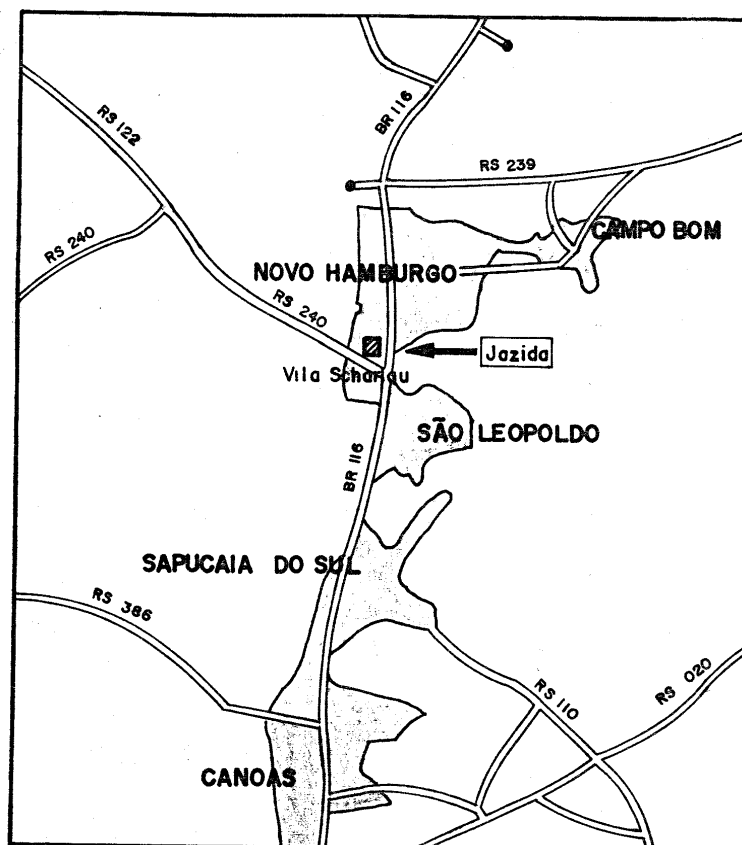


Figura 4.1 – Localização da jazida de arenito botucatu.

4.2.1.1 Análise granulométrica

A Figura 4.2 apresenta a curva granulométrica obtida para o solo residual com o uso de defloculante. Verifica-se que o material é composto por 14% de argila (<0,005mm), 29,9% de silte (0,005-0,074mm) e 56,1% de areia, sendo que desta percentagem 47,3% é de areia fina (0,074-0,42mm) e somente 8,8% de areia média (0,042 - 2,0mm). A partir da curva granulométrica é possível obter dois parâmetros que são: o coeficiente de uniformidade (C_u)¹ e o diâmetro efetivo ($D_{ef.}$). Para o solo em questão o valor de C_u foi igual a 30, o que o classifica como desuniforme. O valor de $D_{ef.}$ foi igual a 0,004mm. A massa específica real dos grãos do solo é 26,7kN/m³.

¹ $C_u = d_{60}/D_{ef.}$ onde: d_{60} e $D_{ef.}$ são, respectivamente, valores de diâmetro onde 60% e 10% de todas as partículas, em peso total, são menores que este valor.

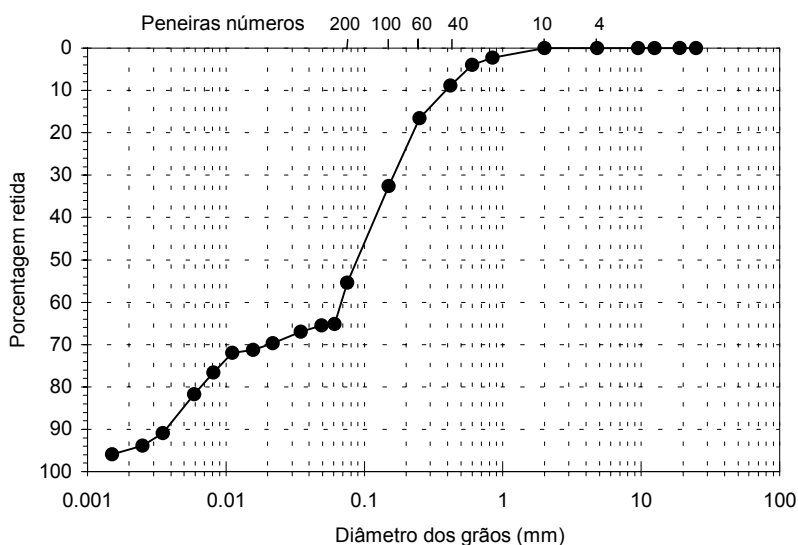


Figura 4.2 – Curva granulométrica do solo residual de arenito botucatu.

4.2.1.2 Limites de Atterberg

Os ensaios dos limites de consistência apresentaram os seguintes resultados:

Limite de Liquidez (LL) = 22%

Limite de Plasticidade (LP) = 19%

Índice de Plasticidade (IP) = 3%

O valor do índice de plasticidade (IP) igual a 3 classifica o material como fracamente plástico (Caputo, 1988). A atividade coloidal (I_a) foi definida por Skempton (1953) como sendo a relação entre o índice de plasticidade (IP) do solo e a porcentagem de partículas menores que $2\mu\text{m}$. Este índice indica, de forma comparativa, a influência das propriedades mineralógicas e químico-coloidais da fração argilosa nas propriedades geotécnicas de um solo. Para o solo residual em estudo, a atividade foi igual a 0,6. Segundo Skempton (1953), valores de I_a menores que 0,75 classificam o material como inativo.

4.2.1.3 Classificação

Com os resultados de granulometria e limites de consistência é possível classificar o solo. Segundo a classificação HRB o solo classifica-se como **A-4**. Conforme a classificação unificada o solo classifica-se como **SM** (areia siltosa) e, segundo a classificação triangular, que leva em consideração somente a granulometria do material, classifica-se como uma **areia siltosa**. Núñez (1991) fez a classificação deste solo segundo a metodologia MCT (Nogami & Villibor, 1981) e determinou que o solo classifica-se como **NA'** (solo não laterítico areno-siltoso). Por fim, o mesmo autor classificou o solo, do ponto de vista pedogenético, como um solo saprolítico de arenito, pertencente ao horizonte C, subjacente a um horizonte B podzólico.

4.2.1.4 Propriedades físico-químicas

As principais propriedades físico-químicas do solo residual, com ênfase para a mineralogia e a composição química da fração argila, estão apresentadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Propriedades físico-químicas e mineralógicas do solo residual.

Difratograma de Raio X da fração argila	Fração Cristalina	15,7%
	Caulinita	9,2%
	Micas e ilita	2,1%
	Hematita	3,2%
	Quartzo	1,2%
	Fração amorfa	84,30%
Análise química da fração argila	SiO ₂	9,70%
	Al ₂ O ₃	6,69%
	FeO ₃	1,21%
Análise físico-química do solo.	PH	4,7 (ácido)
	Matéria Orgânica	0,0%
	CTC	3,01mequiv/100g

Fonte: Núñez (1991)

Verifica-se que todas as análises realizadas indicaram a predominância do argilo-mineral caulinita. Observa-se, também, a presença de 3,2% de hematita, que é o óxido responsável pela cor rosa característica do solo residual do arenito botucatu. A identificação da predominância de caulinitas também pode ser observada através da fotomicrografia apresentada na Figura 4.3. Observa-se, nesta figura, a predominância de partículas na forma de placas aproximadamente hexagonais, o que é característico do argilo-mineral caulinita.

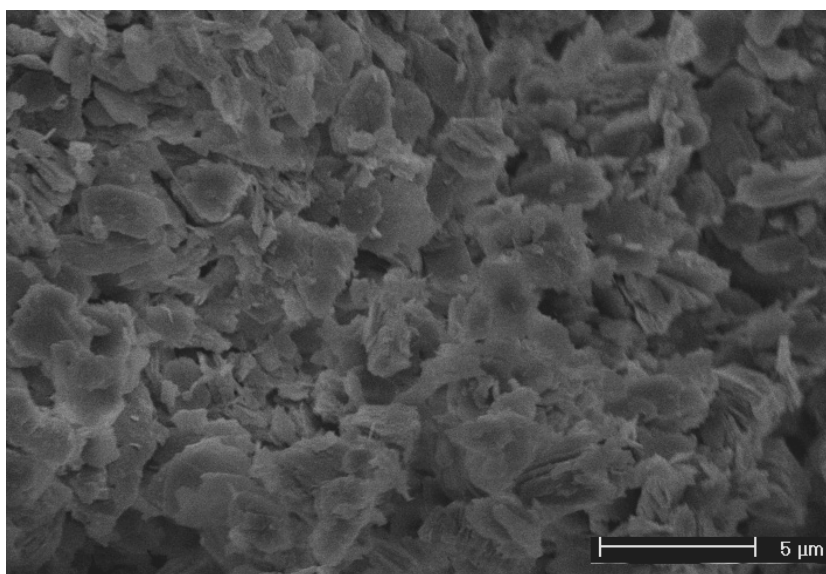


Figura 4.3 – Fotomicrografia do solo residual de arenito (aumento: 1500 x).

4.2.1.5 Propriedades do solo compactado

Núñez (1991) determinou as curvas de compactação do solo nas energias Proctor Normal e Intermediário. No presente trabalho foi determinada a curva de compactação para a energia de Proctor Modificado. Na Tabela 4.2 estão apresentados os parâmetros de compactação obtidos para as diferentes energias, juntamente com os valores de resistência à compressão simples das amostras compactadas².

² Os resultados de compressão simples para o solo natural foram obtidos sem imersão da amostra por 24 horas, devido ao fato dos mesmos se desintegrarem neste processo quando não estabilizados.

Tabela 4.2 – Parâmetros de compactação e resistência à compressão simples do solo compactado a diferentes energias.

Energia de compactação	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	$\omega_{\acute{o}t.}$ (%)	RCS (kPa)
Normal*	17,40	15,90	190
Intermediária*	18,90	13,90	470
Modificada	19,40	12,10	602

*Fonte: Núñez (1991)

4.2.2 Resíduos industriais

Nesta pesquisa foram utilizados como agentes estabilizadores do solo residual de arenito, os resíduos industriais cinza pesada e cal de carbureto, descritos a seguir.

4.2.2.1 Cinza pesada

A cinza pesada é resultado da queima de carvão mineral, proveniente das minas do município de Capão de Leão-RS, na Usina Termelétrica de Charqueadas, localizada no município de Charqueadas, RS, distante 70km de Porto Alegre, RS.

4.2.2.1.1 Forma de obtenção

O carvão mineral, após extraído da mina, é lavado e reduzido de tamanho para que o rendimento de queima seja melhorado. Este carvão é pulverizado dentro da câmara de combustão gerando calor e dois resíduos, chamados de cinza volante (*fly-ash*) e cinza pesada (*bottom-ash*). Estas cinzas diferenciam-se basicamente pelo tamanho e forma das partículas e pela forma de obtenção. As cinzas volantes são carregadas pelo ar aquecido e gases resultantes da combustão e são recuperadas nos precipitadores eletrostáticos, sendo armazenadas em silos. Parte da produção de cinza volante é comercializada pela indústria do cimento e utilizada na fabricação do cimento pozolânico. As cinzas pesadas, por outro lado, depositam-se no fundo da câmara de combustão e são retiradas por via aquosa, sendo

transportadas para tanques de decantação. Após o tempo necessário para a drenagem do excesso de água, as cinzas pesadas são transportadas, por via rodoviária, para um depósito localizado nas minas de carvão já exploradas. No caso da Usina Termelétrica de Charqueadas, quando a capacidade de armazenagem em silos está completa, parte da cinza volante tem o mesmo destino da cinza pesada, ou seja, é colocada nos tanques de decantação por via aquosa e misturada com a cinza pesada, para depois ser transportada para minas já desativadas. A Figura 4.4 apresenta um fluxograma da forma de obtenção das cinzas.

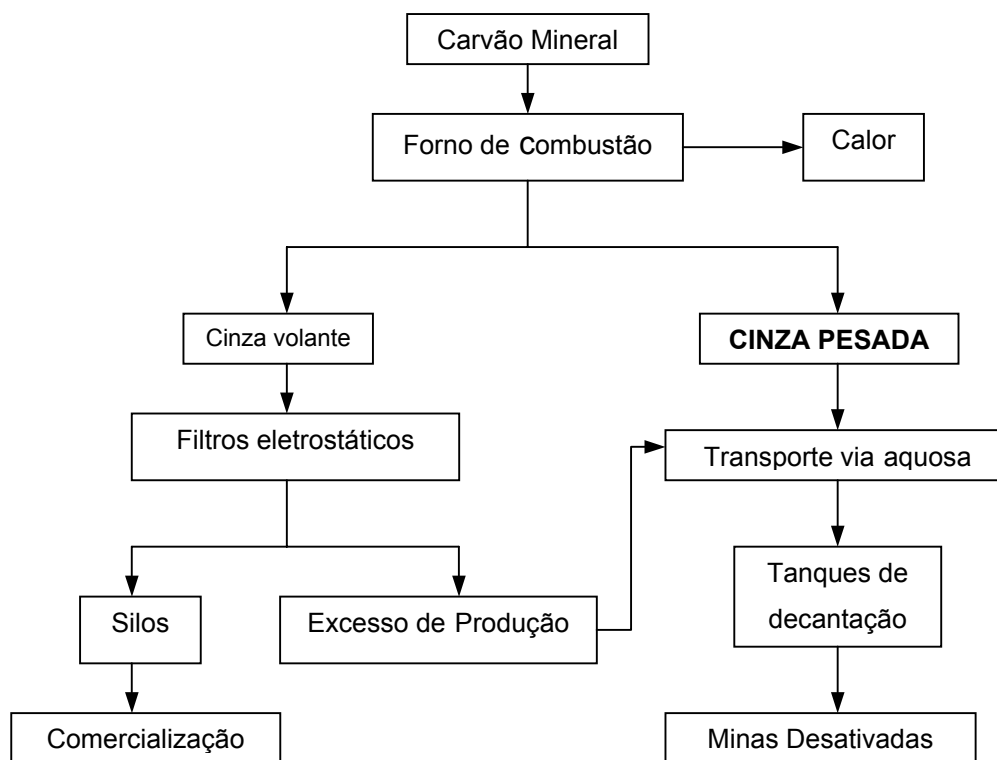


Figura 4.4 – Processo de obtenção da cinza pesada e da cinza volante na Usina Termelétrica de Charqueadas.

4.2.2.1.2 Propriedades físicas

A cinza pesada da Usina Termelétrica de Charqueadas é formada por um material não plástico de cor preta acinzentada. A Figura 4.5 apresenta a curva

granulométrica obtida para este material, com uso de defloculante. Verifica-se que o material é composto por 6% de argila ($<0,005\text{mm}$), 35% de silte ($0,005 - 0,074\text{mm}$) e 59% de areia, sendo que desta percentagem 44,9% é de areia fina ($0,074 - 0,42\text{mm}$) e somente 14,1% de areia média ($0,042 - 2,0\text{mm}$). O valor de D_{ef} da cinza pesada é $0,011\text{mm}$ e o coeficiente de uniformidade $C_u=16,4$. Com os resultados de granulometria, e sendo o material não plástico, foi possível classificar a cinza pesada com classificações tipicamente utilizadas para solo. Segundo a classificação trilinear, a cinza pesada se classifica como uma **areia siltosa**; pela classificação unificada, o material classifica-se como **SM** (areia siltosa) e pela classificação da HRB, classifica-se como **A-2-4**. Verifica-se que a cinza pesada somente se diferencia do solo natural na classificação HRB, devido ao solo apresentar plasticidade, embora pequena, e a cinza ser não plástica. A massa específica real dos grãos das partículas de cinza pesada foi de $20,8\text{ kN/m}^3$. Verifica-se que este valor é bem inferior aos valores característicos de solos, que são de aproximadamente 26kN/m^3 . Isto acontece devido à porosidade dos grãos, a qual é ocasionada pela alta temperatura a que o carvão é submetido durante a queima e, também, pela presença de carbono que possui baixo peso específico.

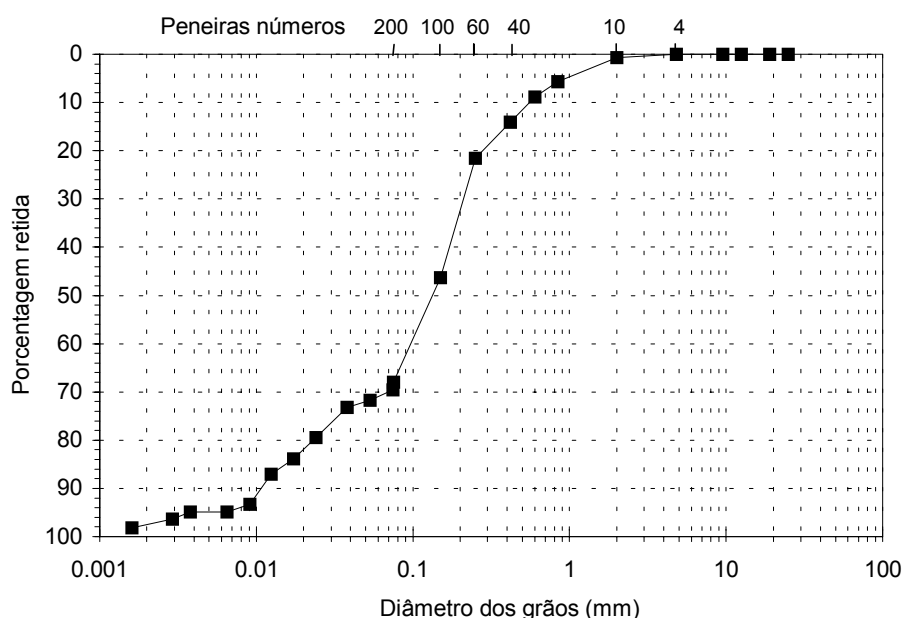
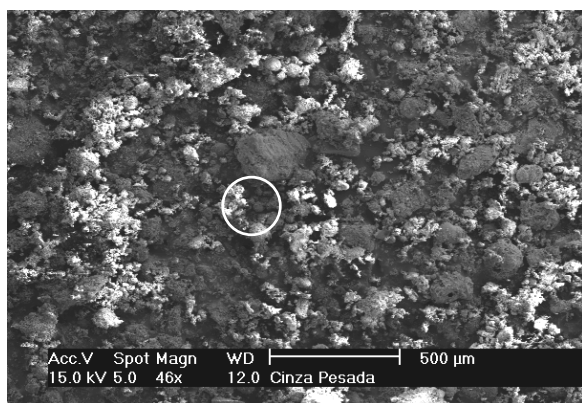


Figura 4.5 – Curva granulométrica da cinza pesada da Usina Termelétrica de Charqueadas.

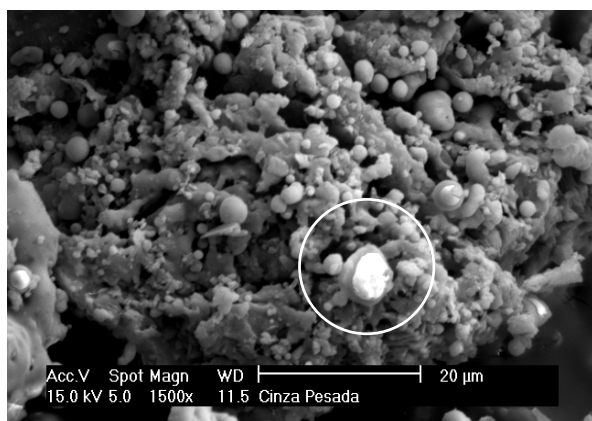
As Figuras 4.6a a 4.6d apresentam as fotomicrografias da cinza pesada, obtidas através de microscópio eletrônico. As fotomicrografias foram obtidas com aumentos de 46, 500, 1500 e 4500 vezes. Procurou-se, com estas fotomicrografias, verificar o formato e morfologia dos grãos de cinza pesada.



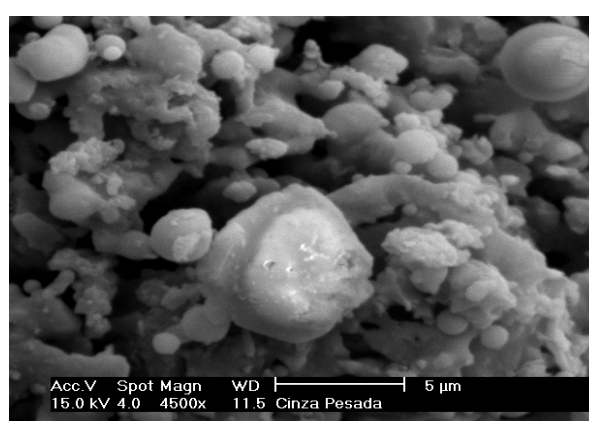
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.6 – Fotomicrografias do resíduo cinza pesada (o círculo representa, aproximadamente, o local onde foi realizado o aumento da figura posterior).

Observa-se que a cinza pesada é formada por partículas de diferentes formatos. Possui grãos irregulares e muito porosos de textura esponjosa, com pequenas partículas esféricas aderidas à sua superfície (Figura 4.6c). Seals *et al.* (1972), ao estudarem as cinzas pesadas produzidas nos EUA, encontraram o mesmo padrão de textura, ou seja, partículas angulares e bastante porosas.

Chesner *et al.* (1998) afirmaram que cinzas pesadas com baixo peso específico real dos grãos possuem uma textura porosa e vesicular e que estas partículas são facilmente “quebráveis” quando submetidas a carregamento ou compactação. Observa-se na Figura 4.6d que partículas menores que 1μ são comuns. Pequenas partículas são mais reativas, garantindo pozolanicidade ao material.

A Tabela 4.3 apresenta os índices de vazios mínimo (e_{\min}) e máximo (e_{\max}) obtidos para a cinza pesada, juntamente com o respectivo peso específico aparente seco (Tessari, 1998). Os valores mínimos foram obtidos de acordo com a NBR 12051 (ABNT,1990a), com o material seco e úmido (41,56% de umidade). Já os valores máximos foram obtidos seguindo a NBR 12004 (ABNT,1990b). Observa-se que os índices de vazios mínimo e máximo são bastantes altos (1,04 a 2,08), quando comparados a um solo de granulometria semelhante como de uma areia siltosa, em que os índices de vazios variam entre 0,30 a 0,90 (Lambe & Whitman, 1969).

Tabela 4.3 – Índices de vazios máximos e mínimos da cinza pesada de Charqueadas e seus respectivos pesos específicos secos.

e_{\max}	e_{\min}	
	seco	úmido
2,08 (6,94 kN/m ³)	1,28 (9,39 kN/m ³)	1,04 (10,52kN/m ³)

Fonte: Tessari (1998).

Foram realizados ensaios de compactação, com as energias de Proctor Normal e Modificado. Os resultados destes ensaios estão apresentados na Figura 4.7. Observa-se que o peso específico não varia significativamente com o teor de umidade, o que é característico de materiais arenosos. Para a energia de Proctor modificada, a umidade ótima obtida foi de 34,5% e o peso específico aparente seco máximo foi 11,4 kN/m³. Já para a energia de Proctor normal, a umidade ótima foi de 41,7% e o peso específico aparente seco máximo foi 10,0kN/m³. Verifica-se que a umidade ótima é muito superior e o peso específico aparente seco máximo é inferior a valores típicos de solos arenosos com granulometria similar à da cinza pesada. Esta diferença pode ser explicada pela alta porosidade e característica esponjosa

dos grãos de cinza pesada (Figura 4.6c). A água adicionada à mistura inicialmente preenche estes vazios para depois trabalhar como um agente de redução do índice de vazios, pela aplicação da energia de compactação. D'Ávila *et al.* (1986) realizaram ensaio de compactação com energia de Proctor Normal para a cinza pesada de Charqueadas e encontraram valores de umidade ótima de 47,8% e peso específico seco máximo de $9,65\text{kN/m}^3$, valores muito próximos aos encontrados no presente trabalho.

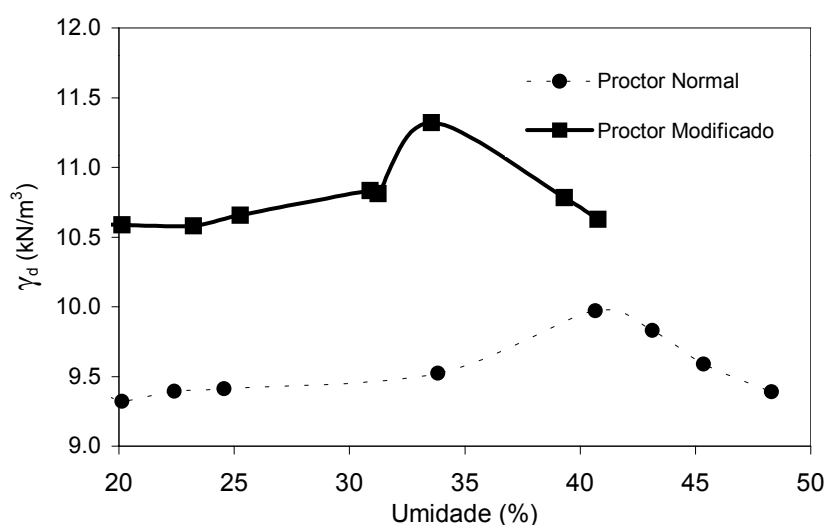


Figura 4.7 – Curvas de compactação da cinza pesada de Charqueadas para as energias de Proctor Normal e Modificada.

4.2.2.1.3 Propriedades químicas

Cinzas pesadas são compostas principalmente por sílica, alumina e óxido de ferro, com percentagens menores de óxidos de cálcio, óxidos de magnésio, sulfatos e outros componentes. A Tabela 4.4 apresenta a composição química da cinza pesada de Charqueadas. Verifica-se que a soma do óxido de silício (SiO_2), óxido de alumínio (Al_2O_3) e óxido de ferro (Fe_2O_3), resulta em mais de 90% do total dos óxidos. A perda ao fogo, que pode ser relacionada com a presença de carbono na cinza e com a qualidade da queima do carvão, foi de 2,12%. Dados de perda ao fogo obtidos por diversos autores para a cinza pesada de Charqueadas, indicaram

que esta propriedade varia de 1,5% a 6,2% (Chies *et al*, 1986; Rohde, 1995; Sánchez *et al.*, 1996).

Medidas de pH indicaram que a cinza pesada de Charqueadas é alcalina, com pH=8,9. Sánchez *et al* (1996) concluíram que este fato está associado ao baixo teor de enxofre (0,37%) e à presença de óxidos, hidróxidos e minerais (silicatos, carbonatos e argilo-minerais) que geram hidroxilas.

Tabela 4.4 – Características químicas da cinza pesada de Charqueadas.

Óxido de Silício (SiO ₂)	64,40%
Óxido de Alumínio (Al ₂ O ₃)	24,50%
Óxido de Ferro (Fe ₂ O ₃)	4,50%
Óxido de Cálcio (CaO)	1,31%
Óxido de Magnésio (MgO)	0,40%
Óxido de Enxofre (SO ₃)	0,11%
Óxido de Sódio (Na ₂ O)	0,58%
Óxido de Potássio (K ₂ O)	1,60%
Perda ao fogo	2,12%
pH	8,9

Fonte: Sanches *et al.* (1998)

Rohde (1995) afirmou que a radioatividade da cinza está acima da radiação de fundo, mas ainda é muito baixa quando comparada a emissões medidas no solo natural. Zwonok (1999, comunicação pessoal) verificou a radiação da cinza pesada de Charqueadas e observou que a mesma possui um nível de radioatividade menor que os medidos nos solos naturais.

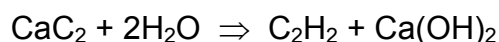
4.2.2.2 Cal de carbureto

A cal utilizada nesta pesquisa, chamada de cal carbureto, é um resíduo da indústria de fabricação do gás acetileno. É proveniente da unidade da empresa

White Martins Gases Industriais S. A., localizada no município de Esteio, RS, região metropolitana de Porto Alegre.

4.2.2.2.1 Forma de obtenção

A cal de carbureto é obtida a partir da reação química entre o carbureto de cálcio e a água, como mostrado a seguir:



Desta reação química são formados o gás acetileno (C_2H_2) e um resíduo, que apresenta em sua composição química básica o hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2). O resíduo cal de carbureto é obtido na forma líquida. Após a reação, o resíduo é transportado para tanques de decantação. Para acelerar a redução de umidade, o resíduo é submetido a um equipamento (à base de vácuo) onde é obtido na forma sólida, com teor de umidade de aproximadamente 50%. Este resíduo é colocado à disposição para comercialização ou colocado em aterros para resíduos sólidos. A Figura 4.8 apresenta um organograma da forma de obtenção da cal de carbureto.

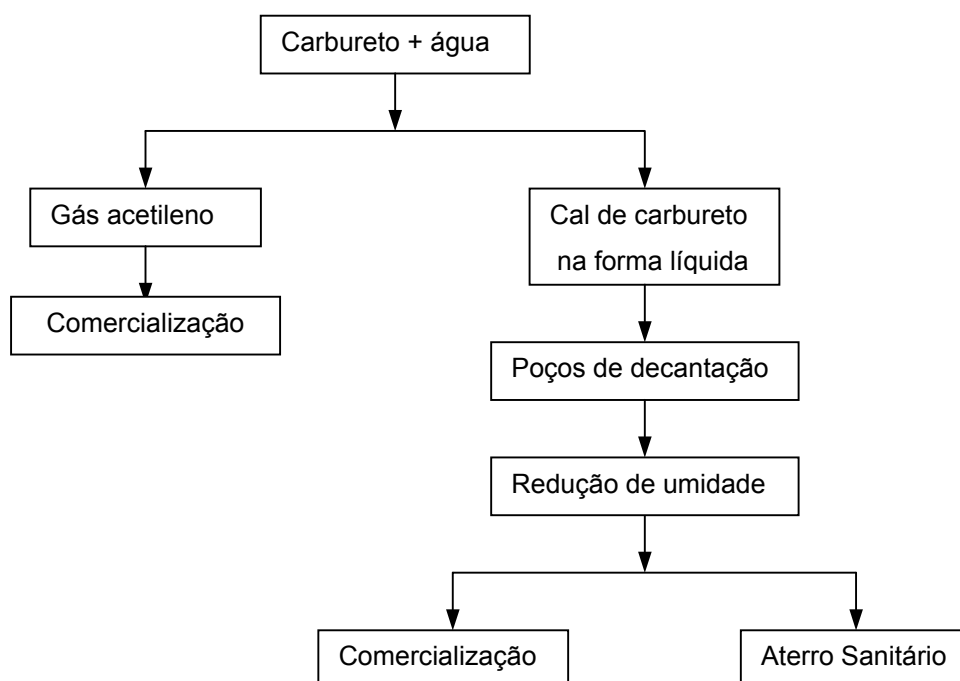


Figura 4.8 – Organograma da forma de obtenção do resíduo cal de carbureto.

4.2.2.2.2 Propriedades físicas

As propriedades físicas da cal de carbureto são as principais restrições para que a mesma seja utilizada na construção civil. A cal de carbureto é formada por pequenas partículas de coloração cinza claro, com tom levemente azulado. Esta coloração faz com que a cal não seja aceita, uma vez que o mercado tradicionalmente associa o produto com a coloração branca. A coloração levemente azulada deve-se à presença de carbono em pequena quantidade, resultante de reações químicas incompletas. A Tabela 4.5 apresenta os resultados de finura da cal e da umidade *in situ*, além dos limites sugeridos pela C-977 (ASTM, 1989) para materiais retidos na peneira n°30 e n°200, para que cales hidratadas sejam aceitas para estabilização de solos. Observa-se que a cal de carbureto não passa nas especificações da norma americana para utilização em estabilização de solos, quanto à finura. No entanto, por se tratar de um resíduo, a cor e a granulometria não devem ser fatores que inviabilizem sua utilização, tendo em vista que o que importa é a afinidade com os silicatos e aluminatos, a fim de formar os produtos das reações pozolânicas. O alto teor de umidade de saída da fábrica (média de 46,8%) e a finura da cal de carbureto, podem ser fatores que exijam o seu processamento antes do uso na mistura com solo. Mas, certamente não são fatores que venham a inviabilizar a sua utilização.

Tabela 4.5 – Propriedades físicas da cal de carbureto.

Material retido na peneira n° 30 (0,59mm)	12,7%	<3,0%*
Material retido na peneira n° 200 (0,074mm)	56,6%	<25%*
Umidade <i>in situ</i>	46,8%	--

*Limites da C-977 (ASTM, 1989).

As Figuras 4.9a a 4.9d apresentam as fotomicrografias da cal de carbureto, obtidas com aumentos de 50, 500, 1500 e 4500 vezes. Procurou-se, com estas fotomicrografias, verificar qual o formato e morfologia dos grãos de cal de carbureto.

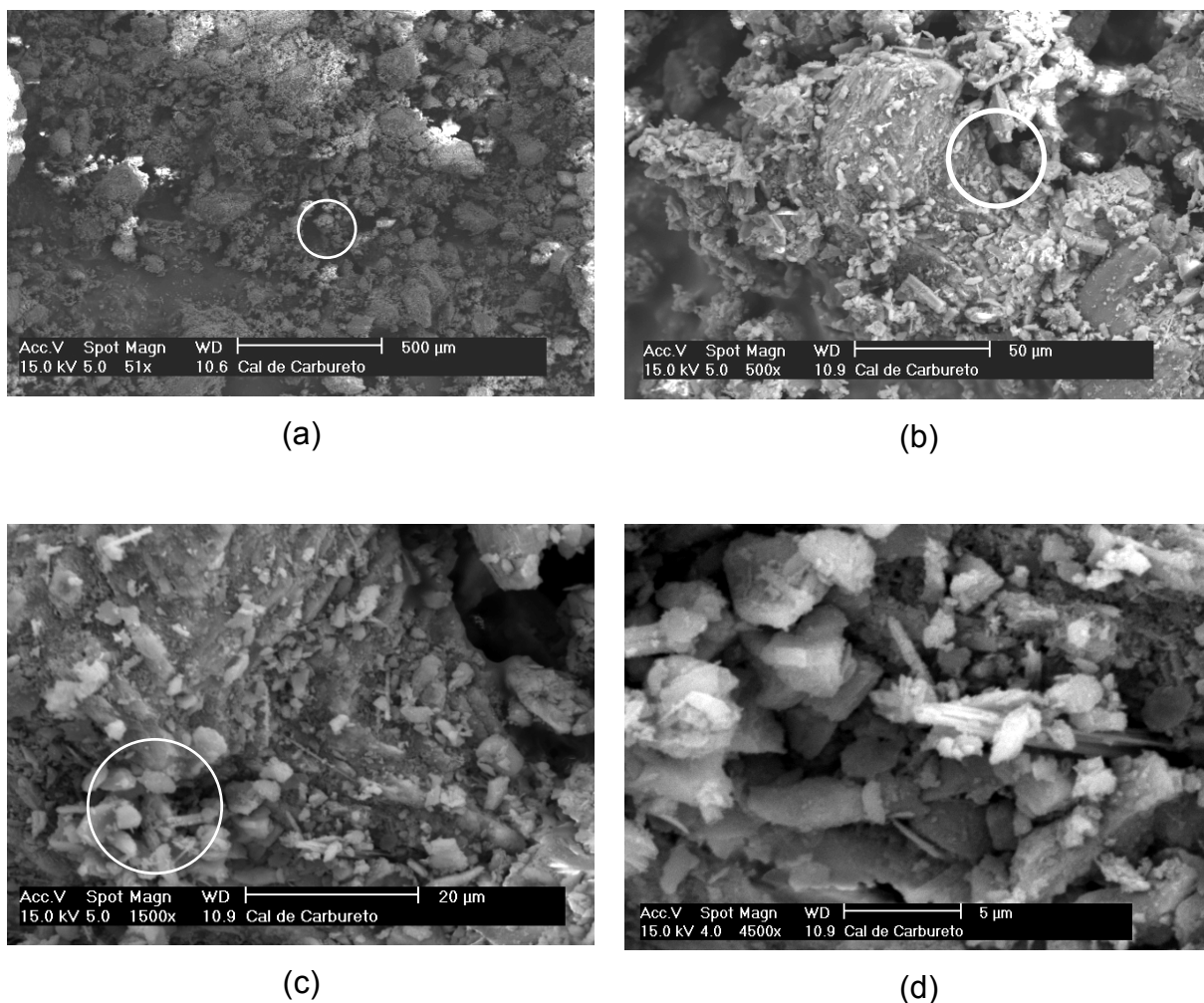


Figura 4.9 – Fotomicrografias do resíduo cal de carbureto (o círculo representa, aproximadamente, o local onde foi realizado o aumento da figura posterior).

Observa-se que a cal de carbureto é formada por partículas de diferentes formas e tamanhos. Verifica-se que os grãos maiores são, na verdade, grumos de hidróxido de cálcio. Pode-se verificar, no aumento de 4500 vezes (Figura 4.8d), pequenas partículas de hidróxido de cálcio com sua morfologia característica de placas planas hexagonais (Metha & Monteiro, 1994).

4.2.2.2.3 Propriedades químicas

A Tabela 4.6 apresenta as principais propriedades químicas da cal de carbureto. Seus dados são comparados com as propriedades de uma cal comercial

produzida no estado do RS. A cal de carbureto classifica-se como uma cal cálcica, devido a ser formada basicamente por óxido de cálcio. Portanto, quimicamente, a cal de carbureto apresenta pureza maior do que as cales produzidas comercialmente no RS. Isto ocorre devido à natureza dolomítica dos calcários gaúchos, que geram cales dolomíticas reconhecidamente menos reativas do que as cales cálcicas.

Tabela 4.6 – Propriedades químicas da cal de carbureto.

Propriedade	Cal de carbureto	Cal comercial*
Óxido de cálcio (CaO)	95,1%	30,0%
Óxido de magnésio(MgO)	1,5%	54,3%
Resíduos insolúveis	0,7%	--
CaO + MgO (bases não voláteis)	96,6% ($\geq 88\%$)**	84,3%
Carbono orgânico	0,1%	--

*Fonte: Rocha Neto *et al.* (1991)

**Limite NBR 7175 (ABNT, 1994)

4.2.3 Água

Na execução de todos os ensaios de laboratório foi utilizada água destilada. Água potável, proveniente da rede pública de abastecimento, foi utilizada para imersão dos corpos-de-prova nos ensaios de resistência.

4.3 RESULTADOS E ANÁLISES

A seguir serão apresentados os resultados obtidos na etapa experimental de laboratório.

4.3.1 Reatividade da cinza pesada

A reatividade da cinza pesada foi testada comparando-se resultados de resistência à compressão simples de amostras contendo cinza pesada e amostras contendo cinza volante (leve), esta já com propriedades pozolânicas conhecidas e amplamente estudadas por Carraro (1997). A Tabela 4.7 apresenta os valores dos parâmetros de compactação, obtidos a partir do ensaio de Proctor com a energia de Proctor Normal, para mistura contendo 65% de solo, 10% de cal de carbureto e 25% de cinza volante ou cinza pesada. Comparando os resultados pode-se observar que o peso específico máximo seco da mistura contendo cinza pesada é inferior àquela contendo cinza volante, e que a umidade ótima da mistura contendo cinza pesada é significativamente maior do que a da mistura contendo cinza volante. Cabe aqui fazer uma ressalva quanto a estes resultados. Para quem trabalha com materiais geotécnicos tradicionais estes valores podem parecer incoerentes, uma vez que a cinza volante é formada por partículas de granulometria mais fina do que a cinza pesada (Tabela 4.8). A resposta pode estar na textura e morfologia das partículas das cinzas. Como pode-se observar nas Figuras 4.10a e 4.10b, as partículas de cinza volante são formadas por pequenas esferas (esferólitos vítreos), enquanto as partículas de cinza pesada são irregulares e muito porosas (esponjosas). Como já foi mencionado na caracterização da cinza pesada, a água adicionada à mistura inicialmente preencherá estes vazios, para depois trabalhar como um agente de redução de índice de vazios pela aplicação da energia de compactação.

Tabela 4.7 – Parâmetros de compactação para misturas contendo cinza volante e cinza pesada.

Parâmetros de compactação	solo-cal-cinza volante*	solo-cal-cinza pesada
$\gamma_{\text{máx.}}$ (kN/m ³)	15,5	13,9
$\omega_{\text{ót.}}$ (%)	18,5	25,0

*Fonte: Carraro (1997).

Tabela 4.8 – Diferenças de granulometria entre a cinza volante e a cinza pesada.

Tamanho da partícula	Cinza volante*	Cinza pesada
2,0mm-0,074mm	15,5%	59,0%
0,074mm-0,005mm	74,5%	35,0%
<0,005mm	10,0%	6,0%

*Fonte: Carraro (1997).

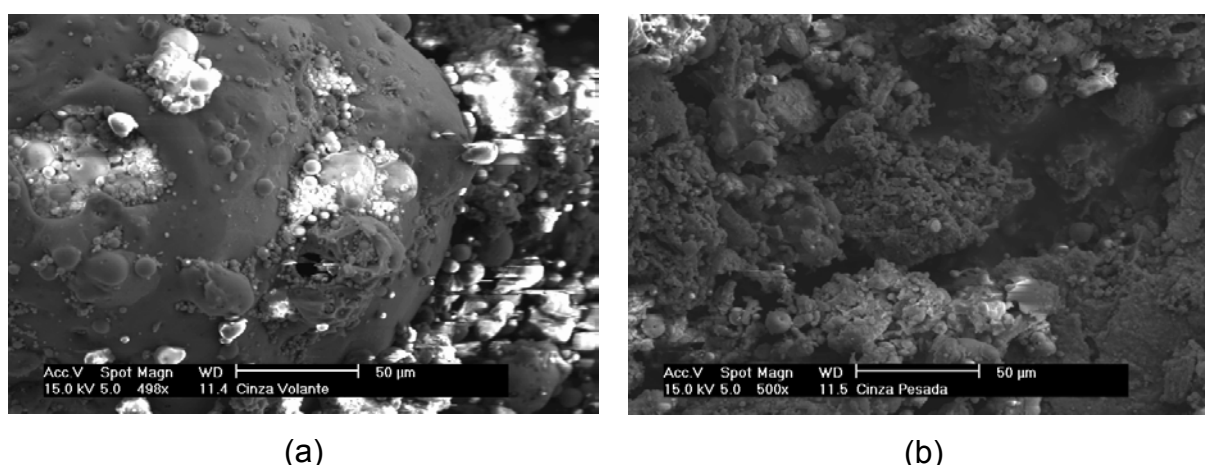


Figura 4.10 – Comparação da morfologia e textura entre as cinzas. (a) cinza volante; (b) cinza pesada.

A Tabela 4.9 apresenta os resultados de resistência à compressão simples de corpos-de-prova de misturas contendo cinza volante e cinza pesada, e de amostras de solo natural compactado na mesma energia. Observa-se que a resistência obtida para os corpos-de-prova da mistura contendo cinza pesada é 32% maior do que aquela contendo cinza volante. Este maior valor de resistência nas misturas contendo cinza pesada não era esperado, tendo em vista que a cinza volante é reconhecidamente mais reativa que a cinza pesada, até pelo tamanho menor de suas partículas. Creditou-se este fato a uma possível pequena diferença de temperatura em que foram curadas as amostras, já que Carraro (1997) curou os corpos-de-prova a temperatura ambiente ($22\pm 4^{\circ}\text{C}$), enquanto neste trabalho os corpos-de-prova foram curados à temperatura controlada de $23\pm 1^{\circ}\text{C}$. No entanto, pode-se afirmar que a cinza pesada mostrou ser um resíduo tão efetivo quanto a cinza volante na reação com a cal de carbureto, para formação de produtos

cimentantes, os quais venham a estabilizar o solo residual de arenito. Na Tabela 4.9 é possível verificar, também, a efetividade dos resíduos industriais na estabilização do solo natural.

Tabela 4.9 - Resistência à compressão simples de misturas contendo cinza pesada e cinza volante.

Mistura	RCS (kPa)
Solo – cal de carbureto - cinza pesada	1523
Solo – cal de carbureto - cinza volante	1152
Solo natural compactado	190

4.3.2 Influência da temperatura de cura

A temperatura de cura é considerada uma das principais variáveis no desenvolvimento das reações pozolânicas. Poran & Ahtchi-Ali (1989) afirmaram que cura em temperaturas menores que 13°C retarda as reações pozolânicas e que em altas temperaturas as reações são aceleradas. Resultados de corpos-de-prova da mistura contendo 65% solo, 25% de cinza pesada e 10% de cal de carbureto, sem cura e curados por 28 dias, nas temperaturas de 6°C, 28°C e 44°C, estão apresentados na Tabela 4.10. Observa-se que as resistências obtidas para as amostras curadas a 6°C por 28 dias, não diferem daquelas não submetidas ao processo de cura. Como já mencionado, estes resultados são de grande importância do ponto de vista prático, quando deseja-se cessar as reações pozolânicas. Usualmente, quando se deseja cessar as reações pozolânicas, utiliza-se o artifício de retirada da água do sistema através da secagem da amostra. Este processo, no entanto, não pode ser utilizado quando se deseja realizar ensaios de resistência sobre a amostra, pois a retirada da água pode induzir o aparecimento de microfissuras, as quais podem influenciar o resultado obtido. Deve-se tomar o cuidado, também, de não deixar os corpos-de-prova expostos a temperaturas abaixo de 0°C, pois isto poderia levar ao congelamento da água que, como se sabe, aumenta de volume. Este aumento de volume pode gerar tensões de tração que

podem ultrapassar a resistência à tração dos produtos cimentantes e influenciar o resultado de resistência. Enfim, pode-se afirmar que os corpos-de-prova submetidos à temperatura de cura de 6°C reduzem o desenvolvimento das reações pozolânicas, a ponto de sua resistência ser praticamente igual àquela de amostras não curadas. Observa-se, na Tabela 4.10, que a temperatura de cura tem uma forte influência sobre o desenvolvimento das reações pozolânicas. Amostras curadas nas temperaturas de 28°C e 44°C apresentaram aumentos de 6 e 18 vezes na resistência, respectivamente, quando comparadas com amostras não submetidas à cura.

Tabela 4.10 – Resistência à compressão simples de amostras curadas a diferentes temperaturas.

Temperatura (°C)	RCS (kPa)
Sem cura	203
6	245
28	1474
44	3765

Na Figura 4.11 estão apresentados os resultados da Tabela 4.10, em forma gráfica. Verifica-se que, para o intervalo de temperatura estudado, o crescimento da RCS em função da temperatura de cura segue um ajuste exponencial, com o coeficiente de determinação (r^2) muito próximo da unidade. Cumberledge *et al.* (1975) encontraram a mesma tendência não linear da RCS em amostras de misturas contendo cinza volante e cal, curadas a diferentes temperaturas. Os mesmos autores concluíram que temperaturas acima de 27°C aumentam a velocidade das reações pozolânicas. Mateos (1961) estudou a influência da temperatura de cura para uma faixa muito ampla, de 10°C a 120°C, no desenvolvimento de reações pozolânicas de uma mistura de cinza volante-cal-areia. Os resultados apresentados pelo autor demonstraram que a resistência cresce de forma exponencial até a temperatura de aproximadamente 50°C, sendo que após este valor ocorreu reversão no sentido da curva e a resistência cresceu linearmente com a temperatura até o valor de 120°C. Lin (1971) também realizou um estudo procurando verificar qual a

influência da temperatura de cura no desenvolvimento das reações pozolânicas de uma mistura contendo cinza volante e cal. O autor curou corpos-de-prova nas temperaturas de 20°C, 40°C e 60°C durante 28 dias, e observou que corpos-de-prova curados a 60°C apresentavam valores de resistência 4 vezes maiores que aqueles curados a 20°C. Concluiu que um leve aumento na temperatura de cura pode significar um grande aumento na resistência recomendando, portanto, que construções que façam uso de materiais estabilizados com cinza volante e cal devem ser executadas nas estações mais quentes.

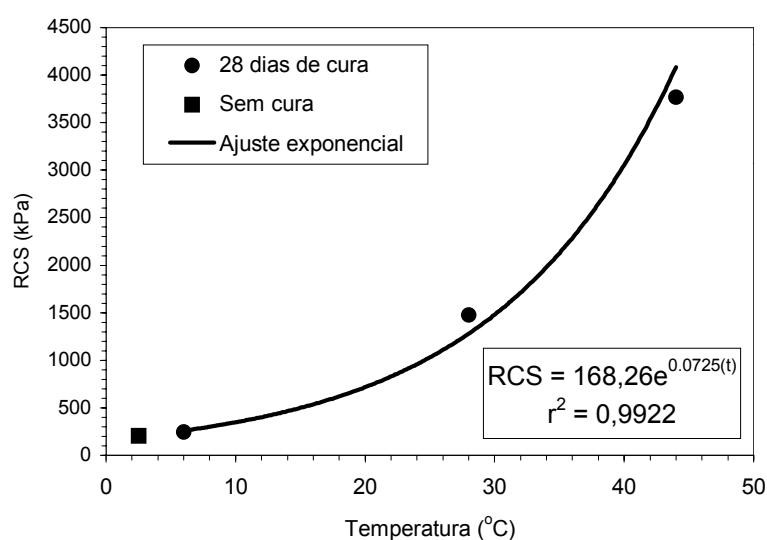


Figura 4.11 – Variação da RCS de amostras não curadas e curadas por 28 dias em diferentes temperaturas.

Para verificar se ocorreu alguma diferença qualitativa na microestrutura das amostras curadas a diferentes temperaturas, foram obtidas fotomicrografias nos aumentos de 1500 e 4500 vezes. As Figuras 4.12 a 4.15 apresentam as fotomicrografias obtidas para amostras não curadas e curadas nas temperaturas de 6°C, 28°C e 44°C, respectivamente. Verifica-se que as amostras não curadas não apresentam diferenças significativas, quando comparadas com amostras curadas a 6°C e 28°C. Mesmo assim, é possível observar o início do ataque da estrutura nas amostras curadas a 28°C, já com a formação de produtos cimentantes, os quais começam a preencher os vazios. A diferença de microestrutura fica totalmente

nítida nas amostras curadas a 44°C. Neste caso, observa-se uma estrutura totalmente diferente, onde os produtos das reações pozolânicas estão agindo para cobrir e cimentar os agregados maiores. Isto comprova que sob temperaturas mais elevadas a atividade pozolânica é mais intensa, o que traz como consequência a maior resistência das amostras. Os resultados qualitativos de microscopia eletrônica estão totalmente de acordo com os resultados obtidos no ensaio mecânico de compressão simples e com os resultados obtidos por Chang (1994) e Senadheera *et al.* (1996). Estes autores realizaram estudos para verificar os produtos da reação entre a cal e a cinza volante e observaram uma intensa formação de novos produtos cimentantes recobrendo as partículas maiores da mistura e preenchendo os vazios.

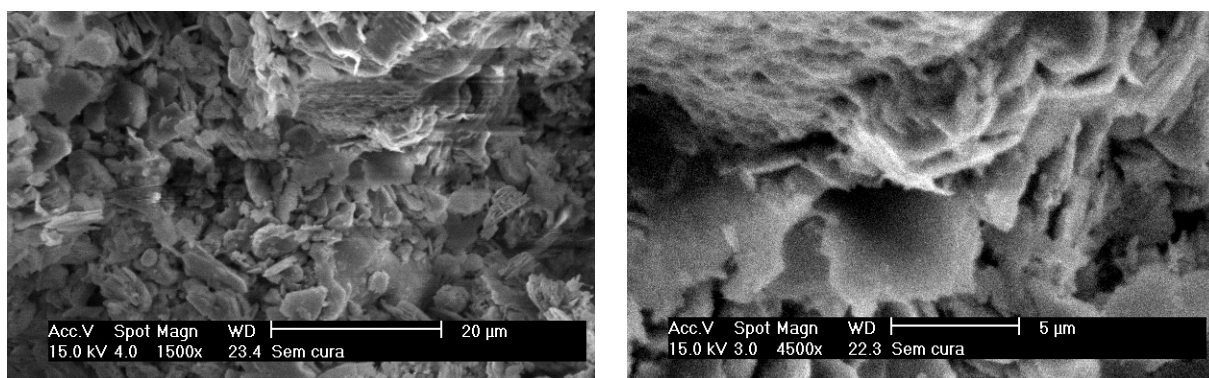


Figura 4.12 – Fotomicrografias de amostras não curadas de misturas de solo - cinza pesada - cal de carbureto.

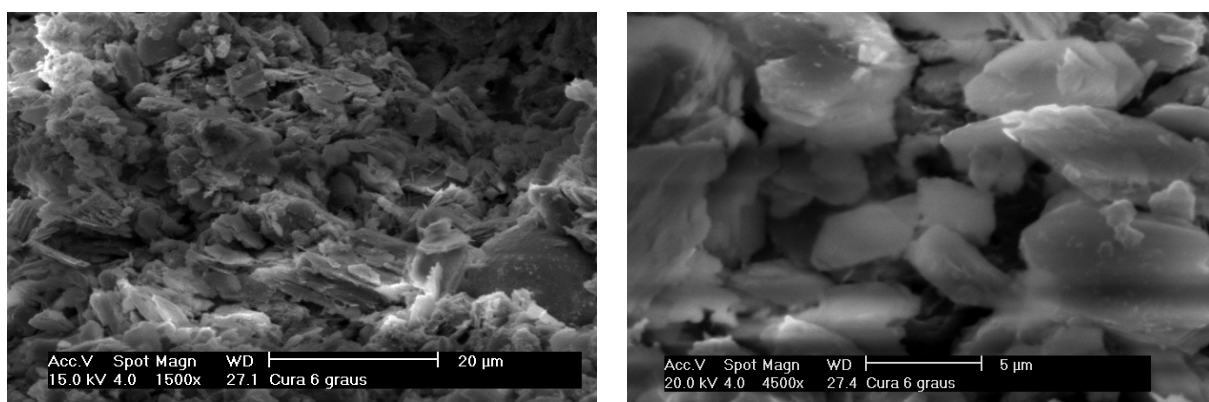


Figura 4.13 – Fotomicrografias de amostras de misturas de solo - cinza pesada - cal de carbureto, curadas a 6°C.

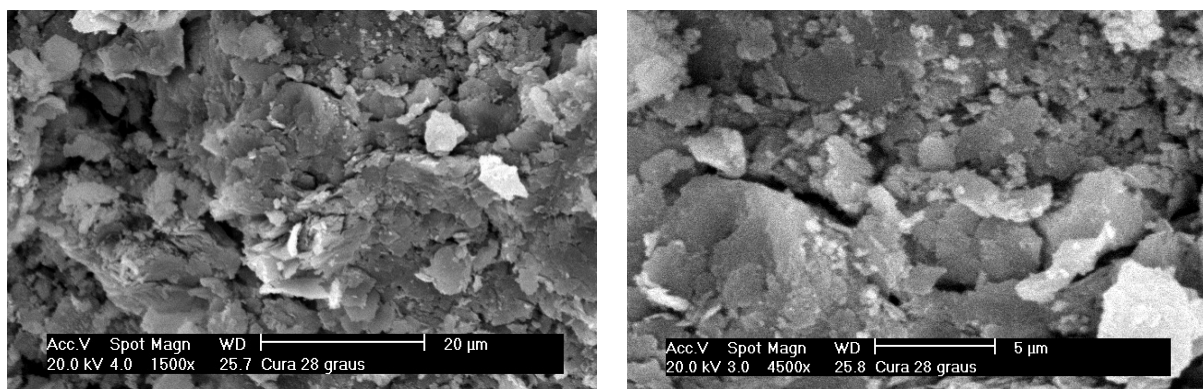


Figura 4.14 – Fotomicrografias de amostras de misturas de solo - cinza pesada - cal de carbureto, curadas a 28°C.

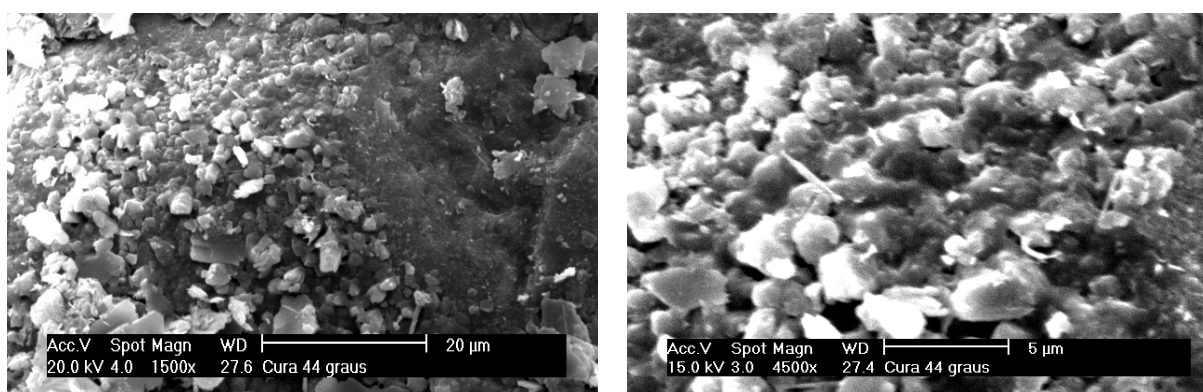


Figura 4.15 – Fotomicrografias de amostras de misturas de solo - cinza pesada - cal de carbureto, curadas a 44°C.

4.3.3 Influência do teor de cal de carbureto

A partir deste ponto são apresentados os resultados das fases 3 e 4, descritas no programa experimental (Capítulo 3). A Figura 4.16 apresenta o resultado do ensaio de pH em função do teor de cal para mistura contendo 20% de cinza pesada e 80% de solo. Verifica-se que, segundo o método do ICL (Rogers *et al.*, 1997), o teor mínimo de cal para satisfazer as reações iniciais (troca iônica) é inferior a 1%. Portanto, para verificar a influência do teor de cal, foram adotadas misturas contendo 1%, 3% e 5% de cal de carbureto.

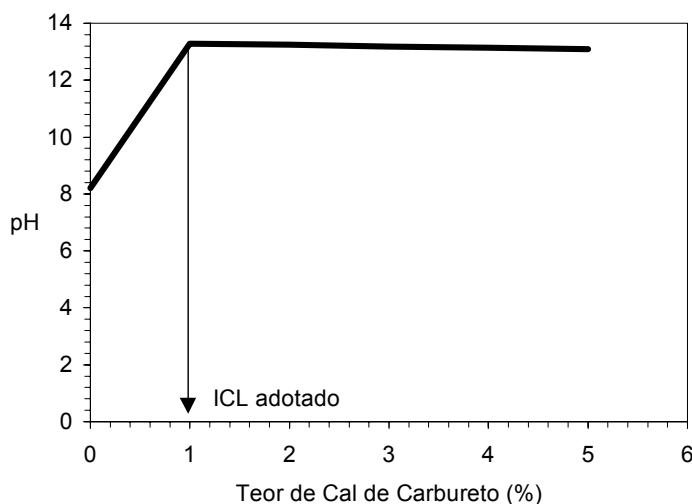


Figura 4.16 - Determinação do teor mínimo de cal obtido pelo método do ICL para mistura contendo 20% de cinza pesada e 80% de solo.

A Figura 4.17 apresenta as curvas de compactação (Proctor Modificado) obtidas para a mistura de 80% de solo e 20% de cinza pesada, com os teores de cal de carbureto de 1%, 3% e 5%. Observa-se que o teor de cal de carbureto não influenciou significativamente os parâmetros de compactação para esta mistura. Acredita-se que este fato tenha ocorrido devido à granulometria da cal de carbureto ser bastante grosseira e pela baixa capacidade de troca de cátions do solo. Portanto, na confecção de todos corpos-de-prova para o ensaio de compressão simples adotou-se o peso específico máximo seco ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) de 17kN/m^3 e a umidade ótima de 16%.

A Figura 4.18 apresenta os resultados de compressão simples para misturas não curadas e misturas curadas por 28 dias. Observa-se que o teor de cal não influencia o valor de RCS para misturas contendo diferentes teores de cal. O valor de RCS médio para misturas curadas foi de 1200kPa e para misturas não curadas, de 522kPa . Carraro (1997) encontrou resultado qualitativamente semelhante para misturas de solo - cal de carbureto - cinza volante. O autor concluiu que para tempos de cura de até 90 dias, o teor de cal não influencia na quantidade de produtos cimentantes produzidos e, por conseqüência, na resistência à compressão simples obtida.

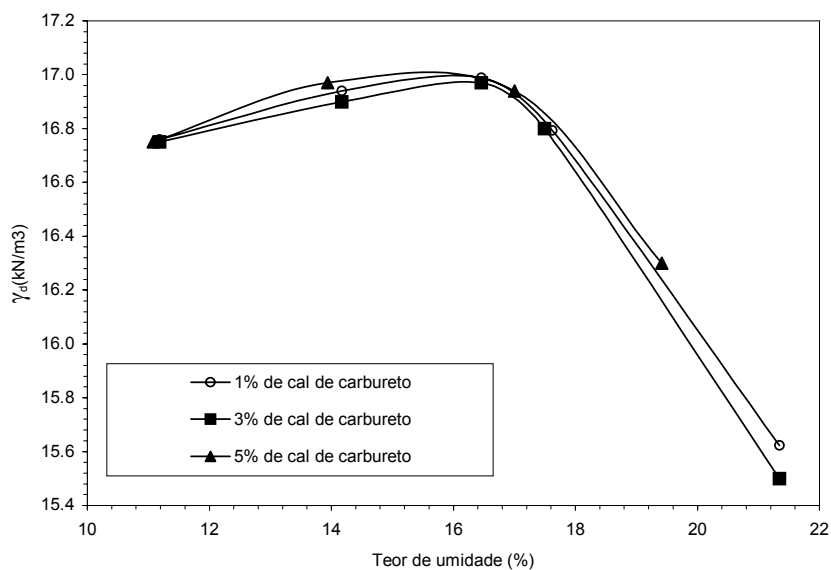


Figura 4.17 - Curvas de compactação para mistura de 80% de solo e 20 % de cinza pesada com diferentes teores de cal de carbureto.

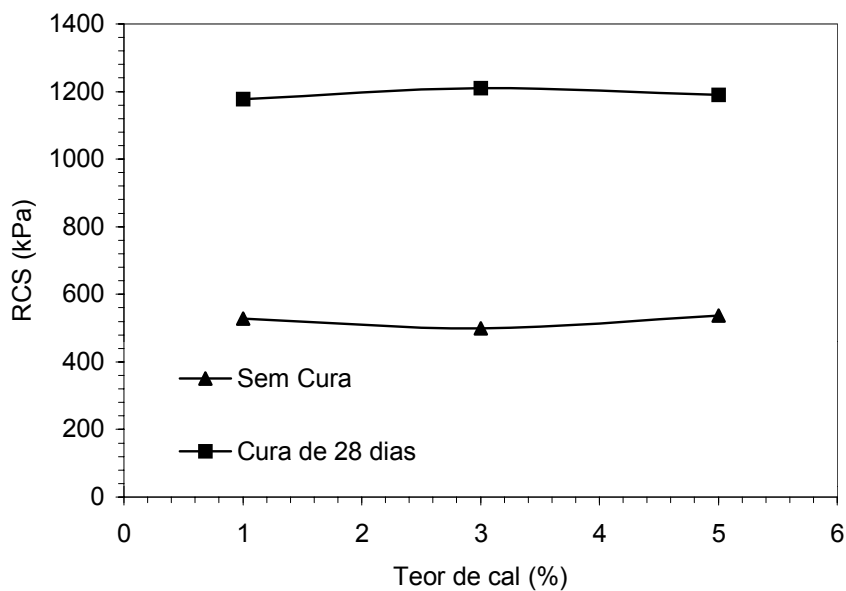


Figura 4.18 - Variação do valor de RCS com o teor de cal de carbureto para mistura de 80% de solo e 20 % de cinza pesada.

4.3.4 Influência do teor de cinza pesada

O teor mínimo de cal de carbureto para as misturas contendo diferentes teores de cinza pesada também foram determinados através do método do ICL. A Figura 4.19 apresenta a variação do pH com o teor de cal, para misturas contendo 0%, 20%, 33%, 50% e 100% de cinza pesada. Verifica-se que, independente da quantidade de cinza na mistura, 1% de cal é suficiente para satisfazer as reações imediatas. A fim de garantir o desenvolvimento das reações pozolânicas adotou-se, para todas as misturas, o valor de 5% de cal, ou seja, o valor indicado pelo método proposto por Rogers *et al* (1997), mais 4% conforme indicado por Townsend e Klym (1966).

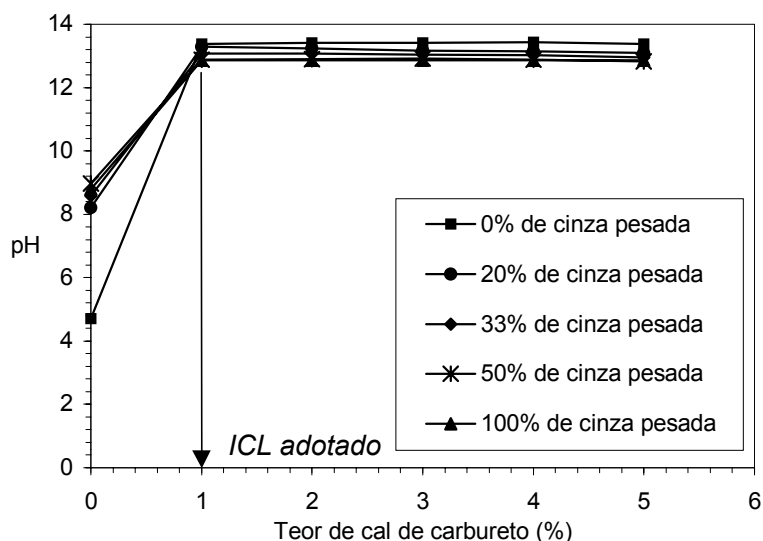


Figura 4.19 - Verificação do teor mínimo de cal para misturas contendo diferentes quantidades de cinza pesada.

A Figura 4.20 apresenta as curvas de compactação obtidas para a energia de Proctor Modificado, para as misturas contendo diferentes quantidades de cinza pesada. Qualitativamente, pode-se observar que o acréscimo na quantidade de cinza pesada na mistura faz com que a umidade ótima aumente e o peso específico aparente seco diminua.

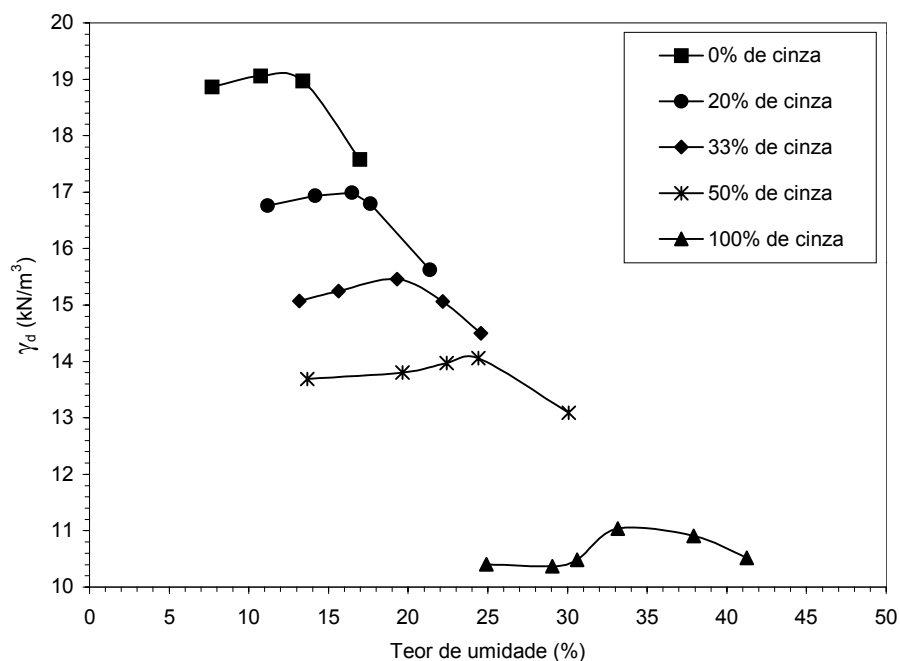


Figura 4.20 – Curvas de compactação utilizando energia de Proctor Modificada, obtidas para misturas contendo diferentes proporções de cinza pesada.

As Figuras 4.21 e 4.22 apresentam a variação dos parâmetros de compactação em função da quantidade de cinza pesada na mistura. Na Figura 4.21 observa-se que a umidade ótima cresce com um ajuste aproximadamente linear, no qual $r^2=0,99$. A umidade ótima para a mistura que não contém cinza pesada foi de 12,7%, crescendo para 35% na mistura contendo somente cinza pesada e cal. Um fato importante observado, e já comentado no item 4.3.1, é que apesar da cinza pesada apresentar a granulometria predominante de areia, o aumento de sua quantidade na mistura causa aumento da umidade ótima. Levantou-se a hipótese de que o aumento da umidade ótima com o crescimento da quantidade de cinza pesada ocorre porque parte da água adicionada ocupa os vazios dos grãos de cinza. Na Figura 4.22 verifica-se que o peso específico máximo seco reduz com o aumento do teor de cinza. Esta redução da densidade com o aumento de cinza era esperado, tendo em vista que o valor da densidade real dos grãos da cinza (2,08) é bem inferior ao do solo (2,67).

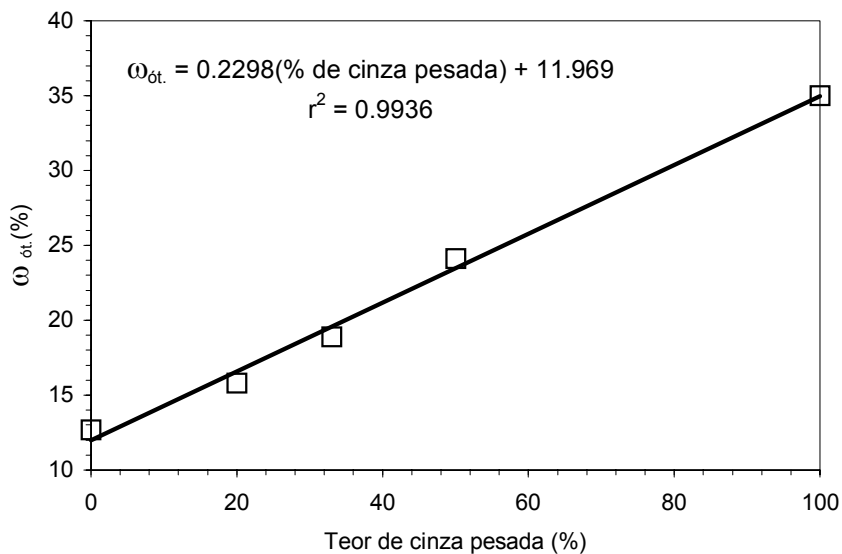


Figura 4.21 - Variação da umidade ótima com o teor de cinza pesada nas misturas.

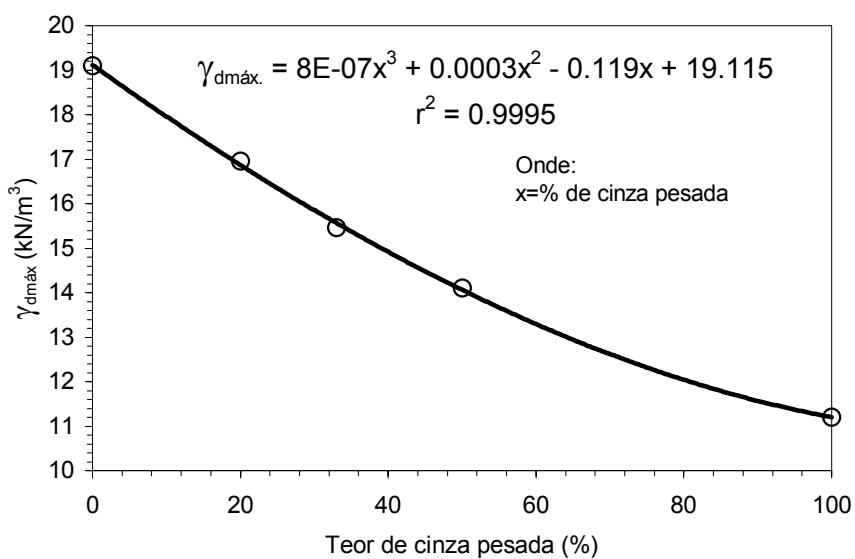


Figura 4.22 - Variação do peso específico máximo seco com o teor de cinza pesada nas misturas.

A Figura 4.23 apresenta a variação da resistência à compressão simples com o teor de cinza pesada na mistura de solo-cinza-cal, para amostras sem cura e amostras curadas por 28 dias. Observa-se que para amostras não curadas ocorre

redução do valor de RCS com o aumento do teor de cinza pesada. Amostras não curadas que não continham cinza pesada apresentaram resistência média de 602kPa, enquanto que nas amostras com 100% de cinza pesada a resistência reduziu para 390kPa, ou seja, houve uma redução de 35% no valor de RCS. Para amostras curadas, o valor de RCS aumentou com o crescimento do teor de cinza pesada na mistura, atingindo o valor máximo para amostras com 100% de cinza pesada. Amostras curadas, sem cinza pesada, apresentaram resistência média de 652kPa. O valor da resistência cresceu para 2388kPa em amostras contendo 100% de cinza pesada, ou seja, um aumento de 3,7 vezes. No entanto, verifica-se que existem duas taxas de crescimento de resistência bem definidas em função do teor de cinza da mistura. Até 50% de cinza pesada, o crescimento de resistência pode ser representado por uma reta com o coeficiente angular de 0,23. De 50% a 100% de cinza pesada, pode ser representado com outra reta, na qual o coeficiente angular reduz para 0,12, ou seja, ocorre uma redução de aproximadamente 50% na taxa de ganho de resistência para teores de cinza acima de 50%.

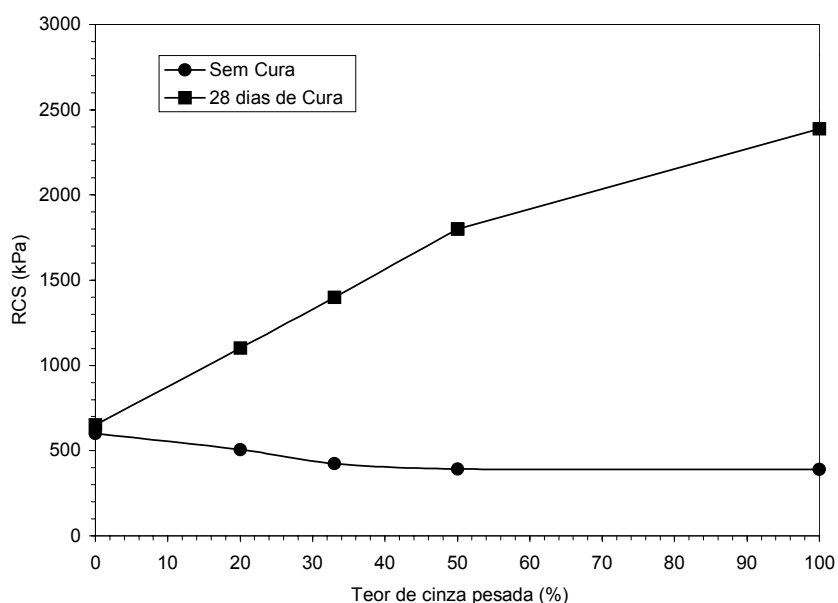


Figura 4.23 - Variação da resistência à compressão simples (RCS) com o teor de cinza pesada.

A Tabela 4.11 apresenta a relação entre a resistência à compressão simples obtida aos 28 dias de cura (RCS_{28}) e a resistência à compressão simples de amostras não curadas (RCS_0), com a mesma quantidade de cinza pesada. Esta relação mostra, indiretamente, a quantidade de produtos cimentantes formados durante o período de cura. Pode-se observar que na amostra sem cinza pesada as reações pozolânicas praticamente não ocorreram, pois a relação foi igual a 1,08. Isto indica que o solo residual de arenito é muito pouco reativo com a cal de carbureto até 28 dias de cura. A baixa reatividade deste solo com cal para baixos tempos de cura já havia sido verificado por Núñez (1991) e Carraro (1997). Observa-se, por outro lado, que a cinza pesada é bastante reativa com a cal de carbureto, pois conforme cresce a sua quantidade na mistura, cresce a relação RCS_{28}/RCS_0 . A maior quantidade de produtos cimentantes é obtida para misturas contendo somente cinza pesada e cal de carbureto. Porém, um ponto que deve ser levado em consideração é que apesar da amostra contendo somente cinza pesada e cal de carbureto apresentar a maior quantidade de produtos cimentantes, e por consequência a maior resistência, esta mistura quando não curada é muito frágil e de baixa trabalhabilidade (difícil compactação). Isto deve ser levado em consideração na definição de misturas em projetos na prática de engenharia.

Tabela 4.11 - Relação RCS_{28}/RCS_0 para misturas contendo diferentes teores de cinza pesada.

Teor de cinza (%)	RCS_{28}/RCS_0
0	1,08
20	2,17
33	3,30
50	4,59
100	6,12

A Figura 4.24 apresenta a variação do coeficiente de durabilidade (C_d) com o teor de cinza adotado. Segundo Marcon (1977), valores de C_d superiores a 0,80 atestam que a mistura apresenta boa durabilidade. Com base nestes parâmetros, pode-se verificar que somente amostras sem cinza pesada apresentam baixa

durabilidade, com o valor de C_d igual a 0,77. Todas as amostras contendo cinza pesada apresentaram valores de C_d superiores a 0,90, o que vem a comprovar que a cimentação é mantida após ciclos de molhagem e secagem. Verifica-se, também, que o coeficiente de durabilidade aumenta com o teor de cinza na mistura, atingindo o valor máximo para a mistura contendo 100% de cinza pesada.

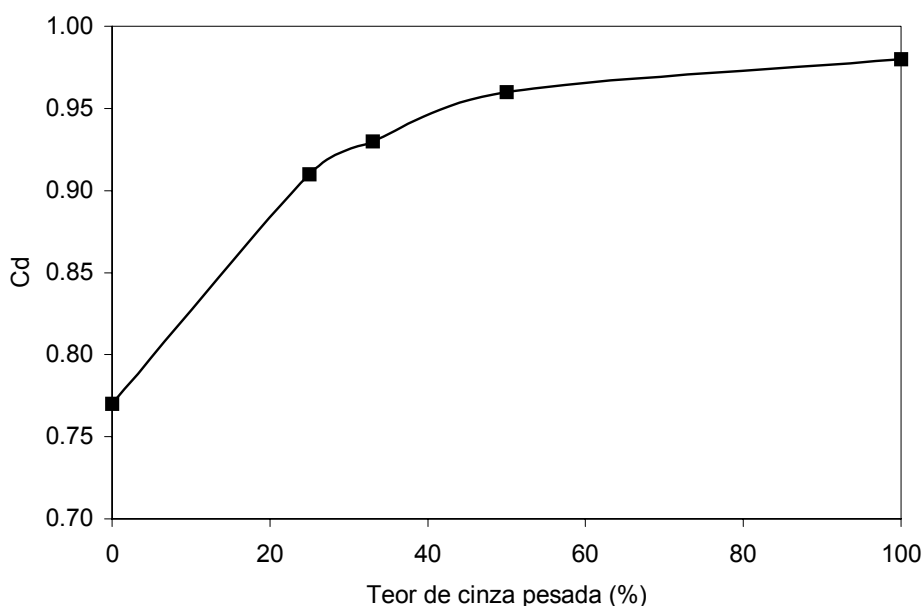


Figura 4.24 - Variação do coeficiente de durabilidade (C_d) com o teor de cinza pesada.

4.3.5 Determinação da mistura ótima

Com base nos resultados apresentados nos itens anteriores, foi possível chegar à definição de qual a mistura ótima a ser utilizada na seqüência dos trabalhos. Segundo TRB (1976), a proporção de cada material em uma mistura de solo-cinza-cal deve garantir:

- resistência e durabilidade adequada para seu propósito de utilização;
- boa trabalhabilidade, isto é, que seja de fácil manuseio e compactação;
- economia em relação a outras técnicas.

Como já visto, o teor de cal na mistura, para o tempo de projeto de 28 dias, não influenciou os resultados de RCS. Portanto, o teor de 5% de cal de carbureto foi considerado adequado para atingir os objetivos propostos neste trabalho.

Se fosse seguida somente a condição (a) descrita anteriormente, o teor ideal de cinza pesada deveria ser 100%, ou seja, cinza pesada mais cal de carbureto, tendo em vista que a melhor resistência e durabilidade são obtidas para este teor. No entanto, a condição (b) não foi totalmente assegurada com este teor de cinza pesada. Apesar dos corpos-de-prova terem sido moldados quando havia somente cinza pesada, observou-se dificuldade para compactação e uma grande fragilidade dos mesmos quando não curados, sendo difícil até mesmo o seu manuseio após a desmoldagem. A RCS de corpos-de-prova não curados indicam a “fragilidade” destas misturas pois observa-se, na Figura 4.23, que a resistência de amostras não curadas, decresce com o aumento da cinza pesada. Portanto, observando as condições (a) e (b), pode-se afirmar que a mistura contendo 50% de cinza pesada e 50% de solo residual é considerada a mistura ideal. Deve-se levar em consideração, também, que acima de 50% de cinza pesada, além da diminuição da trabalhabilidade, a taxa de ganho de resistência reduz praticamente pela metade. Esta quantidade de cinza na mistura é muito superior àquela recomendada pela TRB (1976). Segundo esta publicação, o teor recomendado de cinza+cal para estabilização de solos varia de 12% a 30%. Em virtude disto, os trabalhos já realizados com utilização de cinza volantes do sul do país se concentram nesta faixa de valores, tornando difícil a comparação dos resultados (Ceratti, 1979; Silva, 1981; Zwonok & Chies, 1989; Fogaça & Ceratti, 1995; Carraro, 1997).

Quanto à mistura ser mais econômica do que outras técnicas, esta questão é mais complexa e deve ser analisada caso a caso. Por se tratar de um resíduo industrial, parece intuitivo que quanto maior a quantidade que for possível utilizar, maiores serão os benefícios. No entanto, o que pode inviabilizar a utilização de resíduos é a distância de transporte dos mesmos uma vez que, atualmente, o custo dos resíduos propriamente ditos, é praticamente nulo. Para o caso da cinza pesada de Charqueadas, que atualmente está sendo colocada em minas já exploradas à distância de transporte de 70km, qualquer aumento no custo de transporte só seria verificado a partir desta distância. Estudo realizado por Zwonok & Chies (1989), que visava a utilização de cinza volante com cal comercial para a estabilização de solos

em bases de rodovias no Rio Grande do Sul, concluíram que em uma mistura contendo 15% de cinza volante e 5% de cal comercial, a construção de bases pozolânicas era competitiva com bases de brita graduada, para distância de transporte de até 226km. Ainda dentro da variável custo, existem outros fatores que devem ser levados em consideração, como os custos de obras de proteção ambiental e armazenamento dos resíduos. Clarke (1994), ao realizar um levantamento mundial da utilização de resíduos de carvão, verificou que países com legislações ambientais mais restritas tendem a utilizar maiores quantidades de resíduos, quando comparados com países com regulamentações brandas ou onde a disposição é barata.

4.3.6 Influência do tempo de cura

4.3.6.1 Resistência à compressão simples e diametral

A Tabela 4.12 apresenta a variação da resistência à compressão simples (RCS) e diametral (RCD) de amostras da mistura ótima, curadas à temperatura constante de $23\pm 1^{\circ}\text{C}$, nos tempos de cura de 7, 14, 21, 28, 60, 90, 120, 150 e 180 dias. Verifica-se que o tempo de cura é uma das principais variáveis no desenvolvimento das reações pozolânicas, estando de acordo com os diversos trabalhos encontrados na literatura, os quais salientam a importância desta variável nos valores de resistência de misturas contendo estabilizantes pozolânicos, curadas a temperatura ambiente ou próxima a esta (Chu *et al.*, 1955; Mateos & Davison, 1963, Gray & Lin, 1972; TRB, 1976; Mallmann, 1996; Carraro, 1997). Com o aumento do tempo de cura houve crescimento na resistência. Observa-se que para a idade de projeto adotada (28 dias), a mistura terá alcançado somente 28,4% do valor da resistência total, a qual é obtida aos 120 dias.

Tabela 4.12 – Resultados de resistência à compressão simples (RCS) e resistência à compressão diametral (RCD), obtidas em diferentes tempos de cura.

Idade (dias)	RCS (kPa)	RCD (kPa)
7	388,77	60,13
14	686,83	100,95
21	903,18	141,09
28	1708,12	251,81
60	4329,15	659,14
90	5288,34	802,03
120	6009,86	932,92
150	5993,94	939,77
180	6105,23	969,39

Na Figura 4.25 estão plotados os dados de resistência à compressão simples da Tabela 4.12, em função do tempo de cura. Observa-se que a taxa de variação de resistência com o tempo de cura, a qual está relacionada indiretamente com a velocidade de desenvolvimento das reações pozolânicas, é diferente para diferentes intervalos de tempos de cura. Tentando quantificar esta diferença, procurou-se dividir a curva em diferentes segmentos de reta para cada intervalo de tempo, como mostrado na Figura 4.25. Os coeficientes angulares destas retas indicam, indiretamente, qual a taxa de ganho de resistência com o tempo de cura. A seguir são apresentadas as equações obtidas através de regressão linear para cada intervalo de tempo de cura, juntamente com o respectivo coeficiente de determinação.

$$7-21 \text{ dias : } \text{RCS (kPa)} = 36,74 (\text{tempo}) + 145,18 \quad (r^2=99,17\%) \quad [4.1]$$

$$21-60 \text{ dias : } \text{RCS (kPa)} = 86,01 (\text{tempo}) - 811,69 \quad (r^2=99,67\%) \quad [4.2]$$

$$60-120 \text{ dias : } \text{RCS (kPa)} = 28,01 (\text{tempo}) + 2688,10 \quad (r^2=99,34\%) \quad [4.3]$$

$$120-180 \text{ dias : } \text{RCS (kPa)} = 1,59 (\text{tempo}) + 5797,90 \quad (r^2=62,77\%) \quad [4.4]$$

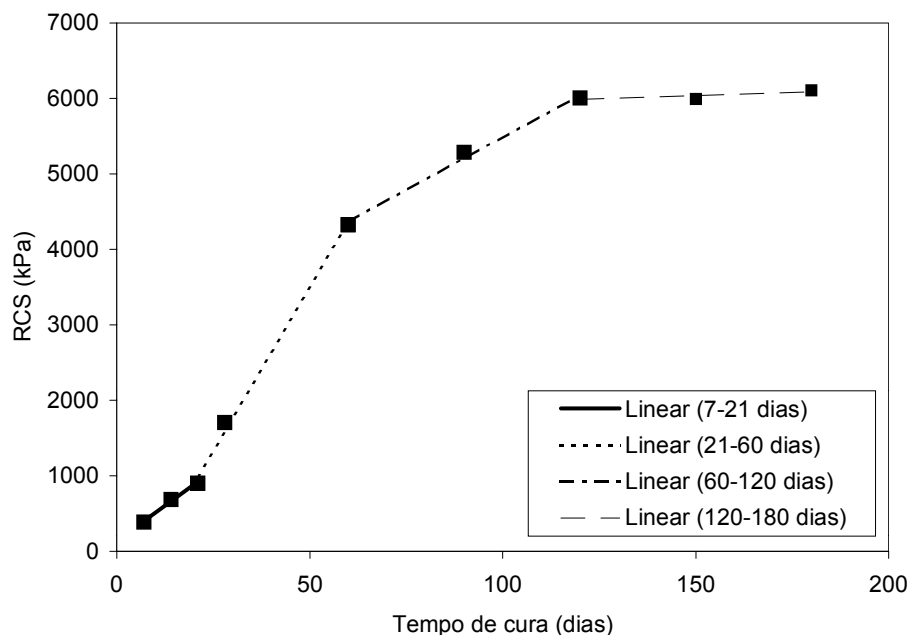


Figura 4.25 – Variação da resistência à compressão simples (RCS) da mistura ótima, com o tempo de cura.

Verifica-se que a maior taxa de crescimento de resistência ocorre no período de cura de 21 a 60 dias (coeficiente angular = 86,01). Neste período, a taxa de ganho de resistência foi 2,34; 3,07; e 54,0 vezes maior do que nos intervalos entre 7-21 dias, 60-120 dias e 120-180 dias, respectivamente. Não existe um consenso entre os trabalhos publicados sobre o modelo que interrelaciona a resistência com o tempo de cura. Nardi (1975), que estudou a variação da resistência até 28 dias de cura, apontou uma relação linear entre a RCS e o tempo de cura. Ceratti (1979) observou que a relação é linear entre RCS e o logarítmico dos tempos. Carraro (1997) também encontrou a mesma relação que o último autor, até idades de cura de 90 dias; a partir desta idade até 180 dias de cura, houve um grande incremento na taxa de ganho de resistência. Devido à complexidade que envolve o desenvolvimento das reações pozolânicas e, por conseqüência, o ganho de resistência, além das particularidades de cada programa experimental, torna-se muito difícil tentar generalizar um único modelo para diferentes tipos de materiais ou processos. Por exemplo, para o caso em estudo, as reações pozolânicas praticamente cessaram após 120 dias de cura, o que foi uma grande surpresa já que resultados apresentados pela TRB (1976) mostravam que em misturas de bases de

pavimentos que continham materiais pozolânicos, a resistência continuava a se desenvolver mesmo após anos da execução.

A Figura 4.26 apresenta a relação entre RCD e RCS obtida para diferentes idades de cura, o que corresponde a diferentes níveis de cimentação. Esta figura é importante para ilustrar a relação linear entre a RCD e RCS existente entre materiais cimentados. Estes resultados concordam, qualitativamente, com os dados obtidos por Prietto (1996), que estudou o mesmo solo utilizado no presente trabalho, porém estabilizado com cimento. A diferença entre os dados foi no valor da relação RCD/RCS, que aquele autor encontrou como sendo igual 0,135, enquanto neste trabalho o valor encontrado foi de 0,155.

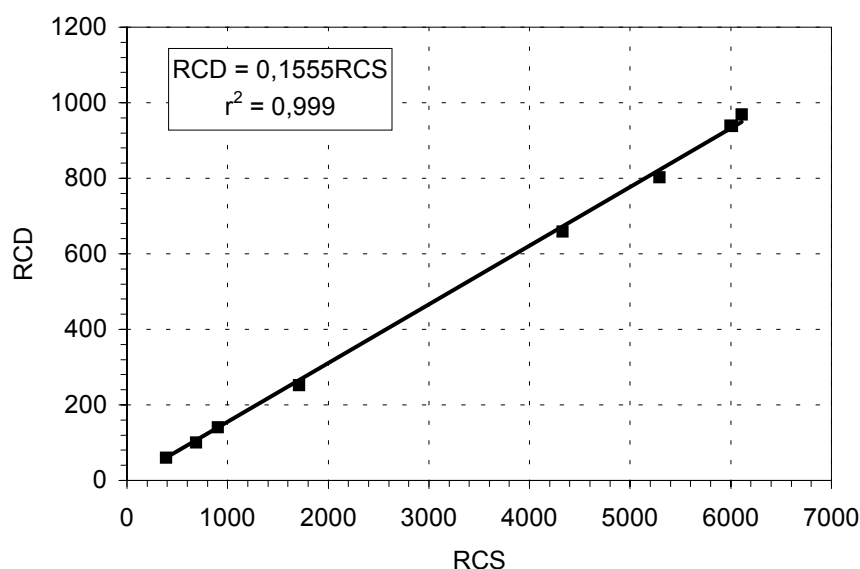


Figura 4.26 – Variação da resistência à compressão diametral (RCD) em função da resistência à compressão simples (RCS).

4.3.6.2 Variação do pH

A Figura 4.27 apresenta a variação do valor do pH com o tempo de cura. Como esperado, o pH reduz com o tempo de cura, indicando o consumo de hidroxilas no processo das reações pozolânicas. Verifica-se que o consumo de

hidroxilas é variável no decorrer do processo de cura, sendo que o maior consumo é obtido nos tempos intermediários (28 a 90 dias). Após 120 dias de cura, o valor de pH praticamente não se altera, concordando com os resultados de RCS. No entanto, verifica-se que o valor de pH, mesmo após 180 dias de cura, manteve-se elevado o suficiente (12,03) para que ocorresse a solubilização da sílica ($\text{pH} > 11$). Isto levantou a hipótese de que as reações pozolânicas tenham cessado após 120 dias devido à falta de Ca^{++} livre no sistema, uma vez que a quantidade de cinza pesada adotada certamente fornece sílica suficiente para a ocorrência das reações pozolânicas.

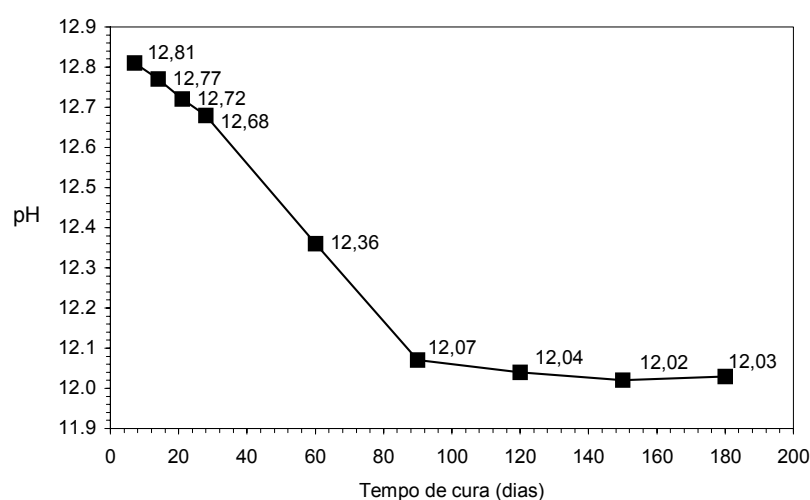


Figura 4.27 – Variação do valor do pH com o tempo de cura.

4.3.6.3 Condutividade hidráulica

Castro (1981) observou que a condutividade hidráulica de uma mistura contendo pozolanas pode diminuir devido aos bloqueios dos canais, poros e fissuras pelos produtos da reação pozolânica. O mesmo autor afirmou que o coeficiente de condutividade hidráulica (k) pode servir, em alguns casos, para verificar a ocorrência ou não das reações pozolânicas. Ensaios de condutividade hidráulica foram realizados nos tempos de cura de 7, 28, 60 e 120 dias. A Figura 4.28 apresenta os resultados obtidos para estas amostras. Verifica-se que a condutividade hidráulica

reduz com o aumento do tempo de cura, confirmando o que foi postulado por Castro (1981). Para 7 dias, o valor de condutividade hidráulica foi de $2,85 \times 10^{-7} \text{ m/s}$; este valor decresceu para $8,55 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ na idade de 120 dias, ou seja, uma redução de aproximadamente 33 vezes na condutividade hidráulica. Estes resultados estão de acordo com aqueles encontrados por Brandl (1981) e Ghosh & Subbarao (1998), que observaram a redução da condutividade hidráulica com o tempo de cura. Para estes autores, este fato ocorre pelo preenchimento dos vazios da mistura com um gel de silicato hidratado de cálcio.

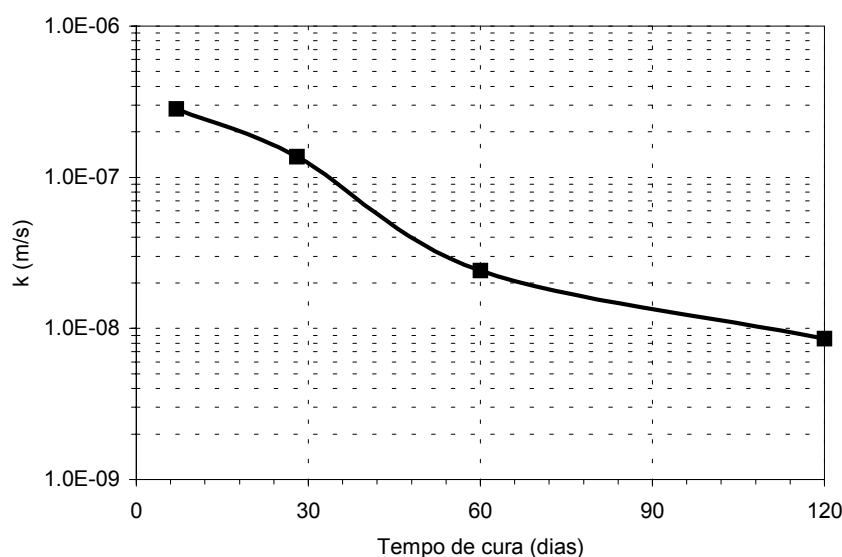


Figura 4.28 – Variação da condutividade hidráulica da mistura ótima com o tempo de cura.

Um fato interessante que pode ser observado a partir destes resultados de condutividade hidráulica é que mesmo uma mistura contendo materiais siltosos, como é o caso do solo natural e a cinza pesada, quando misturados com cal e após uma cura apropriada, podem apresentar valor de condutividade hidráulica na ordem de 10^{-9} m/s . Este é o valor usualmente requerido para *liners* e cobertura de aterros sanitários (Moo-Young & Zimme, 1996).

4.3.6.4 Difração de raio X

A Figura 4.29 apresenta os resultados dos ensaios de difração de raio X de amostras da mistura ótima não submetida ao processo de cura e curada por 120 dias. Analisando os picos do difratograma da amostra sem cura é possível verificar a presença dos seguintes compostos: caolinita (C), mulita (M), hidróxido de cálcio (CH), quartzo (Q), carbonato de cálcio (CO) e hematita (F) (Klein & Hurlvut Jr., 1977; Santos, 1975; Moore & Reynolds Jr., 1989; Mitchell, 1993). A caolinita e o quartzo são os principais componentes do arenito botucatu. Calarge *et al.* (1998) realizaram ensaio difratométrico da cinza pesada de Charqueadas e verificaram a presença de quartzo, mulita e hematita. Verifica-se que todos estes componentes foram observados na amostra não curada. Ainda foi observada, nesta amostra, a presença de hidróxido de cálcio e carbonato de cálcio, os quais são provenientes da cal de carbureto.

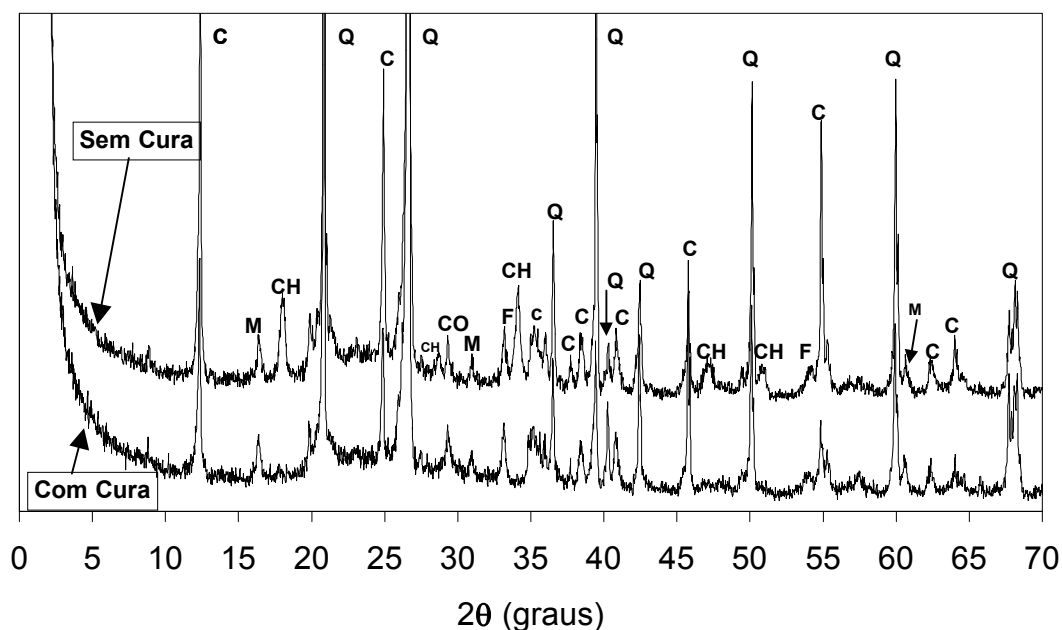


Figura 4.29 – Resultado da difração de raio X de amostra não curada e submetida ao processo de cura por 120 dias.

Na amostra curada, por outro lado, a única diferença observada foi o desaparecimento dos picos relativos ao hidróxido de cálcio. Isto pode ser melhor visto na Figura 4.30, onde os difratogramas foram ampliados. O pico principal do silicato hidratado de cálcio (CSH), com distância interplanar de 30,3nm ($2\theta=29,3^\circ$), é coincidente com o pico de carbonato de cálcio. Isto torna a tarefa de identificar novas fases pela intensidade do pico principal praticamente impossível pois no processo de mistura, mesmo que indesejado, sempre ocorrerá a formação de alguma quantidade de CaCO_3 (CO). Outro agravante, citado por Metha (1986, *apud* Isaia, 1995), é o caráter pouco cristalino de CSH o qual, mesmo estando presente na mistura, pode ser mascarado pelo carbonato de cálcio. O pico secundário do CSH, que corresponde à distância interplanar de 28,5nm ($2\theta=31,5^\circ$), neste caso coincide com o pico de mulita. No entanto, pode-se afirmar que o hidróxido de cálcio foi utilizado para a formação de CSH (o que já foi comprovado pelo aumento de resistência), uma vez que o pico de carbonato de cálcio ficou com a mesma intensidade, tanto na amostra não curada como na curada. Os resultados de difração reforçam a hipótese de que as reações pozolânicas cessaram aos 120 dias pela ausência de íons Ca^{++} livres no sistema.

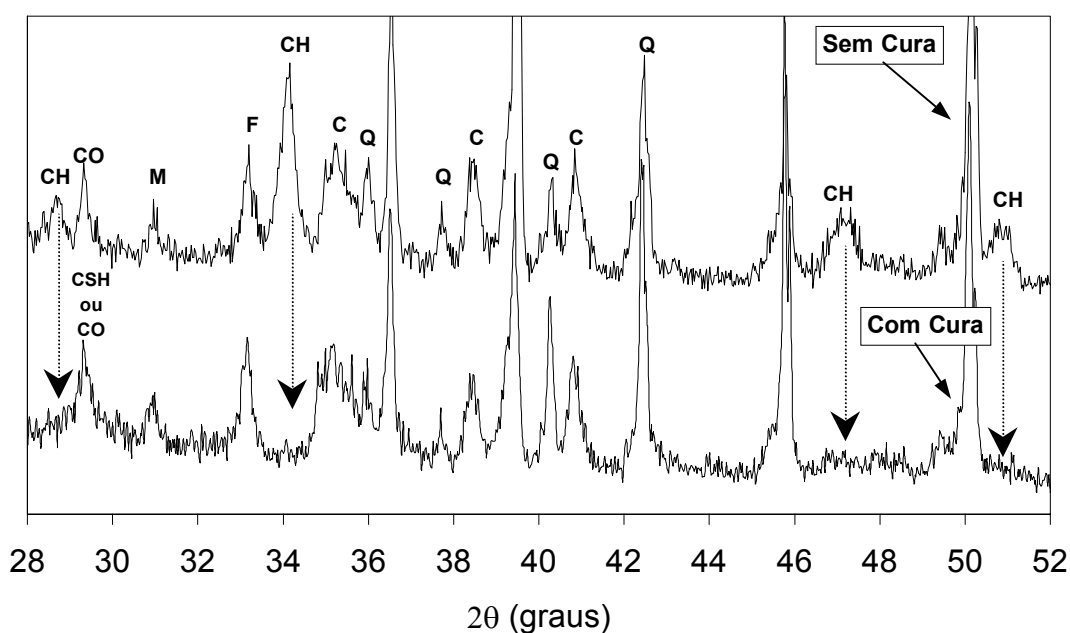


Figura 4.30 – Resultados de difração de raio X em escala ampliada.

4.3.7 Parâmetros de resistência e deformabilidade

Os parâmetros de resistência e deformabilidade da mistura ótima foram obtidos através de ensaios triaxiais drenados (CID). Foram realizados 3 ensaios nas tensões confinantes de 25kPa, 50kPa e 100kPa. Os ensaios foram realizados em corpos-de-prova curados por 28 dias a temperatura constante de $23\pm 1^\circ\text{C}$. A seguir são apresentados os resultados obtidos nos ensaios triaxiais.

4.3.7.1 Parâmetro B

A verificação da saturação foi feita através da obtenção do parâmetro B de Skempton, após a aplicação do último incremento de contra-pressão. Os valores dos parâmetros B encontrados foram: 0,69 para o ensaio com $\sigma_3=25\text{kPa}$; 0,76 para o ensaio com $\sigma_3=50\text{kPa}$ e 0,72 para o ensaio com $\sigma_3=100\text{kPa}$. Observa-se que em todos os casos o parâmetro é menor que a unidade, tendo um valor médio de 0,73 (C.V.=4,94%). Estes resultados estão de acordo com aqueles encontrados por Prietto (1996) e Carraro (1997), os quais obtiveram valores de $B=0,72$ e $B=0,65$, para ensaios no arenito estabilizado com cimento e cinza-cal, respectivamente. Valores de parâmetro B menores que a unidade são característicos de solos com estrutura muito rígida. (Lee *et al.*, 1969).

4.3.7.2 Curvas tensão desvio x deformação

A Figura 4.31 apresenta as curvas tensão desvio (σ_d) x deformação axial (ε_{axial}) obtidas para as tensões efetivas confinantes de 25kPa, 50kPa e 100kPa. Verifica-se que o material tem o comportamento típico de materiais cimentados, ou seja, bastante rígido inicialmente, aparentemente linear até atingir um ponto de plastificação, a partir do qual o material experimenta deformações plásticas crescentes (Prietto, 1996). A ruptura ocorre em um valor de tensão desvio de pico bem definida. O comportamento após o pico caracteriza-se pela perda drástica de resistência até atingir um estado último, onde a tensão desvio mantém-se

praticamente constante com o aumento da deformação axial. Todos os ensaios apresentaram, portanto, ruptura frágil com um plano de ruptura bem definido, formando um ângulo ($\theta_{rup.}$) com o plano de aplicação das tensões σ_1 que variou de 60° a 65°.

A Figura 4.32 apresenta as curvas de deformação volumétrica (ε_v) x deformação axial (ε_{axial}) para as 3 tensões aplicadas. Observa-se que o material apresenta uma compressão inicial seguida de expansão, a qual possui inicialmente um grande gradiente, reduzindo após a ruptura e finalmente tendendo a um valor constante. Verifica-se que quanto maior a tensão confinante, menor será a expansão absoluta. Na prática de fundações superficiais os materiais são submetidos a um nível muito baixo de tensão confinante. Pode-se esperar, portanto, que o material tenha um comportamento totalmente expansivo quando solicitado.

4.3.7.3 Envoltória e parâmetros de resistência

A Figura 4.33 apresenta a envoltória de resistência de pico da mistura ótima, apresentada no espaço p' x q , juntamente com os parâmetros de resistência de pico coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo. Observa-se que para o nível de tensões confinantes adotado, a envoltória de ruptura é linear. A coesão e o ângulo de atrito efetivo do material são 406kPa e 47,9°, respectivamente.

A coesão obtida para o material é oriunda da forte cimentação das partículas pelos produtos das reações pozolânicas. Segundo Mitchell (1993), a cimentação das partículas pode aumentar a resistência de um material, devido à coesão, em até centenas de kPa. Resultados apresentados por Prietto (1996) para o mesmo solo residual de arenito utilizado nesta pesquisa, mostraram que a coesão efetiva do material varia linearmente com o nível cimentação, ou seja, com o aumento do teor de cimento na mistura. O autor encontrou valores de coesão efetiva variando de 60kPa para 1% de cimento, a 280kPa para 5% de cimento. Em suma, existe um consenso de que a cimentação infere um aumento da coesão efetiva ao material (Gens & Nova, 1993).

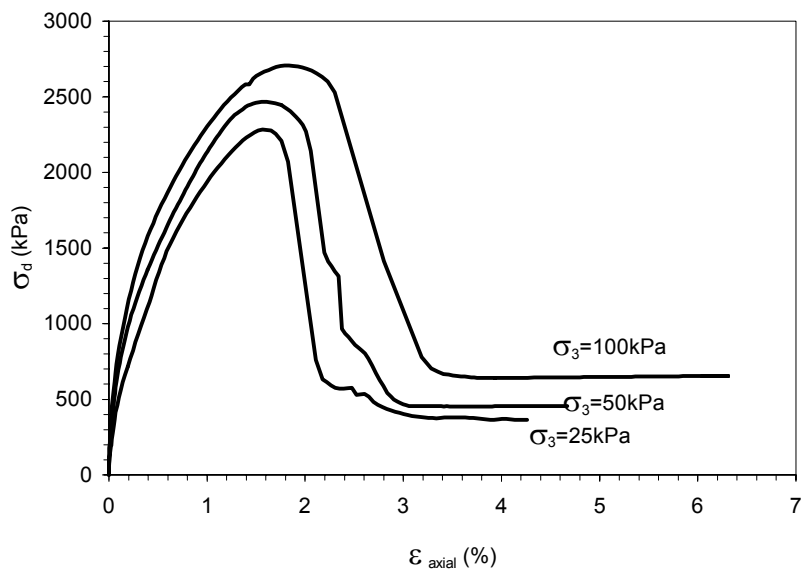


Figura 4.31 – Curvas tensão desvio x deformação axial da mistura ótima curada por 28 dias.

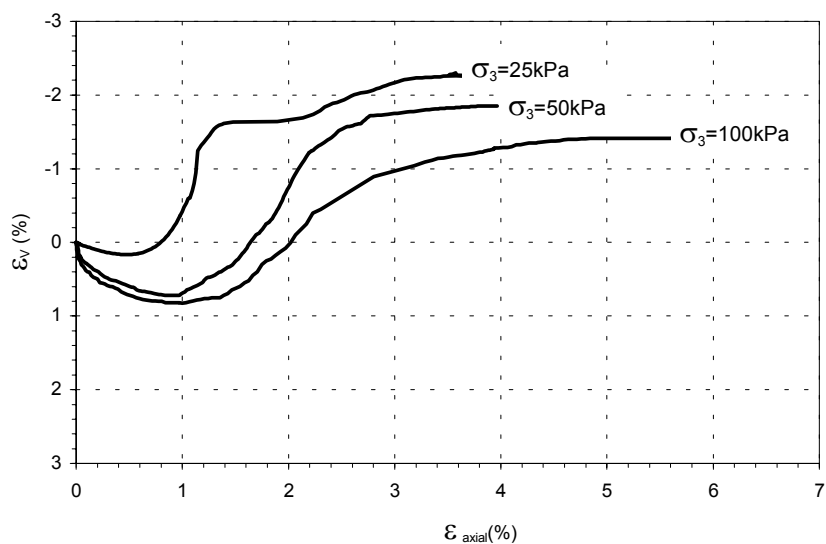


Figura 4.32 - Curvas deformação volumétrica x deformação axial da mistura ótima curada por 28 dias.

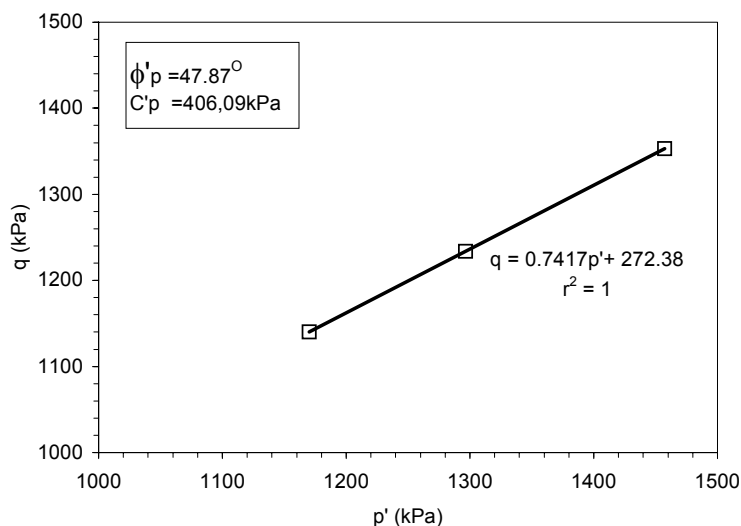


Figura 4.33 – Envoltória de ruptura de pico e os respectivos parâmetros de resistência para a mistura ótima curada por 28 dias.

Quanto ao ângulo de atrito, não existe opinião comum sobre qual a influência da cimentação neste parâmetro. Alguns autores afirmam que o nível de cimentação não altera o valor do ângulo de atrito uma vez que obtiveram, em seus respectivos trabalhos, ângulos de atrito da mesma ordem de grandeza para materiais não cimentados e materiais artificialmente cimentados (Clough *et al.*, 1981; O'Rourke & Crespo, 1988, Consoli *et al.*, 1997). Outros autores, no entanto, afirmam que o nível de cimentação altera os ângulos de atrito interno do material, aumentando-os (Lade & Overton, 1989; Huang & Airey, 1993; Rohlfes Jr., 1996; Prietto, 1996; Carraro, 1997). No entanto, sob baixos níveis de tensões confinantes, a resistência de pico do material cimentado resulta basicamente da parcela de coesão (Coop & Atkinson, 1993).

4.3.7.4 Deformabilidade

A Figura 4.34 apresenta o módulo secante (E_s) calculado em relação à origem, em função das deformações axiais (ε_{axial}), para as tensões confinantes de 25kPa, 50kPa e 100kPa. O gráfico foi plotado utilizando escala logarítmica para as

deformações, a fim de permitir a análise de variação dos módulos nas deformações menores que 0,01%. Esta forma de apresentação foi sugerida por Jardine *et al.* (1984) e tem sido utilizada nos trabalhos realizados na UFRGS com solos cimentados artificialmente (Prietto, 1996; Carraro, 1997). Observa-se que o módulo secante decresce com o aumento das deformações axiais e que a tensão confinante não influencia significativamente os resultados. Por exemplo, para a tensão confinante de 25kPa e deformação axial de 0,01%, o valor do módulo secante é de aproximadamente 1500MPa; este valor reduz para em torno de 200MPa para 1% de deformação. Este tipo de comportamento é característico de solos cimentados e está de acordo com resultados obtidos por outros autores (Bressani, 1990; Prietto *et al.*, 1997). Verifica-se, também, que qualitativamente o valor do módulo secante é pouco influenciado pelo nível de tensão confinante. Para melhor analisar a influência da tensão confinante no valor do módulo secante, pegou-se como referência os valores de módulos obtidos a 0,01%, 0,1% e 1,0% de deformação axial.

A Figura 4.35 apresenta a variação do módulo secante normalizado pela pressão atmosférica, para os três níveis de deformação especificados, em função da tensão confinante também normalizada pela tensão atmosférica. Observa-se que, de modo geral, o valor de E_s cresce com o aumento da tensão confinante, sendo menor o crescimento quanto maior é o nível de deformação axial. As curvas apresentadas na Figura 4.35 podem ser ajustadas pela expressão geral, proposta por Janbu (1963):

$$E = kp_a \left(\frac{\sigma'_3}{p_a} \right)^n \quad [4.5]$$

Onde: E é o módulo de deformação; p_a é a pressão atmosférica; σ'_3 é a tensão confinante efetiva inicial do ensaio de triaxial drenado; k e n são parâmetros adimensionais da mistura.

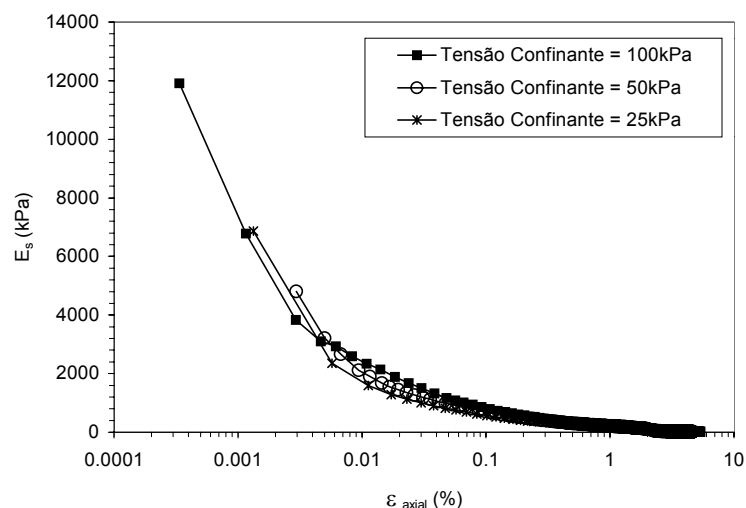


Figura 4.34 – Variação do módulo secante com a deformação axial para a mistura ótima curada por 28 dias.

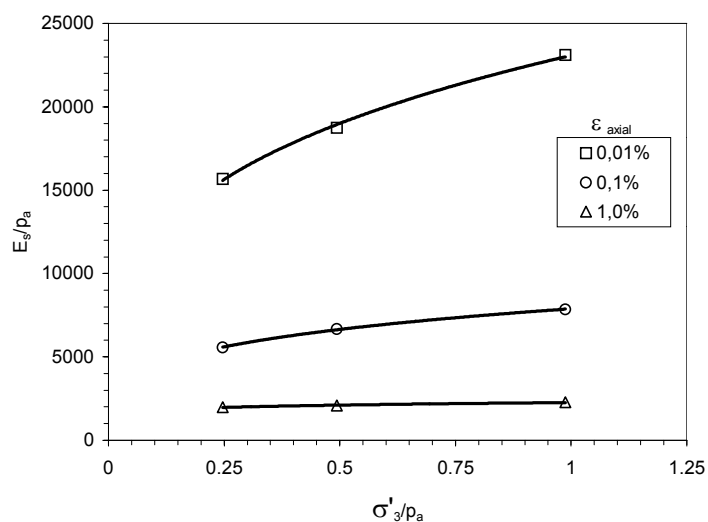


Figura 4.35 – Variação do módulo secante com a tensão confinante para as deformações axiais de 0,01%, 0,1% e 1%.

A Tabela 4.13 apresenta os coeficientes k e n , com os respectivos coeficientes de determinação, para as curvas apresentadas na Figura 4.35. Verifica-se que há um excelente ajuste destas curvas devido aos altos coeficientes de determinação obtidos. Os valores obtidos para o parâmetro k estão de acordo com os dados apresentados na bibliografia para solos cimentados (Prietto *et al.*, 1997). Já quanto aos valores do parâmetro n não existe um consenso entre os autores. Clough *et al.* (1981), no cálculo do módulo inicial, sugere que os valores de n variam

de 0,6 a 0,3 para uma areia cimentada, enquanto Prietto (1996), para deformação de 0,01%, apresenta valores variando de -0,04 até aproximadamente 0,2.

Tabela 4.13 – Valores observados de k , n e r^2 para os três diferentes níveis de deformação

ε_{axial}	k	n	r^2
0,01%	23082,0	0,2804	0,9981
0,1%	7892,2	0,2464	0,9993
1,0%	2264,6	0,1003	0,9845

4.3.8 Ensaio de extração total, lixiviação e solubilização

Embora a utilização de resíduos seja geralmente estimulada, deve existir sempre a preocupação com o potencial de contaminação ambiental. Deve ser levada em consideração qualquer carga adicional de poluição causada pela utilização do resíduo, seja ele como material de construção ou parte constituinte de um novo material. A principal preocupação dos organismos ambientais é quanto ao potencial de poluição das águas subterrâneas pelos resíduos. Portanto, a maioria dos testes consistem na verificação da solubilização e lixiviação de elementos-traço presentes no resíduo e transferidos para a água.

Neste estudo foram analisados os elementos: Cu, Zn, Mn, Cr, Ni, Pb, Cd, As, Hg, Al e Fe. A quantidade destes elementos foi determinada através de espectrofotometria de absorção atômica e forno de grafite. A Tabela 4.14 apresenta os resultados do ensaio de extração total da cinza pesada, obtidos por Tessari (1998), bem como resultados de extração total de alguns metais da cal de carbureto, fornecidos pela empresa White Martins Gases Industriais S. A. A concentração total dos elementos foi obtida através da digestão ácida nítrico-perclórico-fluorídrica ($\text{HNO}_3 + \text{HClO}_4 + \text{HF}$) das amostras. O processo foi repetido até a eliminação da matéria orgânica e da sílica, seguindo a metodologia de Tessier *et al.* (1979). O teor de matéria orgânica foi avaliado através da perda ao fogo a 400°C e o teor de enxofre (S_{total}) foi determinado com o método ISO 334 (1975).

Tabela 4.14 – Concentração total dos elementos-traço (metais) em amostras de cinza pesada e cal de carbureto.

Elemento	Cinza pesada*	Cal de carbureto**
Cu(mg/kg)	27	--
Zn(mg/kg)	56	--
Mn(mg/kg)	197	130
Cr(mg/kg)	56	--
Ni(mg/kg)	30	--
Pb(mg/kg)	21	43
Cd(mg/kg)	1,07	--
As (mg/kg)	52	--
Hg (µg/kg)	62,0	nd
Al (%)	5,6	--
Fe (%)	2,70	0,013
S _{total}	0,16	0,008
Material orgânica (%)	4,14	0,70

Fonte: *Tessari (1998) **White Martins Gases Industriais S. A. (Maio de 1999) nd = não detectável.

Tessari (1998) realizou ensaios específicos de lixiviação (NBR 10005 - ABNT 1987b) e solubilização (NBR 10006 - ABNT, 1987c) da cinza pesada. Os resultados destes ensaios, juntamente com os limites impostos pela NBR 10004 (ABNT, 1987a) para os respectivos metais, estão apresentados na Tabela 4.15. Verifica-se que nenhum dos metais presentes na composição química da cinza pesada foi lixiviado ou solubilizado em proporção maior do que aquela permitida segundo a NBR 10004 (ABNT 1987a). Portanto, a cinza pesada pode ser considerada como um material inerte. Sánchez *et al.* (1996) realizaram ensaios de lixiviação e solubilização na cinza pesada de Charqueadas e encontraram os mesmos resultados, classificando a cinza como um resíduo inerte. Huang & Lovell (1990) realizaram estudos de metais lixiviados de amostras de cinzas pesadas americanas e avaliaram a possibilidade de poluição dos lençóis freáticos. Com base nos resultados de ensaios de extração, proposto pela EPA (US *Environmental Protection Agency*), os autores caracterizaram as cinzas pesadas como materiais não tóxicos e as recomendaram

para uso como materiais de construção com diferentes aplicações na Engenharia Civil.

Tabela 4.15 – Resultados dos ensaios de lixiviação e solubilização da cinza pesada.

Elemento	Lixiviação		Solubilização	
	Ensaio NBR10005	Limites NBR10004	Ensaio NBR10006	Limites NBR10004
Cu (mg/l)	<0,002	100	<0,02	1
Zn (mg/l)	0,03	500	0,05	5
Mn (mg/l)	1,70	10	<0,01	0,1
Cr (mg/l)	0,005	5,0	0,003	0,05
Ni (mg/l)	0,08	--	0,10	--
Pb (mg/l)	0,002	5,0	<0,001	0,05
Cd (μ g/l)	<1,0	500	<1	5,0
As (μ g/l)	20,0	5000	7	50,0
Hg (μ g/l)	1	100	<1	1,0
Al (mg/l)	0,25	20	0,2	0,2
Fe (mg/l)	0,33	30	0,09	0,3

Fonte: Tessari (1998).

A Tabela 4.16 apresenta os resultados dos ensaios de lixiviação e solubilização realizados em amostras da mistura ótima, curadas por 28 dias. Verifica-se que no ensaio de lixiviação nenhum metal ultrapassou o limite estabelecido pela NBR 10004 (ABNT, 1987a). Já para o ensaio de solubilização, o metal Al foi liberado 0,17mg/l acima do limite estabelecido pela norma. No entanto, verifica-se que esta liberação provavelmente foi proveniente do solo e não dos resíduos, uma vez que no ensaio realizado somente com a cinza pesada este metal não apresentou valores de solubilização superiores ao limite permitido. Com base nestes resultados pode-se considerar que a mistura também é inerte. Deve-se chamar a atenção para o fato dos ensaios de lixiviação e solubilização propostos pela norma brasileira serem muito rigorosos para a técnica de utilizar resíduos

cimentados na forma monolítica. Wedster & loehr (1996) comprovaram que amostras de concreto íntegras liberavam menos metais do que amostras desagregadas. O ensaio que representaria melhor a situação para materiais monolíticos seria o ensaio de lixiviação em coluna (D4874 - ASTM, 1995). Neste tipo de ensaio é percolado um líquido (água ou outro fluido qualquer) sobre o material, com sua estrutura e características representativas de campo.

Tabela 4.16 – Resultados dos ensaios de lixiviação e solubilização da mistura ótima curada por 28 dias.

Elemento	Lixiviação		Solubilização	
	Ensaio NBR10005	Limites NBR10004	Ensaio NBR10006	Limites NBR10004
Cu (mg/l)	0,09	100	<0,01	1
Zn (mg/l)	0,64	500	<0,01	5
Mn (mg/l)	0,84	10	<0,01	0,1
Cr (mg/l)	0,02	5,0	0,02	0,05
Ni (mg/l)	0,09	--	<0,03	--
Pb (mg/l)	0,10	5,0	<0,01	0,05
Cd (µg/l)	0,02	500	<0,01	5,0
As (µg/l)	5,1	5000	3,5	50,0
Hg (µg/l)	<0,1	100	<0,1	1,0
Al (mg/l)	6,80	20	0,37	0,2
Fe (mg/l)	0,47	30	0,02	0,3

5. ETAPA NUMÉRICA

5.1 MODELAGEM NUMÉRICA

O comportamento tensão x deformação, que pode ser obtido de um ensaio de compressão de uma amostra cilíndrica, está apresentado na Figura 5.1. Nas Figuras 5.1a e 5.1b as curvas de carga e descarga são idênticas. Este comportamento é chamado de elástico, ou seja, todas as deformações são recuperadas quando o carregamento é retirado. Este comportamento pode ser linear (Figura 5.1a) ou não linear (Figura 5.1b). Quando alguma das deformações não é recuperada no descarregamento, esta é chamada de deformação plástica e o material exibe um comportamento plástico (Figura 5.1c). A Figura 5.1d apresenta o comportamento chamado rígido plástico, no qual não ocorrem deformações elásticas recuperáveis. Na Figura 5.1e estão apresentados os três diferentes tipos de comportamento elasto-plástico que podem existir, os quais se distinguem pelo comportamento após a tensão ter atingido o valor de plastificação (σ_y). Na curva 1 é apresentado o comportamento elástico perfeitamente plástico, o qual significa que a tensão de plastificação não é influenciada pelo nível de deformação no tramo plástico. As curvas 2 e 3 apresentam os casos de endurecimento e amolecimento, respectivamente. Isto quer dizer que após atingir a tensão de plastificação, a mesma pode aumentar (curva 2) ou diminuir (curva 3) com o nível de deformação (Desai & Christian, 1977).

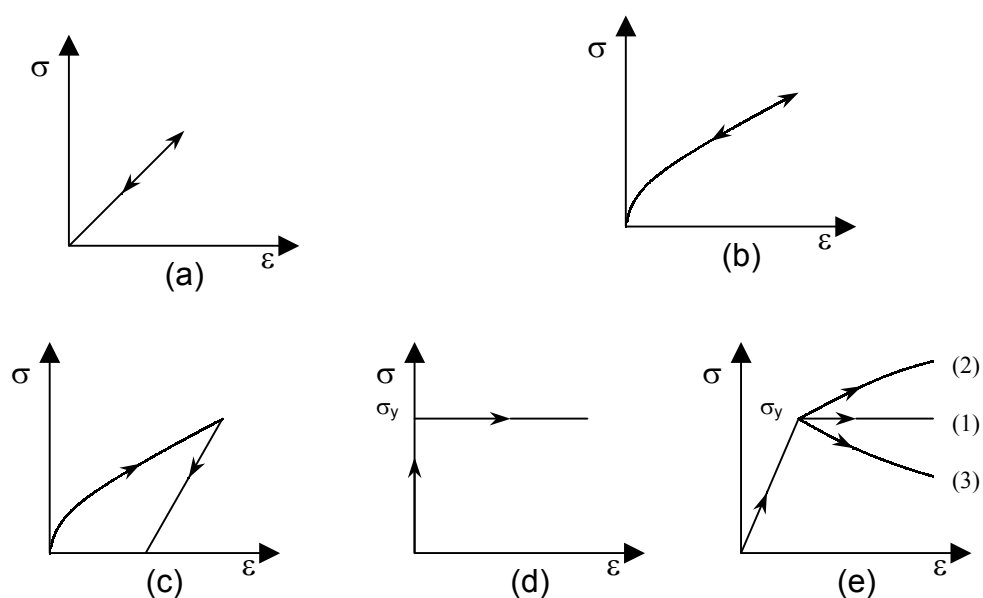


Figura 5.1 – Tipos de comportamento tensão x deformação: (a) linear elástico; (b) não-linear elástico; (c) não elástico ou plástico; (d) rígido perfeitamente plástico; (e) elástico-plástico: (1)perfeitamente plástico; (2) enrijecimento; (3) amolecimento. (Fonte: Desai & Cristhian, 1977).

Nas últimas décadas, diversos modelos têm sido propostos para representar o comportamento de solos. Alguns são baseados puramente em ajustes matemáticos (Konder & Zelasko, 1963; Duncan & Chang, 1970), outros são modelos elasto-plásticos que incorporam conceitos físicos no seu desenvolvimento (Roscoe & Burland, 1968; Lade & Duncan, 1975; Reddy & Saxena, 1992; Gens & Nova, 1993). No entanto, a maioria dos modelos propostos esbarram na dificuldade da grande quantidade de parâmetros necessários para a reprodução do comportamento do solo. A adoção de modelos simples e que requerem uma quantidade pequena de ensaios para a obtenção de seus parâmetros, os quais possam ser calibrados através de retroanálises (análise Classe C - Lambe, 1973) de ensaios em verdadeira grandeza, passa a ser uma técnica promissora. Neste trabalho foram adotados, para representar o comportamento dos materiais envolvidos, os modelos elástico e elasto-plástico. Para o material da fundação foi adotado o modelo elástico linear e para representar o comportamento do solo cimentado e não-cimentado foi adotado o modelo elástico-perfeitamente plástico.

5.1.1 Modelo Linear Elástico

Um material é considerado elástico quando o estado de tensões é função unicamente do estado de deformações. O trabalho realizado pelas forças externas atuando em um corpo elástico é armazenado como energia elástica, completamente recuperável quando as cargas são removidas (Timoshenko & Goodier, 1970). Com base nesta definição, a equação fundamental para um corpo elástico pode ser obtida da seguinte forma:

$$\{d\varepsilon\} = D \cdot \{d\sigma\} \quad [5.1]$$

Significa dizer que qualquer incremento de tensão $\{d\sigma\}$ provoca um incremento de deformação $\{d\varepsilon\}$ (ou vice-versa), a qual é proporcional à matriz de rigidez D . A matriz de rigidez é função dos parâmetros elásticos módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν).

5.1.1.1 Parâmetros do Modelo Linear Elástico

Os parâmetros para o Modelo Linear Elástico são somente dois: módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν), uma vez que o módulo cisalhante (G) é obtido em função destes dois parâmetros. As placas utilizadas nas simulações eram de aço e os parâmetros deste material foram obtidos de Pfeil (1982). A Tabela 5.1 apresenta os parâmetros elásticos utilizados para este material.

Tabela 5.1 – Parâmetros elásticos do material da fundação utilizado nas simulações numéricas.

Parâmetros	Valor
Módulo de Elasticidade (E)	$2,1 \times 10^9$ kPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,2
Módulo Cisalhante (G)	$8,75 \times 10^7$ kPa

5.1.2 Modelo Elasto-plástico

Os modelos que levam em consideração as deformações plásticas são mais complexos. Diferentemente dos modelos elásticos, onde as deformações são diretamente ligadas às tensões através de módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson, as relações na teoria de plasticidade são incrementais, ou seja, as tensões e deformações são relacionadas pelo seu comportamento diferencial. Não é possível relacionar tensão total com deformação total sem conhecer a trajetória de carregamento. Para fazer uso de um modelo plástico é necessário definir: (a) um critério de plastificação (*yield criteria*), ou seja, definir o limite entre o comportamento elástico e plástico; (b) uma lei de escoamento plástico (lei de fluxo), a qual relaciona os incrementos de deformação com o estado de tensões e incrementos de tensões e (c) uma lei de enrijecimento ou amolecimento, para estabelecer a condição de estado plástico subsequente (Chen & Han, 1988).

O critério de plastificação define o nível de tensões onde as deformações plásticas são iniciadas. Para estados múltiplos de tensões, este nível de tensão pode ser substituído por uma tensão equivalente (σ_e), que pode ser definida da seguinte maneira:

$$\sigma_e = f(\{\sigma\}) \quad [5.2]$$

Onde: $\{\sigma\}$ = Vetor de tensões.

Quando a tensão equivalente for igual ao parâmetro de tensão de plastificação do material (σ_y), conforme abaixo, ocorrerão deformações plásticas (ϵ^p).

$$f(\{\sigma\}) = \sigma_y \quad [5.3]$$

Se σ_e for menor que σ_y , o material tem comportamento elástico e as tensões irão se desenvolver de acordo com as relações tensão x deformação elásticas. A tensão equivalente nunca excederá o valor de σ_y , pois quando isto tender a acontecer, deformações plásticas ocorrerão instantaneamente e trarão a tensão novamente ao nível de σ_y . A equação 5.3, que é chamada de função de

plastificação (f), pode ser representada no espaço de tensões, como está demonstrado na Figura 5.2. As superfícies nesta figura são conhecidas como superfícies de plastificação. Qualquer estado de tensão dentro desta superfície terá comportamento elástico e não causará deformações plásticas (na figura é apresentado o critério de Von Mises).

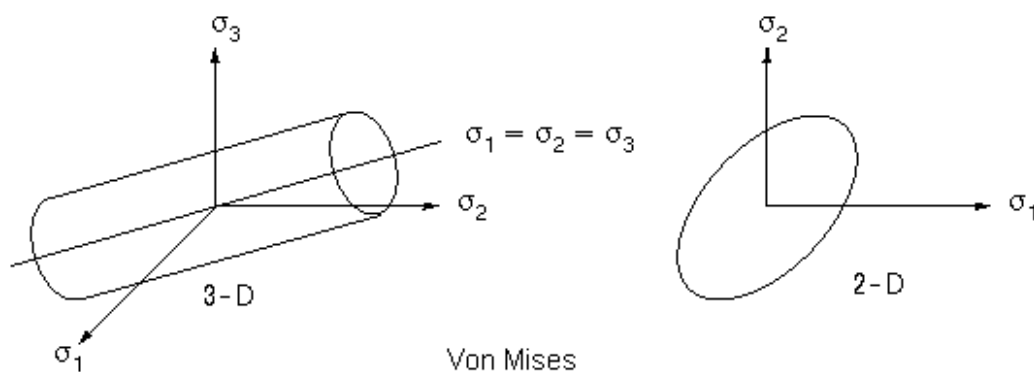


Figura 5.2 – Superfícies de plastificação segundo critério de Von Mises.

Fonte: Kohnke (1997).

A lei de escoamento plástico, ou lei de fluxo, é necessária para descrever a grandeza e a direção das deformações plásticas e pode ser representada por:

$$\{d\varepsilon^p\} = \lambda \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \quad [5.4]$$

Onde:

λ = constante de proporcionalidade (a qual determina a grandeza das deformações plásticas);

g = função de potencial plástico (determina a direção das deformações plásticas)

Quando a função de plastificação (f) for igual à função de potencial plástico (g), a lei de fluxo é dita associada e as deformações plásticas serão perpendiculares à superfície de plastificação. Já para os casos em que a função de plastificação for diferente da função de potencial plástico, a lei de fluxo é dita não-associada.

A lei de enrijecimento ou amolecimento é necessária para apresentar as novas superfícies de plastificação subsequente, correspondentes aos diversos carregamentos ocorridos.

Para representar o comportamento do material cimentado e não-cimentado neste trabalho, foi utilizado o modelo elástico-perfeitamente plástico com critério de plastificação de Drucker-Prager. Por se tratar de um modelo elástico-perfeitamente plástico, a superfície de plastificação não muda com a progressiva plastificação. Para o critério de Drucker-Prager, a tensão equivalente é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_e = 3.\Gamma.\sigma_m + \left[\frac{1}{2} \{s\}^T . \{s\} \right]^{1/2} \quad [5.5]$$

Onde:

σ_m = tensão hidrostática ou octaédrica = $1/3(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$

Γ = constante do material (equação 5.6)

$\{s\}$ = vetor de tensão desviatória (equação 5.7)

$$\Gamma = \frac{2 \text{sen } \phi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \text{sen } \phi)} \quad [5.6]$$

Onde: ϕ = ângulo de atrito do material.

$$\{s\} = \{\sigma\} - \sigma_m [111000]^T \quad [5.7]$$

O parâmetro de tensão do material é dado pela seguinte expressão:

$$\sigma_y = \frac{6.c.\cos\phi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \text{sen } \phi)} \quad [5.8]$$

Onde: c = coesão do material

O critério de plastificação (equação 5.3) fica, portanto:

$$f = 3.\Gamma.\sigma_m + \left[\frac{1}{2} \{s\}^T \cdot \{s\} \right]^{1/2} - \frac{6.c.\cos\phi}{\sqrt{3}.(3 - \text{sen}\phi)} = 0 \quad [5.9]$$

A representação da superfície de plastificação do critério de Drucker-Prager no espaço tridimensional de tensões é um cone circular, como pode ser visto na Figura 5.3.

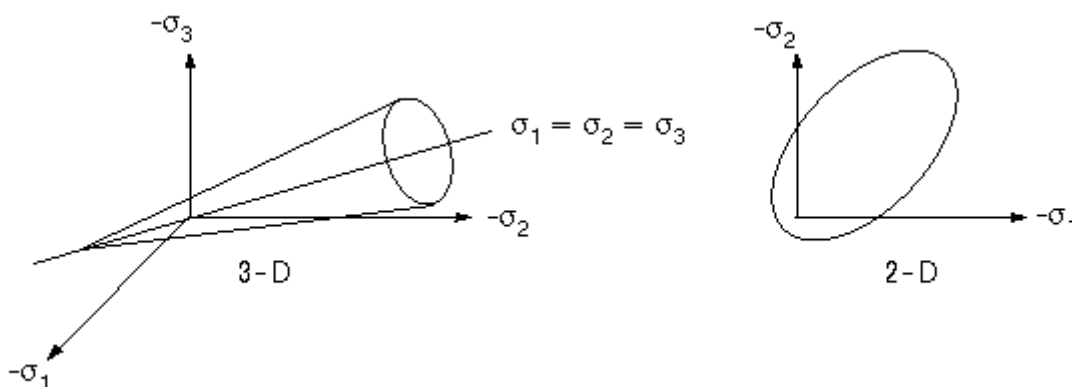


Figura 5.3 – Superfície de plastificação do critério de Drucker-Prager.

Fonte: (Kohnke, 1997)

Derivando a equação 5.9 obtém-se:

$$\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} = \Gamma [111000]^T + \frac{1}{\left[\frac{1}{2} \{s\}^T \cdot \{s\} \right]^{1/2}} \{s\} \quad [5.10]$$

O valor de $\{\partial g/\partial \sigma\}$, para o caso de fluxo não-associado, é encontrado de forma similar, tendo como diferença que nas equações 5.6 e 5.8 o valor do ângulo de atrito é substituído pelo ângulo de dilatância do material (ψ). Quando $\phi=\psi$ o fluxo é dito associado e as deformações plásticas são normais à superfície de

plastificação. Se o valor de ψ for menor que ϕ haverá menor expansão volumétrica e, se ψ for zero, a expansão volumétrica é nula.

5.1.2.1 Parâmetros do modelo elástico-perfeitamente plástico

Os parâmetros do modelo elástico-perfeitamente plástico com critério de ruptura de Drucker-Prager são os seguintes:

c' = coesão efetiva do material

ϕ' = ângulo de atrito interno efetivo

ψ = ângulo de dilatância

E = módulo de elasticidade

ν = coeficiente de Poisson

Todos estes parâmetros foram obtidos de ensaios triaxiais drenados (CID). Os parâmetros de resistência efetivos (c' e ϕ') foram obtidos a partir da envoltória de resistência de pico. Thomé *et al.* (1998) verificaram que o valor do módulo de elasticidade secante a 0,1% de deformação axial, obtido para a menor tensão confinante, representa muito bem as curvas carga x recalque de ensaios de placas retroanalisados. Nas simulações numéricas foram utilizados, portanto, valores de $E_{s0,1\%}$. O ângulo de dilatância foi retirado diretamente da curva deformação volumétrica x deformação axial, correspondente ao nível de deformação axial onde ocorreu a máxima tensão desvio e é definido pela seguinte expressão (Bolton, 1986):

$$\operatorname{sen}\psi_{\text{máx}} = \left(-\frac{d\varepsilon_v}{d\gamma_{13}} \right) = -\frac{\left(\frac{d\varepsilon_1}{d\varepsilon_3} \right)_{\text{máx}} + 1}{\left(\frac{d\varepsilon_1}{d\varepsilon_3} \right)_{\text{máx}} - 1} \quad [5.11]$$

O valor de coeficiente de Poisson adotado foi igual a 0,25. Cudmani (1994) realizou análise paramétrica e verificou que o coeficiente de Poisson não influencia significativamente os resultados em análises numéricas. Griffiths (1982a) e Burd & Frydman (1997) chegaram a conclusão semelhante.

Os parâmetros para o solo natural (não-cimentado) foram retirados dos resultados de ensaios triaxiais realizados por Rohlfes Jr. (1996) sobre amostras indeformadas. Os resultados destes ensaios estão apresentados nas Figuras 5.4a e 5.4b. Descrição mais detalhada do solo natural será realizada no Capítulo 6.

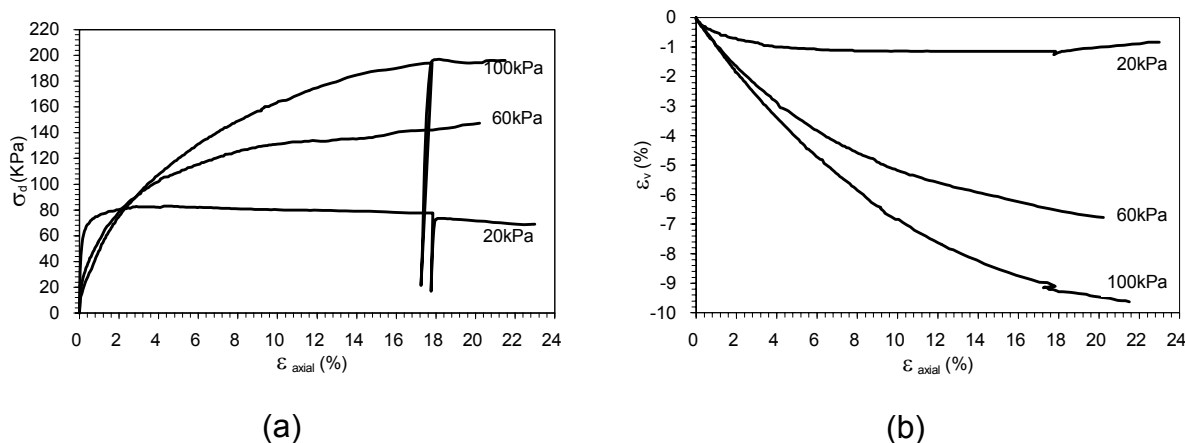


Figura 5.4 – Resultados de ensaios triaxiais do solo natural: (a) tensão desvio x deformação axial; (b) variação volumétrica x deformação axial. Fonte: Rohlfes Jr. (1996).

Para o material cimentado foram utilizados, nesta fase da pesquisa, os resultados de ensaios triaxiais obtidos por Tessari (1998). As Figuras 5.5a e 5.5b apresentam, respectivamente, as curvas tensão desvio (σ_d) x deformação axial (ϵ_{axial}) e deformação volumétrica (ϵ_v) x deformação axial dos ensaios realizados por este autor em amostras de cinza pesada estabilizada com 5% de cimento, retiradas diretamente do campo experimental. Verifica-se que o comportamento é típico de materiais compactados cimentados, ou seja, com ruptura frágil e variação de volume expansiva.

A Tabela 5.2 apresenta os parâmetros do modelo elástico-perfeitamente plástico utilizados inicialmente na simulação de ensaios de placas sobre o sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada.

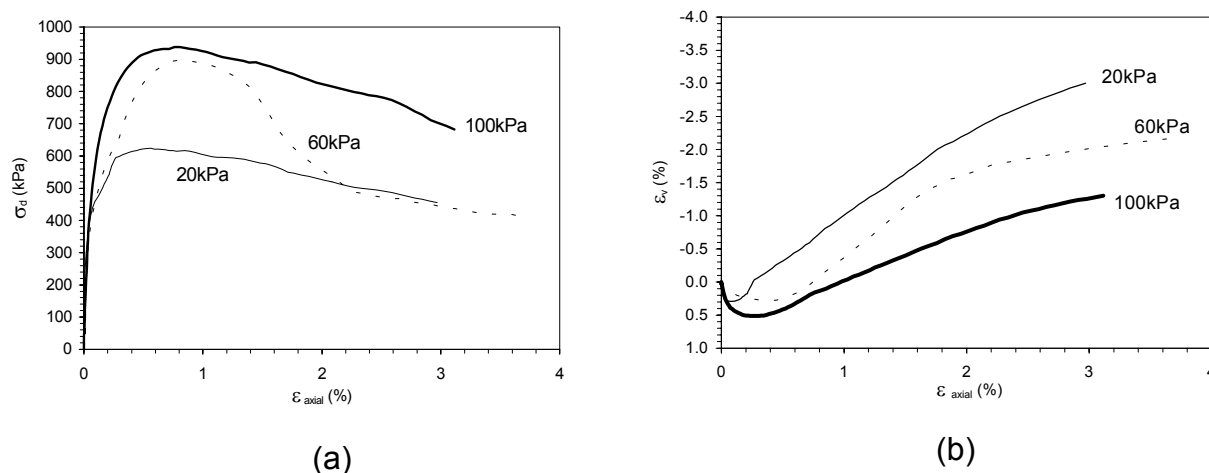


Figura 5.5 – Resultados de ensaios triaxiais da camada cimentada executados por Tessari (1998). (a) tensão desvio x deformação axial; (b) variação volumétrica x deformação axial.

Tabela 5.2 – Parâmetros iniciais do material cimentado e material não cimentado, obtidos a partir de ensaios triaxiais.

Parâmetros	c' (kPa)	ϕ' ($^{\circ}$)	ψ ($^{\circ}$)	E (MPa)	ν	γ_{nat} (kN/m ³)
Material cimentado	94,5	47,0	16,0	500,0	0,25	18,0
Material não-cimentado	17,0	26,0	0,0	45,0	0,25	18,0

5.2 PREVISÃO DE CURVAS CARGA X RECALQUE 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, esquemas apropriados 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 apresenta 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 qualificado para obtê-los. Destaca-se ainda, a questão do tempo e custo de uma análise de elementos finitos em relação aos cálculos tradicionais. Porém, com a capacidade dos computadores constantemente em expansão, esta dificuldade vem tornando-se secundária quando comparada com as anteriormente mencionadas.

5.2.2 O software utilizado

Para a realização da parte numérica desta pesquisa foi utilizado o programa comercial ANSYS (versão 5.4). Este é um programa de computador para análise de projetos através do Método dos Elemento Finitos. ANSYS é um programa multidisciplinar e tem sido usado em todas as disciplinas de engenharia, como por

exemplo: estrutural, mecânica, elétrica, eletromagnética, eletrônica, térmica, fluido. No caso de sua utilização na Engenharia Geotécnica, os dados devem ser analisados com cuidado, uma vez que esta utiliza a convenção de sinais para tensões e deformações de forma contrária às demais especialidades. O programa é muito utilizado pelas indústrias no desenvolvimento de projetos, entre as quais se destacam as indústrias de automóveis, aeroespacial, estradas de ferro, máquinas, eletrônica, geração e transmissão de energia e biomecânica. O programa ANSYS também é usado como uma ferramenta educacional em universidades e outras instituições acadêmicas. É composto por vários módulos, com os quais é possível realizar o pré-processamento, processamento e pós-processamento das análises.

5.2.3 Previsão das curvas carga x recalque

5.2.3.1 Considerações iniciais

A Figura 5.6 apresenta a malha de elementos finitos utilizada na simulação do ensaio de placa de 0,30m de diâmetro, apoiada sobre uma camada cimentada de 0,15m de espessura. A malha é composta por elementos quadriláteros de 8 nós com 9 pontos de integração cada. As análises realizadas foram do tipo mista, ou seja, a solicitação foi dividida em incrementos e em cada um eram realizadas iterações. Para reduzir o erro gerado nas análises, um número maior de elementos foi concentrado nos pontos submetidos a maiores gradientes de tensão (sob a placa) e os limites da malha foram colocados suficientemente distantes da área carregada para certificar-se de que a zona de plastificação estava dentro destes limites. Considerou-se a base da fundação sem atrito. Esta condição foi estipulada pela liberdade de movimento horizontal dos nós localizados nesta posição. Segundo Griffiths (1982), para o caso de sistema de dupla camada, sendo a camada superior mais rígida, este fator torna-se de menor importância devido ao fato da fundação mover-se verticalmente.

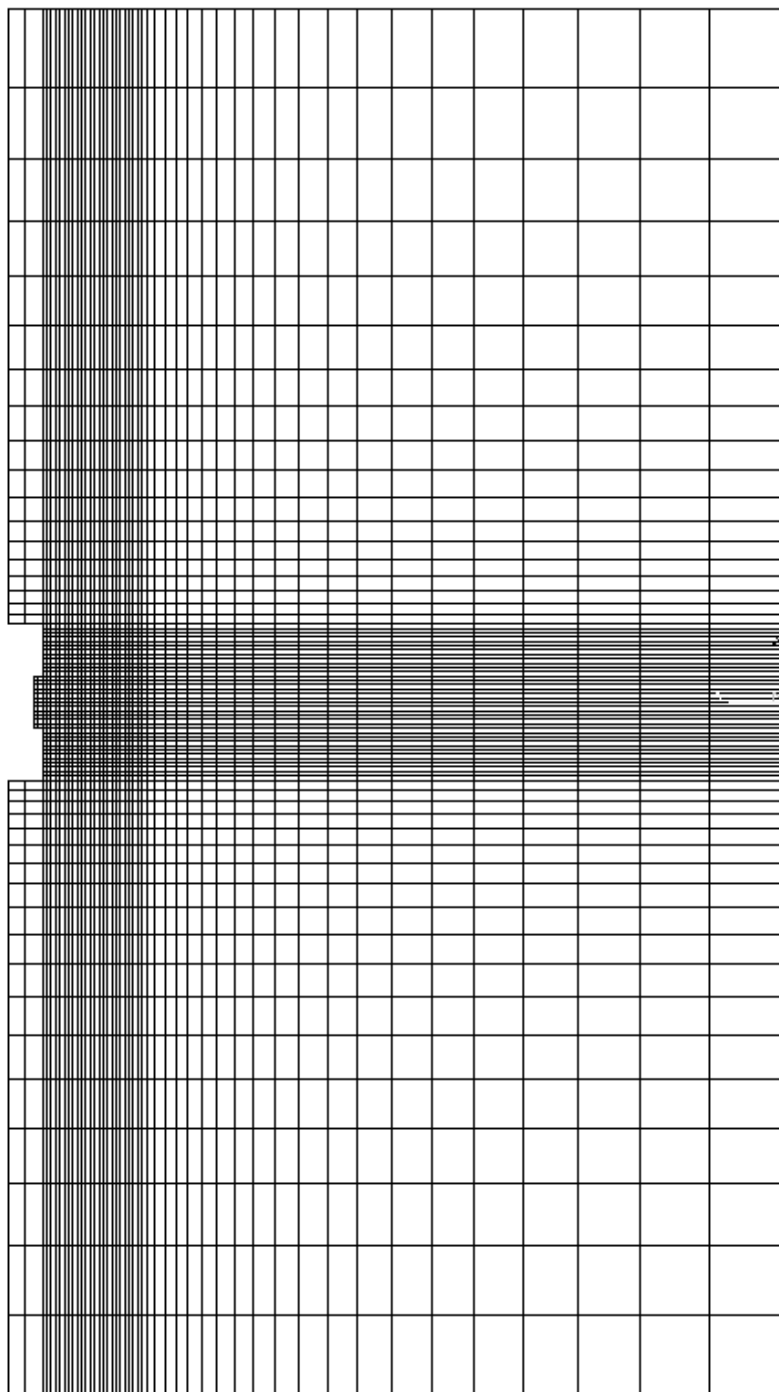


Figura 5.6 – Malha de elementos finitos utilizada nas simulações dos ensaios de placas realizados por Tessari (1998). (Foi utilizada somente metade nas simulações).

Análises preliminares mostraram que o uso de tensão controlada causava problemas de convergência e aumentava em muito o tempo de CPU. Adotou-se, portanto, o deslocamento controlado no qual são inferidos deslocamentos pré-estabelecidos nos nós da base da fundação e os resultados de carga são obtidos somando-se as forças de reação nestes mesmos nós. Como todos estes nós apresentam o mesmo deslocamento, simulou-se a condição de fundação totalmente rígida.

As curvas carga x recalque obtidas pelo Método dos Elementos Finitos nem sempre apresentam o valor de carga última (Q_u) bem definido. Esta definição torna-se mais difícil quando é simulado um sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada, a qual apresenta, em provas de carga no campo, ruptura brusca e catastrófica com um ponto de carga máxima bem definido. A determinação desta carga última pelo Método dos Elementos Finitos necessita, no entanto, algum grau de experiência e bom senso.

Vários autores têm proposto diferentes métodos para a determinação da carga de ruptura. Vésic (1963), por exemplo, propõe adotar o valor de carga quando a inclinação da tangente à curva carga x recalque atinge o valor zero ou o valor mínimo. Desai & Christian (1977) propuseram utilizar o valor referente à interseção das tangentes com a parte inicial e final da curva ou um método de recalque crítico. Este último tipo de critério parece ser mais adequado, já que todo o projeto de fundação está ligado com um recalque admissível. No entanto, não existe um valor único que satisfaça as condições de ruptura em todos os tipos de solos ou modos de ruptura. Skempton (1951, *Apud* Azam & Wang, 1991), propôs que para argilas saturadas o valor de recalque crítico varia de 3% a 7% da largura da fundação. Para fundações sobre areias, este valor varia de 5% a 15% da largura da fundação se a fundação estiver na superfície, aumentando para valores de 25% para fundações enterradas (De Beer, 1965). Das (1984) sugere que para fundações superficiais com ruptura generalizada, a carga última ocorre em níveis de recalque que variam de 4 a 10% da largura da fundação; para ruptura localizada ou por puncionamento, a carga última ocorre a níveis de recalque de 15% a 24% da largura da fundação. Velloso e Lopes (1997) propõem que o recalque de 10% da dimensão da placa representa a ruptura de uma prova de carga e a NBR 6489 (ABNT, 1984d) recomenda o valor de recalque correspondente a $D/30$. Assim, a definição de um

critério de recalque deve levar em consideração não só o tipo de solo, mas também o tipo de ruptura que ocorrerá.

No presente trabalho, a adoção de um valor de recalque crítico levou em consideração os resultados obtidos em provas de carga no campo experimental da UFRGS e o trabalho de Berardi & Lancellota (1991). Os autores analisaram o comportamento de mais de 200 fundações superficiais e verificaram que os recalques máximos para carga de trabalho foram da ordem de 1% da largura da fundação. Adotou-se, portanto, como recalque crítico para definição da carga de ruptura, o valor de 2% da largura da fundação, ou seja, o dobro do valor observado por Berardi & Lancellota (1991). Na Tabela 5.3 estão apresentados os valores de carga de ruptura obtidos em ensaios de placa sobre o solo natural (Cudmani, 1994) e em sistemas de dupla camada, sendo a superior cimentada (Sales, 1998; Tessari, 1998). Verifica-se que o critério de obtenção da carga última no recalque referente a 2% da largura da fundação (D) apresentou valores realísticos daqueles obtidos em provas de carga. A relação entre a carga a 2% ($Q_{u2\%}$) e a carga de ruptura observada ($Q_{u\text{ obs.}}$) foi superior a 0,85 em todos os ensaios analisados.

Tabela 5.3 – Valores de carga de ruptura observados ($Q_{u\text{ obs.}}$) e obtidos pelo critério do recalque correspondente a 2% da largura da fundação ($Q_{u2\%}$).

Ensaio	$Q_{u\text{ obs.}}$ (kN)	$Q_{u2\%}$ (kN)	$Q_{u2\%}/Q_{u\text{ obs.}}$
PID30nat (Cudmani, 1994)*	20	17	0,85
PID60nat (Cudmani, 1994)*	61	63	1,03
PID30H15 (Tessari, 1998)	93	85	0,91
PID30H30 (Tessari, 1998)	149	147	0,99
PID30H15 (Sales, 1998)	56	48	0,86
PID30H30 (Sales, 1998)	85	77	0,90

* Q_u obtida usando o critério da interseção das tangentes iniciais e finais.

Todas as simulações foram consideradas para condição isotrópica ($k_0=1$). Burd & Frydman (1997) realizaram análises de fundações superficiais pelo Método

dos Elementos Finitos com diferentes valores de k_0 e verificaram que este parâmetro não influencia os resultados obtidos. O mesmo foi observado em relação ao valor do peso específico aparente (γ_{nat}). Devido à esta constatação, no presente trabalho o γ_{nat} de todos os materiais foi fixado em 18kN/m^3 , em todas as análises.

5.2.3.2 Previsões Classe A e C

A Figura 5.7 apresenta a curva carga x recalque (δ) obtida experimentalmente para a placa de 0,30m de diâmetro, apoiada sobre a camada cimentada de 0,15m de espessura, em conjunto com a curva obtida numericamente usando os parâmetros iniciais apresentados nas Tabelas 5.1 e 5.2 (Previsão Classe A - Lambe, 1973). Observa-se que com os parâmetros retirados diretamente de ensaios triaxiais, a curva simulada fica mais rígida e resistente do que a curva experimental. Consoli *et al.* (1998a) e Thomé *et al.* (1998) apresentaram resultados de estudos numéricos (retroanálises) de ensaios de placas apoiadas em camadas de solo-cimento e verificaram a necessidade de redução dos parâmetros obtidos em laboratório para conseguir a reprodução das curvas carga x recalque obtidas em ensaios de campo. A redução nos parâmetros de resistência sugerida foi de 2/3 dos valores de pico para o solo não-cimentado e de 1/2 a 2/3 para os parâmetros de pico do solo cimentado. A diferença nas análises realizadas por aqueles autores com as realizadas nesta tese é quanto à lei de fluxo adotada. Enquanto naqueles trabalhos foi utilizado fluxo associado ($\psi=\phi'$), nesta tese foi utilizado fluxo não-associado ($\psi<\phi'$).

Diversos autores já realizaram estudos numéricos utilizando o modelo elástico-perfeitamente plástico com critério de ruptura de Drucker-prager e Mohr-Coulomb e fluxo associado e não-associado, nos quais comprovaram que a adoção de fluxo associado influencia muito os recalques obtidos (Zienkiewicz & Humpheson, 1975; Mizuno & Chen, 1983; De Borst & Vermeer, 1984; Monoharam & Drasgupta, 1995). A curva torna-se muito mais rígida com fluxo associado do que quando se utiliza fluxo não-associado. Todos os autores observaram que o valor da carga de ruptura é menos influenciada pelos diferentes tipos de fluxo na análise numérica

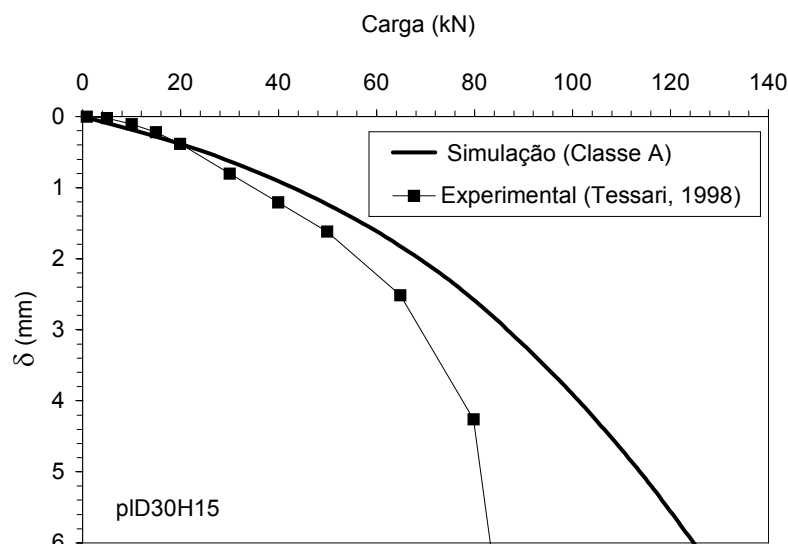


Figura 5.7 – Previsão Classe A do ensaio de placa de 0,30m de diâmetro, apoiada em uma camada de material cimentado de 0,15m de espessura.

Cabe aqui fazer alguns comentários quanto aos valores sugeridos de redução dos parâmetros de resistência e o porquê desta redução. Como observado na Figura 5.4, o material não-cimentado (solo natural de Cachoeirinha) apresenta redução de volume durante o cisalhamento, até chegar a um valor de variação volumétrica nula na ruptura. Portanto, a adoção de fluxo associado, considerando o material totalmente dilatante, está muito longe do comportamento real deste material. É intuitiva a necessidade de redução dos parâmetros de resistência para se aproximar do comportamento real neste caso.

Quanto ao material cimentado, a redução de parâmetros é influenciada por dois fatores. O primeiro se refere à adoção do valor de $\psi=\phi'$. Sabe-se que nos solos reais o ângulo de dilatância é sempre menor do ângulo de atrito do material (Drecher & Detournay, 1993; Frydman & Burd, 1997). O segundo fator refere-se ao comportamento de amolecimento que ocorre nos materiais cimentados. O modelo elástico-perfeitamente plástico adotado, considera que quando um elemento dentro da massa de solo atinge a tensão de plastificação, esta tensão é mantida constante. O que ocorre no material real, no entanto, é que quando um elemento qualquer atinge a tensão de plastificação, o valor da tensão suportada por este elemento será menor que a tensão máxima (amolecimento). Esta discrepância entre o

comportamento real e o proposto pelo modelo faz com que os parâmetros devam ser reduzidos. É de se esperar, portanto, que a redução dos parâmetros de resistência quando se utiliza fluxo associado, deva ser maior para a camada cimentada do que para a camada não cimentada. Espera-se, também, que resultados de simulações numéricas utilizando a redução de parâmetros propostos por Consoli *et al.* (1998a) e diferentes leis de fluxo, apresentem diferentes curvas carga x recalque.

A fim de comprovar esta hipótese, são apresentados na Figura 5.8 os resultados de simulações numéricas do mesmo ensaio de placa apresentado na Figura 5.7. No entanto, foi utilizada a redução de 2/3 nos parâmetros de resistência apresentados na Tabela 5.2, para ambas as camadas, e fluxo associado e não-associado. Os novos parâmetros estão apresentados na Tabela 5.4. Observa-se que a curva em que foi utilizado fluxo associado concordou razoavelmente bem com a curva experimental, comprovando a necessidade de redução de parâmetros em ambas as camadas. Porém, quando se utiliza fluxo não-associado a curva fica muito mais compressiva do que a real.

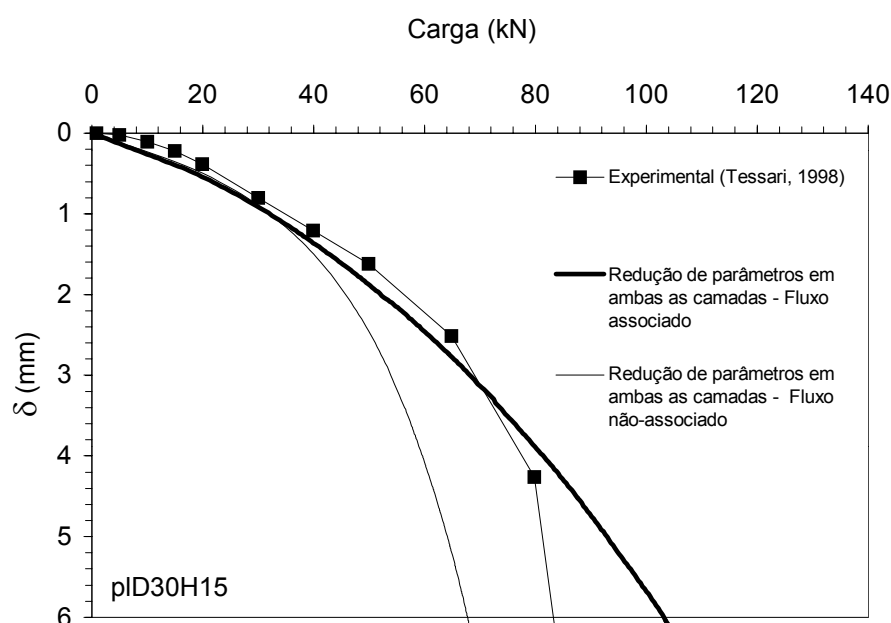


Figura 5.8 – Previsão Classe A de um ensaio de placa de 0,30m de diâmetro apoiado em uma camada cimentada de 0,15m de espessura, utilizando redução de parâmetros e diferentes lei de fluxo.

Tabela 5.4 – Parâmetros utilizados na simulação segundo metodologia proposta por Consoli *et al.* (1998a) com fluxo associado (FA) e não-associado (FN).

Parâmetros	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)		E (MPa)	ν	γ_{nat} (kN/m ³)
			FA	FN			
Material cimentado	63,0	35,6	35,6	16,0	500	0,25	18,0
Material não-cimentado	17,0	26,0	26,0	0,0	45	0,25	18,0

Com base nos resultados da Figura 5.8, foi definida a realização de uma previsão Classe C, onde os parâmetros da camada não-cimentada seriam aqueles obtidos dos ensaios triaxiais (sem redução) e reduziu-se somente os parâmetros de resistência da camada cimentada. Os valores dos módulos foram mantidos constantes tendo em vista que os mesmos reproduziram bem o início da curva carga x recalque na previsão Classe A (Figura 5.7). Na Figura 5.9 apresenta-se o resultado da previsão Classe C, onde foi feita somente a redução de 2/3 dos parâmetros de resistência da camada cimentada. Observa-se que com este procedimento conseguiu-se uma excelente reprodução da curva experimental. Verifica-se que a redução dos parâmetros é da mesma magnitude daquela proposta por Terzaghi (1943), para os casos em que existe ruptura por puncionamento. No entanto, isto foi somente uma coincidência, pois não existe base teórica para que o mesmo tenha acontecido. Na Tabela 5.5 estão apresentados os parâmetros finais utilizados na retroanálise.

Tabela 5.5 – Parâmetros finais do material cimentado e não-cimentado, obtidos a partir de ajuste por retroanálise (Classe C).

Parâmetros	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)	E (MPa)	ν	γ_{nat} (kN/m ³)
Material cimentado	63,0	35,6	16,0	500	0,25	18,0
Material não-cimentado	17,0	26,0	0,0	45	0,25	18,0

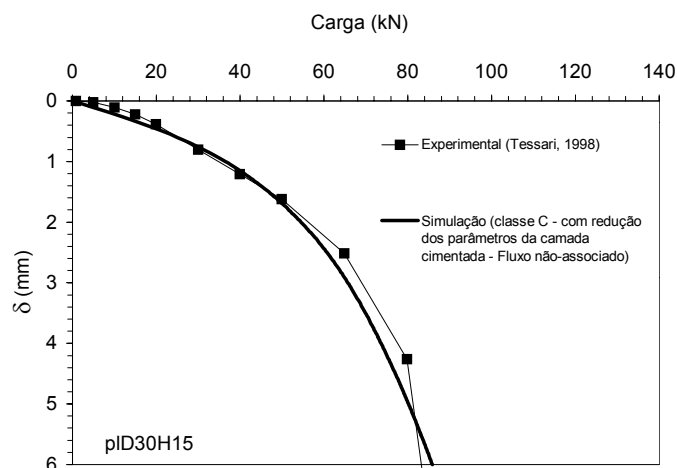


Figura 5.9 – Previsão Classe C de um ensaio de placa de 0,30m de diâmetro apoiado em uma camada cimentada de 0,15m de espessura.

A fim de comprovar a metodologia de redução de parâmetros, foi feita uma simulação numérica do tipo Classe A para prever a curva carga x recalque de um ensaio com uma placa de 0,30m de diâmetro e apoiada sobre uma camada cimentada de 0,30m de espessura realizada por Tessari (1998). Utilizou-se os parâmetros apresentados na Tabela 5.4. A Figura 5.10 apresenta esta previsão e pode-se verificar que houve uma excelente concordância entre a curva obtida experimentalmente e a prevista através do Método dos Elementos Finitos.

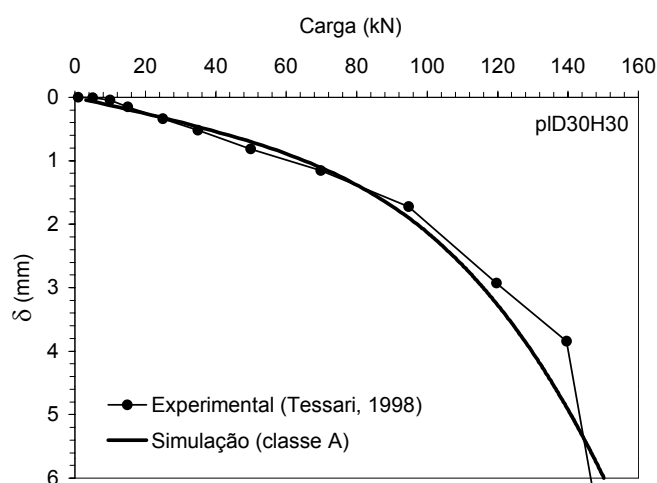


Figura 5.10 – Previsão Classe A de um ensaio de placa de 0,30m de diâmetro apoiado em uma camada cimentada de 0,30m de espessura.

Apesar do modelo elástico-perfeitamente plástico ser muito utilizado na Engenharia Geotécnica, há um consenso de que este modelo não é o ideal para representar o comportamento de materiais cimentados, devido à ruptura frágil que os mesmos apresentam. O ideal seria utilizar um modelo elasto-viscoplástico que levasse em consideração a não-linearidade dos materiais, comportamento de amolecimento após a plastificação e a abertura de fissuras (mecânica das fraturas). Entretanto, a utilização de modelos desta natureza apresenta algumas desvantagens na prática diária de engenharia, entre as quais se destacam: (a) dificuldade de obtenção de parâmetros (certamente será necessário mais do que a execução de alguns ensaios triaxiais para sua obtenção); (b) disponibilidade de modelos desta natureza em programas comerciais (uma alternativa seria o desenvolvimento de modelos para solos cimentados, o que estava fora das finalidades desta tese). Por outro lado, modelos elásticos-perfeitamente plásticos, com critério de ruptura de Drucker-Prager ou Mohr-Coulomb, estão presentes em quase todos os programas comerciais disponíveis no mercado e os parâmetros para sua representação são de fácil obtenção.

Com o grande avanço dos computadores pessoais nos últimos anos, e a introdução do Método dos Elementos Finitos já nos cursos de graduação, é de se esperar que esta técnica passe a ser mais utilizada em projetos na prática de engenharia. Portanto, como uma das finalidades deste estudo foi apresentar para o meio técnico metodologias para dimensionar fundações superficiais sobre solos artificialmente cimentados, apresenta-se a seguir a metodologia proposta para a obtenção de parâmetros, para ser utilizada em conjunto com o Método dos Elementos Finitos:

- Realização de ensaios triaxiais (CID) a baixos níveis de tensão confinante com ambos os materiais envolvidos.

Materiais cimentados

- Obter parâmetros de resistência de pico (c' e ϕ') e fazer a redução dos mesmos em $2/3$, ou seja: $c^* = 2/3c'$ e $\phi^* = \arctg(2/3tg\phi')$.
- Ângulo de dilatância (ψ) referente à deformação onde ocorre a maior tensão desvio. Este valor deve ser retirado da curva $\epsilon_v \times \epsilon_{axial}$ submetida ao menor nível de tensão confinante adotado.

- Módulo secante a 0,1% de deformação axial obtido da curva $\sigma_d \times \varepsilon_{axial}$ submetida à menor tensão confinante.
- Coeficiente de Poisson = 0,2 – 0,3

Materiais não-cimentados

- Parâmetros de resistência de pico sem redução (c' e ϕ').
- Ângulo de dilatância (ψ) igual a zero.
- Módulo secante a 0,1% de deformação axial obtido da curva $\sigma_d \times \varepsilon_{axial}$ submetida a menor tensão confinante.
- Coeficiente de Poisson = 0,2 – 0,3.

Caso o programa comercial não apresente a possibilidade de adotar fluxo não-associado, deve-se adotar a redução de parâmetros proposta por Consoli *et al.* (1998a).

5.3 ANÁLISE PARAMÉTRICA

5.3.1 Considerações Iniciais

Na análise paramétrica foi estudada a influência dos diferentes parâmetros geométricos (D e H) e parâmetros dos materiais (c'_1 , ϕ_1 , E_1 , c'_2 , ϕ'_2 , E_2) na resposta carga x recalque de ensaios de placas circulares. A fim de evitar a influência da condição de contorno, todas as malhas utilizadas tiveram largura e profundidade de 16D. A Figura 5.11 apresenta um exemplo de malha utilizada com as respectivas condições de contorno adotadas. A largura da camada cimentada em todas as análises foi igual a três vezes o diâmetro (3D). As análises foram realizadas com deslocamento controlado, onde foi aplicado um deslocamento referente a 2% do diâmetro da placa nos nós da base da fundação. As análises foram realizadas com lei de fluxo não-associado. O ângulo de dilatância (ψ_2) para o material não-cimentado foi considerado zero em todas as simulações. Esta definição foi adotada tendo em vista que a utilização de uma camada cimentada como suporte de fundações superficiais somente será aplicada quando o material não-cimentado for compressivo e de baixa resistência. Para o material cimentado o valor de ψ_1 foi

colocado em função do ângulo de atrito sem redução (ϕ'_1). Este tipo de relação já foi proposto por Bolton (1986) e é amplamente aceito para materiais granulares. No entanto, para materiais cimentados existe carência de programas experimentais que avaliem a relação entre estas variáveis. Nesta tese, a metodologia utilizada foi de calcular uma relação empírica entre ψ_1 e ϕ'_1 para os dados disponíveis de ensaios triaxiais de solos cimentados (Rohlfes Jr., 1996; Tessari, 1998; Sales, 1998). Verificou-se que a variação de ψ_1 foi de $0,25$ a $0,38\phi_1$. Adotou-se, portanto, o valor empírico médio de $\psi_1=0,3\phi'_1$ em todas as simulações.

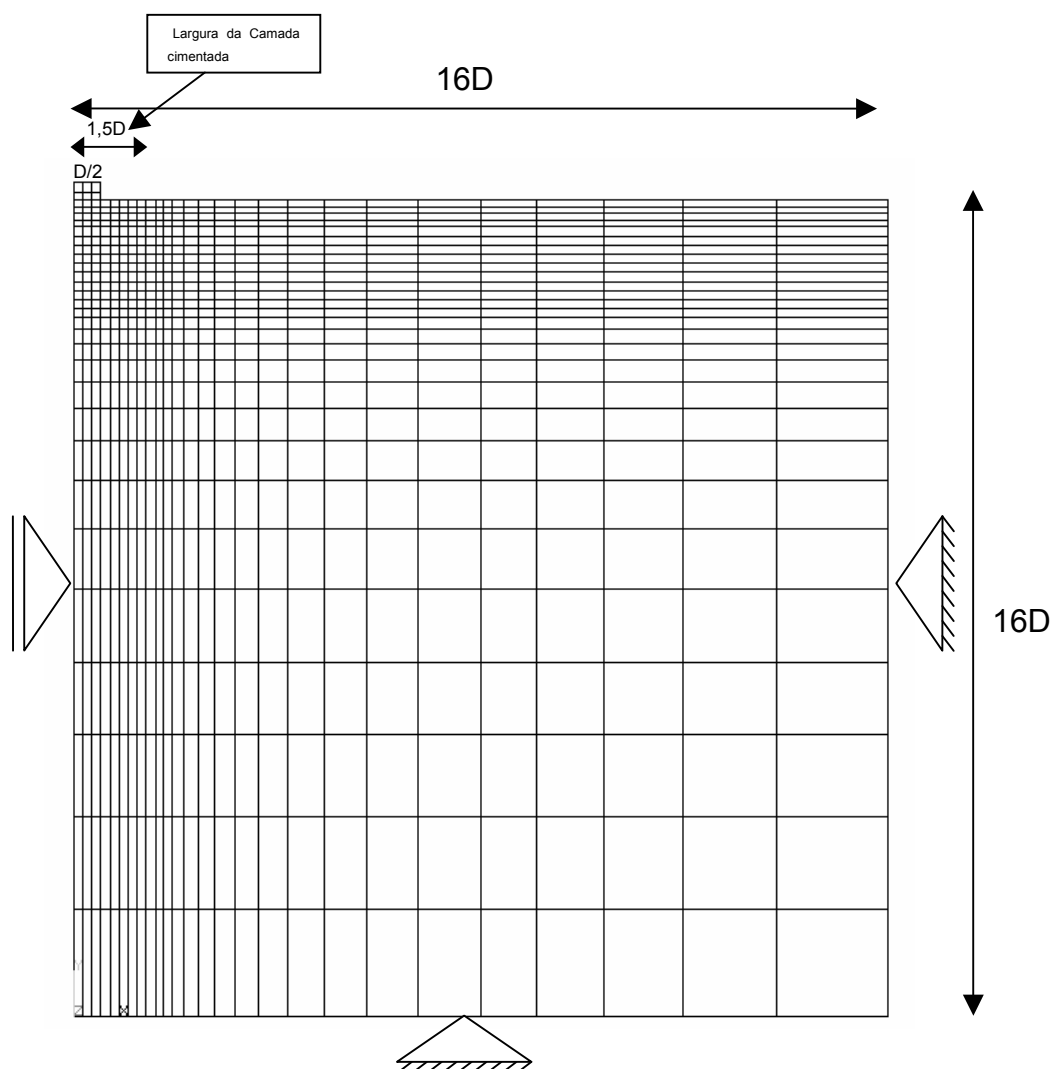


Figura 5.11 – Exemplo de malha utilizada na análise paramétrica.

5.3.2 Influência das variáveis geométricas

Para estudar a influência das variáveis geométricas, foram realizadas simulações numéricas de placas circulares de diferentes diâmetros (D), apoiadas sobre camadas cimentadas de diferentes espessuras (H). Variou-se o valor do diâmetro de 0,30m a 2,40m, e o valor da espessura da camada cimentada de 0,15m a 0,60m, buscando analisar as relações H/D igual a 0,25; 0,5 e 1,0. Os parâmetros dos materiais utilizados para este estudo estão apresentados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Parâmetros utilizados nas análises para verificar a influência das variáveis geométricas H e D (os valores entre parênteses referem-se aos parâmetros reduzidos da camada cimentada).

Parâmetros	Material cimentado	Material não-cimentado
c' (kPa)	450,0 (300,0)	10,0
ϕ' (°)	45,0 (33,69)	25,0
ψ (°)	13,5	0,0
E (MPa)	600	50

5.3.2.1 Curvas carga x recalque relativo

A Figura 5.12 apresenta as curvas carga x recalque relativo³ obtidas para as diferentes condições apresentadas na Figura 3.2. Observa-se, como era de se esperar, que quanto maiores as dimensões da fundação ou a espessura da camada cimentada, menores serão os recalques relativos e maiores serão as cargas referentes a um determinado nível de recalque.

³ Recalque relativo é o recalque obtido (δ) dividido pelo diâmetro da fundação (D).

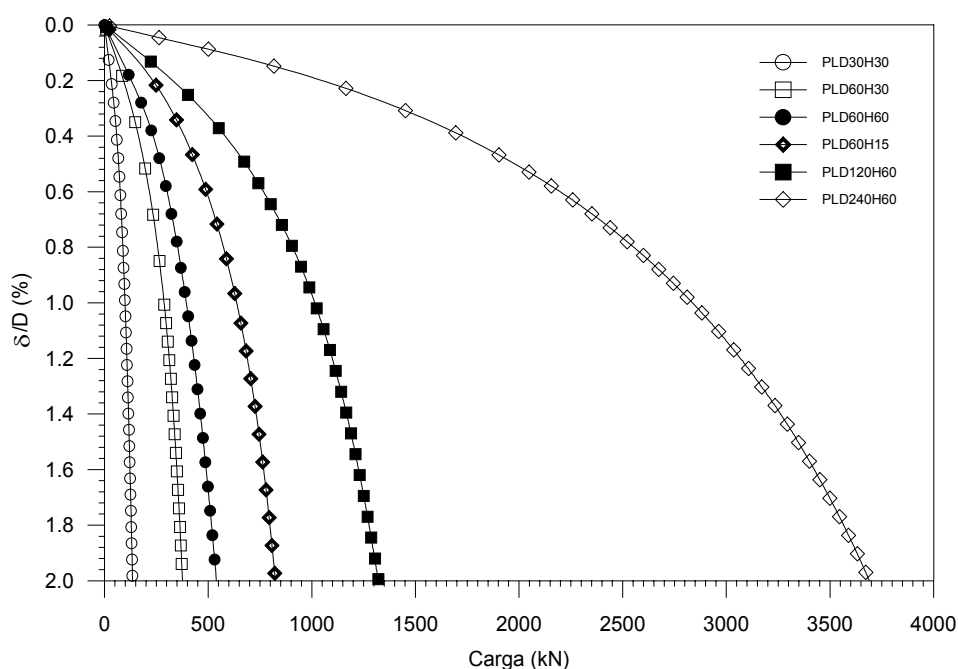


Figura 5.12 – Curvas carga x recalque relativo de simulações numéricas com diferentes variáveis geométricas D e H.

Consoli *et al.* (1998a) postularam que diferentes resultados de ensaios de placas em solos heterogêneos, quando plotados na forma de pressão⁴ x recalque relativo, apresentam a mesma curva para a mesma relação H/D. Sales (1998) e Tessari (1998) apresentaram resultados de ensaios experimentais que comprovam esta teoria. Portanto, na Figura 5.13 estão apresentados os resultados das simulações realizadas para diferentes valores de D e H plotados segundo sugestão de Consoli *et al.* (1998a). Observa-se que quando existe a mesma relação H/D, as curvas pressão x recalque relativo são únicas. Valores tão diferentes de geometria, como placa de diâmetro de 2,40m apoiada sobre uma camada cimentada de 0,60m de espessura, apresentam exatamente o mesmo resultado que uma placa de 0,60m de diâmetro apoiada sobre uma camada de 0,15m de espessura (relação H/D=0,25). Observa-se que o mesmo padrão de resultados foi obtido para as três variações de H/D adotadas. A partir destes resultados, pode-se afirmar que independente dos valores das variáveis geométricas adotadas, o que controla o comportamento de fundações sobre solos heterogêneos é a relação H/D.

⁴ Pressão é definida como sendo a carga aplicada dividida pela área superficial da fundação.

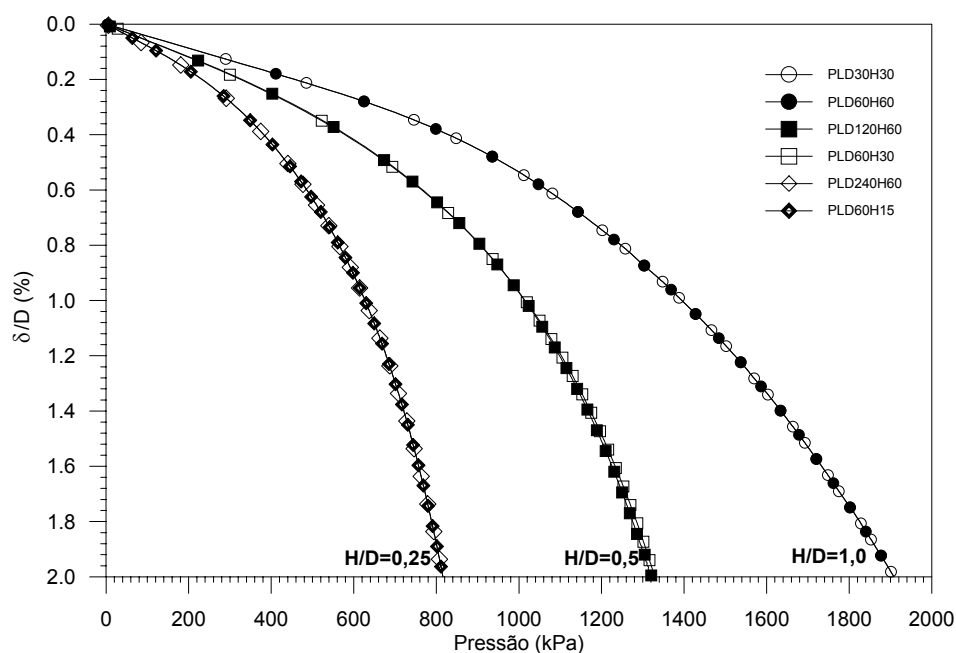


Figura 5.13 – Curvas pressão x recalque relativo de simulações numéricas com diferentes variáveis geométricas D e H.

5.3.2.2 Deformações plásticas e totais

As Figuras 5.14 a 5.16 apresentam as deformações plásticas para as relações $H/D=0,25$; $0,5$ e $1,0$, respectivamente. As Figuras 5.17 a 5.19 apresentam as deformações totais para estas mesmas relações H/D . A convenção de sinais utilizada nestas figuras é contrária àquela utilizada na Engenharia Geotécnica, ou seja, deformações de compressão são negativas e de tração são positivas. Os valores estão apresentados de forma adimensional (para obter o valor em porcentagem deve-se multiplicar por 100). Procurou-se com estas figuras apresentar de forma mais qualitativa do que quantitativa, o comportamento de camadas cimentadas quando submetida a carregamento vertical.

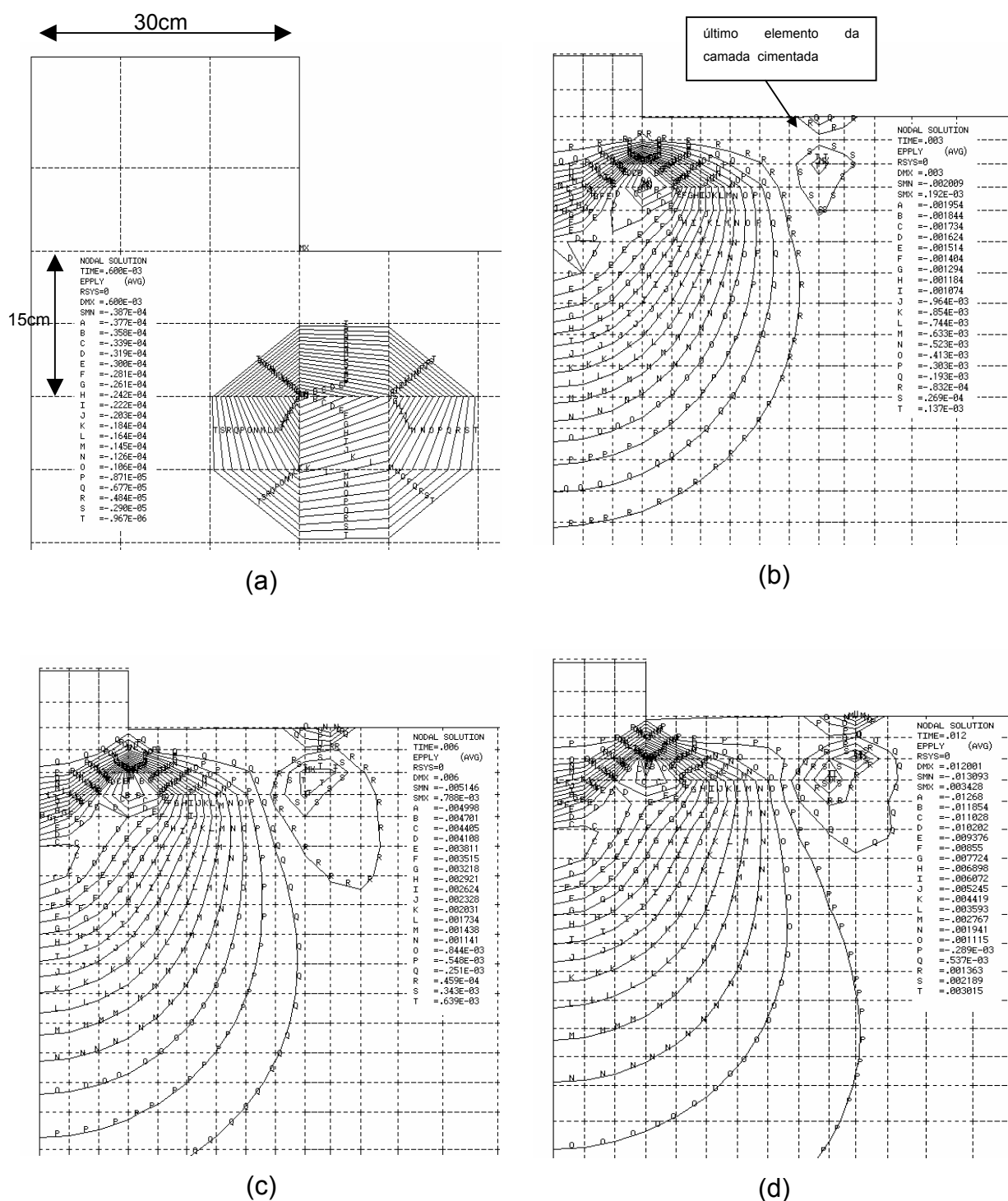


Figura 5.14 – Deformações plásticas verticais ocorridas nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=0.25$: (a) $\delta/D=0.1\%$; (b) $\delta/D=0.5\%$; (c) $\delta/D=1.0\%$; (d) $\delta/D=2.0\%$. (A camada cimentada tem altura de dois elementos e no sentido horizontal vai até onde está demarcado na figura b)

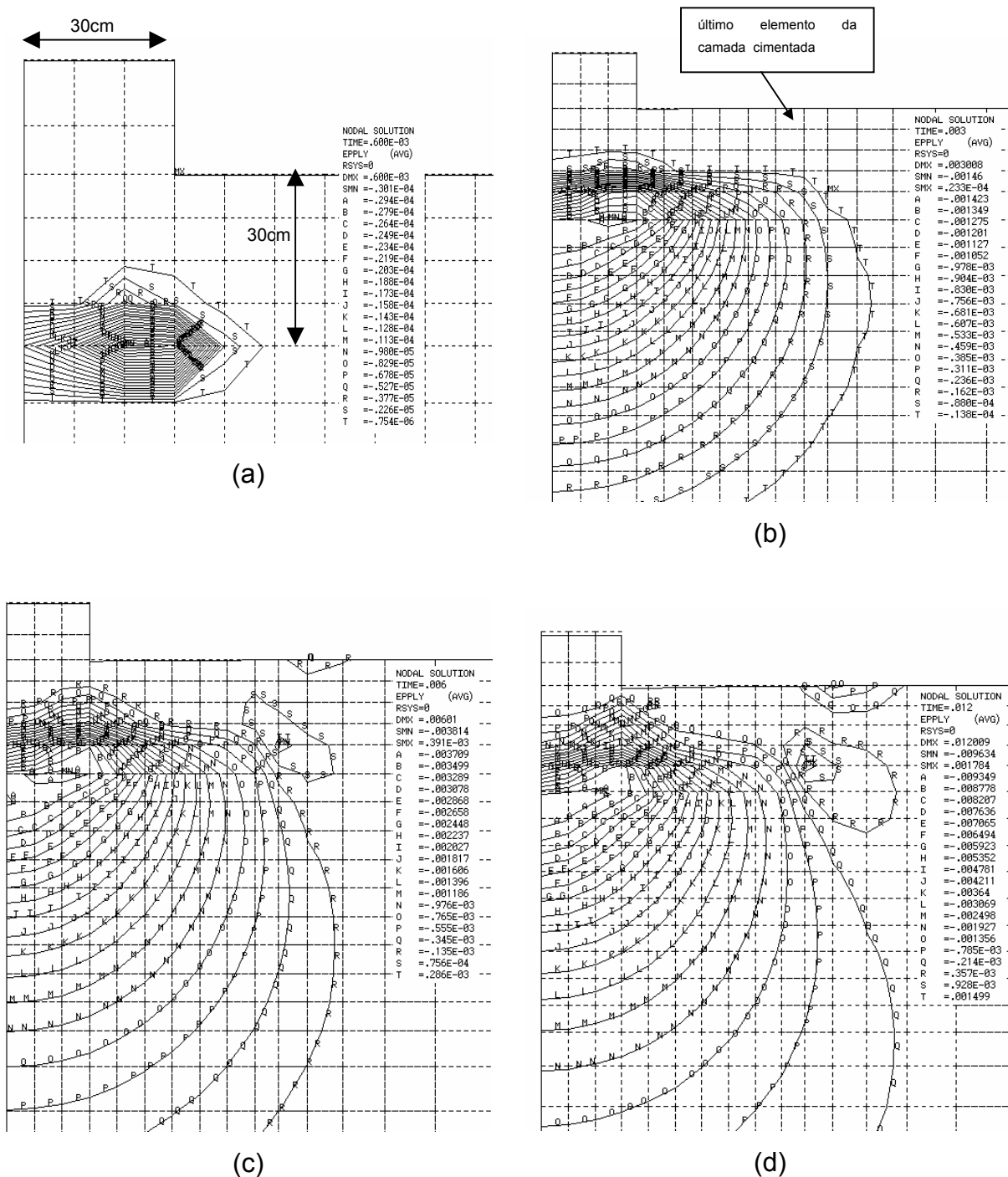


Figura 5.15 – Deformações plásticas verticais ocorridas nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=0,5$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$. (A camada cimentada tem altura de quatro elementos e no sentido horizontal vai até onde está demarcado na figura b).

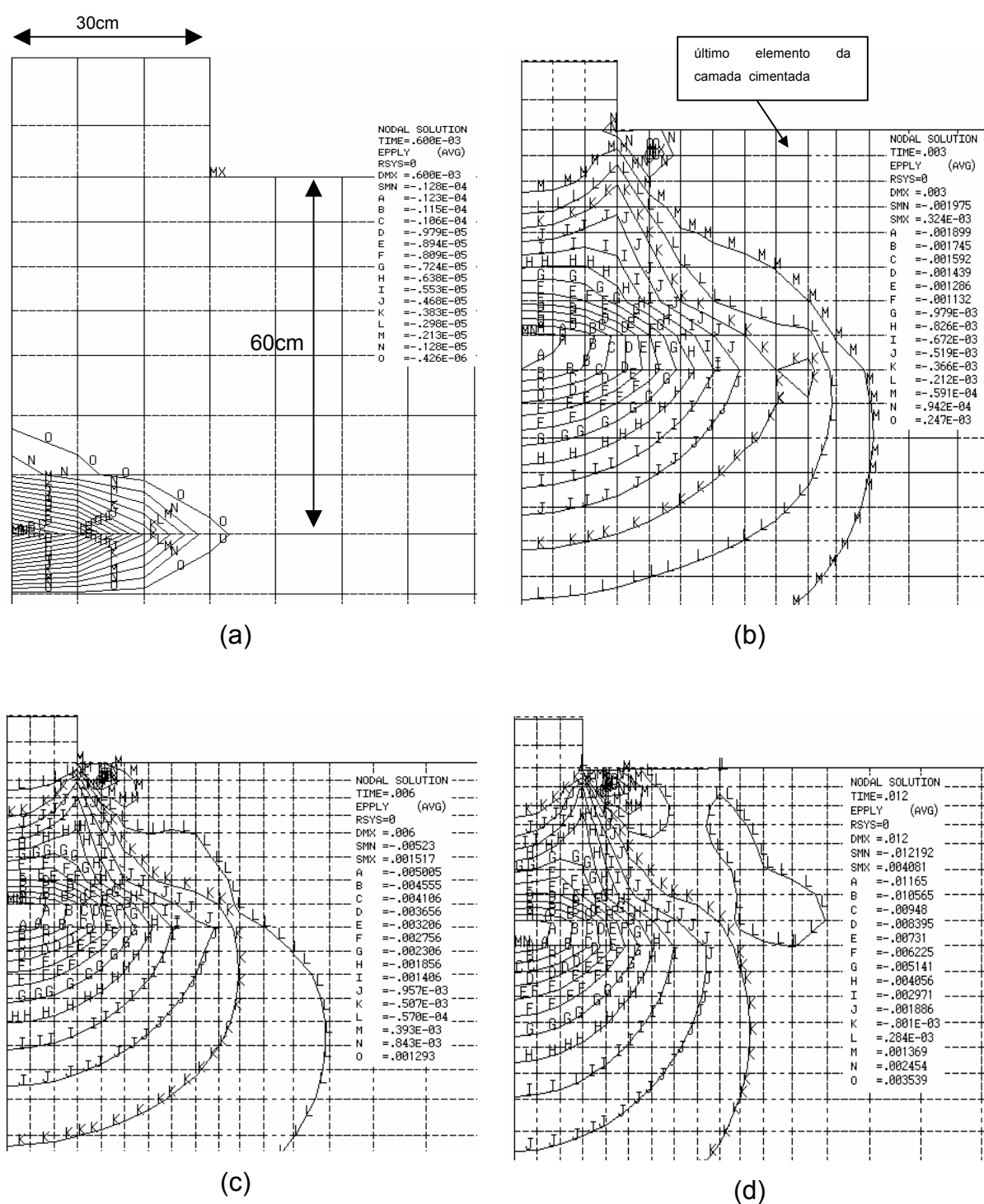


Figura 5.16 – Deformações plásticas verticais ocorridas nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=1,0$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$. (A camada cimentada tem altura de sete elementos e no sentido horizontal vai até onde está demarcado na figura b).

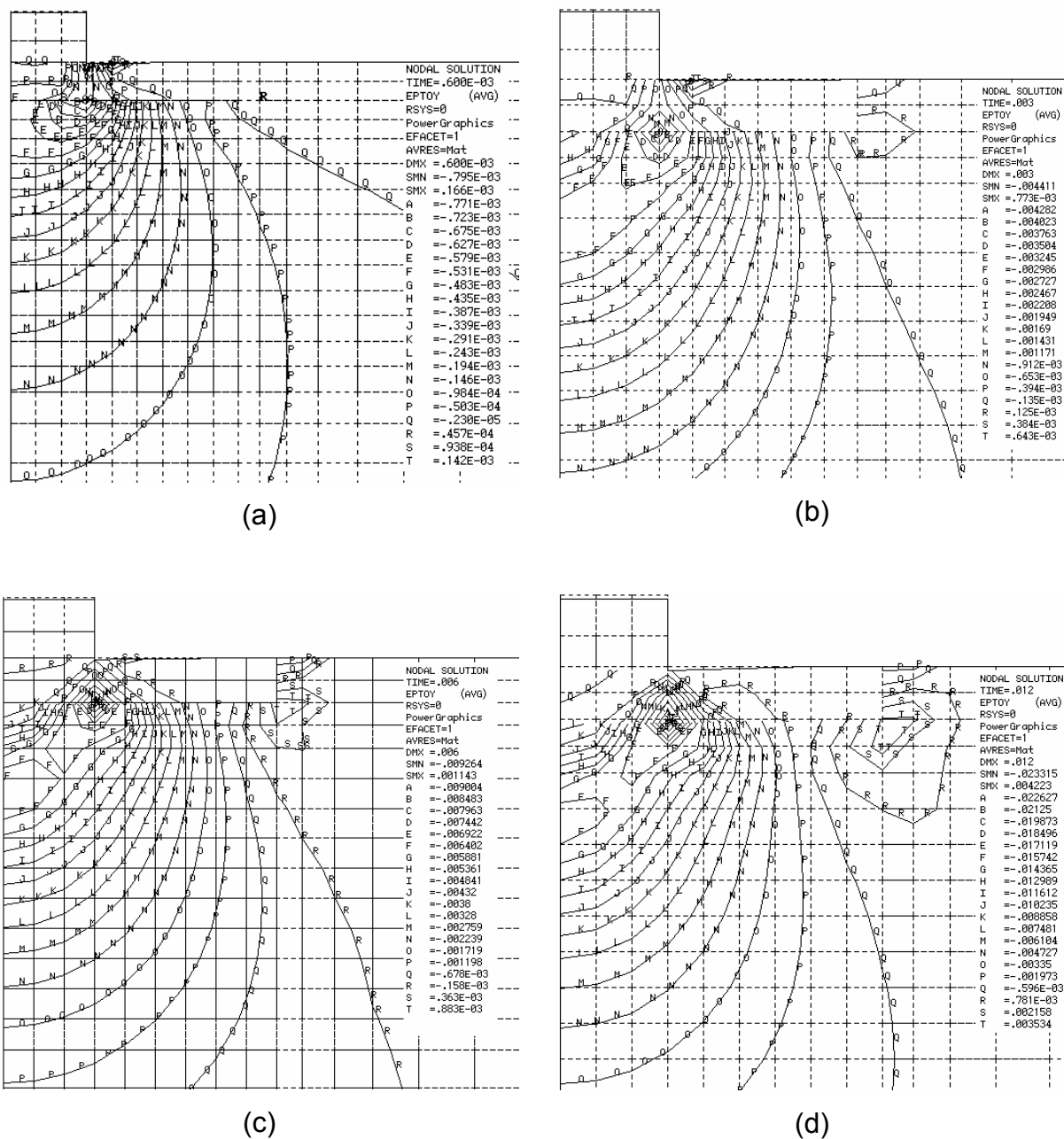


Figura 5.17 – Deformações totais verticais ocorridas nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=0,25$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$. A camada cimentada tem altura de dois elementos e no sentido horizontal vai até onde esta demarcado na Figura 5.14 (b).

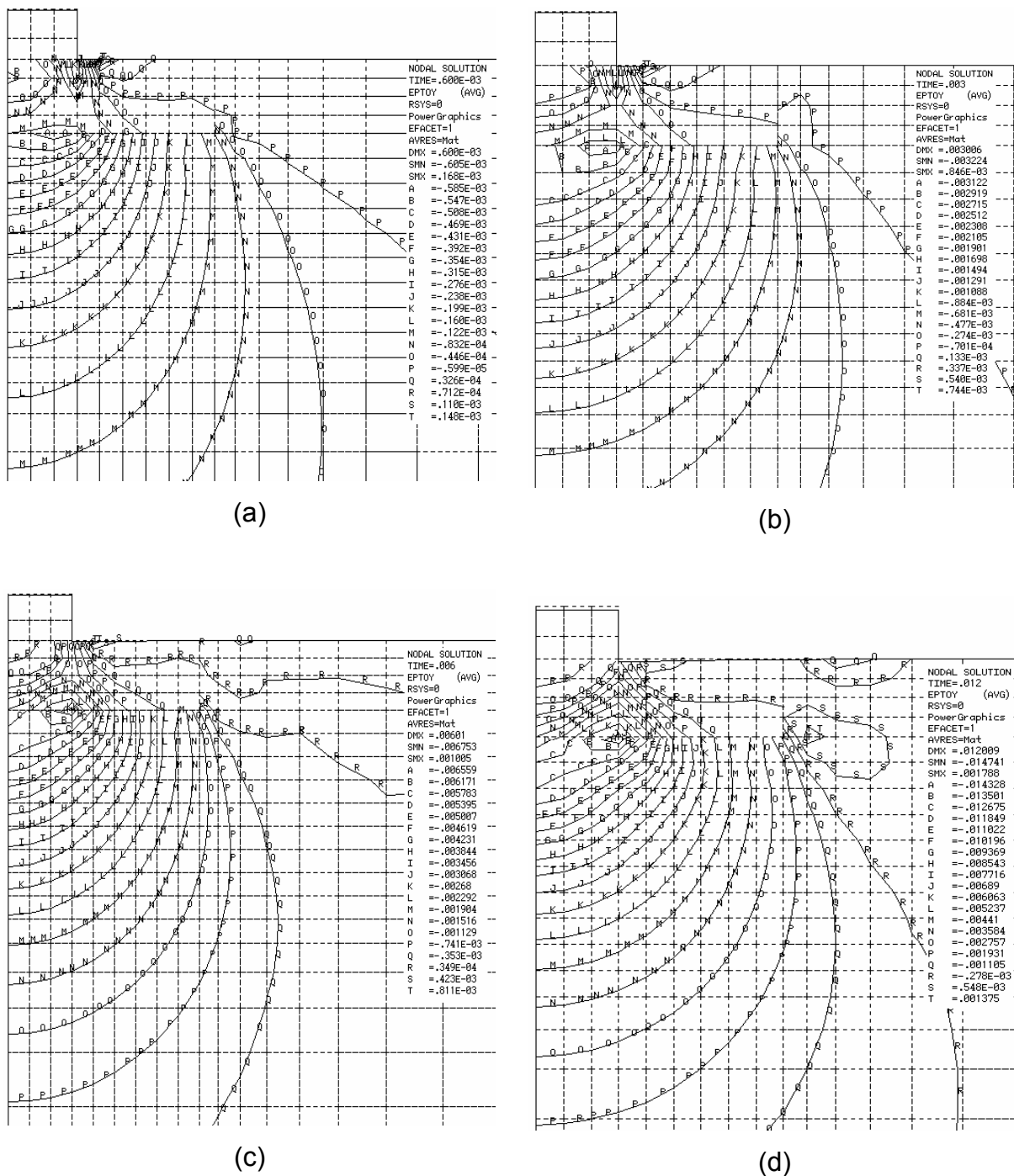


Figura 5.18 – Deformações totais verticais ocorridas nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=0,50$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$. A camada cimentada tem altura de quatro elementos e no sentido horizontal vai até onde está demarcado na Figura 5.15(b).

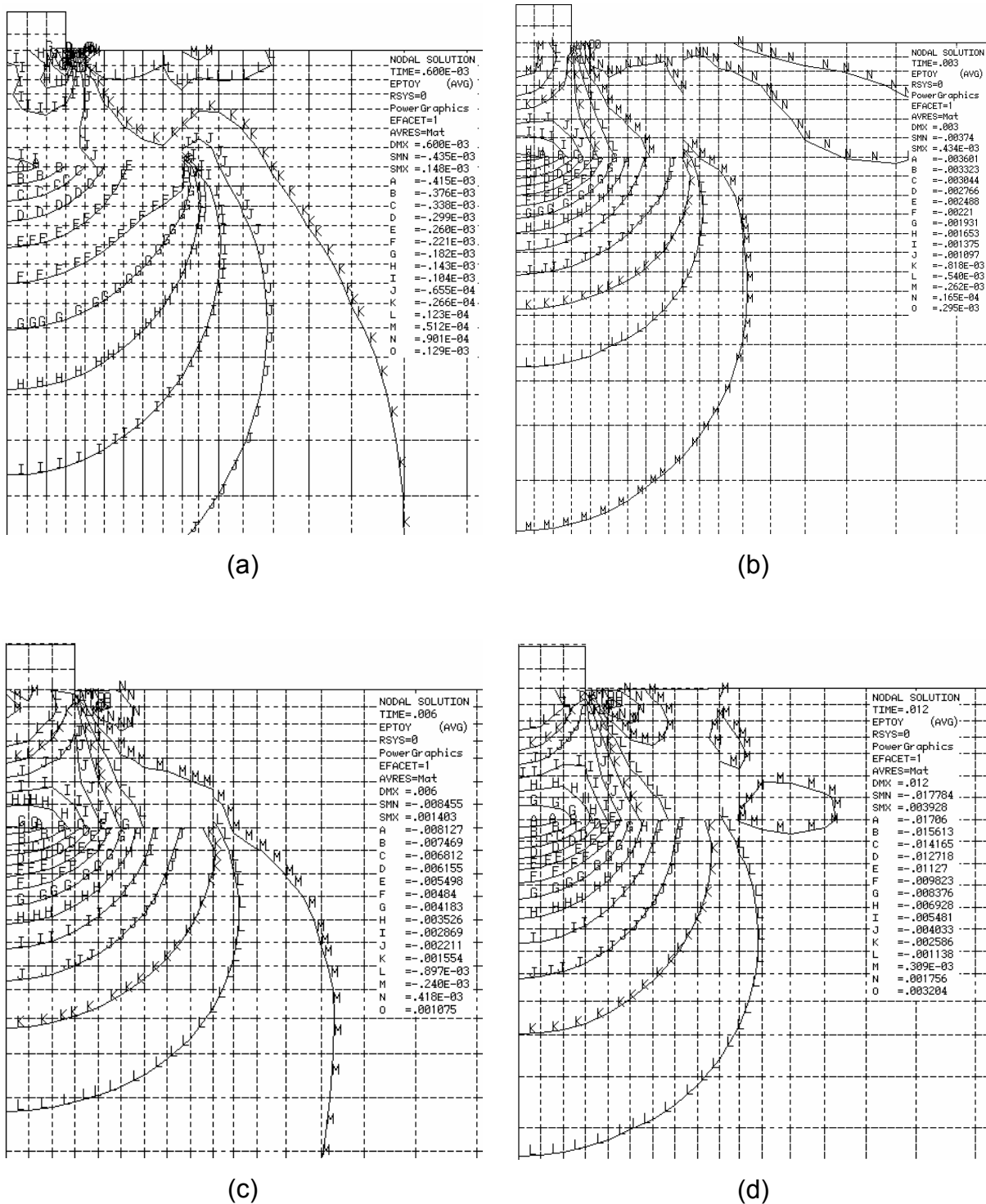


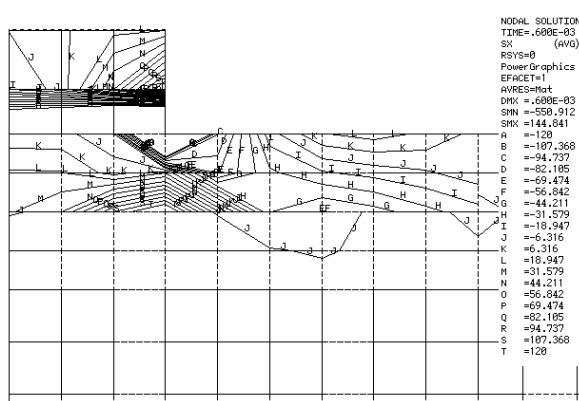
Figura 5.19 – Deformações totais verticais ocorridas nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=1,0$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$. A camada cimentada tem altura de sete elementos e no sentido horizontal vai até onde está demarcado na Figura 5.16(b).

Observa-se que as deformações plásticas iniciam, para as três relações H/D estudadas, já no nível de recalque relativo de 0,1%. Estas deformações iniciam sempre na interface entre o solo cimentado e solo não-cimentado. No entanto, o ponto de início de plastificação é variável com a relação H/D. Para $H/D=0,25$ nota-se que a plastificação inicia abaixo do canto da área carregada, isto é, na borda da fundação (Figura 5.14a). Conforme vai crescendo a relação H/D o ponto de início de plastificação vai movendo-se para a esquerda em direção ao centro da fundação, sendo que para a relação $H/D=1,0$ o ponto de início de plastificação está sob o centro da área carregada (Figura 5.16a). Verifica-se que, para as três relações H/D, as isolinhas de plastificação têm gradientes diferentes na camada cimentada e não-cimentada. Na camada cimentada, as maiores deformações plásticas estão na interface entre as duas camadas e diminuem de valor em direção à borda da fundação. Isto mostra que a ruptura na camada cimentada é progressiva e inicia na interface com a camada não-cimentada e tem sentido ascendente.

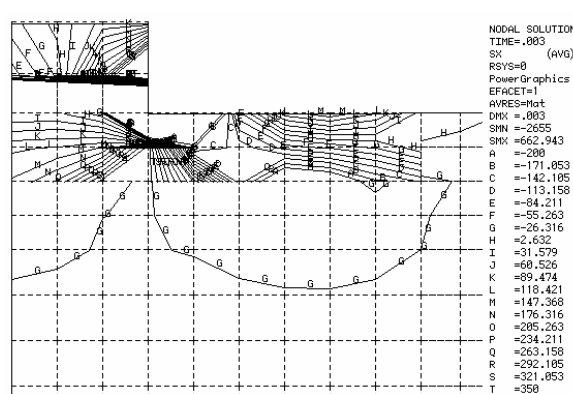
As deformações verticais totais seguem qualitativamente o mesmo comportamento das deformações plásticas. Ou seja, os maiores valores encontram-se na interface das camadas cimentada e não-cimentada, e seu ponto de ocorrência é função da relação H/D. Para relações $H/D=0,25$ as maiores deformações encontram-se abaixo da borda da fundação (Figura 5.17) e para a relação $H/D=1,0$ os maiores valores são abaixo do centro da fundação. No entanto, existe uma diferença significativa entre o valor da deformação total que ocorre na camada não-cimentada e na camada cimentada. Observa-se que na interface entre as camadas, na camada não-cimentada existe a isolinha A (maior valor de deformação) e na camada cimentada, no mesmo ponto, ocorre a presença das isolinha H a N (dependendo da relação H/D e do nível de recalque relativo – Figuras 5.17 a 5.19). Este fato está diretamente ligado à diferença das deformações elásticas que ocorrem em ambas as camadas. Como já foi mostrado, estas são funções do módulo de elasticidade do material (E).

5.3.2.3 Tensões horizontais e verticais

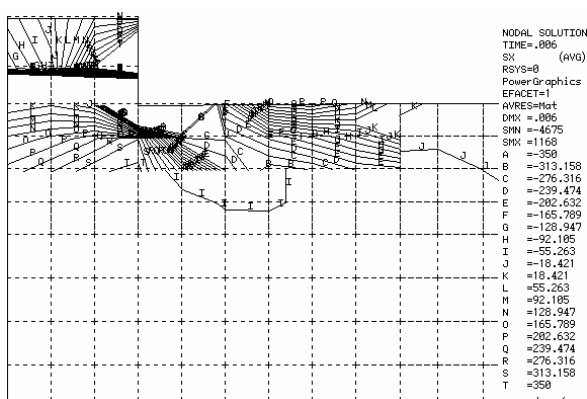
As Figuras 5.20 a 5.22 apresentam as tensões horizontais e as Figuras 5.23 a 5.25 as tensões verticais observadas nas simulações para as relações H/D iguais a 0,25, 0,5 e 1,0, respectivamente, nos níveis de recalque relativo de 0,1%; 0,5%; 1,0% e 2,0%. Os valores estão apresentados em kPa. Estes resultados de tensões tem o objetivo de mostrar de forma qualitativa o padrão de tensões horizontais geradas na camada cimentada e a grande capacidade de absorção de tensões verticais desta camada.



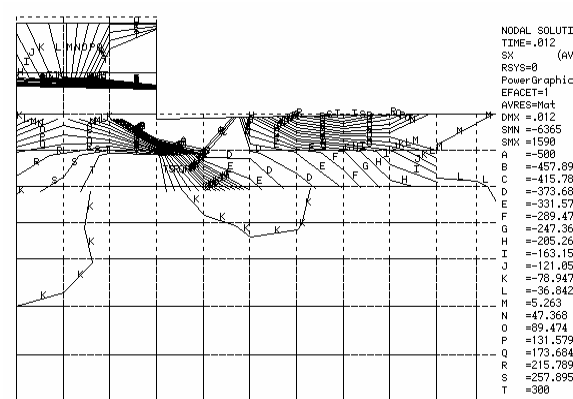
(a)



(b)

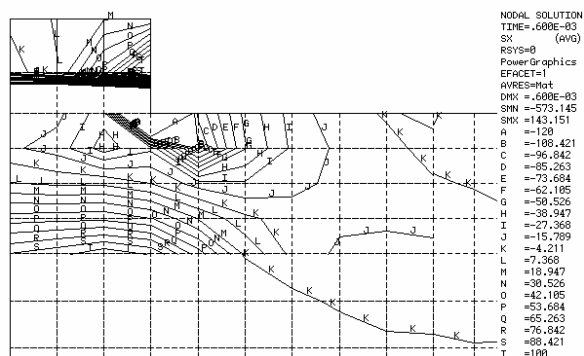


(c)

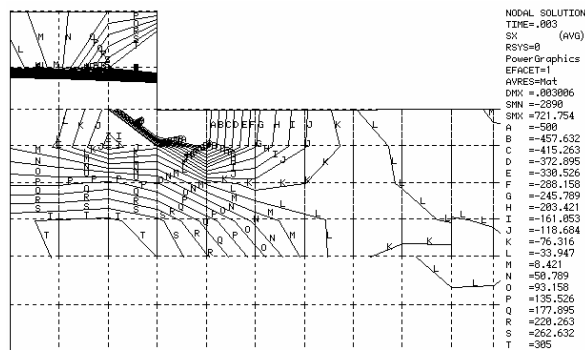


(d)

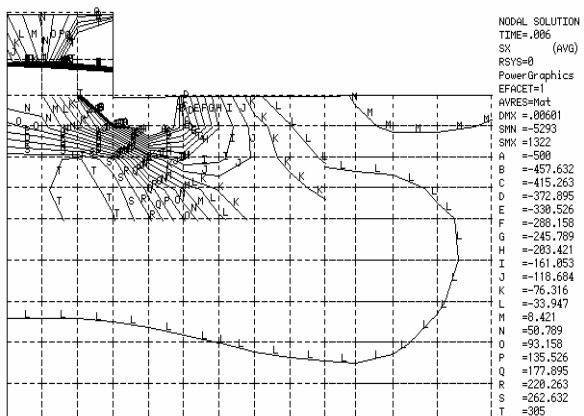
Figura 5.20 – Tensões horizontais (em kPa) nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=0,25$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$.



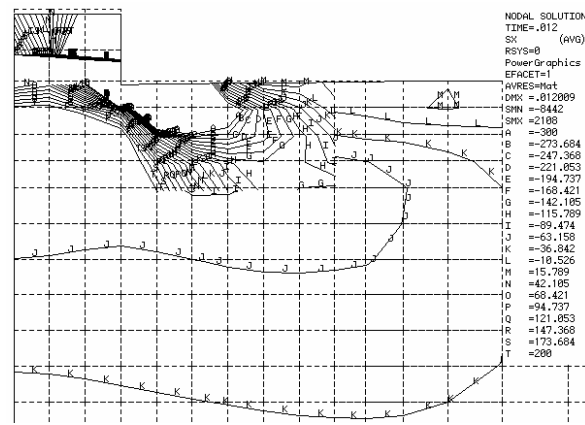
(a)



(b)

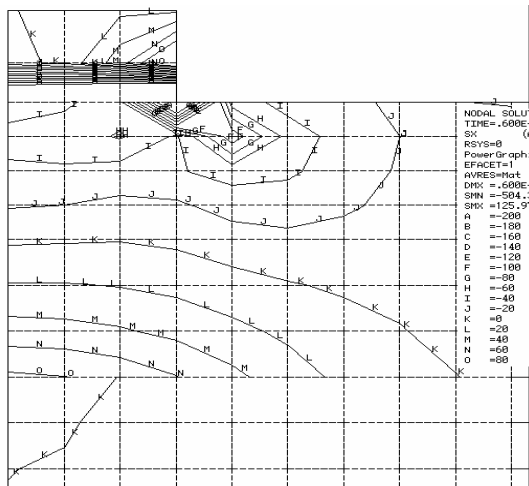


(c)

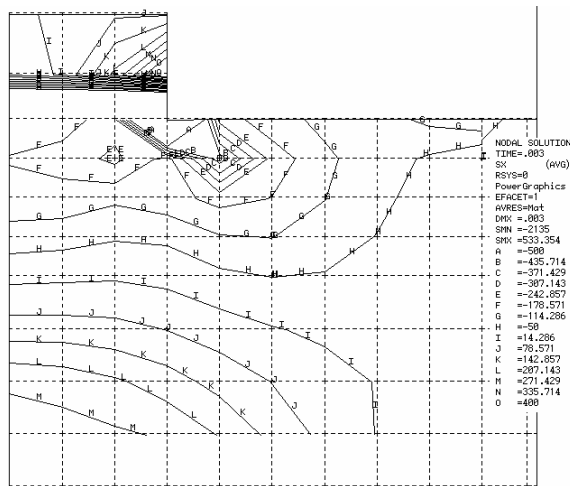


(d)

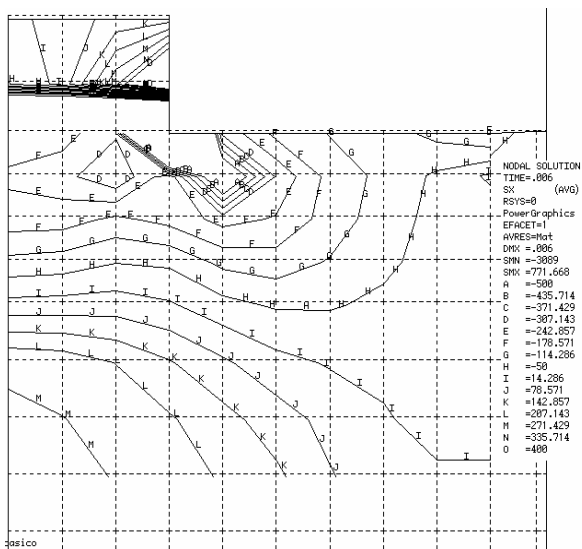
Figura 5.21 – Tensões horizontais (em kPa) nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=0,5$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$.



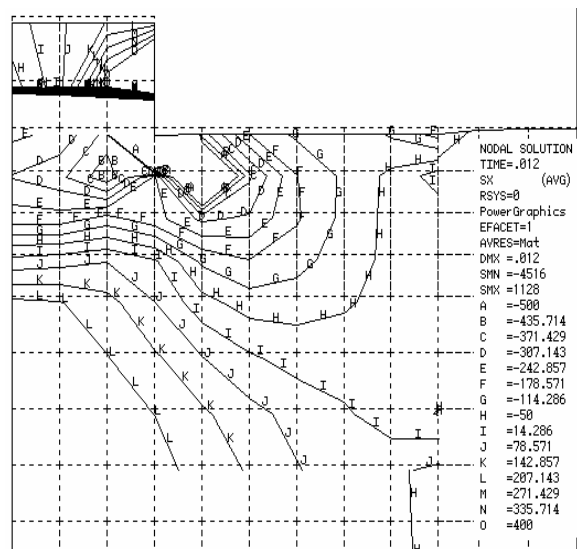
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 5.22 – Tensões horizontais nas camadas cimentada e não-cimentada para H/D=1,0: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$.

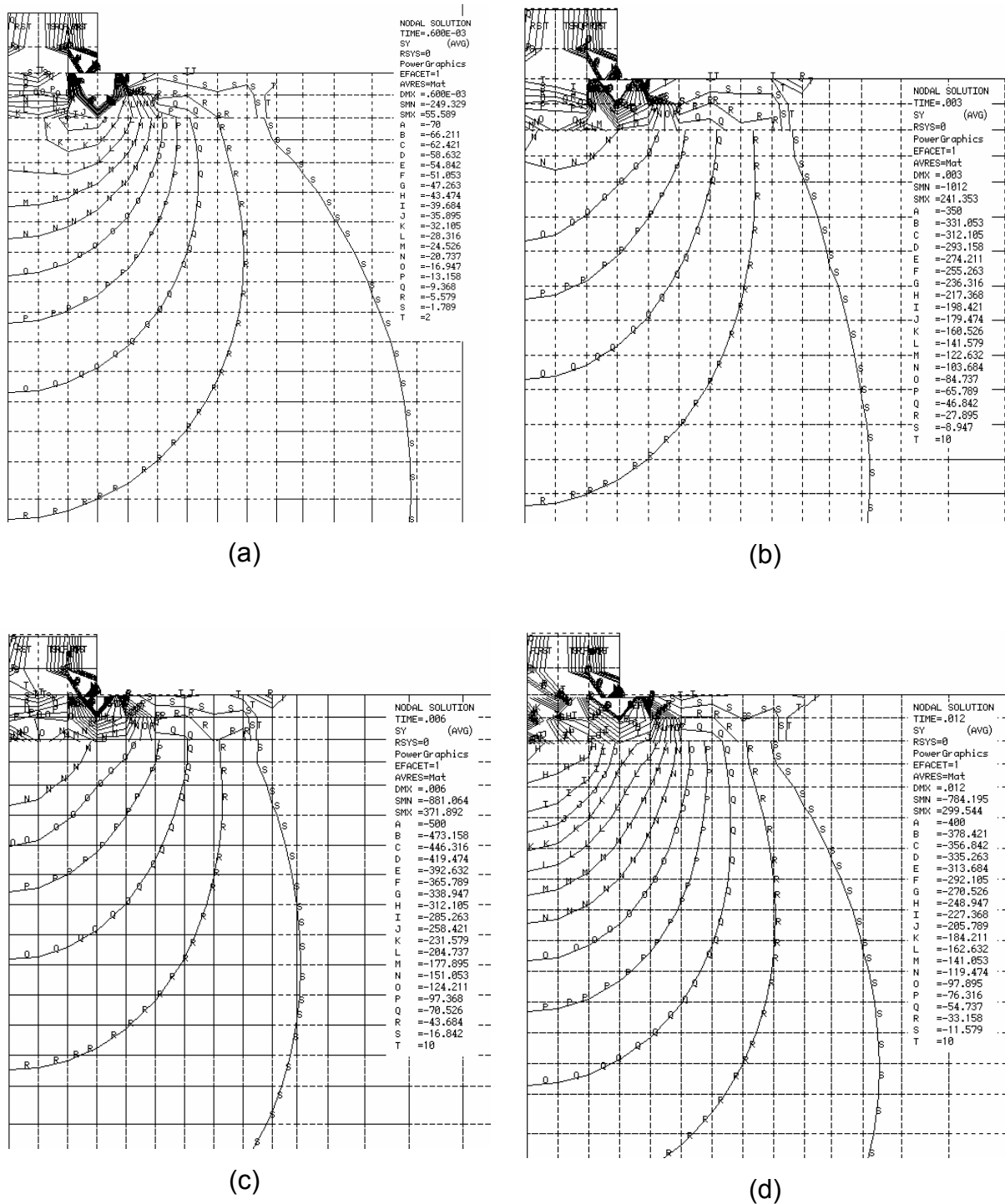
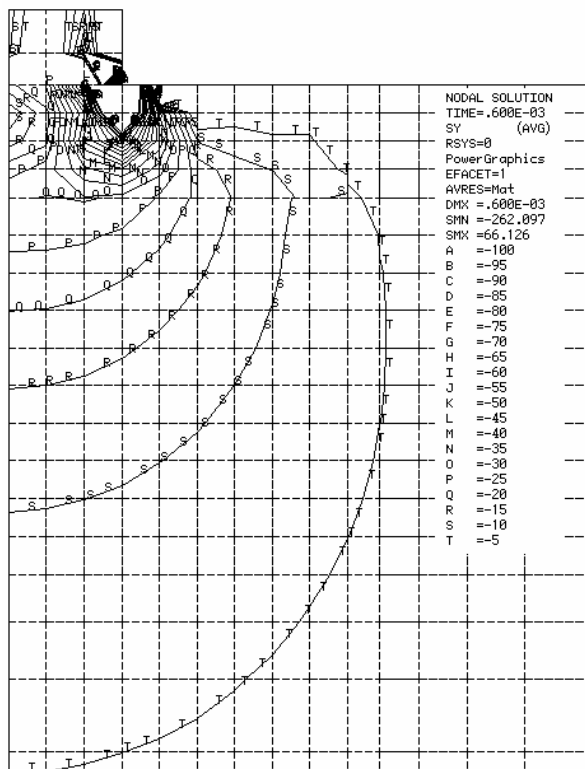
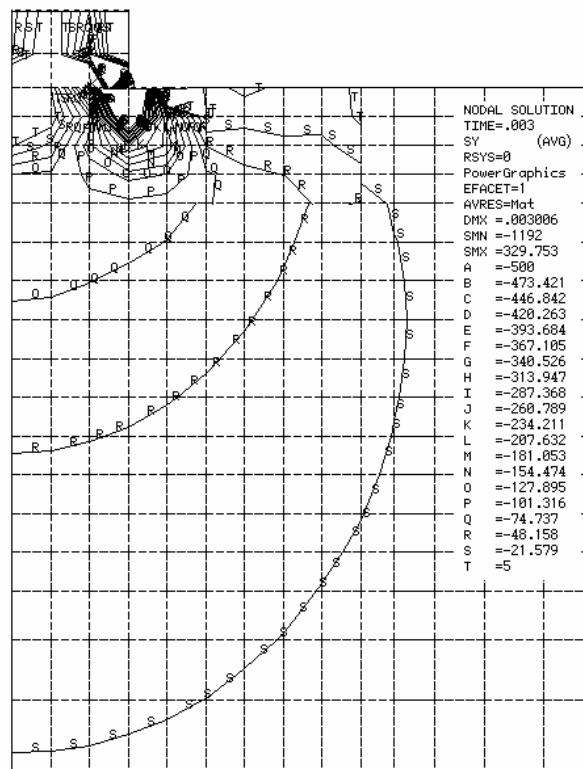


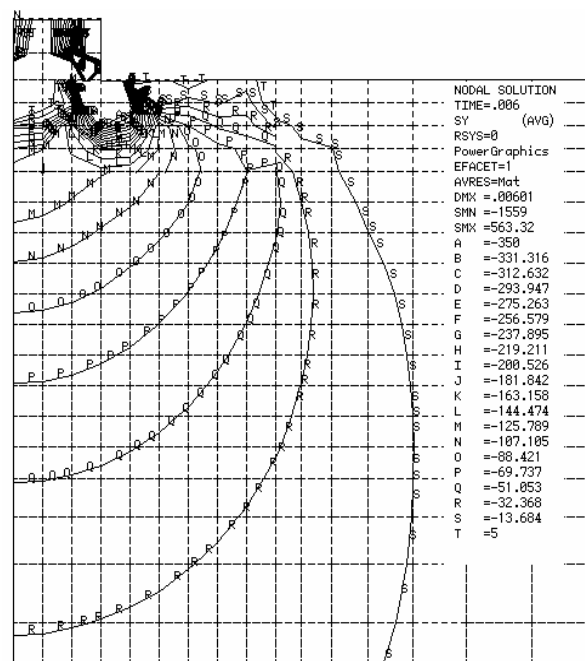
Figura 5.23 – Tensões verticais nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=0,25$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$.



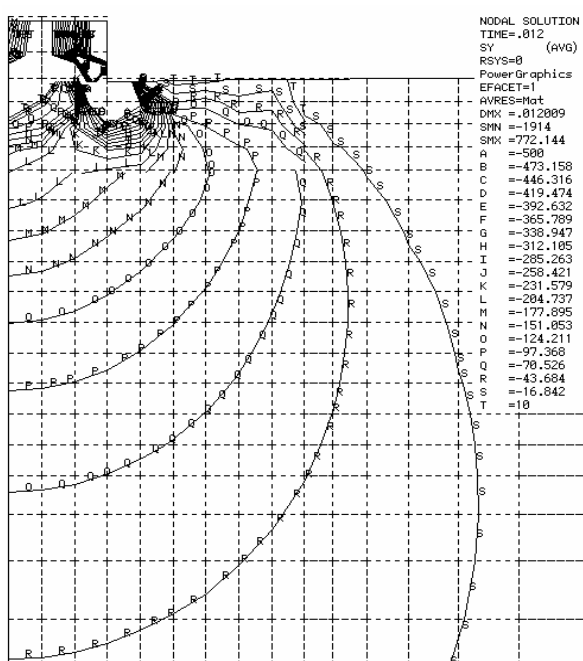
(a)



(b)

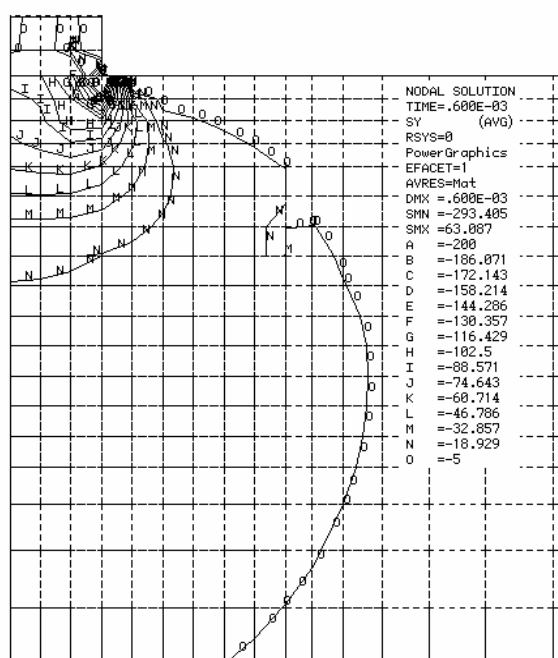


(c)

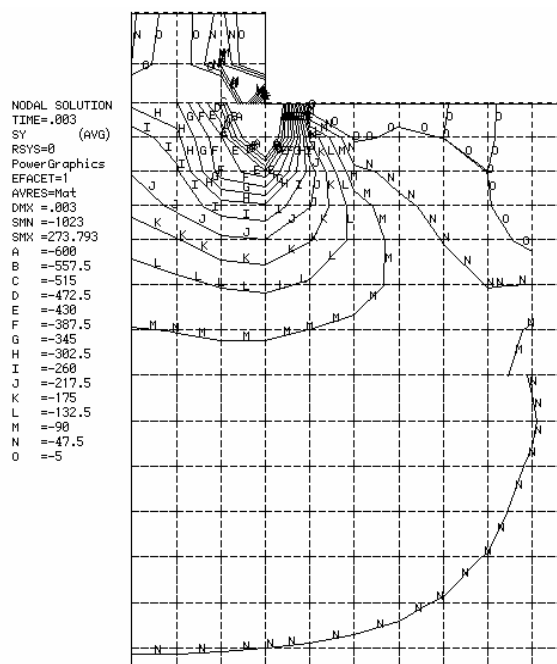


(d)

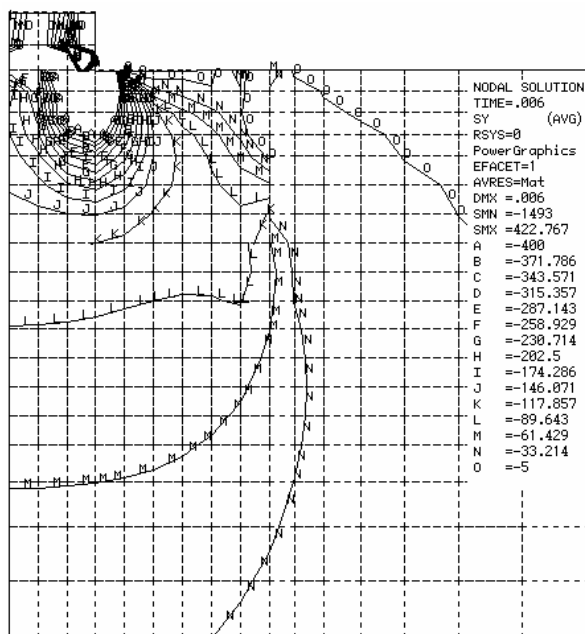
Figura 5.24 – Tensões verticais nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=0,5$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$.



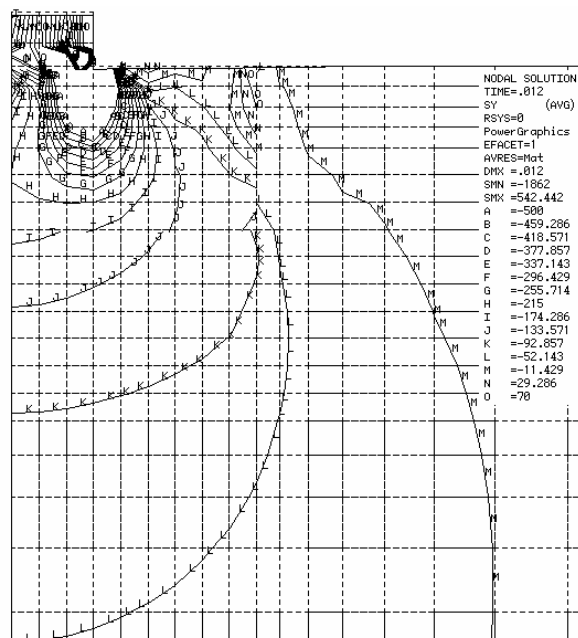
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 5.25 – Tensões verticais nas camadas cimentada e não-cimentada para $H/D=1,0$: (a) $\delta/D=0,1\%$; (b) $\delta/D=0,5\%$; (c) $\delta/D=1,0\%$; (d) $\delta/D=2,0\%$.

Verifica-se que a maioria das tensões horizontais concentram-se basicamente na camada cimentada. De modo geral, verifica-se o comportamento típico de materiais cimentados; ou seja, na parte inferior são geradas tensões horizontais de tração e na parte superior tensões horizontais de compressão. Observa-se que o ponto de maior tensão horizontal de tração varia com a relação H/D. Da mesma forma que as deformações plásticas e totais, as tensões horizontais de tração ocorrem abaixo da borda da fundação para a relação H/D=0,25 (Figura 5.20) e deslocam-se para a esquerda com o aumento da relação H/D. Para a relação H/D=1,0 a maior tensão horizontal de tração encontra-se sob o centro da fundação (Figura 5.22). Verifica-se, também, que para a relação H/D=0,25, em todos os níveis de recalque relativo, e para a relação H/D=0,5, para os níveis de deformação de 1,0% e 2,0%, existe a ocorrência de tensão horizontal de tração na superfície da camada cimentada. Observa-se que na camada não-cimentada somente ocorre tensão horizontal de compressão (Figura 5.20b e Figura 5.21d).

Observa-se que a distribuição de tensões verticais se concentra na borda da fundação, o que é característico de fundações rígidas. Mas o importante de se verificar é a grande capacidade de absorção de tensões verticais na camada cimentada. Analisando a Figura 5.13, que apresenta as pressões aplicadas, em conjunto com as Figuras 5.23 a 5.25, observa-se que para o nível de recalque relativo de 1,0%, por exemplo, o percentual de tensão aplicada que chega na camada não-cimentada é de aproximadamente 22%, 12% e 7%, para as relações H/D iguais a 0,25, 0,5 e 1,0, respectivamente. Este é o fato que faz com que camadas cimentadas de pequena espessura aumentem a capacidade de carga de fundações superficiais. Entretanto, a baixa rigidez da camada não-cimentada em relação à camada cimentada, faz com que o nível de deformação total seja muito maior nesta camada, como observado nas Figuras 5.17 a 5.19.

5.3.3 Influência dos parâmetros dos materiais

Para verificar a influência dos parâmetros dos materiais⁵ na resposta carga x recalque de fundações superficiais apoiadas em um sistema de dupla camada, foi adotada uma placa de 0,60m de diâmetro apoiada sobre camadas cimentadas de 0,60m, 0,30m e 0,15m de espessura. As simulações foram realizadas para três diferentes níveis de cimentação, as quais foram classificadas de forte ($c'_1=450\text{kPa}$), média ($c'_1=100\text{kPa}$) e fraca ($c'_1=30\text{kPa}$). As Figuras 5.26 a 5.28 apresentam as curvas pressão x recalque relativo obtidas nas simulações, para os três níveis de cimentação adotados e relação $H/D=1,0$. A influência dos parâmetros para as relações H/D menores é qualitativamente idêntica.

Dos resultados apresentados nas Figuras 5.26 a 5.28, algumas considerações qualitativas podem ser feitas. De maneira geral, observa-se que os parâmetros da camada não-cimentada influenciam mais a resposta pressão x recalque relativo do que os parâmetros da camada cimentada.

Quanto à influência de cada parâmetro, verifica-se que quando a camada é fortemente cimentada, a variação de ϕ_1 de 35° a 50° não influencia os recalques, nem as cargas finais obtidas. No entanto, quando a camada é medianamente e fracamente cimentada, este parâmetro apresenta uma pequena influência nos resultados. Porém, esta influência é inferior a qualquer um dos parâmetros da camada não-cimentada.

A variação do módulo de elasticidade da camada cimentada (E_1) de 300MPa a 1500MPa, não apresentou influência significativa nos resultados de recalque, nem na pressão última, para todos os níveis de cimentação estudados. Pode-se concluir, portanto, antes de uma análise quantitativa mais detalhada, que este parâmetro não influencia a performance de fundações apoiadas em sistemas de dupla camada, sendo a superior cimentada.

⁵ Nas simulações foram utilizados para a camada cimentada parâmetros de resistência reduzidos.

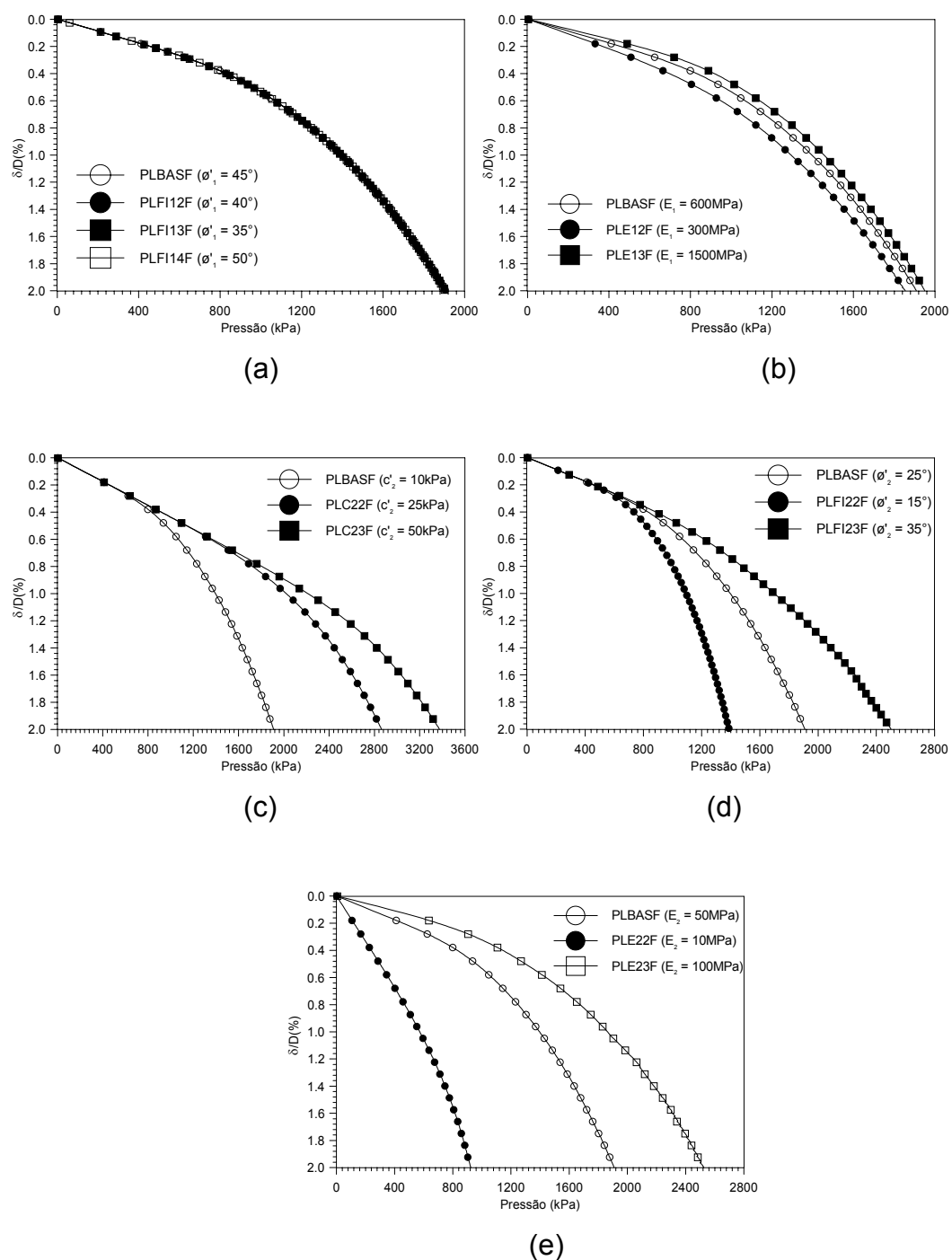


Figura 5.26 – Curvas pressão x recalque relativo obtidas na análise paramétrica quando a camada superior é fortemente cimentada (F): (a) variando ϕ'_1 ; (b) variando E_1 ; (c) variando c'_2 ; (d) variando ϕ'_2 ; (e) variando E_2 .

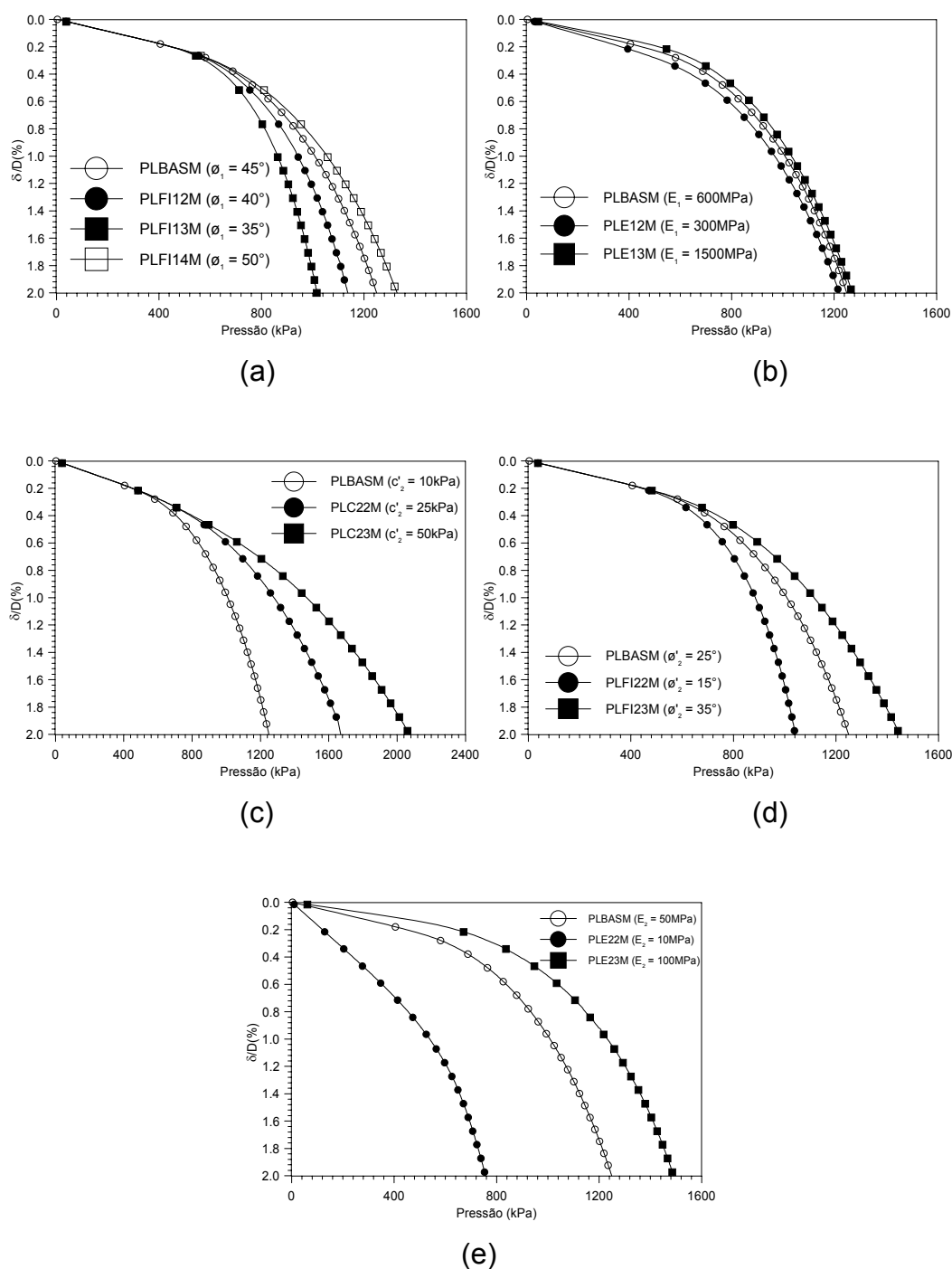


Figura 5.27 – Curvas pressão x recalque relativo obtidas na análise paramétrica quando a camada superior é medianamente cimentada (M): (a) variando ϕ'_1 ; (b) variando E_1 ; (c) variando c'_2 ; (d) variando ϕ'_2 ; (e) variando E_2 .

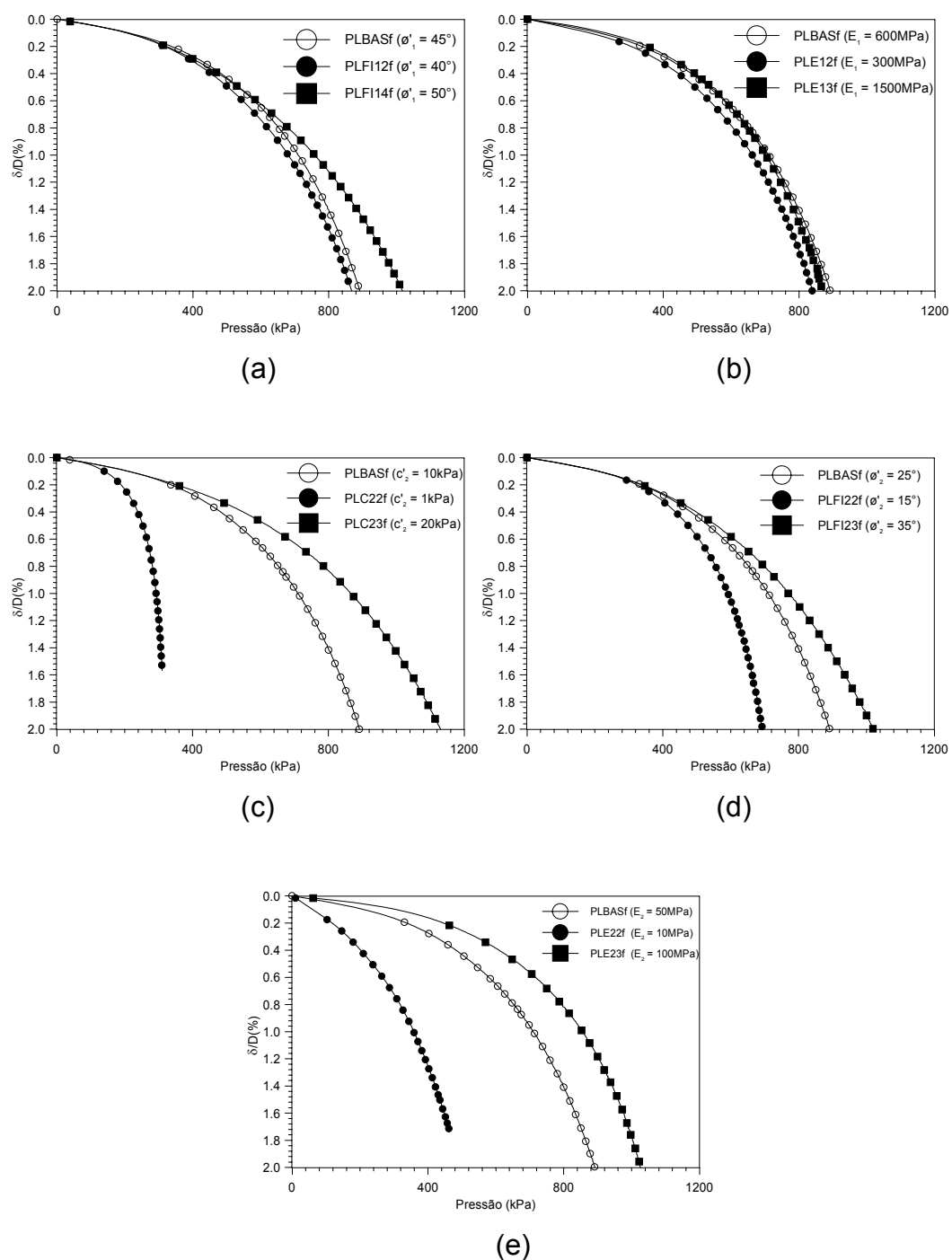


Figura 5.28 – Curvas pressão x recalque relativo obtidas na análise paramétrica quando a camada superior é fracamente cimentada (f): (a) variando ϕ'_1 ; (b) variando E_1 ; (c) variando c'_2 ; (d) variando ϕ'_2 ; (e) variando E_2 .

Os parâmetros da camada não-cimentada apresentaram, qualitativamente, a mesma influência na resposta pressão x recalque relativo para os três diferentes níveis de cimentação. Verifica-se que quanto maiores os valores dos parâmetros da camada não-cimentada, mais rígidas e resistentes tornam-se as curvas. Observa-se, também, que os parâmetros c'_2 e ϕ'_2 não influenciam o trecho inicial da curva, sendo o mesmo influenciado somente pelo módulo de elasticidade da camada não-cimentada (E_2). Verifica-se que os parâmetros c'_2 e ϕ'_2 influenciam de forma diferente o ponto de início de plastificação da curva, ou seja, ponto em que a curva deixa de ser linear. Quanto menor o valor do parâmetro c'_2 , menor será o valor de recalque relativo em que começa a ocorrer esta plastificação. Já para diferentes valores do parâmetro ϕ_2 , as curvas começam a plastificar basicamente no mesmo ponto. Cabe salientar que a menor influência do parâmetro relacionado à parcela de resistência por atrito já era esperado, tendo em vista que esta parcela é função do nível de tensão confinante e , como se sabe, serão baixas no caso fundações superficiais.

5.3.3.1 Influência dos parâmetros dos materiais na pressão última ($q_{u2\%}$)

As Tabelas 5.7, 5.8 e 5.9 apresentam os valores de pressão última a 2% de recalque relativo obtidos nos exemplos simulados para as relações H/D iguais a 0,25, 0,50 e 1,0 e os três níveis de cimentação adotados, respectivamente.

Com estes resultados (variáveis dependentes) e os dados de grandeza dos parâmetros (variáveis independentes) apresentados no Capítulo 3, é possível verificar quantitativamente qual a influência de cada parâmetro na determinação do valor de $q_{u2\%}$, através de análises de regressão linear múltipla. O nível de significância utilizado nestas análises foi de 5% ($\alpha=0,05$). Ou seja, existe 95% de certeza de que os valores dos coeficientes obtidos na regressão representam os dados simulados (Nanni & Ribeiro, 1992).

Tabela 5.7 – Valores de pressão última ($q_{u2\%}$) obtidos nos exemplos simulados na análise paramétrica quando a camada superior é fortemente cimentada.

Exemplo	$q_{u2\%}$ (kN/m ²)		
	H/D=0,25	H/D=0,5	H/D=1,0
PLBASf	824,13	1331,77	1908,09
PLFI12F	824,69	1320,38	1906,75
PLFI13F	827,13	1302,03	1907,14
PLFI14F	824,58	1320,91	1903,88
PLE12F	796,50	1257,82	1854,33
PLE13F	798,76	1369,41	1950,00
PLC22F	1196,92	1843,63	2862,14
PLC23F	1546,53	2176,39	3374,22
PLFI22F	617,68	1089,24	1387,76
PLFI23F	866,53	1581,30	2500,57
PLE22F	370,31	762,69	922,39
PLE23F	893,06	1584,59	2523,77

Tabela 5.8 – Valores de pressão última ($q_{u2\%}$) obtidos nos exemplos simulados na análise paramétrica quando a camada superior é medianamente cimentada.

Exemplo	$q_{u2\%}$ (kN/m ²)		
	H/D=0,25	H/D=0,5	H/D=1,0
PLBAsM	532,43	839,64	1248,76
PLFI12M	522,56	824,08	1136,15
PLFI13M	493,85	762,41	1015,66
PLFI14M	553,91	931,78	1328,73
PLE12M	537,50	823,65	1220,04
PLE13M	558,50	861,73	1270,91
PLC22M	773,87	1236,47	1669,11
PLC23M	1024,55	1657,06	2072,48
PLFI22M	469,34	715,44	1041,08
PLFI23M	725,89	1125,30	1499,01
PLE22M	248,60	393,39	756,66
PLE23M	634,16	1040,45	1490,32

Tabela 5.9 – Valores de pressão última ($q_{u2\%}$) obtidos nos exemplos simulados na análise paramétrica quando a camada superior é fracamente cimentada.

Exemplo	$q_{u2\%}$ (kN/m ²)		
	H/D=0,25	H/D=0,5	H/D=1,0
PLBASf	348,23	547,18	890,88
PLFI13f	314,24	491,17	866,47
PLFI14f	367,01	693,33	1016,85
PLE12f	373,03	574,87	838,78
PLE13f	393,15	613,33	846,17
PLC22f	135,20	217,35	310,24
PLC23f	457,19	770,41	1129,22
PLFI22f	301,15	499,35	692,39
PLFI23f	465,76	785,41	1019,44
PLE22f	193,85	291,24	461,65
PLE23f	494,50	770,41	1025,95

Com a análise de regressão é possível obter a seguinte equação:

$$Y = B_0 + B_1X_1 + B_2X_2 + \dots + B_nX_n \quad [5.12]$$

Onde: Y = Variável dependente ($q_{u2\%}$);

B_0 = Intercepto;

B_n = Coeficiente de regressão;

X_n = Variáveis independentes ($c'_1, \phi'_1, E_1, c'_2, \phi'_2, E_2$).

Na equação 5.12 os valores dos coeficientes de regressão (B_n) são valores numéricos que relacionam a variável independente com a variável dependente. Esta equação pode ser utilizada para obter a previsão de valores da variável dependente. Como a ordem de grandeza das variáveis independentes é bastante distinta, os valores dos coeficientes de regressão não podem ser diretamente comparados. Outra forma de apresentar os resultados, de maneira que os coeficientes de regressão possam ser comparados, é pela seguinte equação:

$$Y = b_1X_1 + b_2X_2 + \dots + b_nX_n \quad [5.13]$$

Na equação 5.13, b significa a inclinação de uma reta que interrelaciona uma variável independente com a variável dependente, mantendo as demais variáveis independentes constantes. A ordem de grandeza de b significa, diretamente, quanto cada um dos parâmetro dos materiais influencia na composição da capacidade de carga a 2% de recalque relativo.

As Tabela 5.10 a 5.12 apresentam, respectivamente, os resultados obtidos nas regressões múltiplas, para a relação $H/D=1,0$ e para os três níveis de cimentação adotados. Além dos valores dos coeficientes b e B_n , está apresentado o valor do coeficiente de determinação ajustado ($R^2_{ajustado}$). Este valor indica o quanto da variabilidade do valor de $q_{u2\%}$ é explicado pelos parâmetros dos materiais e pelo modelo de regressão adotado.

Tabela 5.10 – Resultados da análise de regressão múltipla quando a camada superior é fortemente cimentada ($H/D=1,0$).

Coeficientes	Intercepto	Parâmetros				
		ϕ'_1	E_1	c'_2	ϕ'_2	E_2
b	--	-0,012	0,035	0,752*	0,364*	0,509*
B_n	-734,93	-2,21	0,08	40,96*	55,64*	17,20*
$R^2_{ajustado} = 0,889$						

*Significativo para $\alpha=0,05$.

Tabela 5.11 – Resultados da análise de regressão múltipla quando a camada superior é medianamente cimentada ($H/D=1,0$).

Coeficientes	Intercepto	Parâmetros				
		ϕ'_1	E_1	c'_2	ϕ'_2	E_2
b	--	0,208	0,043	0,785*	0,285*	0,441*
B_n	-895,62	19,82	0,053	22,47*	22,89*	7,82*
$R^2_{ajustado} = 0,9170$						

*Significativo para $\alpha=0,05$.

Tabela 5.12 – Resultados da análise de regressão múltipla quando a camada superior é fracamente cimentada (H/D=1,0).

Coeficientes	Intercepto	Parâmetros				
		ϕ'_1	E_1	c'_2	ϕ'_2	E_2
b	--	0,134	0,026	0,720*	0,291*	0,485*
B_n	-1007,60	15,04	0,02	42,45*	16,35*	6,02*
$R^2_{\text{ajustado}} = 0,7130$						

*Significativo para $\alpha=0,05$.

Dos resultados apresentados nestas tabelas, pode-se fazer as seguintes observações:

- os valores dos parâmetros ϕ'_1 e E_1 não são estatisticamente significativos na composição do valor de $q_{u2\%}$, para os três diferentes níveis de cimentação adotados;
- para os três níveis de cimentação, o parâmetro que mais influencia a composição do valor de $q_{u2\%}$ é c'_2 ($b>0,72$), seguido do valor de E_2 ($0,44<b<0,41$) e de ϕ_2 ($0,28<b<0,36$).

Como os diferentes níveis de cimentação não apresentaram diferenças na influência de cada parâmetro na composição de $q_{u2\%}$, foi realizada a análise de regressão levando em consideração o conjunto total de parâmetros para as três diferentes relações H/D adotadas. Os resultados destas regressões estão apresentados nas Tabelas 5.13 a 5.15.

Tabela 5.13 – Resultados da análise de regressão múltipla para a relação H/D=1,0.

Coeficientes	Intercepto	Parâmetros					
		c'_1	ϕ'_1	E_1	c'_2	ϕ'_2	E_2
b	--	0,682*	0,033	0,022	0,495*	0,194*	0,288*
B_n	-1184.44*	2,50*	7,22	0,05	33,45*	31,63*	10,36*
$R^2_{\text{ajustado}} = 0.895$							

*Significativo para $\alpha=0,05$.

Tabela 5.14 – Resultados da análise de regressão múltipla para a relação H/D=0,50.

Coeficientes	Intercepto	Parâmetros					
		c'_1	ϕ'_1	E_1	c'_2	ϕ'_2	E_2
b	--	0,670*	0,028	0,035	0,535*	0,184*	0,290*
B_n	-718,36*	1,62*	4,04	0,06	23,98*	19,80*	6,91*
$R^2_{\text{ajustado}} = 0,928$							

*Significativo para $\alpha=0,05$.

Tabela 5.15 – Resultados da análise de regressão múltipla para a relação H/D=0,25.

Coeficientes	Intercepto	Parâmetros					
		c'_1	ϕ'_1	E_1	c'_2	ϕ'_2	E_2
b	--	0,605*	-0,011	0,030	0,601*	0,159*	0,274*
B_n	-279.129*	0,953*	-1.075	0,032	17,515*	11,167*	4,251*
$R^2_{\text{ajustado}} = 0,897$							

*Significativo para $\alpha=0,05$.

Nos resultados apresentados nas tabelas anteriores pode-se observar que os parâmetros que influenciam significativamente a composição de $q_{u2\%}$, em ordem de importância e para as três relações H/D adotadas, foram: coesão da camada cimentada, coesão da camada não-cimentada, módulo de elasticidade da camada não-cimentada e ângulo de atrito da camada não-cimentada. Os parâmetros ângulo de atrito e módulo de elasticidade da camada cimentada não foram significativos. Verifica-se que c'_1 e c'_2 possuem aproximadamente o mesmo valor de b para a relação H/D=0,25 ($b \approx 0,6$) e com o aumento da relação H/D o valor de b cresce para o parâmetro c'_1 e decresce para o parâmetro c'_2 . Os valores de b para os parâmetros ϕ'_2 e E_2 praticamente não se alteram com a variação da relação H/D.

6. ETAPA DE CAMPO

6.1 DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL

O campo experimental do grupo de Geotecnia do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil (CPGEC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) localiza-se no município de Cachoeirinha, RS, junto à sub-estação da Companhia Estadual de Energia Elétrica (CEEE), próximo à rodovia RS 020, conforme ilustrado na Figura 6.1.

O campo experimental foi implantado no final da década de 80 através de um convênio entre UFRGS e CEEE para realizar estudos de fundações de linhas de transmissão e, deste então, o grupo de Geotecnia vem realizando um extenso programa de ensaios de campo e laboratório a fim de caracterizar o solo local.

A geologia local é constituída pelas formações Rosário do Sul e Rio do Rastro (Prezzi,1990). A Formação Rosário do Sul apresenta arenitos médios a finos, siltitos argilosos e lamitos de cores vermelha a cinza amarelo e branca. A Formação Rio do Rastro, a qual é estratigraficamente inferior à Rosário do Sul, é formada por alternância de siltitos, siltitos arenosos, arenitos de coloração vermelha roxa, lamitos e siltitos vermelhos com intercalações de arenitos finos, micáceos, calcíferos, de cor vermelha e amarelo claro.

Segundo Lemos (1973), o solo local classifica-se pedologicamente como Podzólico Vermelho Amarelo (PVA), pertencente à unidade de mapeamento Gravataí. Estes solos são caracterizados pela presença do horizonte A arenoso e horizonte B argiloso, devido à iluviação das partículas de argila do Horizonte A para

o Horizonte B. Caracterizam-se, também, por não apresentarem lençol freático nos horizontes A e B e pela ausência de argilo-minerais expansivos. São solos profundos e bem drenados, pobres em matéria orgânica.

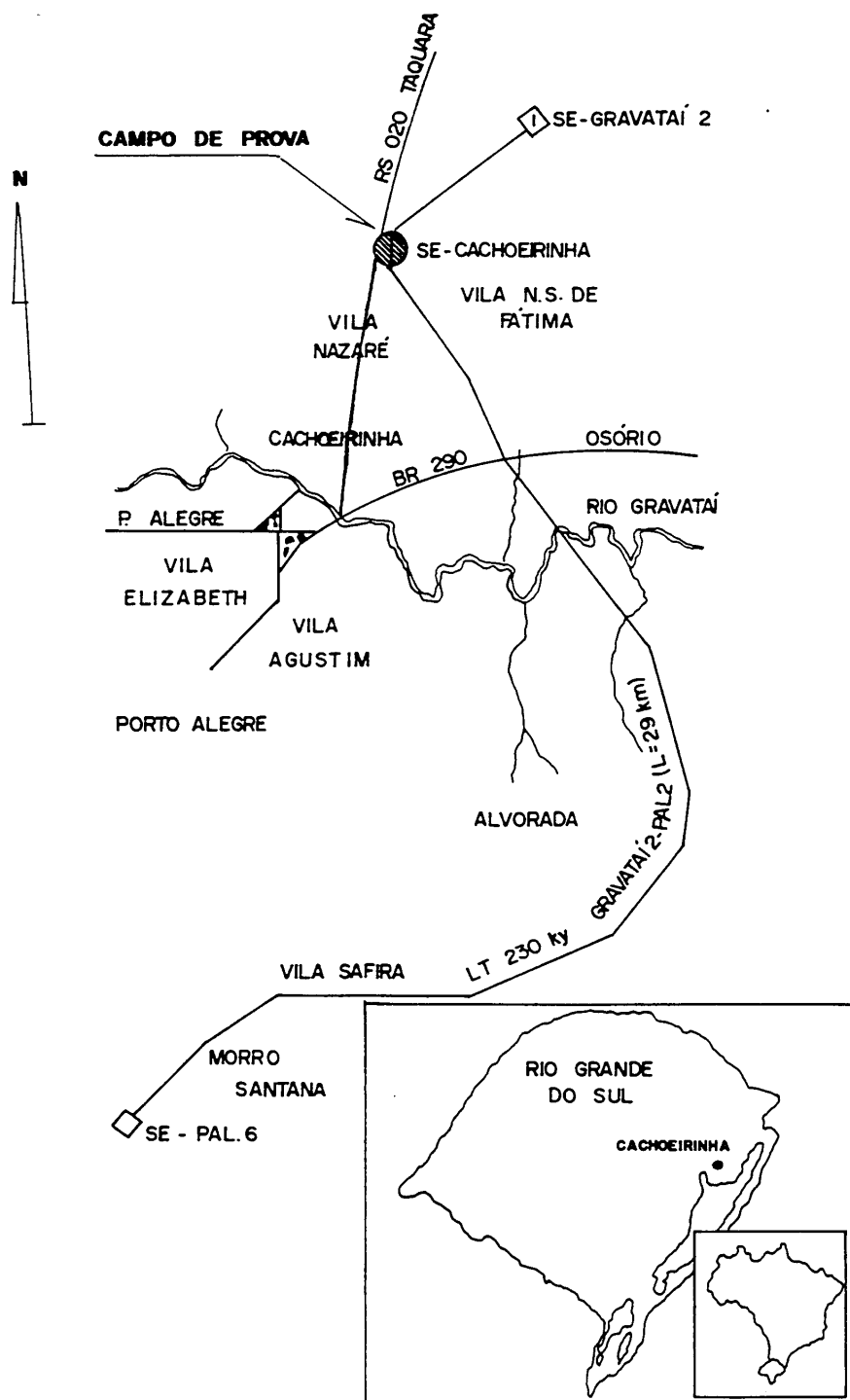


Figura 6.1 - Localização do campo experimental da UFRGS (Ramires, 1993).

Conforme Dias (1987), que realizou estudo detalhado da pedologia local, a descrição dos horizontes é a seguinte:

- o horizonte A contém solos areno-argilosos, ligeiramente plásticos e pegajosos, porosos, friáveis, com presença abundante de raízes e coloração bruno escuro. Sua espessura é de 0,80m, aproximadamente.
- O horizonte B é formado por solos argilosos ou franco argilosos, ligeiramente plásticos, com aspecto de maciços porosos, ligeiramente duros e coloração bruno-avermelhado escuro a vermelho escuro. Profundidade de 0,8 a 3,0m.
- O horizonte C é formado por solos argilosos (oriundos de argilito e siltito), plásticos, muito pegajosos, duros e de coloração vermelho-amarelo com mosqueado acinzentado abundante. O lençol freático ocorre neste horizonte.

6.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO NATURAL

Os ensaios realizados no solo natural do campo experimental dividem-se em ensaios de campo e laboratório e foram realizados por vários pesquisadores.

6.2.1 Ensaio de campo

Diferentes tipos de ensaios de campo foram feitos por pesquisadores da UFRGS no campo experimental. Luzzardi & Militistky (1987) realizaram provas de carga em sapatas quadradas de concreto; Meksraitis (1988), Matos (1989) e Ramires (1993) realizaram provas de carga em estacas escavadas de pequeno diâmetro. Cudmani (1994) realizou ensaios de placas de diferentes diâmetros sobre o horizonte B do solo natural; Mántaras (1995) e Nakahara (1995) realizaram ensaios pressiométricos; Vendruscolo (1996) realizou ensaios de placa sobre uma camada de solo natural compactado e sobre camadas de solo natural compactado e

estabilizado com cimento. Prezzi (1990) e Averbek (1996) executaram ensaios de CPT mecânico e elétrico, respectivamente; Sales (1998) realizou ensaios de placa sobre camadas de solo natural estabilizado com cimento e Tessari (1998) realizou ensaios de placa sobre camadas de cinza pesada estabilizada com cimento.

Na Figura 6.2 estão apresentados dois perfis de resistência do solo natural, obtidos através de ensaios de cone elétrico (CPT). Através destes perfis é possível observar claramente a homogeneidade de resistência do horizonte B e a variação dos valores de resistência nos trechos de transição entre os horizontes B e C.

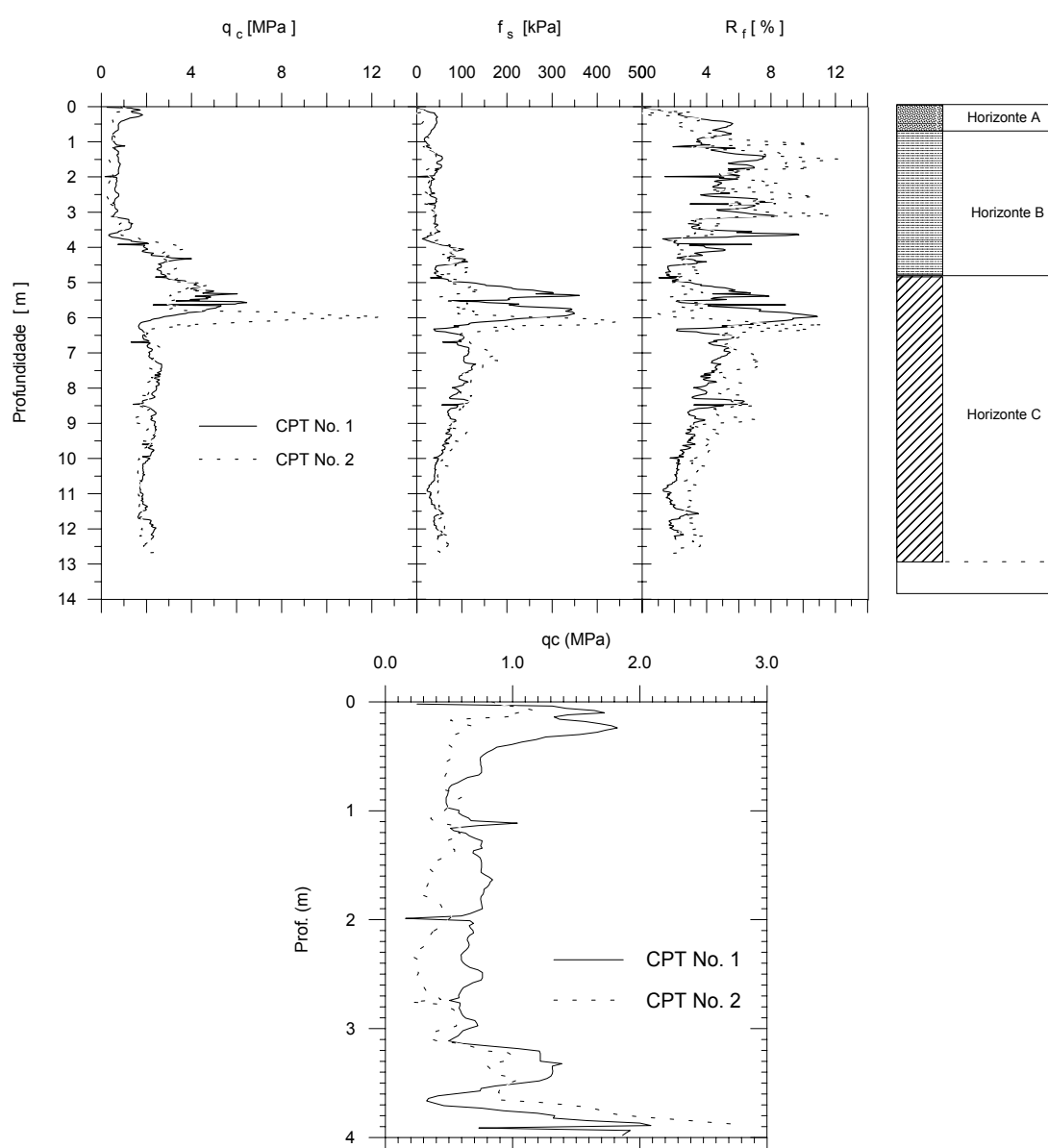


Figura 6.2 - Perfil de resistência do solo natural obtido através de ensaio de CPT elétrico. Fonte: Consoli *et al.* (1998b).

6.2.2 Ensaios de laboratório

A seguir serão apresentados os ensaios de laboratório julgados adequados para a caracterização do solo natural. Os resultados dos ensaios de laboratório foram retirados dos trabalhos realizados por Dias (1987), Matos (1989), Mántaras (1995), Nakahara (1995), Averbek (1996) e Rohlfs Jr. (1996).

6.2.2.1 Índices físicos

A Tabela 6.1 apresenta os valores médios de umidade natural ($\omega_{\text{nat.}}$), peso específico aparente natural ($\gamma_{\text{nat.}}$), peso específico aparente seco (γ_d), índice de vazios (e) e grau de saturação (S_r), obtidos nas profundidades de 0,5m a 4,0m (Nakahara, 1995). O lençol freático foi encontrado a 3,5m de profundidade. Matos (1989) e Mántaras (1995) realizaram ensaios de percussão (SPT) e pressiômetro, respectivamente, e verificaram que o lençol freático varia de 3,0m a 6,0m de profundidade, dependendo do local do ensaio e da época do ano em que o mesmo foi executado. Segundo Sales (1998), pode ser adotado como cota média do nível do lençol freático, o valor de 4,0m.

Tabela 6.1 - Valores dos índices físicos para o solo natural.

Profund. (m)	Horizonte	$\omega_{\text{nat.}}$ (%)	$\gamma_{\text{nat.}}$ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e	S_r (%)
0,5	A	17,1	17,5	15,0	0,77	59,1
2,0	B	25,9	18,2	14,8	0,79	77,3
4,0	C	23,3	20,4	16,8	0,58	100,0

Fonte: (Nakahara, 1995).

6.2.2.2 Análise granulométrica

Averbek (1996) realizou ensaio de granulometria por sedimentação, com o uso de defloculantes, para amostras retiradas dos Horizontes A, B e C (0,5m, 2,0m e

4,0m, respectivamente). A Tabela 6.2 apresenta as percentagens de areia, silte e argila obtidas para os respectivos horizontes.

Tabela 6.2 - Análise granulométrica do solo natural (escala granulométrica da ABNT).

Horizonte	Argila <5 μ m	Silte (5 –50 μ m)	Areia		
			Fina (0,05-0,25mm)	Média (0,25-1,0mm)	Grossa (1,0 a 4,8mm)
A	24	18	52	6	--
B	44	12	40	4	--
C	35	26	43	4	2

Fonte: (Averbeck, 1995).

6.2.2.3 Limites de Atterberg e atividade coloidal

A Tabela 6.3 apresenta os valores dos Limites de Atterberg (LL, LP, IP) para os horizontes A, B e C (0,5m; 2,0m e 4,0m). Também são apresentados na Tabela 6.3 os valores da atividade coloidal (I_a). Este índice indica, de forma comparativa, a influência das propriedades mineralógicas e químico-coloidais da fração argilosa, nas propriedades geotécnicas de um solo. Verifica-se que os solos dos três horizontes apresentaram valores de $I_a < 0,75$ que, segundo a classificação de Skempton (1953), são considerados sem atividade. Valores baixos de atividade coloidal indicam a presença dominante do argilo-mineral do tipo caulinita. Rohlfs Jr. (1996) realizou ensaios de difração de raio X em amostras de solo natural glicoladas e calcinadas e observou a predominância dos argilo-minerais caulinita e clorita.

6.2.2.4 Sucção

Os solos bem desenvolvidos caracterizam-se por apresentarem elevado índice de vazios, conferindo-lhes alta permeabilidade. Associado às condições

climáticas, são freqüentemente não saturados apresentando poro-pressão negativa denominada sucção. A sucção total é a soma de duas parcelas principais: uma decorrente da ação de forças capilares e de absorção, chamada de sucção matricial e outra decorrente das forças osmóticas, denominada de sucção osmótica. Nakahara (1995) mediu valores de sucção para o horizonte B do solo natural através de uma célula de pressão. Os ensaios foram realizados sobre amostras moldadas em anéis cortantes, mantendo-se a estrutura natural e as condições iniciais. A Figura 6.4 apresenta a curva característica do solo natural. Para valores de umidade de campo entre 23% e 26%, os valores de sucção medidos são pequenos, variando entre 50 e 10kPa. Por serem considerados baixos, estes valores foram ignorados nas análises posteriores. Esta simplificação leva à hipótese de que o comportamento do solo é condicionado pelas ligações físico-químicas devido à cimentação natural.

Tabela 6.3 - Limites de Atterberg e atividade coloidal do solo natural.

Horizonte	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Ia
A	24	14	10	0,66
B	42	23	19	0,70
C	30	20	10	0,50

Fonte: Nakahara (1995) e Rohlfes Jr. (1996).

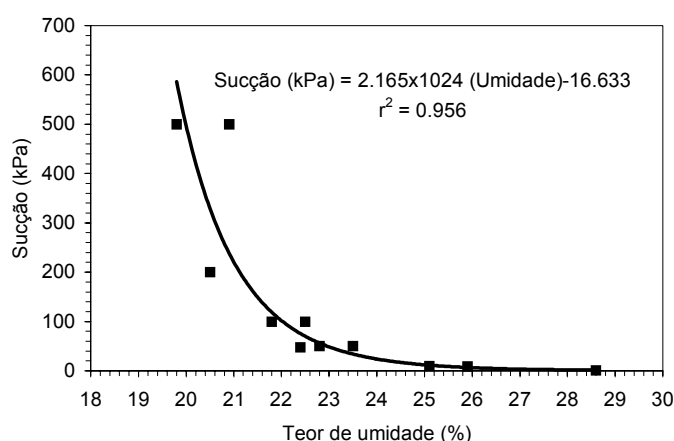


Figura 6.4 - Relação entre sucção e teor de umidade para o horizonte B.

Fonte: Nakahara (1995).

6.2.2.5 Ensaios de compressão simples e triaxial

Rohlfes Jr. (1996) realizou ensaios de compressão simples em amostras indeformadas retiradas do campo e o valor médio obtido para um conjunto de três amostras foi de 50,2kPa. O mesmo autor também realizou ensaios de compressão triaxial drenado (CID), nas tensões confinantes de 20kPa, 60kPa e 100kPa. As curvas tensão desvio x deformação axial e deformação volumétrica x deformação axial foram apresentadas nas Figuras 5.2a e 5.2b, respectivamente. Observa-se, naquelas figuras, que o solo natural apresenta ruptura dúctil e que a variação volumétrica é totalmente de compressão (redução de volume), para todas as tensões confinantes estudadas. Outro aspecto de grande interesse é a redução da rigidez inicial com o aumento da tensão confinante. Isto fica melhor demonstrado na Figura 6.5, onde está plotada a curva tensão desvio x deformação axial, até a deformação de 1%. Este fato sugere que o solo é estruturado e possui uma pequena cimentação natural que é quebrada com a aplicação das tensões confinantes efetivas de 60kPa e 100kPa.

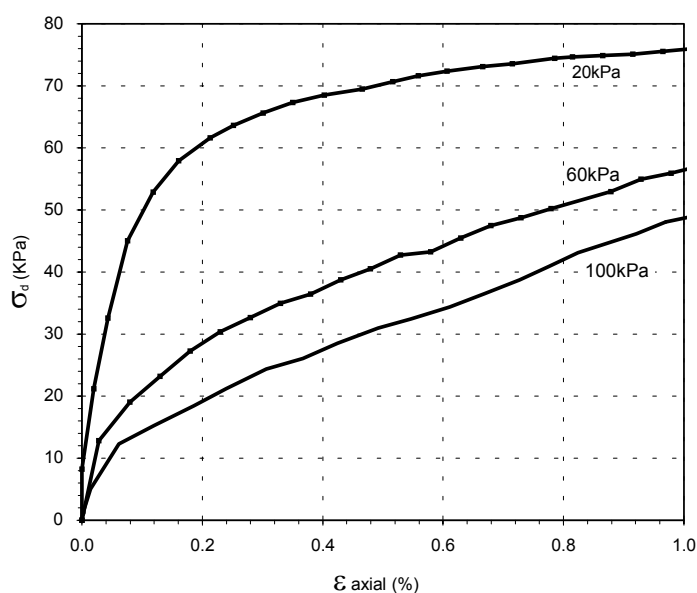


Figura 6.5 - Curvas tensão desvio x deformação axial até 1% para amostras indeformadas do solo natural nas tensões confinantes de 20kPa, 60kPa e 100kPa.

A fim de comprovar a existência da cimentação natural e da estrutura do solo, foi realizado um ensaio com trajetória isotrópica, onde se elevou a tensão confinante, em incrementos de 20kPa, até a tensão de 100kPa. Em seguida, reduziu-se esta tensão para 20kPa e realizou-se o cisalhamento da amostra em trajetória de tensão usual de 45° no diagrama $p' \times q$ (Lambe & Whitman, 1979). A Figura 6.6 apresenta a curva de compressão isotrópica e a Figura 6.7 apresenta as curvas tensão desvio x deformação axial das amostras ensaiadas à tensão confinante de 20kPa, com e sem quebra da estrutura.

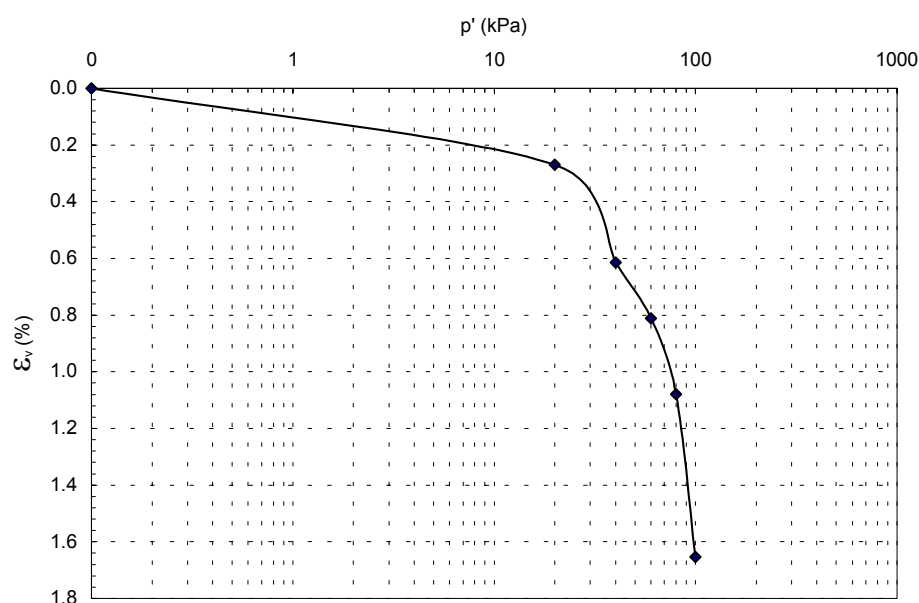


Figura 6.6 - Curva do ensaio isotrópico para determinar a tensão de quebra da estrutura.

Na Figura 6.6 verifica-se que existe um ponto de quebra da estrutura, onde a deformação volumétrica se acentua. O valor da tensão de quebra da cimentação pode ser estimado através dos conhecidos métodos de determinação da tensão de pré-adensamento propostos por Casagrande (1936) e Pacheco Silva (1970). Os valores obtidos pelos dois métodos estão muito próximos (48kPa e 53kPa, respectivamente). Com isso, pode-se afirmar que a tensão de quebra da estrutura para o horizonte B do solo natural, é aproximadamente 50kPa. Observa-se,

também, que o valor da tensão de quebra da cimentação natural é coincidente com o valor de compressão simples. O mesmo foi observado por Prietto *et al.* (1997), cujos autores afirmam que a resistência à compressão simples pode ser uma medida direta do grau de cimentação. Este resultado vem, também, reforçar a hipótese de que se tratava de um solo estruturado e que ocorreu a quebra da cimentação natural nas tensões de confinamento de 60kPa e 100kPa. Para reforçar esta evidência verifica-se, no detalhe da Figura 6.7, que a rigidez da amostra que foi rompida após a realização do ensaio isotrópico, é bastante inferior ao da amostra analisada por Rohlfses Jr (1996) na mesma tensão confinante.

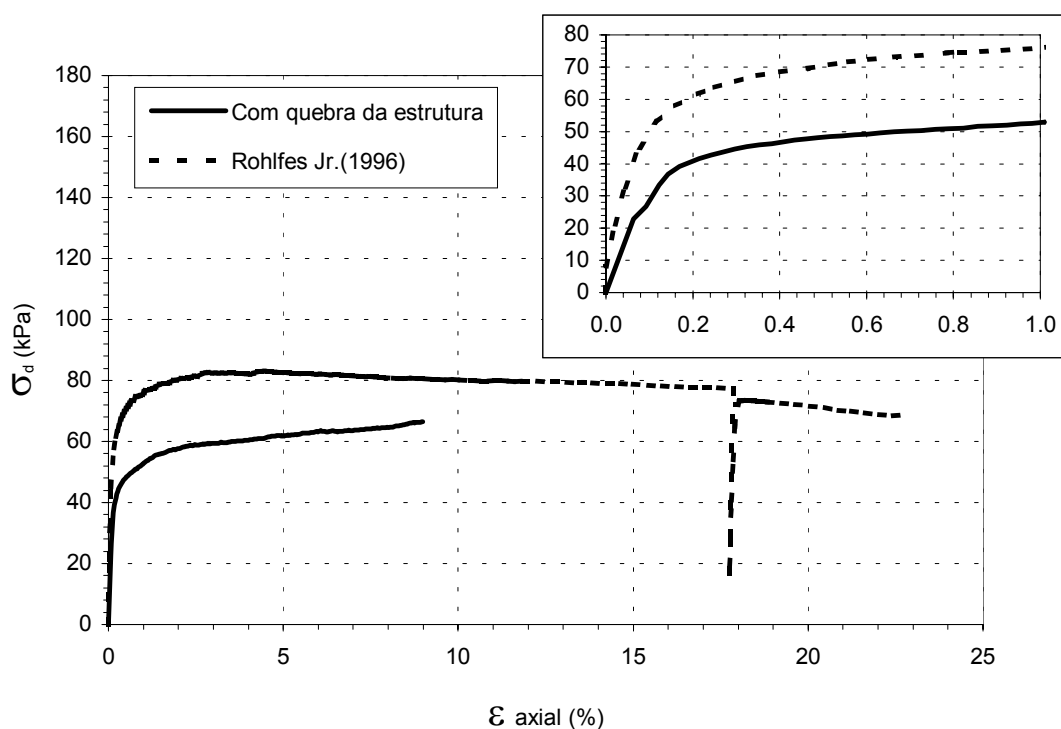


Figura 6.7 - Curvas tensão desvio x deformação axial de amostras de solo natural com e sem quebra da estrutura ($\sigma_3=20\text{kPa}$).

A Figura 6.8 apresenta a envoltória de ruptura com os parâmetros de resistência coesão efetiva (c') e ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), do material do horizonte B do solo natural. Observa-se que a envoltória é praticamente linear e que os parâmetros de resistência do solo natural são: $c'=17\text{kPa}$ e $\phi'=26^\circ$.

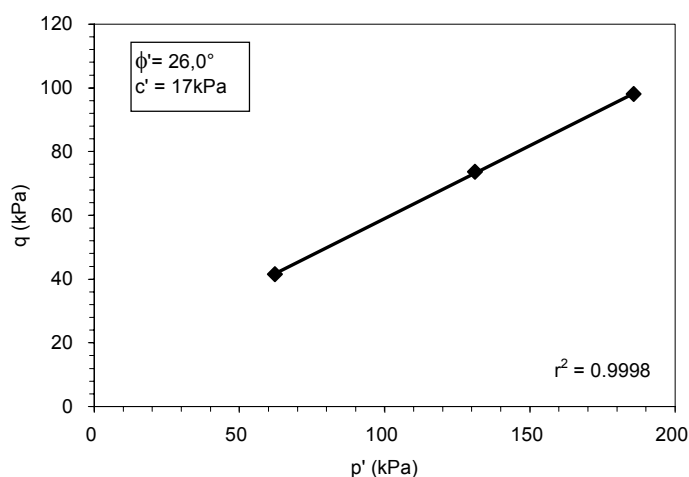


Figura 6.8 - Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência do material do horizonte B do solo do campo experimental.

6.3 PREPARAÇÃO E CONSTRUÇÃO DOS ATERROS EXPERIMENTAIS

6.3.1 Preparação da cava e construção dos aterros

A cava foi executada em um local plano do terreno e foi utilizada uma retro-escavadeira para a abertura da mesma. As dimensões totais escavadas foram: 1,60m de largura, 7,20m de comprimento e 1,0m de profundidade. A Figura 6.9a apresenta uma vista superior da vala com os pontos onde foram executados os ensaios de placa e a Figura 6.9b apresenta o corte transversal mostrando as espessuras dos aterros construídos. O fundo da vala foi nivelado utilizando instrumentos manuais.

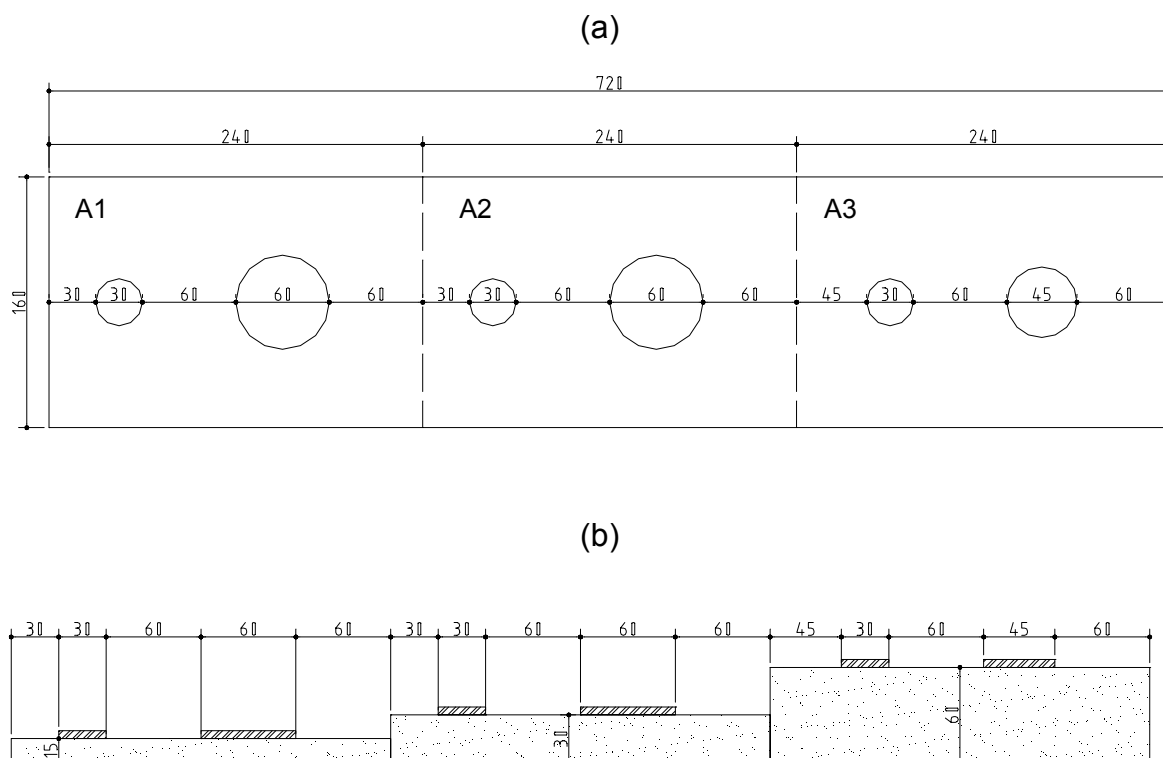


Figura 6.9 - Vista do programa de ensaios de placa realizados: (a) vista superior (b) corte longitudinal. (dimensões em cm)

O arenito botucatu foi coletado na jazida, localizada em São Leopoldo, RS e armazenado no campo experimental de Cachoeirinha até sua utilização. Devido ao alto teor de umidade natural, o mesmo foi espalhado sobre lonas plásticas para secar ao ar. O solo foi submetido a um processo de destorroamento antes de sua utilização. Após este processo, o material foi coberto com lona plástica a fim de evitar a variação de umidade. No momento do uso, o teor de umidade do solo foi verificado através do método da frigideira. O teor de umidade médio obtido foi de 9%, aproximadamente.

A cinza pesada foi obtida diretamente da Usina Termelétrica de Charqueadas e armazenada no campo experimental. A cinza pesada possui um teor de umidade muito elevado devido à sua forma obtenção (descrita no Capítulo 4). Portanto, foi necessário espalhá-la sobre lonas para secagem ao ar. Devido ao período chuvoso que ocorreu na época da execução dos aterros experimentais, não foi possível deixar a cinza exposta por um período muito longo. O teor médio de umidade após

a secagem ao ar ficou em 40%. O método de obtenção do teor de umidade também foi o da frigideira.

A cal de carbureto foi coletada na empresa White Martins Gases Industriais S.A. A mesma foi armazenada em sacos plásticos hermeticamente fechados para evitar o contato com o ar e a conseqüente carbonatação. Devido à grande quantidade de material envolvida nos trabalhos de campo, não foi possível preparar a cal de carbureto da mesma forma como foi descrito no Capítulo 4. A cal foi utilizada no campo como foi obtida na fábrica, ou seja, com elevado teor de umidade, o qual era de aproximadamente 50%.

A execução dos aterros experimentais foi realizada em três diferentes datas, com intervalo de 7 dias entre cada uma. Cada aterro tinha a seguinte área superficial: 2,4m de comprimento, 1,6m de largura e receberam diferentes denominações, dependendo da espessura. Para a espessura de 0,15m foi chamado de aterro 01 (A1), para a espessura de 0,30m foi chamado de aterro 02 (A2) e para espessura de 0,60m, de aterro 03 (A3).

Todos os materiais foram dosados em massa e a mistura dos mesmos foi feita em betoneira convencional para argamassa com capacidade de 320 litros. O solo e a cinza foram colocados na betoneira e misturados por, no mínimo, 4 minutos. Logo após, adicionava-se a cal de carbureto e continuava-se a misturar por mais 4 minutos. No final, quando necessário, era adicionada água e realizava-se a mistura até a completa homogeneização do material, ou pelo menos por mais 5 minutos. O tempo total de mistura era de, no mínimo, 13 minutos para cada betoneira.

Na execução do A1 foi obtido o valor do peso específico aparente seco do material solto (γ_s), com o objetivo de calcular qual deveria ser a espessura necessária de material solto que, depois de compactado, atingisse a espessura de 7,5cm. O peso específico aparente solto da mistura foi de $9,4\text{kN/m}^3$ e a umidade de campo solto da primeira mistura foi 26%, o que resultou em um peso específico aparente seco de $7,46\text{kN/m}^3$. Com os valores de $\gamma_d = 14,1\text{kN/m}^3$, obtido no ensaio de compactação de laboratório, e o γ_s de campo, chegou-se à conclusão que a espessura das camadas soltas deveria ser de 14cm.

A mistura foi transportada com carrinho-de-mão até a cava e espalhada com auxílio de equipamentos manuais. Depois de espalhada, foi realizada uma pré-compactação por pisoteio, a fim de obter uma base mais firme para a passagem do compactador. Foi utilizado um compactador a percussão tipo “sapo” movido a gasolina. Depois de compactados, os aterros foram cobertos com lona plástica e mais 10cm de solo a fim de evitar perda de umidade, e foram deixados curar até a realização do ensaio.

O controle de compactação seria realizado, a princípio, pela altura da camada. No entanto, observou-se que após a primeira passagem do compactador a camada atingiu a altura final. Resolveu-se, portanto, realizar o controle de compactação com a retirada de anéis (6cm de diâmetro e 2cm de altura), após cada passagem do compactador, e a retirada de cilindros cortantes (conforme método D2937; ASTM, 1983), no final da execução do aterro. A Figura 6.10 apresenta a evolução do peso específico aparente seco com o número de passagens do compactador, para os primeiros 7,5cm. Esta figura tem a função de esclarecer alguns procedimentos adotados na execução dos aterros. Como pode-se observar, após a terceira passagem do compactador o γ_d obtido foi de $12,35\text{kN/m}^3$, valor muito aquém daquele determinado no laboratório, que era de $14,1\text{kN/m}^3$. Mesmo assim, optou-se por não mais passar o compactador e fixar como 3 o número máximo de passadas. Esta decisão foi tomada tendo em vista que parte da energia aplicada à camada estava sendo transferida para o solo natural. Como foi mostrado no item 6.2.2, este solo é estruturado e, se esta estrutura fosse destruída, certamente influenciaria o desempenho da camada não-cimentada nos ensaios de placas, principalmente devido à alteração dos parâmetros de deformabilidade. Portanto, os parâmetros de compactação finais da mistura, os quais foram adotados na construção dos aterros subsequentes, foram aqueles obtidos com o cilindro cortante no final da execução do A1: $\gamma_d=12,49\text{kN/m}^3$ e $\omega_{ót.}=26\%$.

Amostras da mistura solo-cinza-cal compactada foram obtidas no campo experimental e ensaios triaxiais foram realizados para determinação dos parâmetros de resistência e deformabilidade aos 28 dias de cura. As amostras obtidas no campo experimental foram mantidas em laboratório sob temperatura de 5°C , a fim de cessar as reações pozolânicas.

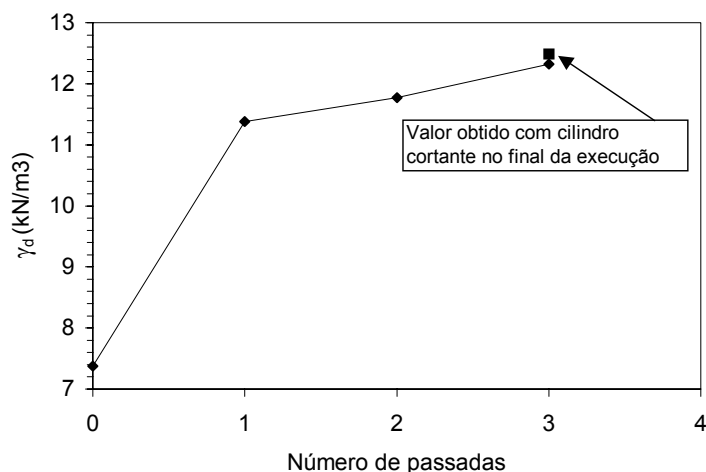


Figura 6.10 - Variação do peso específico aparente seco com o número de passadas do compactador.

6.3.2 Equipamento do ensaio

O equipamento utilizado nos ensaios de placa era constituído basicamente de três sistemas: sistema de reação, sistema de aplicação de carga e sistema de leitura e aquisição de dados.

6.3.2.1 Sistema de reação

O sistema de reação consistiu de um pórtico com duas sapatas de concreto e uma viga de aço, sobrecarga sobre a viga e duas vigas de aço perpendiculares ao pórtico, as quais suspendiam quatro caçambas utilizadas para armazenar entulho, com capacidade de 5m³ cada uma.

As sapatas eram constituídas de uma base de concreto de forma piramidal, na qual se engastava uma coluna formada por dois perfis U, pesando 20kN cada uma, aproximadamente. A viga de reação era constituída de um perfil H fabricado com chapas de aço de 25,4mm de espessura e pesando 20kN, aproximadamente.

A sobrecarga sobre a viga era constituída de 14 blocos de concreto com 10kN cada, aproximadamente. Este sistema, que já existia no campo experimental e foi utilizado por Sales (1998) e Tessari (1998), pesava aproximadamente 200kN e foi utilizado para ensaios de placa realizados sobre o aterro A1 (H=0,15m). Neste trabalho, a sobrecarga foi ampliada em mais 200kN colocando-se, perpendicularmente ao pórtico, mais duas vigas de aço perfil I (350mm x 350mm x 6000mm) as quais suspendiam, com uso de correntes e espaçadores, quatro caçambas de entulho com capacidade de 5m³ cada uma. As Figuras 6.11a e 6.11b mostram o sistema de reação utilizado nos ensaios de placas com e sem a ampliação da sobrecarga.



(a)



(b)

Figura 6.11 - Sistema de reação utilizado: (a) sem ampliação da carga; (b) com ampliação da carga.

6.3.2.2 Sistema de transmissão de carga

O sistema de transmissão de carga consistiu de um conjunto de macaco e bomba hidráulica, células de carga, tubos de transmissão e placas. O macaco e a bomba hidráulica, da marca ENERPAC, tinham capacidade de 500kN. Foram utilizadas duas células de carga, da marca KRATOS, com capacidades de 200kN e 500kN. As células de carga foram calibradas no laboratório em incrementos de 5kN, para a célula de carga de 200kN, e de 30kN para a célula de carga de 500kN. Para a transferência da carga entre a placa e o sistema de reação, foram utilizados tubos metálicos de 0,20m de diâmetro. As placas foram confeccionadas em aço, com espessura de 25,4mm e, para aumentar a rigidez à flexão, foram soldados três contrafortes em sua superfície. Neste trabalho, foram usadas placas de 0,30m, 0,45m e 0,60m de diâmetro.

6.3.2.3 Sistema de medição dos deslocamentos e aquisição de dados

As medidas dos deslocamentos verticais foram realizadas diretamente sobre a placa e sobre a superfície da camada cimentada. Os deslocamentos da placa foram medidos em três pontos, dispostos a 120 graus um do outro. O deslocamento da superfície da camada cimentada foi medido em um único ponto, sempre a uma distância de 10cm da borda das placas. Os deslocamentos foram medidos com quatro medidores de deslocamento linear, da marca GEFTRAN (modelo LTM-50-S), com erro máximo de 0,05% e 50mm de curso. Estes medidores tinham a função de transformar o deslocamento da placa em um sinal elétrico correspondente, o qual era transferido para um sistema de aquisição de dados. Todos os medidores de deslocamentos foram calibrados em laboratório antes de sua utilização no campo. Os medidores de deslocamentos foram fixados em vigas de referência de madeira, as quais foram fixadas nas laterais da cava com hastes metálicas de aproximadamente 0,30m. A Figura 6.12 mostra um detalhe do sistema de medição de deslocamentos.

Para aquisição dos dados de deslocamento foi utilizado um *notebook* PC/AT486 e um conversor de sinal analógico digital (*data-logger*). O software

utilizado para gerenciamento do ensaio foi escrito na linguagem Q-basic e tinha a função de, a cada 10 segundos, atualizar as medidas obtidas da instrumentação e calcular os deslocamentos em função das constantes de calibração e seus valores iniciais (“zeros”). Os deslocamentos obtidos eram apresentados na tela do computador a fim de se ter um acompanhamento do andamento do ensaio, e os correspondentes valores em volts foram gravados em um arquivo, o qual foi manipulado posteriormente em planilha eletrônica (Excel). As leituras da célula de carga foram realizadas manualmente através de um multímetro com precisão de 0,01mV. Todos os instrumentos foram excitados com voltagem de 10 volts, utilizando-se uma fonte Leader LPS-136.



Figura 6.12 - Detalhe do sistema de medição dos deslocamentos.

6.3.3 Método de ensaio

Os três ensaios com placas de diâmetro de 0,30m foram realizados após 27 dias de cura. Os dois ensaios com placas de 0,60m e o ensaio da placa de 0,45m de diâmetro, foram realizados com 29 dias de cura.

A execução do ensaio de placa pode ser dividido em três fases: instalação do sistema de reação, preparação do ensaio e aplicação do carregamento. A instalação do sistema de reação foi realizada com auxílio de um guindaste (caminhão “Munk”) com capacidade de 75kN. Este guindaste tinha a função de desmontar, transportar

e remontar o sistema de reação nos pontos onde seriam realizados os ensaios. A Figura 6.13 mostra de que forma o guindaste era utilizado na instalação do sistema de reação.



Figura 6.13 - Detalhe da montagem do sistema de reação.

A preparação do ensaio consistiu na regularização do aterro onde a placa era assentada e montagem do sistema de aplicação de carga e do sistema de medição dos deslocamentos. Finalmente, era instalado o sistema de aquisição de dados que efetuava a medida da carga aplicada e dos deslocamentos da placa e da superfície do aterro. Este procedimento levava dois dias: um para montar o sistema de reação e preparar a superfície do aterro e outro para montar os sistemas de aquisição de dados e aplicação do carregamento.

A aplicação do carregamento foi realizada em estágios sucessivos. Os valores dos incrementos de carga seguiram as recomendações da NBR 6489 (ABNT, 1984d), que limita o valor do incremento em, no máximo, 20% da carga de ruptura prevista. Os valores destes incrementos não foram fixados, variando de ensaio para ensaio. No entanto, tomou-se o cuidado de reduzir os valores dos incrementos após a passagem do trecho elástico, para que a curvatura da curva carga x recalque ficasse bem definida. A aplicação de um novo estágio de carregamento só era realizado após ser verificado o critério de estabilização dos recalques proposto pela MB 3472 (ABNT, 1991), a qual estabelece que:

$$L_n - L_{n-1} \leq 5\%(L_n - L_1)$$

Onde:

L_n = leitura em um instante n qualquer;

L_{n-1} = leitura imediatamente anterior à leitura L_n ;

L_1 = primeira leitura após a aplicação do estágio de carregamento.

Durante os ensaios verificou-se que a estabilização dos deslocamentos ocorria rapidamente, principalmente nos primeiros incrementos de carga. No entanto, foi adotado o tempo mínimo de 30min para a duração de cada incremento de carga. Para exemplificar, a Figura 6.14 apresenta a curva de deslocamento x tempo de um dos ensaios de placa, do recalque médio da placa e do recalque medido na superfície do terreno. É possível observar a rápida estabilização dos recalques, logo após a aplicação do incremento de carga.

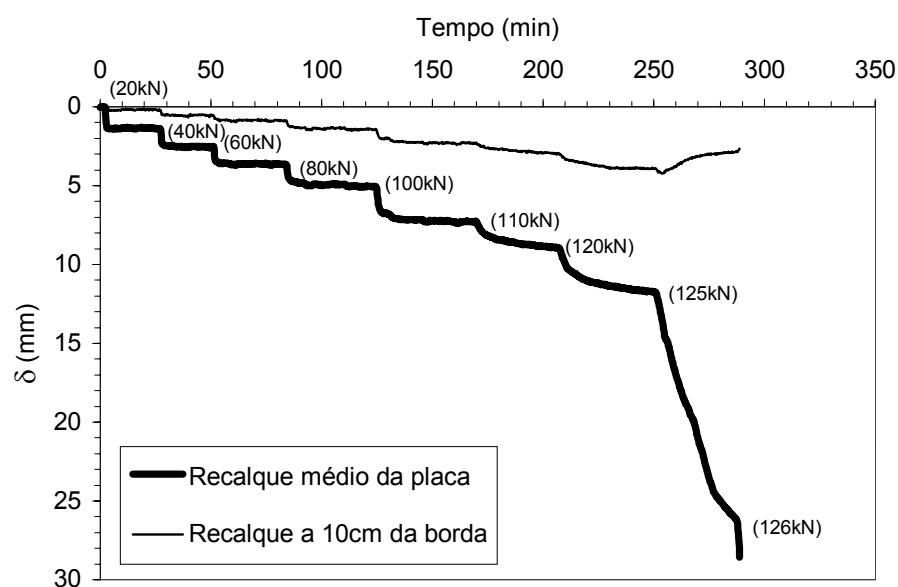


Figura 6.14 - Curvas deslocamento x tempo de um ensaio de placa mostrando a rápida estabilização dos recalques.

Durante a execução dos ensaios foram verificadas as inclinações da placa e possíveis deslocamentos da estrutura de reação. Em nenhum dos ensaios foram

constatadas inclinações consideráveis da placa, de forma a colocar em dúvida os resultados medidos. A estrutura de reação apresentou-se estável durante a realização dos ensaios.

6.4 RESULTADOS

Serão apresentados, a seguir, os resultados obtidos nos ensaios de placas sobre camadas de solo-cinza pesada-cal. A nomenclatura adotada foi adaptada daquela utilizada por Sales (1998), a qual permite identificar as condições de contorno que envolvem os ensaios. A nomenclatura adotada foi, portanto, **pIDxHy**, onde “**pI**” é abreviatura de placa, “**D**” refere-se ao diâmetro da placa com “**x**” significando o diâmetro nominal da placa em centímetros; “**H**” refere-se à espessura da camada cimentada, sendo “**y**” o valor desta espessura em centímetros. Foi adotado “**pI**” em minúsculo para distinguir da nomenclatura usada nas simulações, onde utilizou-se “**PL**”.

6.4.1 Comportamento carga x recalque

As Figuras 6.15 a 6.20 apresentam as curvas carga x recalque obtidas para os ensaios utilizando placas de 0,30m, 0,45m e 0,60m de diâmetro, apoiadas sobre diferentes espessuras de camada cimentada. Nestas figuras estão apresentadas duas curvas, sendo que uma se refere à relação entre a carga aplicada e o recalque médio obtido nos três medidores de deslocamento apoiados na placa e, outra, à carga aplicada em relação ao recalque obtido no medidor de deslocamento colocado sobre a camada cimentada, a 10 cm da borda da placa.

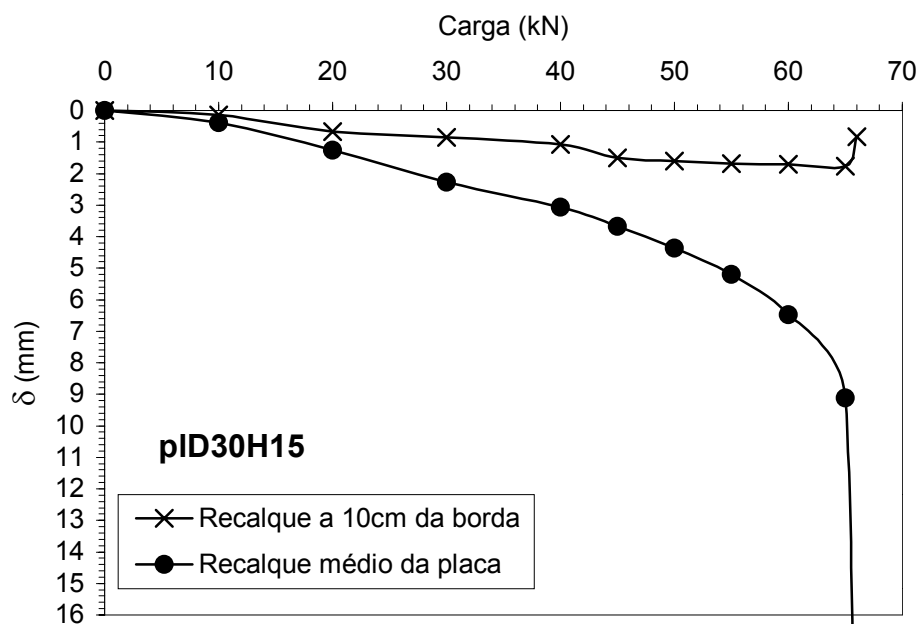


Figura 6.15 - Curvas carga x recalque do ensaio pID30H15.

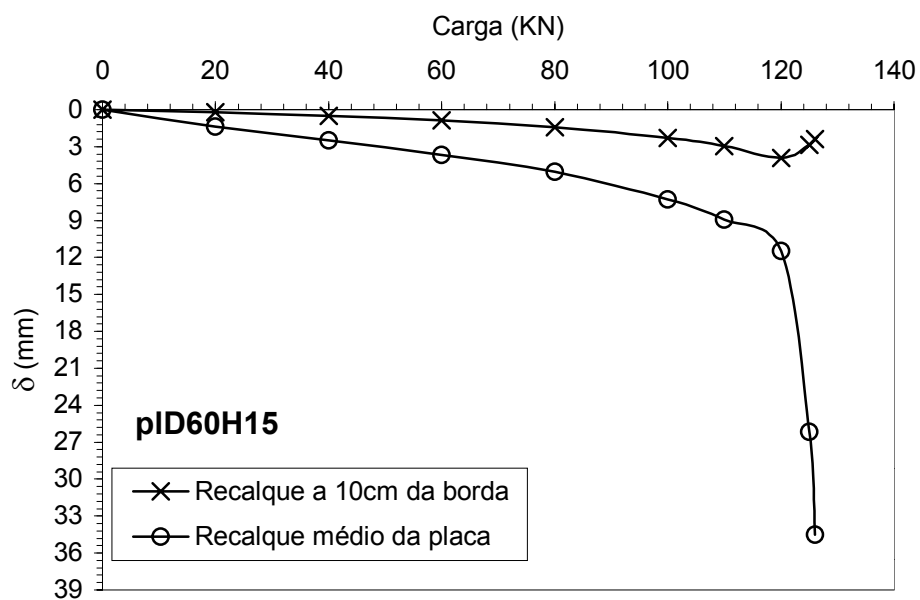


Figura 6.16 - Curvas carga x recalque do ensaio pID60H15.

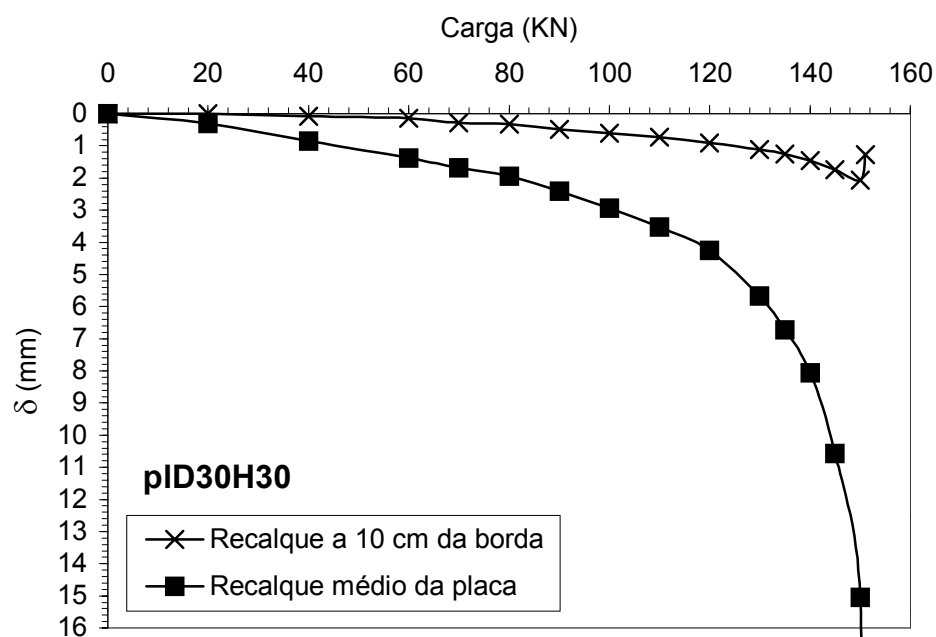


Figura 6.17 - Curvas carga x recalque do ensaio pID30H30.

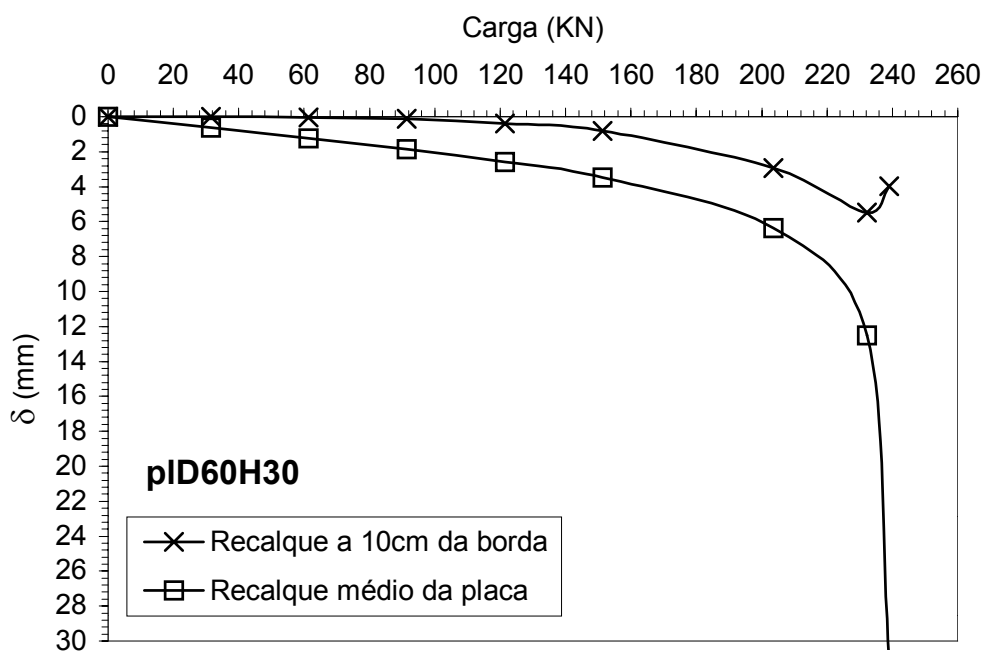


Figura 6.18 - Curvas carga x recalque do ensaio pID60H30.

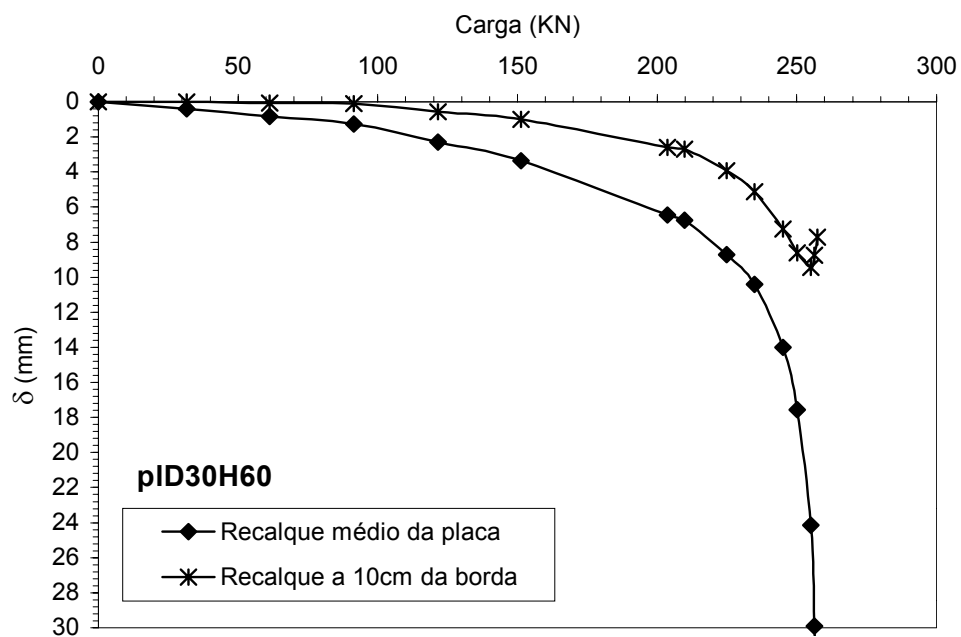


Figura 6.19 - Curvas carga x recalque do ensaio pID30H60.

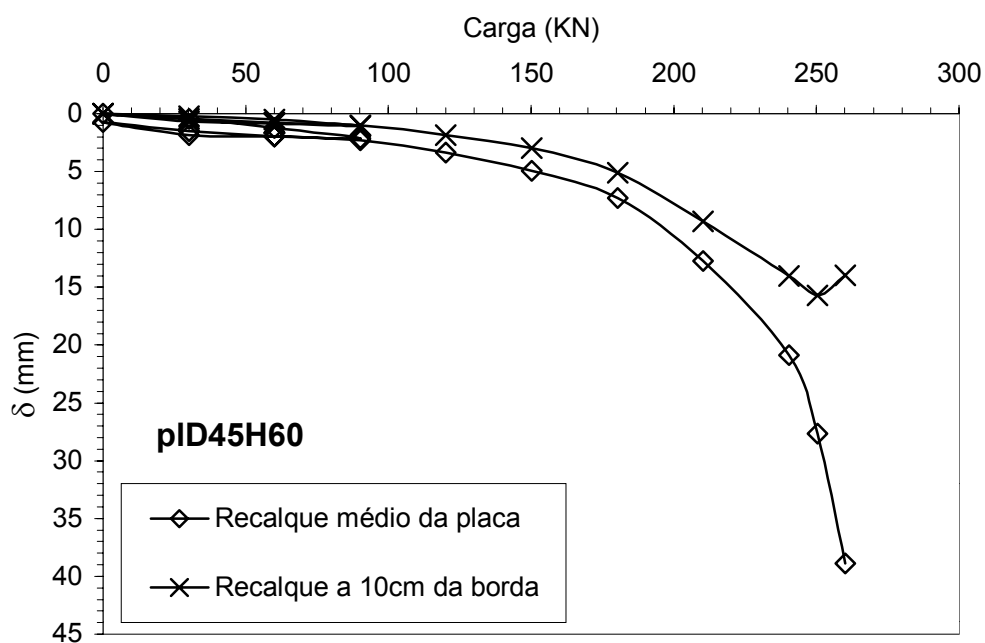


Figura 6.20 - Curvas carga x recalque do ensaio pID45H60.

Dos resultados apresentados nas Figuras 6.15 a 6.20 pode-se fazer as seguintes observações:

- a carga de ruptura⁵ foi atingida em todos os ensaios, com o valor máximo de carga suportado pela placa sendo bem definido. Cabe salientar que em todos os ensaios, após atingir o valor máximo, era impossível manter o nível de carregamento, mostrando claramente um comportamento de perda de resistência (amolecimento). Por não ser objetivo de estudo nesta tese o comportamento pós-pico, as curvas foram tomadas até atingir o valor máximo de carga.
- O medidor de deslocamento colocado na superfície da camada cimentada acompanhou a direção dos deslocamentos da placa, ou seja, deslocamento de compressão. Foi observado durante os ensaios que ocorreu uma ruptura física da camada cimentada. Este fato será discutido em maior detalhe quando for tratado do mecanismo de ruptura. O que pode-se observar, é que esta ruptura física ficou muito bem caracterizada no medidor de deslocamento externo, devido à reversão da direção dos recalques. As cargas de ruptura obtidas nos ensaios de placa, pela definição anteriormente proposta, estão apresentadas na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 - Carga de ruptura dos ensaios de placas sobre a camada de solo-cinza pesada-cal de carbureto.

Ensaio de placa	Carga de ruptura (kN)
pID30H15	65
pID60H15	120
pID30H30	150
pID60H30	230
pID30H60	255
pID45H60	250

⁵ Considerou-se ruptura o valor de carga em que ocorria a ruptura física da camada cimentada, o qual era verificado pela inversão do recalque no medidor de deslocamento externo.

6.4.2 Influência da espessura da camada cimentada

As Figuras 6.21 e 6.22 apresentam as curvas carga x recalque obtidas para as placas de 0,30m e 0,60m de diâmetro, respectivamente, em função das diferentes espessuras da camada cimentada.

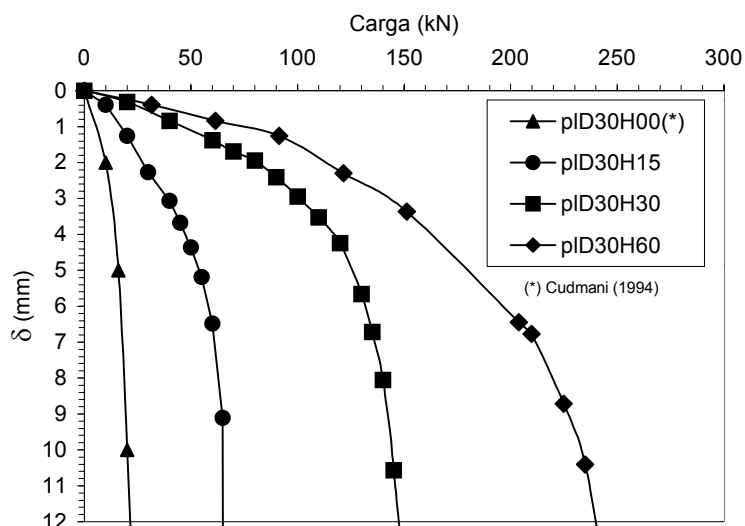


Figura 6.21 - Curvas carga x recalque obtidas em ensaios de placa de 0,30m de diâmetro sobre diferentes espessuras de camada cimentada.

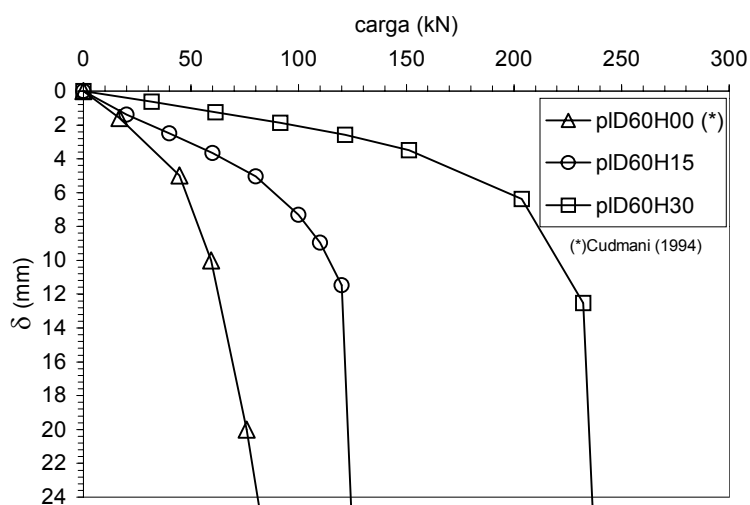


Figura 6.22 - Curvas carga x recalque obtidas em ensaios de placa de 0,60m de diâmetro sobre diferentes espessuras de camada cimentada.

Pode-se observar nas Figuras 6.21 e 6.22 que com o aumento da espessura da camada cimentada ocorre um significativo aumento da rigidez e da carga de ruptura. Em outras palavras, a carga associada a um determinado recalque aumenta com a espessura da camada cimentada. A melhoria do desempenho de fundações sobre camada de solo cimentado já foi demonstrada em outros trabalhos realizados na UFRGS. Este trabalho vem a corroborar os resultados obtidos por Thomé (1994), Vendrúscolo (1996), Sales (1998) e Tessari (1998). Verifica-se, por exemplo, que para recalques da ordem de 3mm em placas de 0,30m de diâmetro, a relação entre a carga obtida em um ensaio sobre a camada cimentada pela carga obtida em um ensaio sobre o solo natural é de 1,87, 4,54 e 6,54, para espessuras de camadas cimentadas de 0,15m, 0,30m e 0,60m, respectivamente.

Um método de normalizar resultados de ensaios de placas de diferentes diâmetros foi descrito por Consoli *et al.* (1998) e já apresentado no Capítulo 5. Neste método foi sugerido que, para um mesmo material, as curvas pressão⁶ x recalque relativo⁷ são únicas para uma mesma relação H/D. Na Figura 6.23 estão apresentados os resultados dos ensaios de placas plotados na forma de pressão/pa (pa=pressão atmosférica) x recalque relativo. Sugere-se dividir os resultados de pressão da placa pela pressão atmosférica a fim de tornar os resultados adimensionais e as curvas ficarem independentes da unidade utilizada. Nesta figura pode-se observar claramente a influência da relação H/D na resposta dos ensaios de placa. Quanto maior esta relação, mais rígida e mais resistente torna-se a curva. Observa-se, também, que para ensaios com relação H/D=0,50 as curvas são praticamente coincidentes, estando de acordo com a proposição de Consoli *et al.* (1998). Outro fator que pode ser observado nesta figura, é o aumento do recalque relativo para o qual foi obtida a pressão de ruptura. A Figura 6.24 apresenta o valor do recalque relativo na ruptura em função da relação H/D. Verifica-se que o mesmo cresce linearmente com a razão H/D, para esta faixa de H/D estudada.

⁶ Definido como a carga dividida pela área da placa.

⁷ Definido como recalque dividido pelo diâmetro (ou largura) da placa.

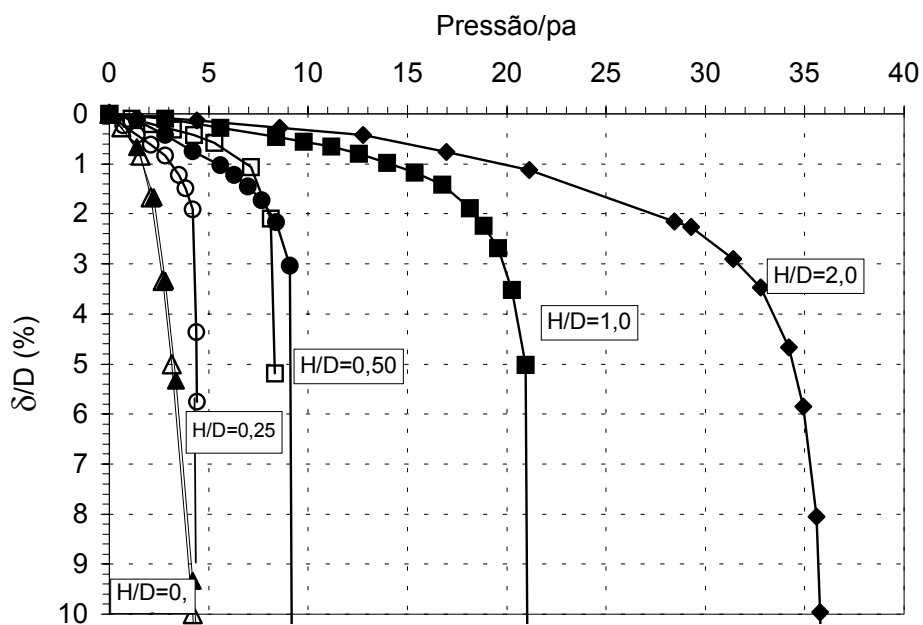


Figura 6.23 – Resultados normalizados do ensaio de placa.

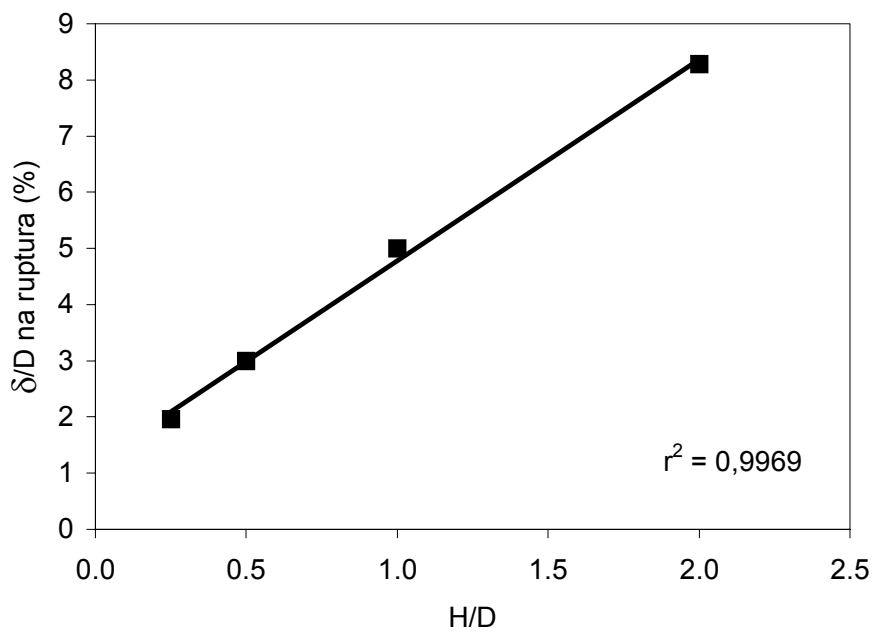


Figura 6.24 - Relação entre o recalque relativo na ruptura e a razão H/D.

6.4.3 Mecanismo de ruptura

Durante os ensaios foi realizado o acompanhamento visual do surgimento de fissuras e da forma de ruptura na superfície da camada cimentada. Verificou-se o surgimento de fissuras concêntricas à placa em todos os ensaios. Estas trincas iniciavam com a aplicação de aproximadamente 60% a 70% da carga de ruptura. Ao atingir a carga de ruptura, ocorria um grande deslocamento da placa, com o “afundamento” da mesma na camada cimentada. Esta ruptura ocorria acompanhando o perímetro da placa. A Figura 6.25 apresenta um exemplo de um resultado típico de ensaio de placa, representativo de todos os ensaios, onde pode-se observar as fissuras concêntricas e o “afundamento” da placa na camada cimentada.



Figura 6.25 – Ruptura típica observada na superfície da camada cimentada em todos os ensaios de placa.

Após os ensaios, foram realizados cortes transversais na camada cimentada a fim de observar qual era o mecanismo de ruptura. Observou-se, basicamente, dois tipos de mecanismos de ruptura. É necessário salientar que estes mecanismos diferenciaram-se pela forma da superfície de deslizamento, uma vez que todas as curvas carga x recalque apresentaram a mesma característica, ou seja, um pico bem

definido de carga. Este tipo de curva carga x recalque é característico da ruptura generalizada. Nas Figuras 6.26a e 6.26b estão apresentadas, esquematicamente, as duas formas de superfície de deslizamento encontradas. Verificou-se que as mesmas eram função da relação H/D . Para ensaios com relação $H/D=0,25$ e $H/D=0,50$, a superfície de deslizamento foi vertical ($\beta=0$), ou seja, o solo cimentado “afundava” no solo natural (Figura 6.26a). Já para os ensaios com relação $H/D=1,0$ e $H/D=2,0$, a ruptura ocorria na forma de um tronco cônico que “afundava” no solo natural. Observou-se que o valor do ângulo β foi independente da relação H/D . Os valores observados foram $\beta=22^\circ$ para a relação $H/D=1$ e $\beta=21,5^\circ$ para a relação $H/D=2$. Verificou-se, também, para estas relações H/D , a existência de trincas de tração na base deste tronco cônico. Garcia (1998), em estudo de fundações superficiais sobre camadas cimentadas em modelos reduzidos, observou o mesmo padrão de ruptura para diferentes relações H/D .

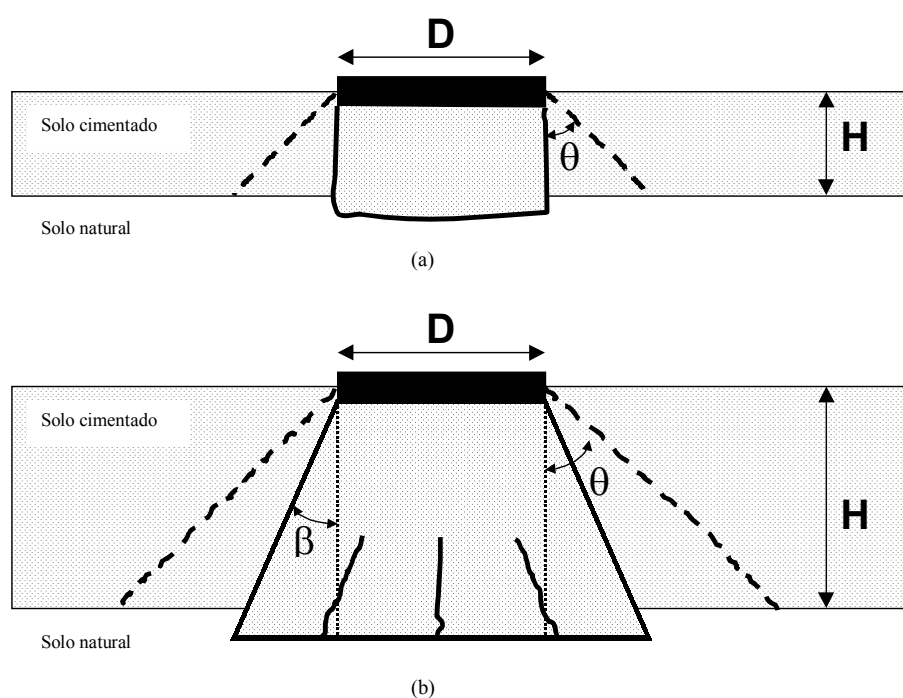


Figura 6.26 - Mecanismos de ruptura observados em camadas cimentadas sobre camadas não-cimentadas: (a) $H/D=0,25$ e $H/D=0,5$; (b) $H/D=1,0$ e $H/D=2,0$.

Um fato importante observado em todos os ensaios foi o surgimento de fissuras com inclinação θ de aproximadamente 45° , que iniciavam na superfície da camada cimentada, juntamente à borda da placa e se estendiam até a interface solo cimentado-solo natural. Estas fissuras parecem ser uma característica de camadas cimentadas e mostraram-se independentes do tipo de material, uma vez que Sales (1998) e Tessari (1998) também relataram a observação deste tipo de fissura em camadas de solo-cimento e cinza pesada-cimento. Com base na observação deste ângulo θ , é possível afirmar que a metodologia proposta por Marsland (1973), de deixar o espaçamento de duas vezes o diâmetro (ou largura) da fundação como distância mínima entre duas fundações superficiais, não se aplica aos casos em que existem camadas cimentadas. Para estes casos, a distância mínima entre as bordas de duas fundações deve ser de, no mínimo, duas vezes a espessura da camada cimentada ($2H$). Este fato foi verificado em campo na execução do último ensaio. Realizou-se um ensaio de placa de 0,45m de diâmetro sobre a camada de 0,60m de espessura, a fim de obter os resultados para uma relação $H/D=1,5$. No entanto, a curva obtida para este ensaio apresentou-se menos rígida e menos resistente do que aquela obtida para a placa de 0,30m sobre a mesma espessura de camada, como pode ser observado na Figura 6.27a. A explicação para esta redução de resistência está na superposição das zonas de fissuramento das duas placas. Pode-se observar na Figura 6.27b, que a distância entre as bordas das duas placas foi menor do que duas vezes a altura da camada cimentada. Pode-se notar, também, que não ocorreu superposição de zonas de fissuramento para os demais ensaios realizados.

As Figuras 6.28 e 6.29 apresentam as fotografias das superfícies de ruptura observadas nas diferentes relações H/D estudadas neste trabalho. Pode-se observar que para as relações $H/D=0,25$ e $H/D=0,50$ ocorreu um deslizamento vertical e para os ensaios com relação $H/D=1,0$ e $H/D=2,0$ formou-se uma cunha de deslizamento.

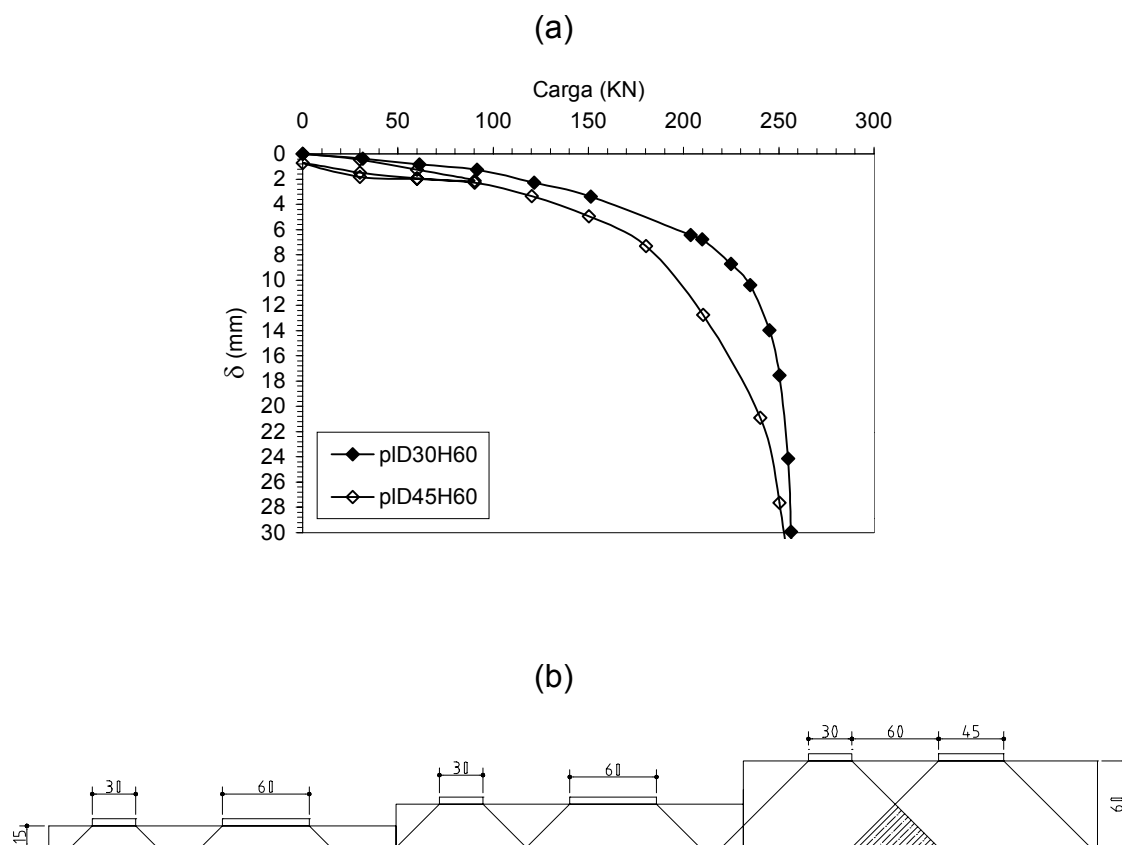


Figura 6.27 - Problemas de superposição da área de ocorrência de fissuras: (a) comparação entre ensaios pID30H60 e pID45H60; (b) superposição de fissuras na camada com $H=0,60\text{m}$.

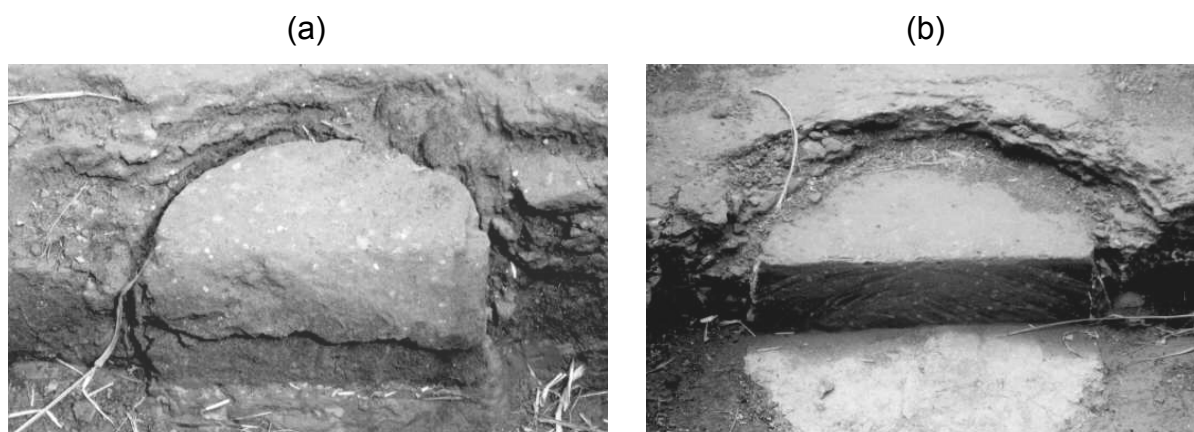


Figura 6.28 - Superfície de ruptura observada nos ensaios com relação $H/D=0,5$ e $H/D=0,25$: (a) pID30H15; (b) pID60H15.

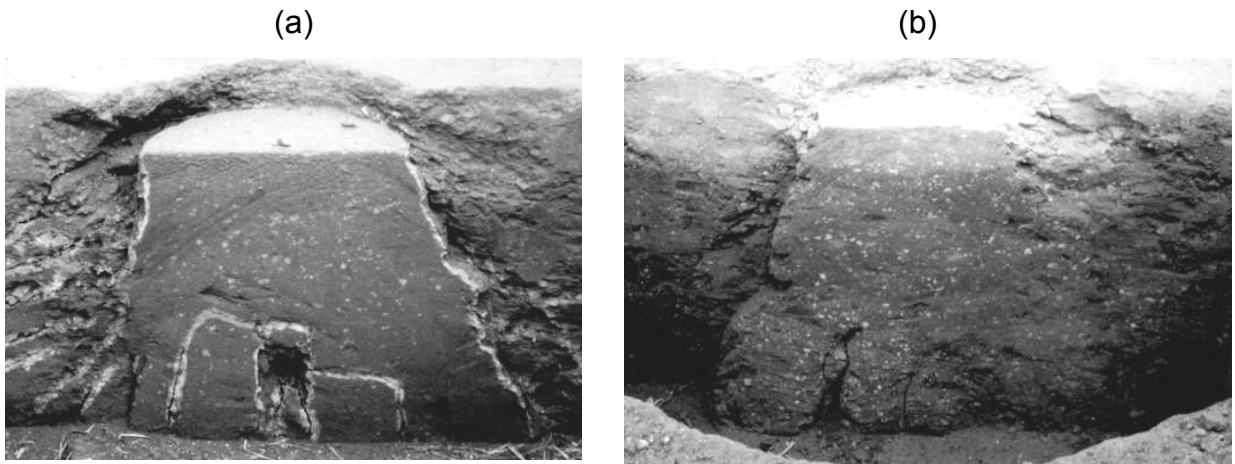


Figura 6.29 - Superfície de ruptura observada nos ensaios com relação $H/D=1,0$ e $H/D=2,0$: (a) pID30H30; (b) pID30H60.

6.4.5 Ensaio de Laboratório

6.4.5.1 Ensaio Triaxiais

Ensaio de compressão triaxial drenados foram realizados sobre amostras obtidas no campo experimental com o objetivo de obter os parâmetros de resistência dos aterros executados. Para isso, após 28 dias de cura no campo, blocos eram retirados e levados ao laboratório. Com auxílio de equipamentos de corte, foram moldados corpos-de-prova de 5cm de diâmetro e 10cm de altura. Estes corpos-de-prova foram mantidos a temperatura de 5°C até a data do ensaio, com a finalidade de cessar as reações pozolânicas.

Os ensaios foram realizados nas tensões confinantes de 25kPa, 50kPa e 80kPa, e foram utilizados medidores internos de deformação para medida das deformações axiais, conforme descritos no Capítulo 4. O processo de saturação dos corpos-de-prova foi realizado em três etapas: (a) inicialmente os corpos-de-prova foram colocados em imersão por um período de 24 horas. Este procedimento foi utilizado a fim de reduzir o tempo de saturação por percolação, tendo em vista a

baixa condutividade hidráulica, característica de materiais cimentados. (b) Percolação de água, da base para o topo, sob um gradiente hidráulico de 100kPa. Este processo era interrompido quando não era mais verificada a saída de bolhas de ar em uma proveta conectada ao topo do corpo-de-prova. (c) Aplicação de contra-pressão no topo do corpo de prova de 400kPa, mantida constante durante a realização de todo o ensaio. A aplicação da contra-pressão era realizada em incrementos de 50kPa, mantendo sempre constante a pressão confinante efetiva de 25kPa durante todo o processo.

Após o adensamento do corpo-de-prova, o mesmo era rompido em trajetória usual de 45° no diagrama $p \times q$ (Lambe & Whitman, 1979). A drenagem foi garantida pela utilização de uma velocidade de ruptura suficientemente baixa (1%/h) e com o monitoramento da poro-pressão, na base do corpo-de-prova, durante todo o ensaio.

4 6.4.5.1.1 Curvas tensão desvio x deformação axial e variação volumétrica

As Figuras 6.30 e 6.31 apresentam as curvas deformação axial (ε_{axial}) x tensão desvio (σ_d) e deformação volumétrica (ε_v) x deformação axial, para as tensões confinantes (σ_c) de 25kPa, 50kPa e 80kPa, respectivamente.

Observa-se que a ruptura em todos os corpos-de-prova foi frágil, isto é, apresentaram uma acentuada queda de resistência após atingir o pico. Este tipo de ruptura é característico de materiais cimentados. O plano de ruptura foi bem definido em todas as amostras e o ângulo formado deste plano com o plano onde atua a tensão principal maior (σ_1), variou entre 60° e 65° em todos os ensaios.

Verifica-se na Figura 6.31, que a deformação volumétrica é basicamente de expansão para as três tensões confinantes adotadas. As curvas apresentaram uma pequena contração no começo do ensaio e depois tornaram-se totalmente expansivas. Cabe salientar que é impossível realizar qualquer análise da deformação volumétrica, após a formação do plano de ruptura, devido às incertezas que envolvem as medidas de variação de volume, que passam a ser influenciadas pela deformação da membrana (La Rochelle *et al.*, 1988).

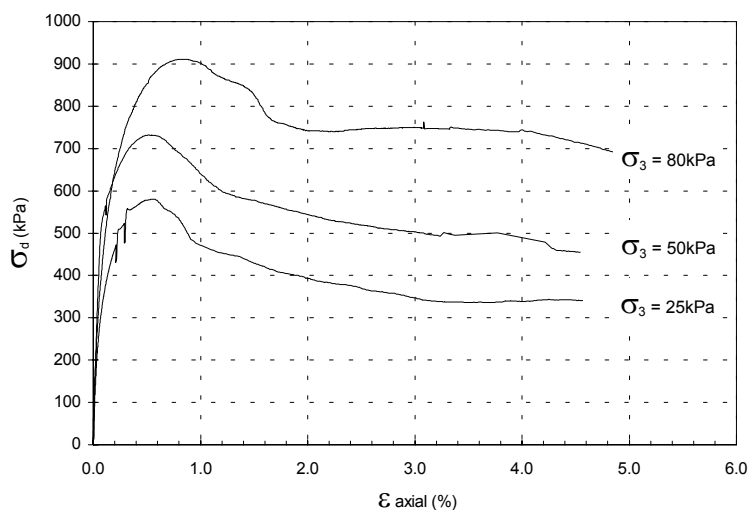


Figura 6.30 – Tensão desvio x deformação axial de amostras de solo-cinza pesada-cal de carbureto obtidas no campo experimental.

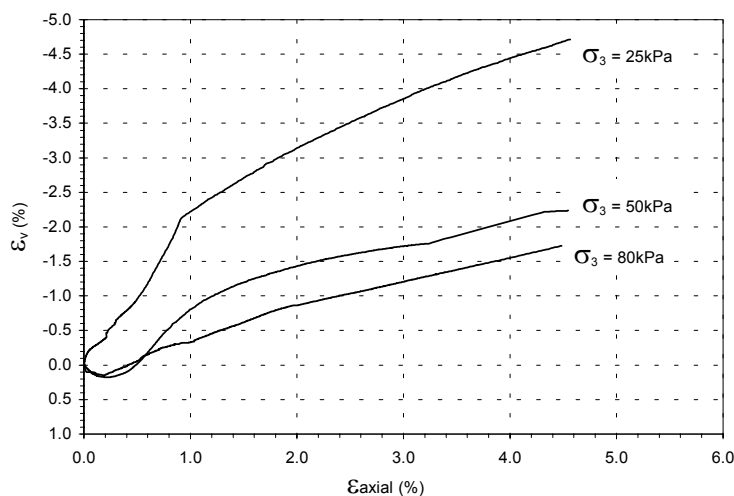


Figura 6.31 - Deformação volumétrica x deformação axial de amostras de solo-cinza pesada-cal de carbureto obtidas do campo experimental.

5 6.4.5.1.2 Trajatória de tensões efetivas e envoltória de resistência

A Figura 6.32 apresenta as trajetórias de tensões efetivas seguidas nos ensaios triaxiais para as diferentes tensões confinantes adotadas. Verifica-se que a condição de drenagem completa foi efetivamente assegurada durante os ensaios,

tendo em vista que as trajetórias efetivas são coincidentes durante todo o ensaio com a trajetória de tensão total aplicada.

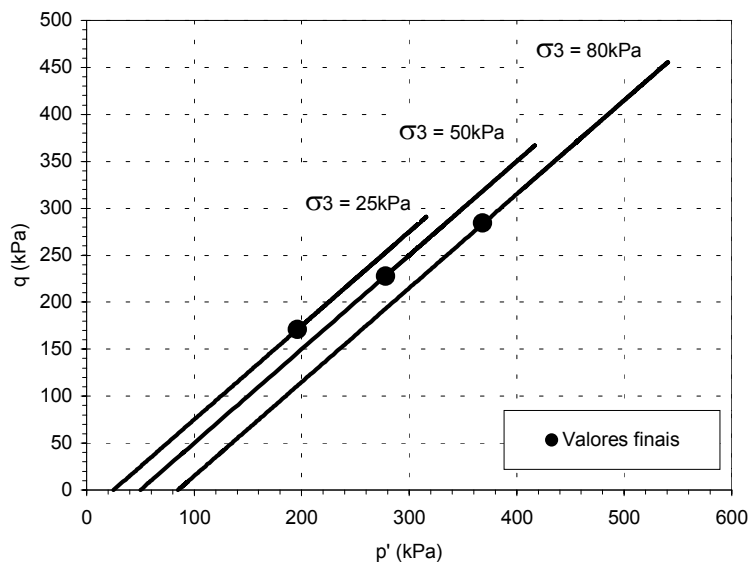


Figura 6.32 – Trajetória de tensões efetivas obtidas nos ensaios triaxiais sobre amostras de solo-cinza pesada- cal de carbureto, obtidas no campo experimental.

A Figura 6.33 apresenta a envoltória de ruptura de pico obtida nos ensaios triaxiais drenados sobre amostras retiradas no campo experimental. A envoltória apresentou-se essencialmente linear, como o coeficiente de determinação (r^2) aproximando-se da unidade. Apresenta-se, também, os parâmetros de resistência de pico, coesão efetiva (c') e ângulo de atrito efetivo (ϕ'), os quais foram 88,5kPa e 47° , respectivamente. Observa-se o fato de que apesar da camada de campo ter ficado com densidade inferior à de laboratório, a alteração dos parâmetros de resistência ocorreu basicamente na coesão, já que os ângulos de atrito apresentaram praticamente os mesmos valores.

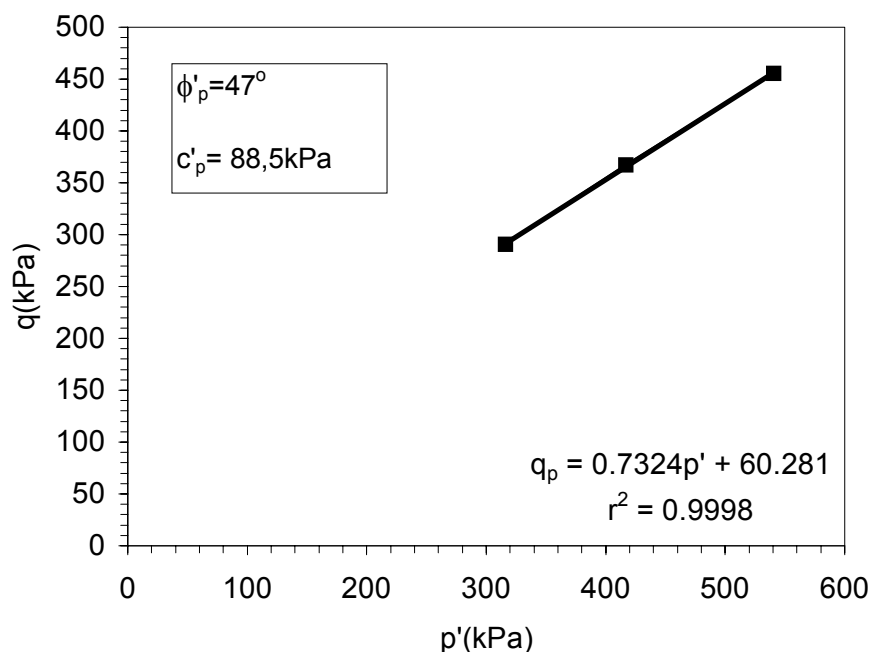


Figura 6.33 – Envoltória de resistência e seus respectivos parâmetros para amostras de solo-cinza pesada-cal de carbureto, obtidas no campo experimental.

6 6.4.5.1.3 Módulo de deformação

A Figura 6.34 apresenta o módulo secante calculado em relação à origem, em função das deformações axiais, para as tensões confinantes de 25kPa, 50kPa e 80kPa. Os gráficos foram plotados utilizando escala logarítmica para as deformações, a fim de permitir a análise de variação dos módulos nas deformações menores do que 0,01%. Esta forma de apresentação foi sugerida por Jardine *et al.* (1984) e tem sido utilizada nos trabalhos realizados na UFRGS em solos cimentados artificialmente. Observa-se que o módulo secante decresce com o aumento das deformações axiais e que o mesmo é influenciado pelo nível da tensão confinante somente até a deformação de 0,7%. A partir deste valor, os módulos secantes tendem a convergir para o mesmo valor. Em outras palavras, pode-se dizer que o módulo secante é influenciado pela tensão de confinamento somente até atingir o valor de ruptura de pico, tendo em vista que o valor 0,7% de deformação axial coincide com a deformação de ruptura para todos os ensaios.

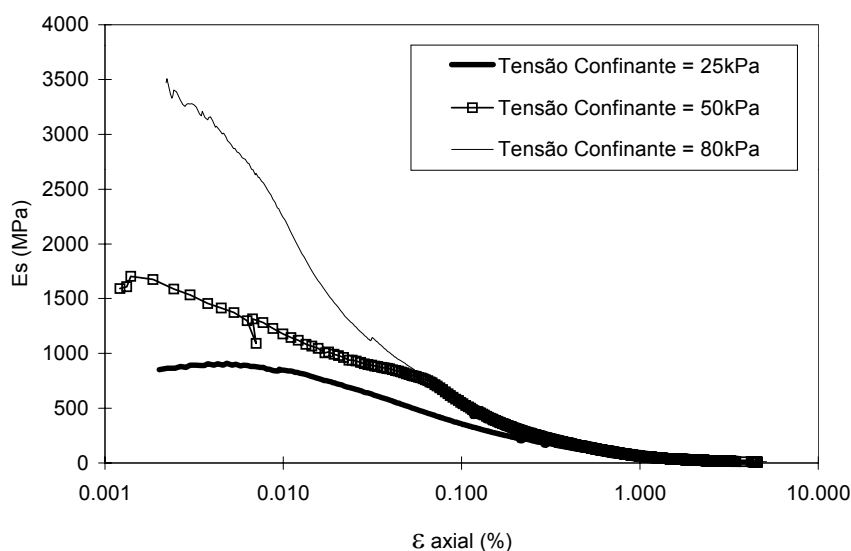


Figura 6.34 – Variação do módulo secante com a deformação axial obtidos em ensaios triaxiais de amostras de campo.

Valores de módulo secante calculados para níveis específicos de deformação axial, têm sido utilizados por diferentes autores para estudar o comportamento de materiais geotécnicos a pequenas deformações (Jardine *et al.*, 1984; Bressani, 1990; Prietto, 1996). Diversos casos de obras foram estudados por Burland (1989) e o autor concluiu que as deformações de trabalho dificilmente são superiores a 0,1%. Thomé *et al.* (1998) realizaram simulações numéricas de ensaios de placa sobre perfis de solo heterogêneos cimentados e observaram que o módulo secante obtido para tensão confinante de 20kPa, ao nível de deformação axial de 0,1%, representa bem o comportamento carga x recalque. Portanto, conforme metodologia sugerida no Capítulo 5, adota-se o valor de módulo secante obtido a partir do ensaio realizado à tensão confinante de 25kPa e a 0,1% de deformação axial. Para a mistura de solo-cinza pesada-cal de carbureto obtida no campo experimental, este valor é de 350MPa.

7. DISCUSSÃO SOBRE O COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES APOIADAS EM DUPLA CAMADA, SENDO A SUPERIOR CIMENTADA

7.1 MECANISMO DE RUPTURA

A identificação do mecanismo de ruptura para carregamento vertical, foi um dos principais objetivos da realização dos ensaios de placas apresentados no Capítulo 6. A definição desta interação placa - material cimentado – material não-cimentado é muito importante, principalmente quando se deseja estudar uma nova tecnologia de fundações. No meio geotécnico é comum a divulgação de três tipos de ruptura, os quais foram descritos por Vésic (1975) para areias e são: ruptura generalizada, ruptura por puncionamento e ruptura localizada.

A ruptura generalizada caracteriza-se pela existência de um mecanismo de ruptura bem definido. A curva carga x recalque apresenta um pico de carga, onde a ruptura é brusca e catastrófica. A superfície de deslizamento vai de um bordo da fundação à superfície do terreno e registra-se um levantamento do terreno em volta da fundação (Figura 7.1a). A ruptura por puncionamento, por outro lado, caracteriza-se pela ausência de superfície de deslizamento bem definida. À medida que a carga cresce, o movimento vertical da fundação é acompanhado pela compressão do solo imediatamente abaixo. A penetração da fundação é possibilitada pelo cisalhamento vertical em torno do perímetro da fundação, sendo que o solo fora da área carregada praticamente não participa do processo. A curva carga x recalque não apresenta um valor de pico bem definido, pelo contrário, a carga continua a crescer a uma taxa

muito pequena, mesmo a grandes níveis de recalque (Figura 7.1c). A terceira forma de ruptura, a ruptura localizada, caracteriza-se por um modelo que é bem definido apenas logo abaixo da base da fundação. O modelo consiste em uma cunha e superfícies de deslizamento que se iniciam junto às bordas da fundação, como no caso da ruptura generalizada. Diferencia-se pelo fato da superfície de deslizamento dificilmente atingir a superfície do terreno. Isto somente ocorre a um nível muito grande de recalque que, segundo Velloso & Lopes (1997), é da ordem da metade da largura ou diâmetro da fundação. A curva carga x recalque não apresenta um valor de pico e nem a ruptura catastrófica do elemento de fundação (Figura 7.1b). A ruptura localizada, na verdade, é uma transição da ruptura generalizada e da ruptura por punção, por apresentar características dos dois tipos de ruptura.

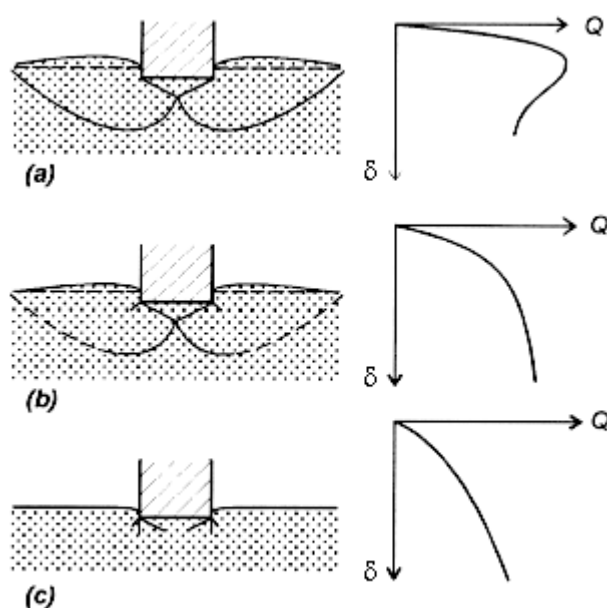


Figura 7.1 – Mecanismos de ruptura clássicos estudados na Engenharia Geotécnica: (a) ruptura generalizada; (b) ruptura localizada; (c) ruptura por punção (Fonte: Velloso & Lopes, 1997).

Os mecanismos de ruptura apresentados anteriormente foram descritos para solos homogêneos, mas são tomados como base para a definição de mecanismos em solos compostos de dupla camada. Os principais estudos que tratam de fundações sobre dupla camada foram feitos para o caso de uma camada de areia

compacta (rígida) sobreposta a uma camada de argila de baixa resistência, situação freqüentemente encontrada na prática de engenharia. Para este tipo de geometria, existem na bibliografia basicamente dois modelos de mecanismos de ruptura. Estes dois modelos, apresentados no Capítulo 2, foram propostos por Jacobsen *et al.* (1977 *apud* Graig & Chua, 1990) e Meyerhof (1974). O primeiro modelo postula que a camada superior, por ser mais rígida, faz com que a carga se distribua e solicite o material inferior através de uma fundação fictícia de dimensões maiores que a fundação real. No segundo modelo, utilizando-se da experiência acumulada para fundações submetidas à tração, Meyerhof (1974) propôs que no momento da ruptura, uma massa de areia tendo aproximadamente a forma de um tronco cônico, é puncionada em direção à camada de argila. Para facilitar os cálculos em um método de capacidade de carga, o autor considerou que a superfície de deslizamento na camada de areia era vertical. Este modelo também foi observado por Vésic (1975), que apresentou fotografias do mecanismo de ruptura observado em estudos com modelos reduzidos de fundações sobre dupla camada, afirmando que a ruptura ocorria por puncionamento.

Através dos ensaios de placa realizados, observou-se que o mecanismo de ruptura real depende da relação H/D . Para relações H/D 0,25 e 0,5 a superfície de ruptura na camada cimentada é vertical, concordando com as observações de Meyerhof (1974) e Vésic (1975). Porém, para as relações H/D 1,0 e 2,0 as superfícies de ruptura foram inclinadas. Mas em ambos os casos foi verificado que ocorre uma distribuição do carregamento, pelo surgimento de fissuras em todos os ensaios, as quais iniciavam na borda da fundação e formavam um ângulo de aproximadamente 45° com a vertical (Figura 6.26).

Com base nos resultados de simulações numéricas e experimentais, pode-se afirmar que a ruptura de fundações sobre solos cimentados envolve dois processos. Um está ligado com a resistência à tração do material e outro com as tensões cisalhantes. A camada cimentada tem a capacidade de concentrar grande parte da carga aplicada, como pôde ser visto nas Figuras 5.21 a 5.23. No entanto, como a rigidez das camadas é totalmente diferente, as deformações na camada não-cimentada serão muito maiores que as deformações na camada cimentada. Ao aplicar uma pressão q_u qualquer na fundação, grande parte desta pressão se concentrará na camada cimentada e uma pequena parcela será transferida para a

camada não-cimentada. Como está demonstrado na Figura 7.2b, a deformação da camada não-cimentada (ε_2) será superior à da camada cimentada (ε_1). A maior deformação da camada inferior faz com que a camada cimentada seja flexionada e apareçam tensões de tração na parte inferior desta camada (Figura 7.2a). Este fato explica a grande influência do valor do módulo de elasticidade da camada não-cimentada (E_2) na obtenção da carga referente a 2% de recalque relativo.

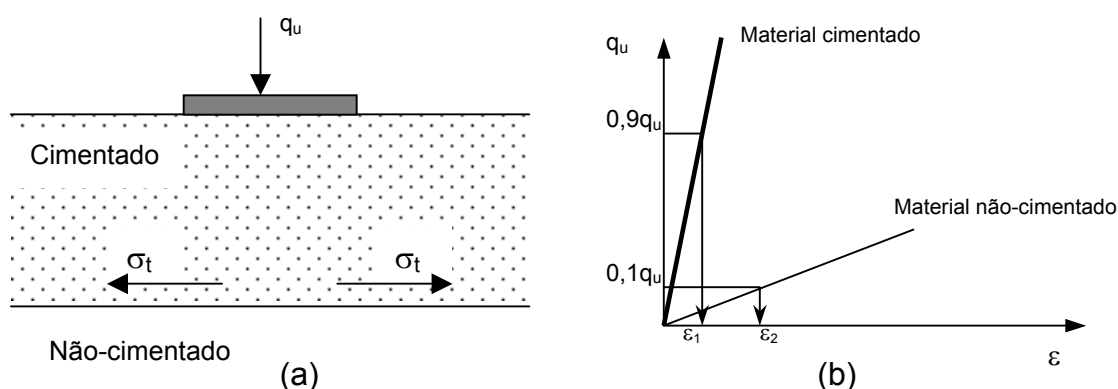


Figura 7.2 – Esquema de aparecimento de tensões de tração na base da camada cimentada.

No caso de relações $H/D \leq 0,5$, as maiores tensões de tração se encontram abaixo do canto da fundação (Figura 5.20) iniciando, neste ponto, um processo de fissuramento quando a tensão de tração admissível é alcançada (Figura 7.3a). Este processo foi chamado de primeiro mecanismo de ruptura progressiva, o qual inicia na interface da camada cimentada e não-cimentada e tem sentido ascendente. Conforme vai se aumentando o carregamento vai se dando início ao segundo mecanismo de ruptura progressiva, o qual é função das tensões cisalhantes. Abaixo do canto da fundação concentram-se as maiores tensões verticais e, portanto, ocorrem as maiores tensões cisalhantes neste local (Figura 7.3b). Estas tensões cisalhantes, ao atingirem o valor de ruptura, iniciam um processo de fissuramento na borda da placa e têm sentido descendente (Figura 7.3b). Continuando a aplicação do carregamento, as superfícies de ruptura vão em direção uma da outra e, quando se encontram, ocorre a ruptura brusca e catastrófica, uma vez que todo o carregamento é transferido para o solo não-cimentado de baixa resistência (Figura

7.3c). Apesar da superfície de deslizamento ser vertical, deve-se salientar que a zona de fissuramento é mais ampla, tendo em vista que existem tensões cisalhantes e de tração de menor intensidade ao redor da zona carregada. Dados experimentais de diferentes materiais cimentados demonstraram que o limite de aparecimento de fissuras forma um ângulo de aproximadamente 45° com a vertical e inicia na superfície da camada cimentada, junto à borda da fundação, e estende-se até a interface entre as camadas. A partir destas observações foi sugerido que a distância mínima entre duas fundações sobre uma camada cimentada deve ser de duas vezes a altura da camada cimentada.

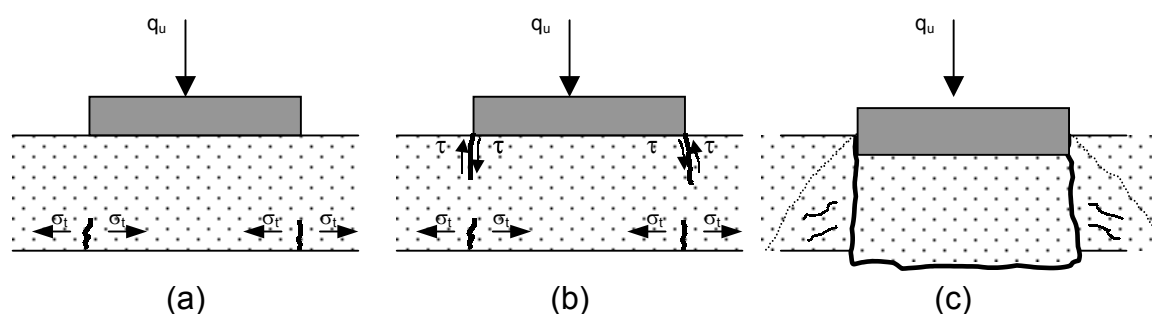


Figura 7.3 – Mecanismo de ruptura progressiva para relações $H/D \leq 0,5$.

Quando a relação H/D varia de 1,0 até 2,0, os mecanismos envolvidos são praticamente os mesmos daqueles apresentados anteriormente para relações H/D menores. No entanto, existem pequenas diferenças em relação aos pontos onde inicia o processo de fissuramento. Para estes casos, pela camada cimentada apresentar uma maior espessura, as tensões de tração de maior intensidade estão sob o centro da fundação (Figura 5.22). Neste ponto inicia-se, portanto, o processo de fissuramento (Figura 7.4a).

Como pode ser visto na Figura 7.5, o início da fissura de tração, que está relacionado com a tensão máxima de tração (positiva na figura), ocorre quando a placa recalcou somente 2,3mm, ou seja, 0,38% de recalque relativo. Ao continuar a aplicação do carregamento, permite que a camada cimentada continue deformando (fletindo) e novas fissuras de tração ocorrem na base da camada. Também, iniciam-se as fissuras de cisalhamento junto à borda da fundação (Figura 7.4b). No entanto,

estas fissuras de tração mais centrais não são as responsáveis pela ruptura, uma vez que as mesmas não têm capacidade de se propagar, devido ao aparecimento de tensões horizontais de compressão logo abaixo da placa (Figura 7.5). Isto permite que a placa continue recebendo carregamento e novas fissuras de tração e cisalhamento irão surgindo e se propagando (devido ao aumento da flexão da camada cimentada). Quando ocorre o encontro destas fissuras, provenientes dos dois distintos mecanismos, ocorre uma ruptura brusca e catastrófica com um cone de material cimentado “penetrando” no solo não-cimentado (Figura 7.4d). No momento que ocorre a ruptura física, a superfície da camada cimentada não carregada recupera parte do deslocamento, voltando praticamente ao ponto inicial.

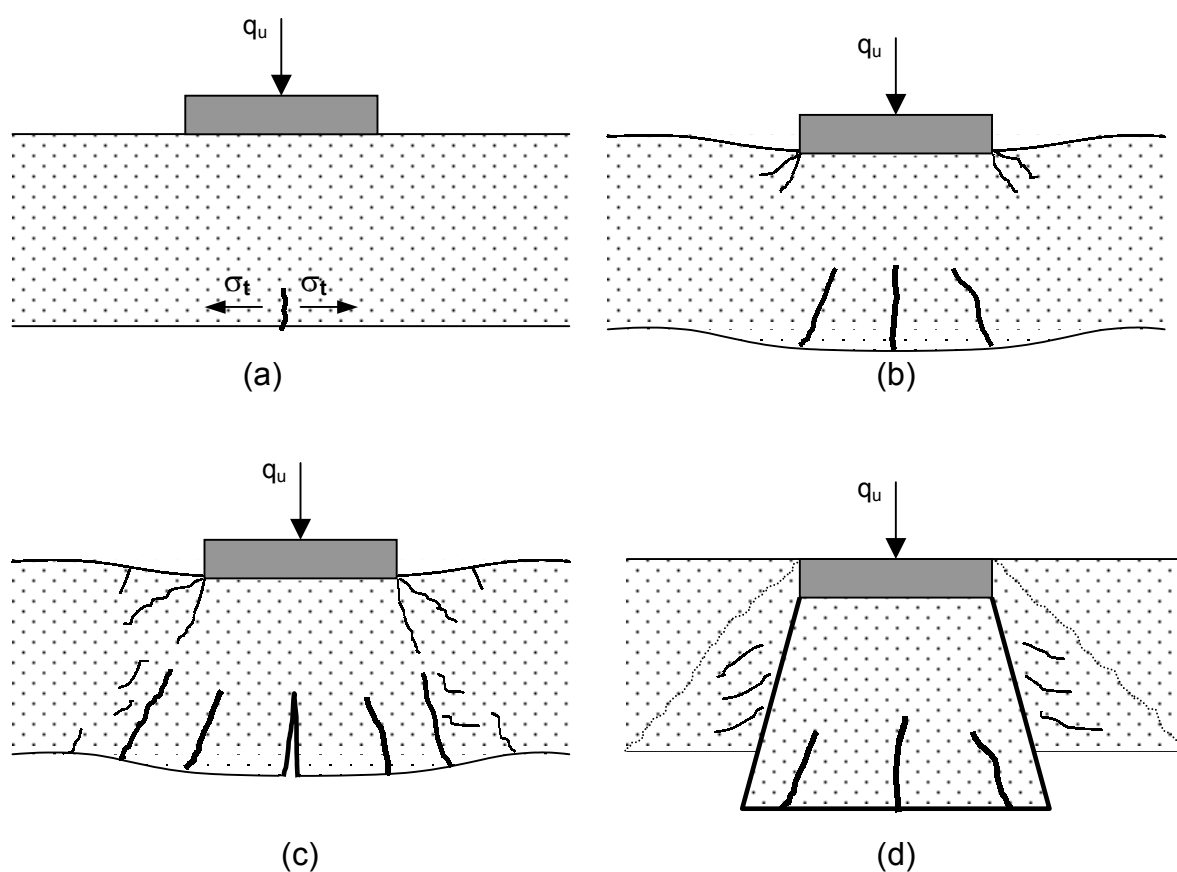


Figura 7.4 – Mecanismo de ruptura para relações H/D variando de 1,0 até 2,0.

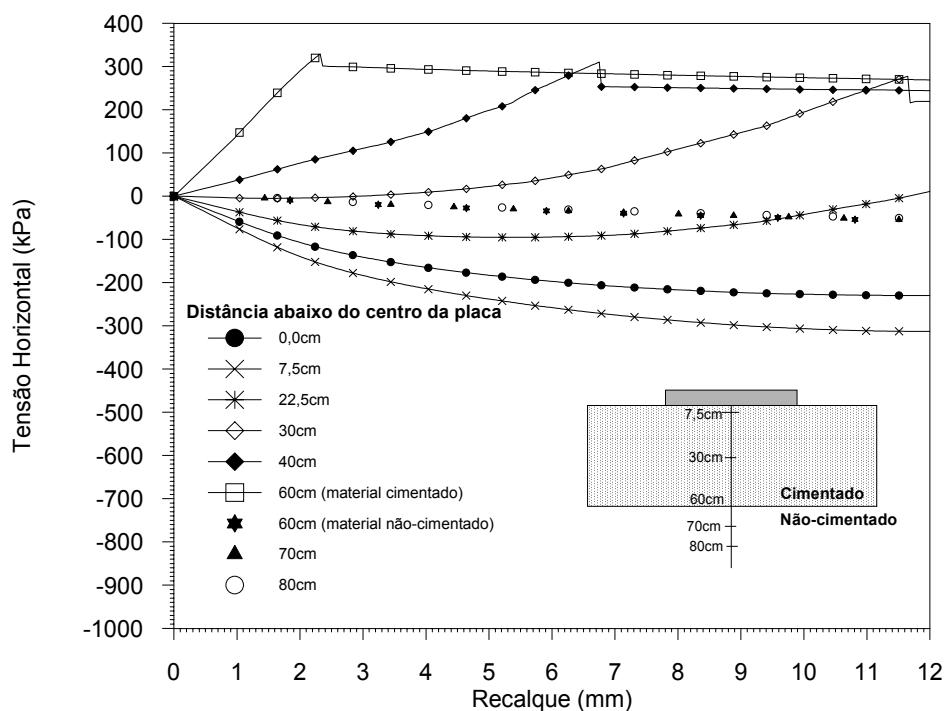


Figura 7.5 – Tensões horizontais que ocorrem na camada cimentada e não-cimentada para o exemplo PLBASF, com relação $H/D=1$ (valores positivos são de tração).

Cabe aqui fazer uma ressalva quanto à nomenclatura que vem sendo empregada para o mecanismo de ruptura, quando se tem fundações sobre dupla camada, sendo a superior cimentada. Observou-se que o mecanismo de ruptura apresenta a forma da curva carga x recalque característica da ruptura generalizada. Já o padrão de deslocamento da fundação e da superfície do terreno ao redor da fundação é característico da ruptura por puncionamento. Afirmar que o tipo de ruptura é por puncionamento poderia dar a falsa impressão de que a carga aumentará com o nível de recalque e que não existe perigo de catástrofe pela perda de resistência após atingir o pico. Sugere-se, portanto, que nestes casos a ruptura seja chamada de “puncionamento virtual”, dando a clara idéia de que apesar do padrão de deslocamento ser por puncionamento, existe a possibilidade de perda de resistência após atingir o pico.

Acredita-se que para relações $H/D > 2,0$, o mecanismo de ruptura começa a mudar novamente, ficando uma transição entre a ruptura clássica para materiais homogêneos e a anteriormente apresentada. Resultados numéricos apresentados

por Thomé *et al.* (1998) e resultados de modelos reduzidos apresentados por Tcheng (1957), concordam que para relações $H/D > 3,5$, a presença da camada não-cimentada não tem mais influência sobre o comportamento da fundação. Os bulbos de tensões se concentram todos na camada cimentada e o mecanismo de ruptura será generalizado, característico de solos homogêneos bastante resistentes.

7.2 NORMALIZAÇÃO DOS RESULTADOS

A normalização dos resultados é uma forma de verificar a tendência dos resultados de ensaios de placas de diferentes diâmetros e de camadas cimentadas de diferentes espessuras.

Uma forma de normalizar os resultados proposta por Consoli *et al.* (1998) foi apresentada nos Capítulos 5 e 6, onde os autores postulam que os resultados pressão x recalque relativo são únicos para uma mesma relação H/D e mesmo material. Foi verificado que tanto os resultados numéricos como os experimentais concordaram com a metodologia proposta pelos autores.

Kenny & Andrawes (1997) propuseram que os recalques fossem normalizados pelo diâmetro da placa (recalque relativo) e que a carga (Q_u) fosse normalizada pela carga máxima ($Q_{umáx}$) obtida no ensaio. Normalizando os resultados desta forma, busca-se suprimir a influência das variáveis geométricas na resposta carga x recalque. A Figura 7.6 apresenta os resultados de placas, plotados conforme sugestão dos autores. Verifica-se que este tipo de análise faz com que o eixo com os dados de $Q_u/Q_{umáx}$ inicie em zero e termine em 1 (ou em percentual de 0 a 100%). Como pôde-se observar na Figura 6.24, a ruptura ocorre a diferentes níveis de recalque relativo para diferentes relações H/D . Isto fez com que o valor da unidade fosse alcançado, nos ensaios realizados no presente trabalho, a diferentes valores de recalque relativo, fazendo com que as curvas se afastassem umas das outras nos valores próximos à unidade. Uma maneira de fazer todos os dados convergirem para o valor unitário, é dividir o valor de Q_u pelo valor de Q_u obtido a um determinado nível de recalque relativo. Neste trabalho propõe-se dividir o valor de Q_u pelo valor de Q_u obtido a 2% de recalque relativo. Este nível de recalque relativo

foi o utilizado na análise numérica. A Figura 7.7 apresenta as curvas dos ensaios de placas plotados no espaço $Q_u/Q_{u2\%}$ x recalque relativo. Observa-se que as curvas se agrupam e a influência da relação H/D reduz consideravelmente, existindo uma pequena dispersão, inerente a ensaios de campo. A fim de verificar se este tipo de normalização se aplica para diferentes tipos de materiais, plotou-se os resultados dos ensaios realizados por Tessari (1998) e Sales (1998). Como já mencionado no Capítulo 5, estes autores realizaram ensaios de placa sobre camadas de cinza pesada-cimento e solo argiloso-cimento, respectivamente. As Figuras 7.8 e 7.9 apresentam, respectivamente, os resultados apresentados pelos autores acima citados. Observa-se que a metodologia de dividir a carga pela carga referente a 2% de recalque relativo se ajustou muito bem para os diferentes tipos de materiais.

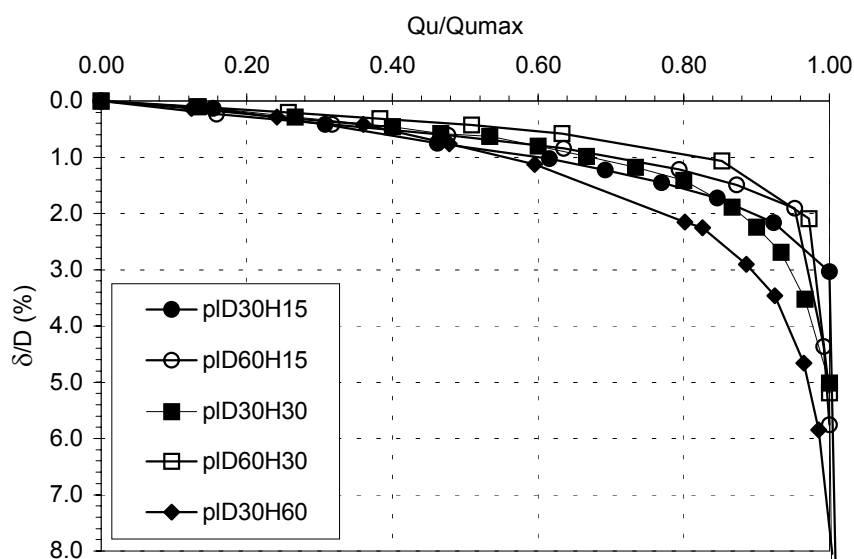


Figura 7. 6 – Curvas carga normalizada pela carga máxima x recalque relativo para ensaios de placa sobre mistura de solo-cinza pesada-cal de carbureto.

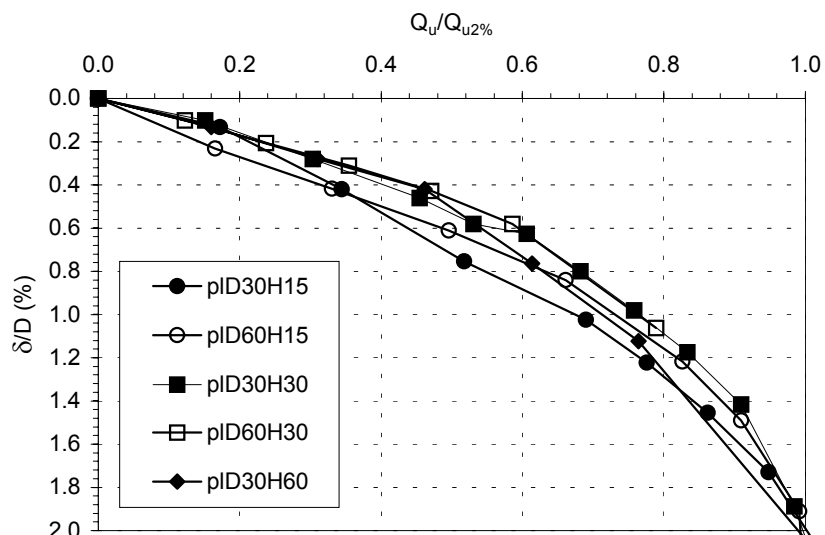


Figura 7.7 - Curvas carga normalizada pela carga a 2% de recalque relativo x recalque relativo para ensaios de placa sobre mistura de solo-cinza pesada-cal de carbureto.

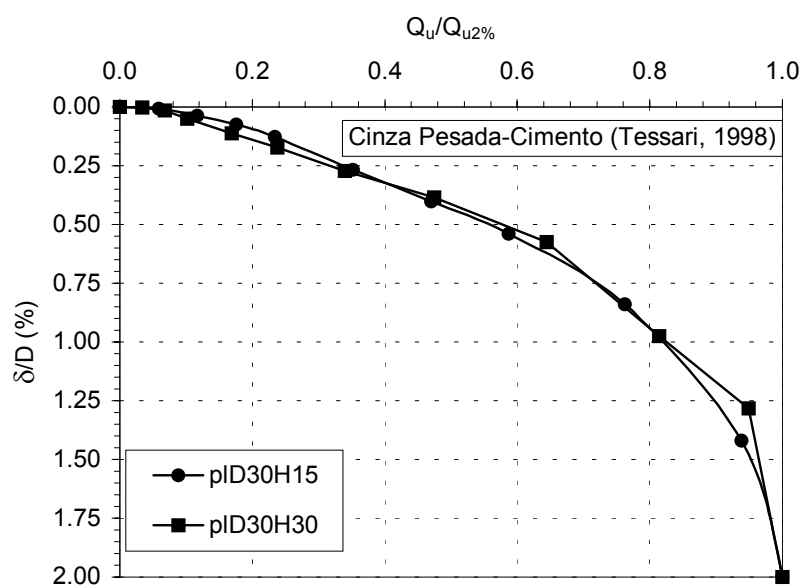


Figura 7.8 - Curvas carga normalizada pela carga a 2% de recalque relativo x recalque relativo para ensaios de placa sobre mistura de cinza pesada-cimento realizados por Tessari (1998).

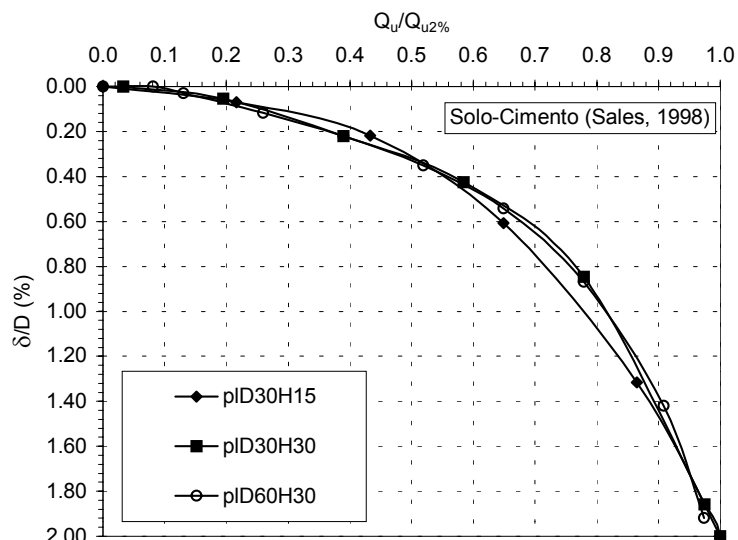


Figura 7.9 - Curvas carga normalizada pela carga a 2% de recalque relativo x recalque relativo para ensaios de placa sobre mistura de solo-cimento realizados por Sales (1998).

A fim de verificar se a influência da relação H/D é realmente suprimida quando se normaliza os dados desta maneira, realizou-se a normalização dos resultados das simulações numéricas apresentadas na Figura 5.11. Observa-se, na Figura 7.10, que os resultados numéricos comprovam a metodologia de normalização, uma vez que nestes resultados não existe a influência das variáveis ambientais e humanas como existe nos ensaios de campo. Também verificou-se se curvas obtidas a partir de simulações de placas sobre diferentes materiais, ou seja, com variação dos valores dos parâmetros plotados na forma normalizada, resultariam na mesma curva $Q_u/Q_{u2\%} \times \delta/D$. A Figura 7.11 apresenta os resultados de simulações numéricas onde diferentes conjuntos de parâmetros foram adotados. Observa-se que alterando somente um parâmetro, as curvas já são totalmente diferentes. Portanto as curvas somente serão idênticas quando os materiais envolvidos forem os mesmos. Os dados da Figura 7.10 e 7.11 sugerem que é possível obter a curva carga x recalque de fundações de diferentes tamanhos sobre camadas cimentadas de diferentes espessuras. Para isto é necessário conhecer a curva carga x recalque representativa dos materiais envolvidos e o valor da capacidade de carga ao nível de recalque relativo de 2%.

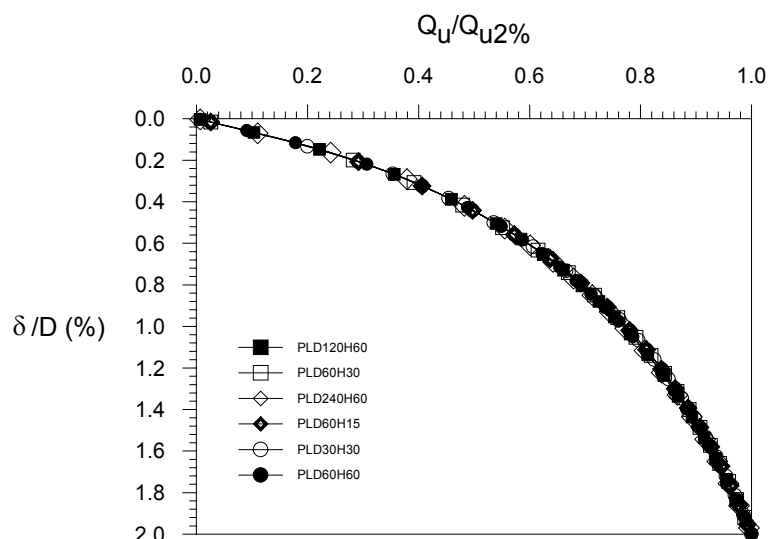


Figura 7.10 - Curvas carga normalizada pela carga a 2% de recalque relativo x recalque relativo para ensaios de placa simulados para diferentes relações H/D e apresentados na Figura 5.11.

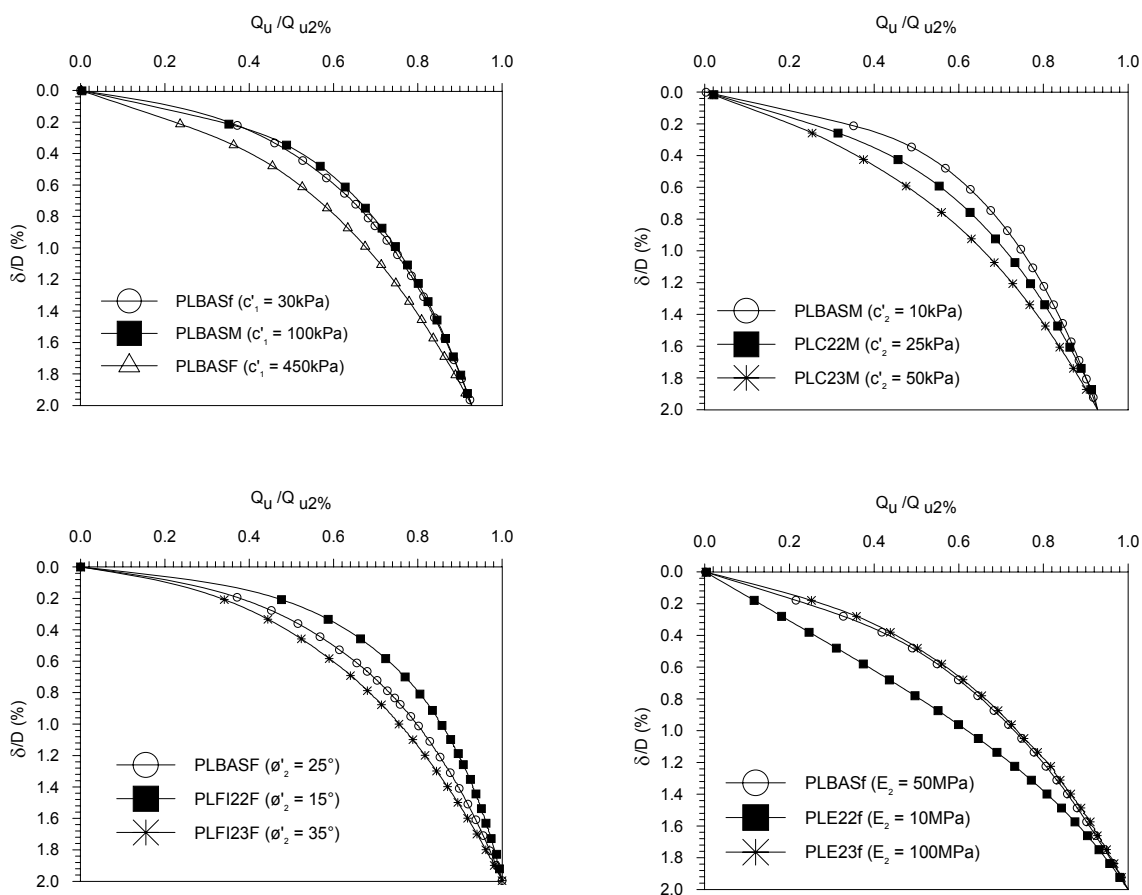


Figura 7.11 – Normalização dos resultados variando os parâmetros dos materiais.

7.3 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SOBRE SOLOS CIMENTADOS

Como visto no Capítulo 2, diversos métodos foram propostos para a obtenção da carga última de fundações apoiadas em sistemas de dupla camada. A grande maioria dos métodos são aplicados para os casos em que existe areia sobre argila (Tcheng, 1957; Meyerhof, 1974; Michalowsky & Shi, 1995; Frydman & Burd, 1997) e alguns que tratam de solos coesivos-friccionais (Vésic, 1975; Meyerhof & Hanna, 1978; Azan & Wang, 1991). Dentre estes métodos, os propostos por Vésic (1975) e Meyerhof & Hanna (1978) foram verificados por Sales (1998) na previsão de resultados de ensaios de placas sobre camadas cimentadas. O autor observou que o Método de Meyerhof & Hanna (1978) foi o que melhor representou os resultados experimentais. Mesmo assim, o coeficiente de variação entre os resultados previstos e observados foi bastante grande (acima de 60%).

Nesta seção será proposta uma metodologia semi-empírica para obtenção da capacidade de carga a 2% de recalque relativo, com base nos resultados de simulações numéricas apresentadas no Capítulo 5. Verificou-se que a capacidade de carga a 2% de recalque relativo era função da relação H/D, da coesão do solo cimentado e dos parâmetros do solo não-cimentado. O ângulo de atrito e módulo de elasticidade da camada cimentada não se mostraram significativos na determinação de $q_{u2\%}$. O estudo que será apresentado será adimensional, onde Pa é a pressão atmosférica. Pode-se afirmar, portanto, que:

$$q_{u2\%}/Pa = f(H/D, c'_1, c'_2, \phi'_2, E_2) \quad [7.1]$$

Apesar do estudo ter sido realizado para as 3 relações H/D estudadas, será apresentado aqui o desenvolvimento da metodologia para a relação H/D=1. A capacidade de carga para uma relação H/D qualquer, é função dos parâmetros do material cimentado e não-cimentado e pode ser escrita em função de um fator de parâmetros (F):

$$q_{u2\%}/Pa = f(F) \quad [7.2]$$

Onde:

$$F = F_1 + F_2 \quad [7.3]$$

$$F_1 = f(c'_1) \quad [7.4]$$

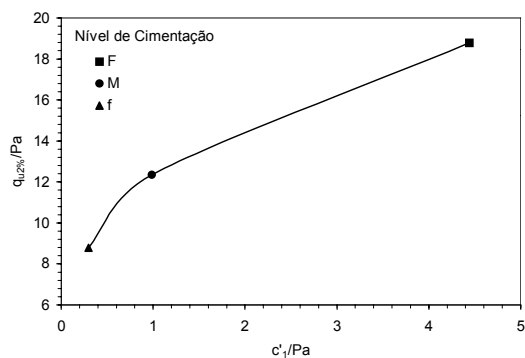
$$F_2 = f(c'_2, \phi'_2, E_2) \quad [7.5]$$

A idéia da metodologia foi de obter o melhor ajuste matemático para cada parâmetro dos materiais a fim de compor o valor de F . As Figuras 7.12 (a) a 7.12 (d) mostram a variação da capacidade de carga a 2% de recalque relativo em função dos parâmetros dos materiais para relação $H/D=1$. Os parâmetros coesão e módulo de elasticidade estão também apresentados de forma adimensional nestas figuras, os quais foram divididos pela pressão atmosférica (Pa).

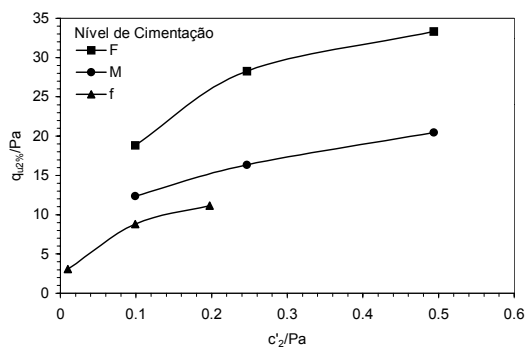
A composição de F_2 depende de 3 parâmetros (c'_2 , ϕ'_2 e E_2), os quais influenciam o valor de $q_{u2\%}/Pa$ de diferentes formas. Verifica-se que $q_{u2\%}/Pa$ tem uma variação aproximadamente linear com $\text{tg}\phi'_2$ (Figura 7.12c) e, em relação a c'_2/Pa e E_2/Pa , a variação é não linear (Figuras 7.12 a, b e d). Porém, se c'_2/Pa e E_2/Pa forem plotados em escala logarítmica, observa-se que a relação entre $q_{u2\%}/Pa$ x $\ln(c'_2/Pa)$ e $q_{u2\%}/P$ x $\ln(E_2/Pa)$ torna-se praticamente linear para estes parâmetros também, como pode ser visto na Figura 7.13. Verifica-se, nesta figura, que o coeficiente de determinação é muito próximo da unidade para os três níveis de cimentação.

Portanto, pode-se escrever que F_2 é função direta do logarítmico dos parâmetros c'_2/Pa e E_2/Pa . Já a utilização do valor de $\text{tg}\phi_2$ diretamente na composição de F_2 , não apresentou bons resultados. Para tornar o valor de ϕ'_2 mais representativo na composição do fator de parâmetro foi necessário fazer uso de um artifício matemático para que sua faixa de variação se adequasse à mesma ordem de grandeza dos demais parâmetros. A equação para F_2 pode ser escrita, então, da seguinte maneira:

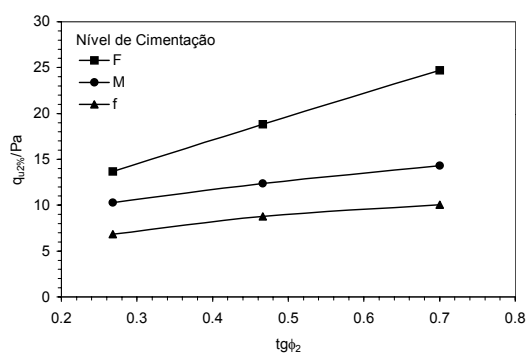
$$F_2 = \ln\left(\frac{c'_2}{Pa}\right) + \ln\left(\frac{E_2}{Pa}\right) + \frac{1}{\cos^4 \phi'_2} \quad [7.6]$$



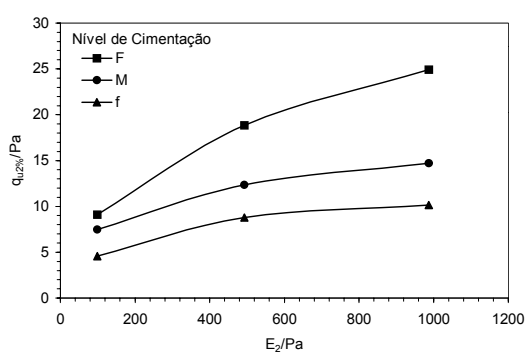
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 7.12 - Variação da capacidade de carga a 2% de recalque relativo com os parâmetros do material para relação $H/D=1$: (a) variando c'_1 ; (b) variando c'_2 ; (c) variando ϕ_2 ; (d) variando E_2 .

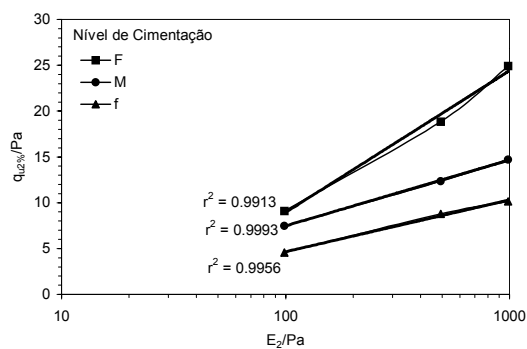
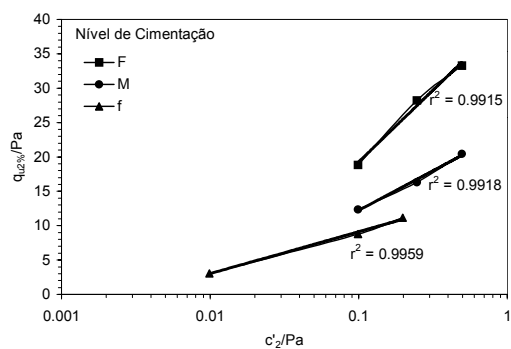


Figura 7.13 – Variação linear de $q_{u2\%}/\text{Pa}$ com o logarítmico de c'_2/Pa e E_2/Pa .

Seguindo a mesma linha de raciocínio encontrou-se o melhor ajuste para F_1 , o qual pode ser escrito como:

$$F_1 = \ln\left(\frac{c'_1}{Pa}\right) \quad [7.7]$$

Substituindo as equações [7.6] e [7.7] na equação [7.3], obtém-se o valor do fator de parâmetros:

$$F = \ln\left(\frac{c'_1}{Pa}\right) + \ln\left(\frac{c'_2}{Pa}\right) + \frac{1}{\cos^4 \phi'_2} + \ln\left(\frac{E_2}{Pa}\right) \quad [7.8]$$

A Figura 7.14 apresenta o valor de $q_{u2\%}/Pa$ em função do fator de parâmetros F para a relação $H/D=1$. Verifica-se que os dados se correlacionaram muito bem através de um ajuste exponencial, onde o valor do coeficiente de determinação é bastante alto ($r^2=0,96$).

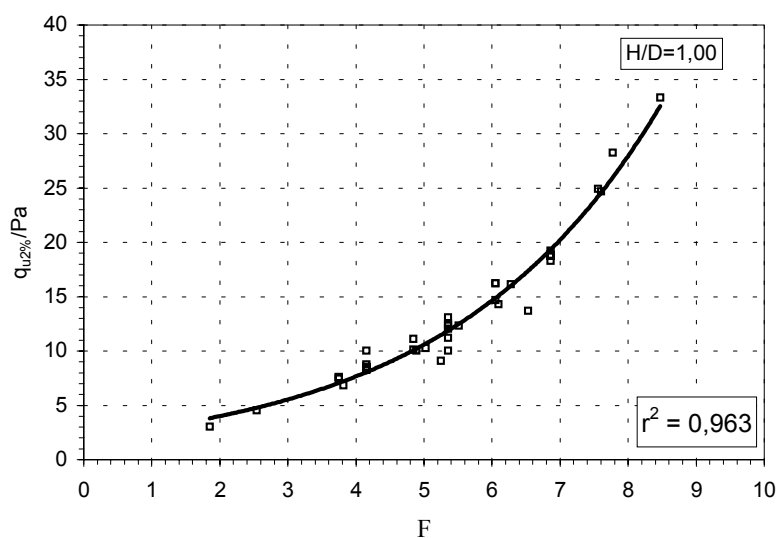


Figura 7.14 – Relação entre $q_{u2\%}/Pa$ x F para a relação $H/D=1,0$.

Utilizando a equação [7.8] foi encontrada a correlação existente entre $q_{u2\%}/Pa$ e F para as relações $H/D=0,5$ e $H/D=0,25$, as quais estão apresentadas nas Figuras 7.15 e 7.16, respectivamente. Observa-se que para estas relações, os valores de $q_{u2\%}/Pa$ se correlacionam muito bem com os valores obtidos pela equação F , e que o melhor ajuste em ambas equações é também exponencial, com coeficientes de determinação bem elevados.

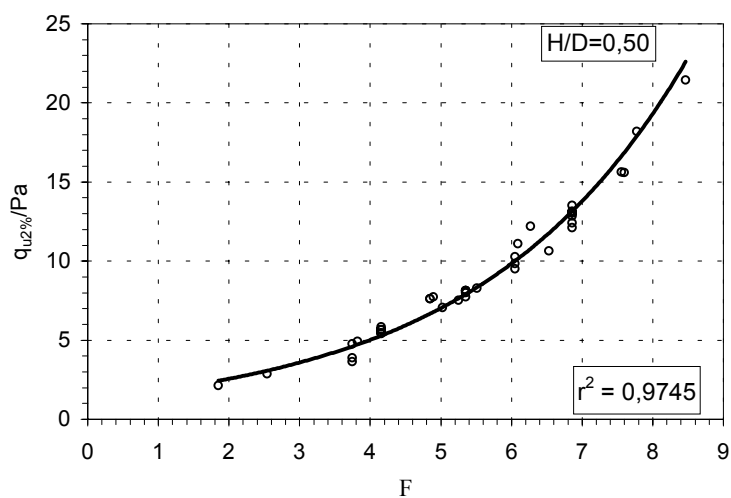


Figura 7.15 – Relação entre $q_{u2\%}/Pa$ x F para a relação $H/D=0,50$.

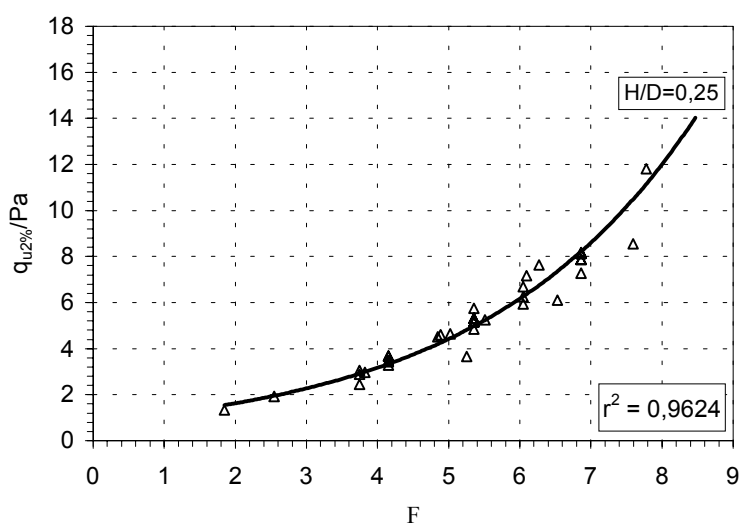


Figura 7.16 – Relação entre $q_{u2\%}/Pa$ x F para a relação $H/D=0,25$.

Na Figura 7.17 estão apresentadas, em forma de ábaco, as curvas obtidas através da metodologia proposta em conjunto com a equação para obtenção do valor do fator de parâmetros para as três relações H/D estudadas. As equações exponenciais representativas destas curvas estão apresentadas a seguir:

$$\text{Para } H/D=1,0 \quad \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 2,1001e^{0,3235F} \quad [7.9]$$

$$\text{Para } H/D=0,5 \quad \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 1,3071e^{0,3365F} \quad [7.10]$$

$$\text{Para } H/D=0,25 \quad \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 0,8371e^{0,3328F} \quad [7.11]$$

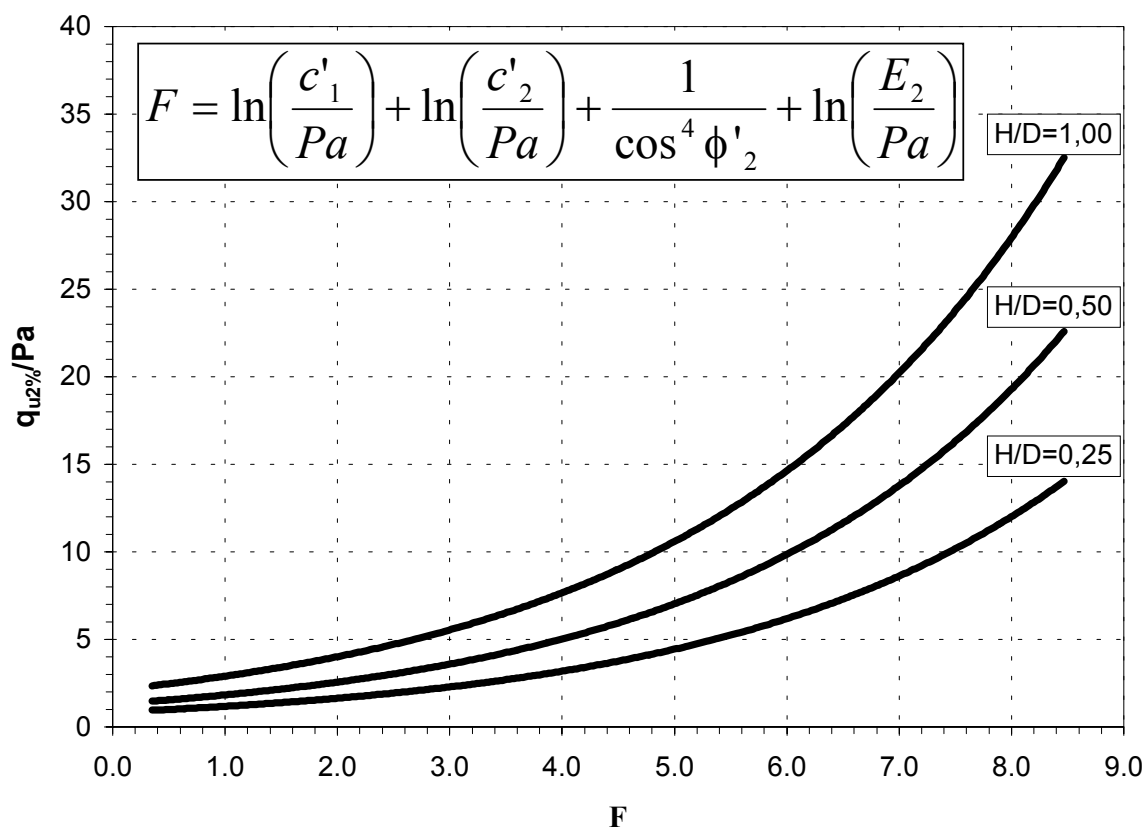


Figura 7.17 – Ábaco para obtenção da carga de ruptura de fundações apoiadas em sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada.

A fim de comprovar a validade da metodologia proposta, foi realizada a previsão da carga referente a 2% de recalque relativo ($Q_{u2\%}$) para os resultados de ensaios de placas sobre solos cimentados executados por Sales (1998), Tessari (1998) e no presente trabalho. O valor de carga $Q_{u2\%}$ é obtido através de $q_{u2\%}$ e da multiplicação deste valor pela área da fundação. Na Tabela 7.1 estão apresentados os parâmetros e os valores do fator de parâmetros para cada conjunto de materiais.

Tabela 7.1 – Parâmetros utilizados para a previsão da carga referente a 2% de recalque relativo.

Fonte	c'_1 (kPa)	c'_2 (kPa)	ϕ'_2 (°)	E_2 (kPa)	F
Sales(1998)	27,0	17,0	26,0	45000	4,5215
Tessari (1998)	94,5	17,0	26,0	45000	5,7743
Presente trabalho	88,5	17,0	26,0	45000	5,7087

A Figura 7.18 apresenta os resultados de carga a 2% de recalque relativo previstos pela metodologia aqui proposta, em comparação com os resultados observados nos ensaios de placa. Observa-se que do ponto de vista da prática de engenharia, existe boa concordância entre os resultados previstos e os observados. A relação média entre o $Q_{u2\%prev.}/Q_{u2\%obser.}$ foi igual 0,95 com coeficiente de variação de 21%.

Segundo o que sugere a Figura 7.10, é possível estimar qual o nível de recalque para fundações de diferentes tamanhos sobre diferentes espessuras de camadas cimentadas, desde que se conheça uma curva $Q_u/Q_{u2\%} \times \delta/D$ deste material e a carga referente a 2% de recalque relativo. A curva $Q_u/Q_{u2\%} \times \delta/D$ pode ser obtida a partir de um ensaio de placa e o valor da carga referente a 2% de recalque relativo pode ser obtida através da metodologia aqui proposta. A Figura 7.19 apresenta as curvas médias $Q_u/Q_{u2\%} \times \delta/D$ obtidas para os três materiais cimentados analisados. Estas curvas médias foram obtidas a partir dos resultados apresentados nas Figuras 7.8, 7.9 e 7.10.

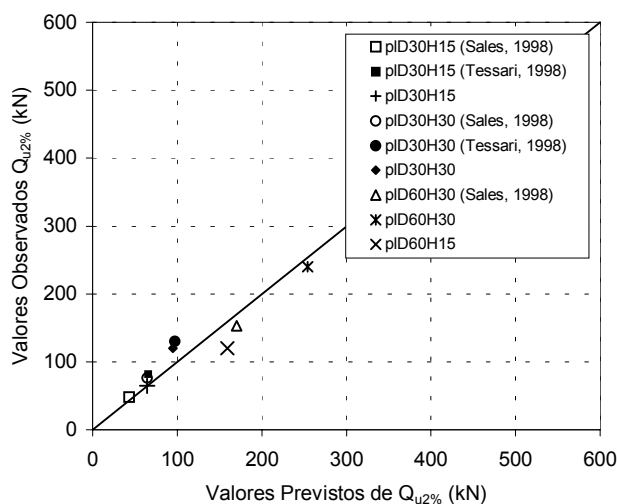


Figura 7.18 – Comparação entre os valores previstos pela metodologia proposta e os observados em ensaios de placa no campo experimental sobre diferentes materiais cimentados.

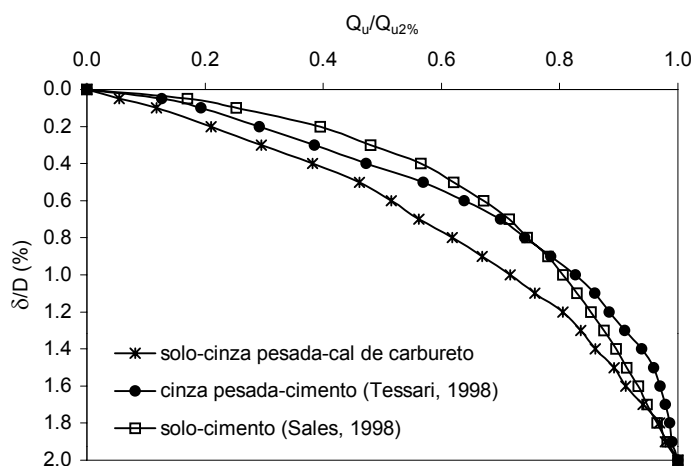


Figura 7.19 – Curvas médias $Q_u/Q_{u2\%}$ x δ/D obtidas para os materiais cimentados analisados.

As Figuras 7.20 a 7.22 apresentam as curvas carga x recalque previstas pela metodologia aqui proposta, em conjunto com as curvas obtidas experimentalmente em ensaios de placas realizados sobre diferentes materiais cimentados.

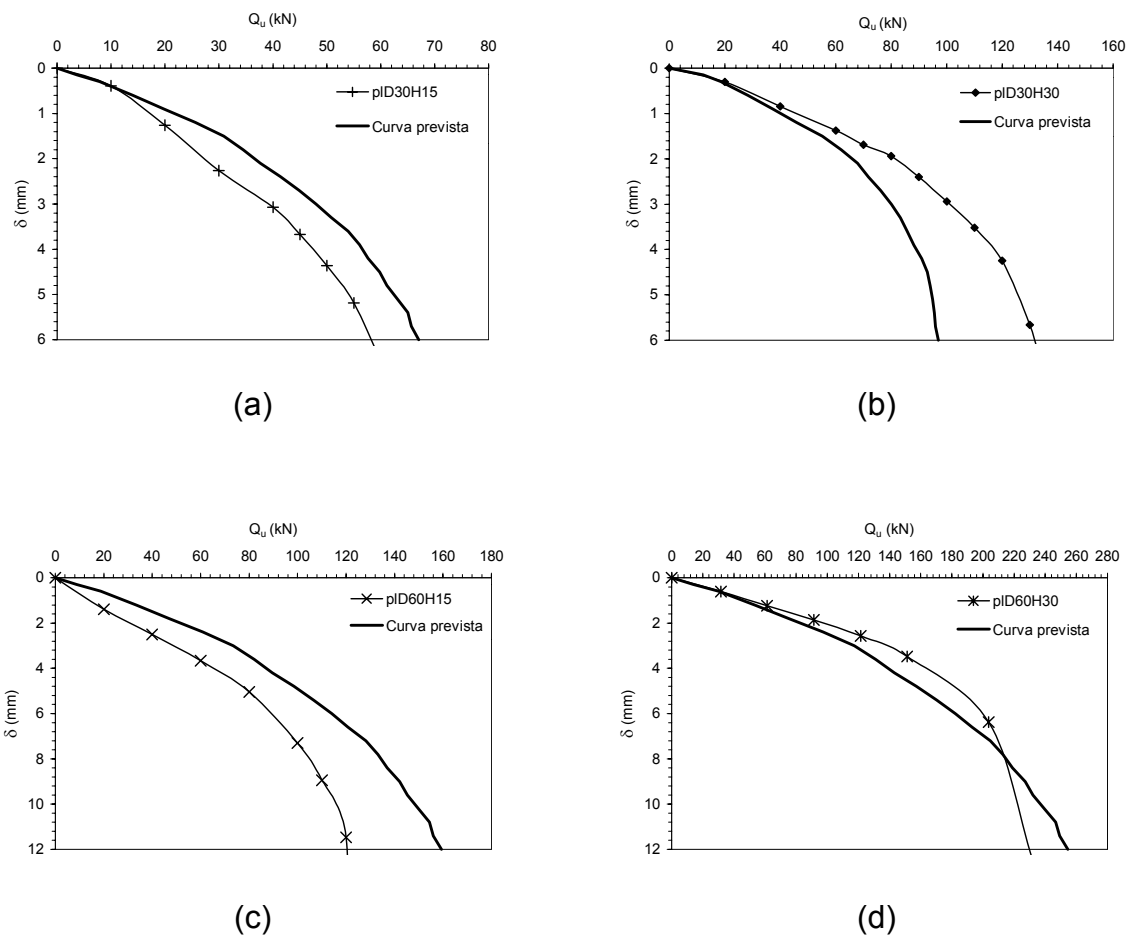


Figura 7.20 – Curvas carga x recalque previstas e observadas em ensaios de placas apoiadas na camada de mistura de solo - cinza pesada - cal de carbureto.

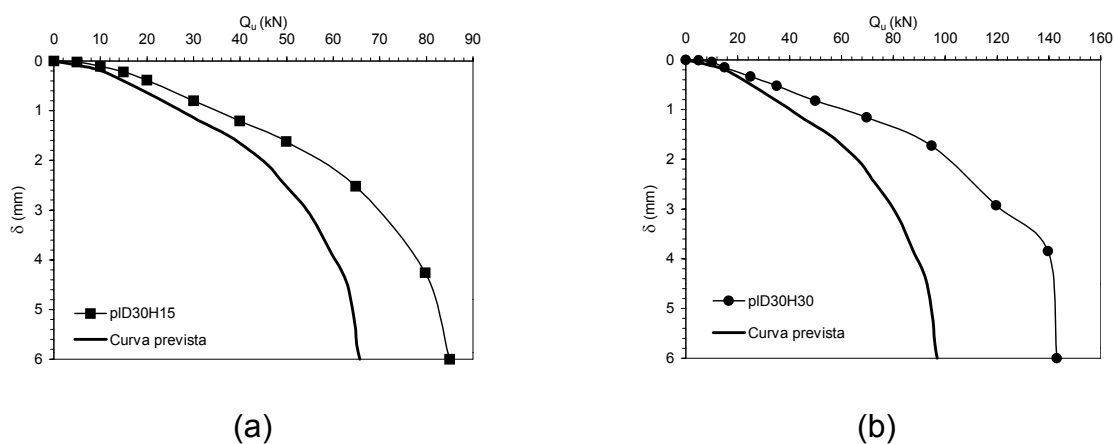


Figura 7.21 – Curvas carga x recalque previstas e observadas em ensaios de placas apoiadas na camada de mistura de cinza pesada – cimento, realizados por Tessari (1998).

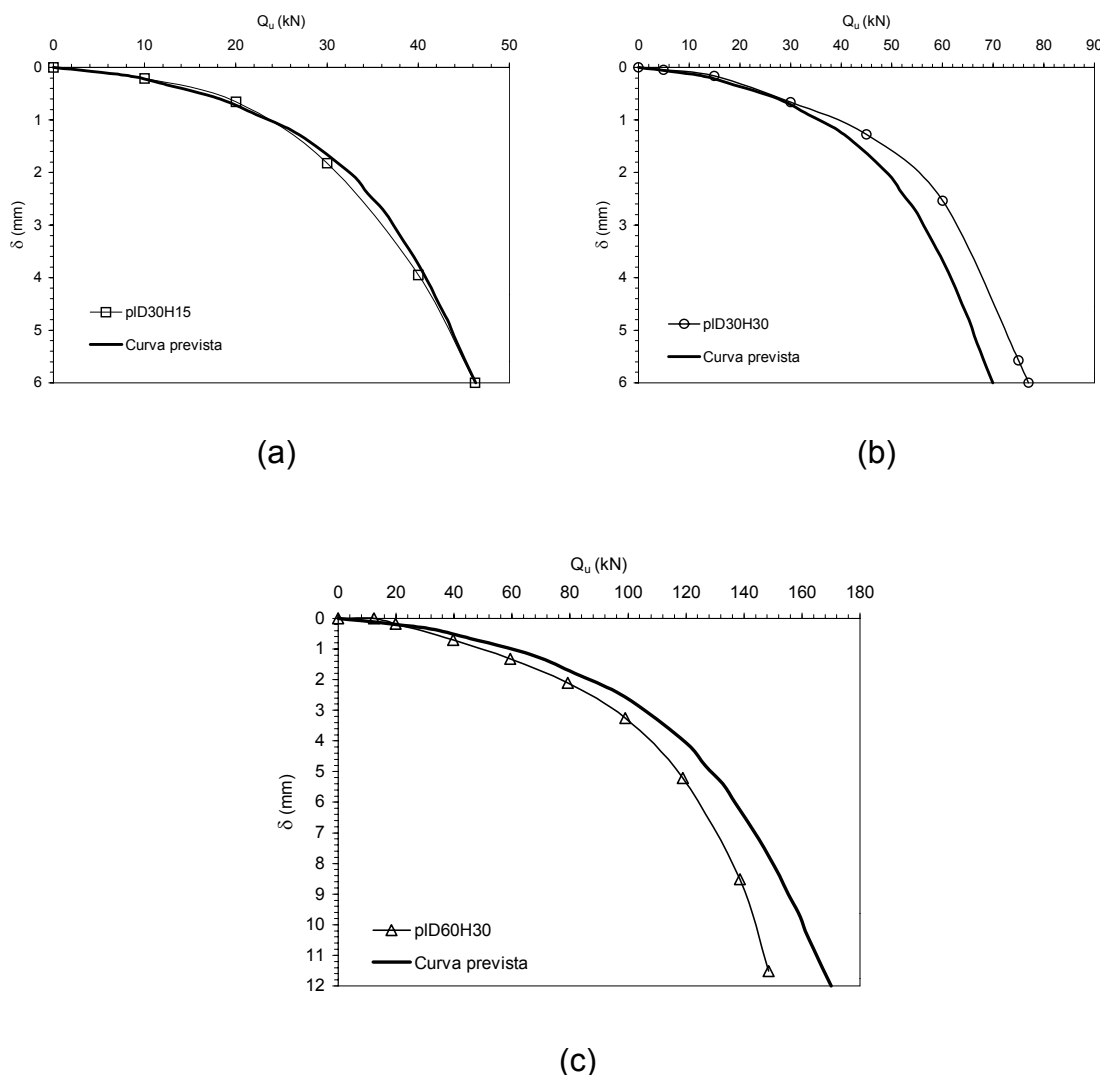


Figura 7.22 – Curvas carga x recalque previstas e observadas em ensaios de placas apoiadas na camada de mistura de solo – cimento, realizados por Sales (1998).

Verifica-se que, de maneira geral, as curvas carga x recalque de ensaios de placas foram razoavelmente bem previstas. O nível de dispersão existente entre as curvas previstas e observadas está diretamente ligado à dispersão que ocorreu na previsão do valor de $Q_{u2\%}$. Observa-se que no ensaio pID30H15 realizado por Sales (1998) e apresentado na Figura 7.22a, as curvas experimental e prevista são praticamente únicas. Para este ensaio, o resultado $Q_{u2\%}$ previsto pela metodologia proposta foi praticamente coincidente com $Q_{u2\%}$ obtido experimentalmente. Por outro lado, o ensaio pID30H30 realizado por Tessari (1998), que apresentou a maior

dispersão entre o $Q_{u2\%}$ previsto e o obtido experimentalmente (Figura 7.18), apresentou a curva carga x recalque prevista (Figura 7.21b) com a maior dispersão de todos os resultados. No entanto, um fato de interesse do ponto de vista prático, é verificar o grau de proximidade dos recalques previstos com os recalques obtidos experimentalmente, para a carga de trabalho. A carga de trabalho é definida nesta tese, e recomendada a ser utilizada quando for usada a metodologia proposta, como aquela obtida a 2% de recalque relativo dividida por um fator de segurança global de 2. Cabe aqui salientar que este fator de segurança será maior que 2 em casos reais, uma vez que o nível de recalque relativo para atingir a ruptura física é função da relação H/D (Figura 6.24). Na Tabela 7.2 estão apresentados os recalques para a carga de trabalho, previstos pela metodologia aqui proposta e os observados nos ensaios de placas analisados nesta tese.

Tabela 7.2 – Recalques previstos e observados na carga de trabalho prevista, para os ensaios de placas realizados sobre diferentes materiais.

Ensaio	$Q_{u2\%}/2$	$\delta_{prev.}$ (mm)	$\delta_{obs.}$ (mm)	$\delta_{prev.}/\delta_{obs.}$
pID30H15	33,5	1,70	2,51	0,68
pID30H30	48,5	1,23	1,05	1,17
pID60H15	79,3	3,42	5,03	0,67
pID60H30	127,3	3,41	2,70	1,26
pID30H15 (Tessari, 1998)	32,8	1,28	0,95	1,35
pID30H30 (Tessari, 1998)	48,5	1,25	0,79	1,58
pID30H15 (Sales, 1998)	22,0	0,90	1,00	0,90
pID30H30 (Sales, 1998)	32,4	0,95	0,75	1,26
pID60H30 (Sales, 1998)	85,0	1,95	2,35	0,83
Média				1,08
Desvio Padrão				0,31
Coeficiente de Variação (%)				29,68

Os recalques para carga de trabalho foram, de modo geral, foram previstos de forma satisfatória pela metodologia aqui proposta. A maior dispersão entre o valor previsto e observado foi para o ensaio pID30H30 (Tessari, 1998), onde o erro foi de

58%. No entanto, deve-se notar que, em termos quantitativos, os valores são muito próximos (1,25mm e 0,79mm) sendo, portanto, um erro aceitável do ponto de vista de prática de engenharia. O valor médio entre os recalques previstos e observados foi de 1,08 com coeficiente de variação de aproximadamente 30%.

Os resultados previstos pela metodologia aqui proposta para os ensaios de placas realizados no campo experimental da UFRGS foram, do ponto de vista de prática de engenharia, satisfatórios. No entanto, é necessário fazer alguns comentários a respeito da utilização desta metodologia. Deve ficar claro que, por se tratar de uma metodologia que leva em consideração uma equação semi-empírica obtida a partir de resultados numéricos e, sendo o ajuste matemático entre o valor de $q_{u2\%}/Pa \times F$ exponencial, os resultados são somente válidos para os parâmetros que estão entre a faixa de valores adotados nas simulações e estão apresentados novamente no Quadro 7.1, na forma adimensional. A metodologia foi desenvolvida para a condição axissimétrica, não sendo recomendada sua utilização para a condição de deformação plana, uma vez que é conhecido que a capacidade de carga de deformações planas são inferiores às obtidas para a condição axissimétrica.

Quadro 7.1 – Faixa de parâmetros válida para adotar a metodologia aqui proposta.

Materiais cimentados	Materiais não-cimentados
$0,19 \leq c_1/Pa \leq 4,44$	$0,01 \leq c_2/Pa \leq 0,50$
$0,70 \leq tg\phi_1 \leq 1,19$	$0,26 \leq tg\phi_2 \leq 0,70$
$2961,0 \leq E_1/Pa \leq 14810,0$	$98,0 \leq E_2/Pa \leq 988,0$

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1 CONCLUSÕES

Com base na análise dos resultados apresentados nas Etapas de laboratório, numérica e de campo e, na discussão apresentada no Capítulo 7, foi possível chegar às seguintes conclusões:

- A cinza pesada mostrou ser um resíduo tão efetivo quanto a cinza volante na reação com a cal de carbureto para a formação de produtos cimentantes. Misturas contendo cinza pesada apresentam RCS na mesma ordem de grandeza daquelas contendo cinza volante.
- É possível cessar o desenvolvimento das reações pozolânicas submetendo os corpos-de-prova a baixas temperaturas de cura. Amostras curadas por 28 dias na temperatura de 6°C, apresentam praticamente o mesmo valor de RCS daquelas não submetidas ao processo de cura. Para o intervalo de temperatura estudado (6°C a 44°C), o crescimento da RCS varia exponencialmente. Este crescimento é devido à aceleração das reações pozolânicas que formam os produtos cimentantes, os quais preenchem os vazios e cimentam os grãos, conferindo maior resistência ao material.
- É necessário menos que 1% de cal de carbureto para satisfazer as reações iniciais de troca de cátions da mistura de solo-cinza pesada. A adoção dos teores de cal de carbureto de 1%, 3% e 5%, em relação à soma dos pesos secos do solo e da cinza pesada, não apresentam influência sobre

os parâmetros de compactação da mistura. Isto ocorre devido à baixa capacidade de troca de cátions dos materiais que compõem a mistura e à granulometria mais grosseira da cal da carbureto. A adoção de diferentes teores de cal de carbureto também não influencia o valor da RCS até 28 dias de cura. Até esta idade, a quantidade de produtos das reações pozolânicas independem do teor de cal. Possivelmente, em idades maiores de cura, a quantidade de cal na mistura passará a ter influência sobre o valor da RCS.

- O teor de cal de carbureto de 1% foi suficiente para satisfazer as reações iniciais para todos os teores de cinza na mistura (0%, 20%, 33%, 50% e 100%). Foi adotado, portanto, 5% como teor ótimo de cal de carbureto de para todas as misturas contendo diferentes teores de cinza pesada. Com o aumento do teor de cinza pesada, ocorre redução no valor do peso específico seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x.}$) e crescimento da umidade ótima ($\omega_{\acute{o}t.}$). A redução do valor do $\gamma_{dm\acute{a}x.}$ ocorre devido ao baixo peso específico real dos grãos ($20,8\text{kN/m}^3$) da cinza pesada, o qual é bem menor que o do solo ($26,7\text{kN/m}^3$). Esta redução do valor de $\gamma_{dm\acute{a}x.}$ com o teor de cinza é não linear e segue uma equação de terceiro grau. Já a umidade ótima aumenta linearmente com o aumento do teor de cinza pesada na mistura. O valor varia de 12% para mistura não contendo cinza pesada a 35% em misturas contendo somente cinza pesada. Este grande aumento no valor de $\omega_{\acute{o}t.}$, apesar da cinza pesada ter uma granulometria de areia siltosa, foi creditado à morfologia dos grãos da cinza pesada, os quais são irregulares e bastante porosos, tendo capacidade de armazenar água em seu interior.
- A RCS de misturas não submetidas ao processo de cura decresce com o aumento do teor de cinza pesada na mistura. Por outro lado, nas misturas submetidas ao processo de cura por um período de 28 dias, ocorre um crescimento da RCS com o aumento do teor de cinza pesada. Este aumento de resistência é não linear, sendo que para proporções de cinza pesada acima de 50%, ocorre redução pela metade da taxa de ganho de resistência. Todas as misturas contendo cinza pesada apresentam durabilidade satisfatória. A trabalhabilidade da mistura, que está diretamente ligada à

capacidade de compactação e manuseio de amostras não curadas, diminui em teores de cinza pesada acima de 50%.

- A mistura ótima, com base nos critérios resistência, durabilidade e trabalhabilidade foi aquela que continha, em peso seco, 50% de cinza pesada, 50% de solo residual de arenito botucatu e 5% de cal de carbureto (esta última em relação à soma dos pesos secos da cinza pesada e do solo).
- As RCS e RCD da mistura ótima crescem com o tempo de cura. O valor máximo de resistência é obtido para idade de cura de 120 dias (6MPa), sendo que aos 28 dias (idade de projeto) é obtido somente 28,4% do valor desta resistência. O pH da mistura reduz com o tempo de cura devido ao consumo de OH⁻ nas reações pozolânicas. No entanto, mesmo após 120 dias o valor do pH mantém-se alto o suficiente (≈ 12) para que ocorra a solubilização da sílica.
- A condutividade hidráulica reduziu com o tempo de cura, devido ao preenchimento dos vazios da mistura pelos produtos da reação pozolânica. A mistura contendo basicamente materiais de granulometria arenosa apresenta, após 120 dias de cura, o coeficiente de condutividade hidráulica na ordem de 10⁻⁹m/s, valor este requerido para que materiais possam ser utilizados como *liners* e coberturas de aterros sanitários.
- A mistura solo-cinza pesada-cal de carbureto apresenta curva tensão desvio x deformação típica de solos fortemente cimentados, ou seja, muito rígida inicialmente e com valor máximo de tensão desvio bem definido. O comportamento após o pico é caracterizado pela drástica perda de resistência. A variação volumétrica na ruptura é de expansão, mostrando maiores valores de expansão quanto menor for a tensão confinante inicial. Os módulos secantes cresceram com o nível de tensão confinante inicial, indicando que não ocorreu quebra de estrutura até o nível de $\sigma_3 = 100\text{kPa}$.
- Seguindo os limites das normas de solubilização e lixiviação, a cinza pesada *in natura* é considerada como um resíduo inerte. A mistura de solo-cinza pesada-cal de carbureto também não apresentou nenhum metal lixiviado acima dos limites estabelecidos pela norma brasileira. No ensaio de

solubilização, no entanto, o metal Al ultrapassou o limite estabelecido pela norma brasileira, mas creditou-se que o mesmo foi solubilizado da estrutura do solo, concluindo-se, portanto, que a mistura contendo os resíduos é não poluente e não traz risco ao meio ambiente.

- É possível utilizar um modelo simples para representar o comportamento de solos cimentados e não-cimentados, como o modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Drucker-Prager, em conjunto com o Método dos Elementos Finitos, para prever o comportamento de fundações superficiais apoiadas em um sistema de dupla camada. No entanto, é necessário que se faça um ajuste nos parâmetros de resistência de pico do material cimentado. Para o caso de utilizar fluxo não-associado, os parâmetros da camada cimentada devem ser reduzidos em 2/3 dos valores originais obtidos a partir de ensaios de laboratório. Para o caso de fluxo associado, deve-se realizar a redução dos parâmetros de pico, tanto da camada cimentada como da não-cimentada, em 2/3 dos valores originais.
- A resposta pressão x recalque relativo será única para a mesma relação H/D. Quanto maior esta relação, mais rígida e mais resistente será a resposta carga x recalque. O recalque relativo em que ocorre a ruptura física de fundações sobre dupla camada, também é função da relação H/D. O recalque relativo na ruptura cresce linearmente com o aumento desta relação. Quanto maior a relação H/D, menor será a tensão vertical que chegará na camada não-cimentada. Esta camada tem a propriedade de concentrar grande parte das tensões aplicadas na fundação. Mas, devido à diferença de rigidez entre a camada cimentada e não-cimentada, mesmo chegando pouca tensão na camada inferior, esta é suficiente para fazer com que ocorra maior deformação nesta camada, gerando tensões de tração na parte inferior da camada cimentada e iniciando um processo de ruptura.
- Dos parâmetros dos materiais, o módulo de elasticidade (E_1) e o ângulo de atrito (ϕ'_1) não influenciam significativamente o valor de capacidade de carga referente a 2% de recalque relativo. A ordem de influência dos demais parâmetros sobre esta grandeza é a seguinte: coesão do material cimentado (c'_1); coesão do material não cimentado (c'_2); módulo de elasticidade do

material não-cimentado (E_2) e ângulo de atrito do material não-cimentado (ϕ'_2).

- A distância mínima que deve existir entre as bordas de duas fundações apoiadas sobre dupla camada, sendo a superior cimentada, deve ser de 2 vezes a espessura da camada cimentada ($2H$).
- O mecanismo de ruptura de fundações sobre sistema de dupla camada, até relações $H/D=2$, é por puncionamento virtual. As curvas carga x recalque apresentam um pico bem definido de ruptura e ocorre a ruptura física da camada cimentada. Quanto às superfícies de ruptura na camada cimentada, as mesmas são verticais para relações $H/D \leq 0,5$, e inclinadas de aproximadamente 22° para relações H/D entre 0,5 e 2,0. Para relações $H/D > 3,5$, a presença da camada não cimentada não tem mais influência sobre a resposta carga x recalque das fundações. Para estes casos, a ruptura ocorrerá somente no material cimentado e será generalizada.
- A ruptura é causada por dois mecanismos distintos e progressivos. Um é função do processo de abertura de fissuras de tração na base da camada cimentada. Este mecanismo inicia na interface da camada cimentada e não-cimentada e tem sentido ascendente. O segundo mecanismo é função das tensões cisalhantes, e surge abaixo da borda da fundação e tem sentido descendente. Quando as fissuras formadas pelos dois distintos mecanismos se encontram, ocorre a ruptura física e catastrófica da camada cimentada.
- É possível suprimir a influência das variáveis geométricas diâmetro da fundação (D) e espessura da camada cimentada (H), desde que se normalize os resultados de carga aplicada pela carga obtida, ao nível de recalque de 2% do tamanho da fundação ($D/50$). Portanto, a partir de um ensaio de placa de pequeno diâmetro sobre um sistema de dupla camada e o valor da capacidade de carga a 2% de recalque relativo, é possível reproduzir a curva carga x recalque de fundações de maiores dimensões.
- Os valores de capacidade de carga a 2% de recalque relativo, de fundações superficiais apoiadas em sistema de dupla camada, sendo a superior

cimentada, podem ser obtidos a partir da metodologia semi-empírica proposta. É necessário conhecer a coesão da camada cimentada e os parâmetros coesão, ângulo de atrito e módulo de elasticidade da camada não-cimentada.

8.2 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Verificar qual a relação existente entre o ângulo de dilatância e ângulo de atrito interno para materiais cimentados artificialmente.

Realizar estudos de lixiviação em coluna, para tentar verificar qual a diferença de resultados em relação aos obtidos pelas normas brasileiras.

Realizar estudo numérico de fundações sobre dupla camada pela metodologia aqui proposta, para a condição de deformação plana.

Verificar, através de um estudo experimental em modelos reduzidos, se ocorre a propagação das fissuras de tração geradas na carga de trabalho.

Desenvolver um modelo constitutivo que reproduza o comportamento real de solos cimentados e implementar este modelo em um programa de elementos finitos.

Verificar a melhora no comportamento de fundações superficiais sobre camadas cimentadas pela adição, nesta camada, de fibras capazes de resistir à tensão de tração gerada.

Realizar provas de carga em verdadeira grandeza (sapatas de concreto) a fim de corroborar a metodologia de cálculo de capacidade de carga e recalques.

Realizar estudo numérico-experimental da influência da superposição de bulbos de pressão de duas fundações vizinhas sobre o resultado de capacidade de carga e níveis de recalque.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D2937**: Standard test method for density of soil in place by the drive-cylinder method. Philadelphia, 1983. 4p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **C977**: Standard specification for quicklime and hydrated lime for soil stabilization. Philadelphia, 1989. 2p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D4874**: Standard test method for leaching solid material in a column apparatus. Philadelphia, 1995. 7p
- ANDERSEN, A.; SIMONS, N.E. Norwegian triaxial equipment and technique. In: RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, Boulder, 1960. **Proceedings...** New York: American Society of Civil Engineers, 1960. v.1, p.695-709.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: Argamassas e concreto – determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova. Rio de Janeiro, 1983. 2p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984a. 6p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984b. 4p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984c. 13p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489**: Prova de carga direta sobre o terreno da fundação. Rio de Janeiro, 1984d. 2p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostra de solo – preparação para ensaio de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986a. 9p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9289**: Cal hidratada para argamassas - determinação da finura. Rio de Janeiro, 1986b. 2p.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986c. 10p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10004**: Resíduos Sólidos; classificação. Rio de Janeiro, 1987a. 63p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10005**: Lixiviação de resíduos. Rio de Janeiro, 1987b. 10p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10006**: Solubilização de resíduos. Rio de Janeiro, 1987c. 2p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12051**: Solo – determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos. Rio de Janeiro, 1990a.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12004**: Solo – determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Rio de Janeiro, 1990b.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **MB 3472**: Estaca – Prova de carga estática. 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7175**: Cal hidratada para argamassas - especificação. Rio de Janeiro, 1994. 4p.
- AVERBECK, J.H.C. **O cone elétrico e sua aplicação no estudo de fundações em solos coesivos friccionais**. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.
- AZAM, G.; WANG, M.C. Bearing capacity of strip footing supported by two-layer $c-\phi$ soils. **Transportation Research Record**, Washington, n.1331, p.56-66, 1991.
- AZAM, G.; HSIEH, C.W.; WANG, M.C. Performance of strip footing on stratified soil deposit with void. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.117, n.5, p.753-771, 1991.
- 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).
- BERARDI, R; LANCELLOTTA, R. Stiffnes of granular soil from field perfomace. **Géotechnique**, London, v. 41, n.1, p.149-157, 1991.
- BISHOP, A.W.; HENKEL, D.J. **The measurement of soil properties in triaxial test**. 2 ed. London: Edward Arnold Ltda., 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, 1957. v.1, p.6-8.
- BOLTON, M.D. The strength and dilatancy of sands. **Géotechnique**, London, v.36, n.1, p.65-78, 1986.
- 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.
- BRESSANI, L.A. **Experimental studies of an artificially bonded soil**. London: University of London, 1990. 459p. Thesis (Ph.D.) - University of London, London, 1990.
- BRITTO, A.M.; GUNN, M.J. **Critical state soil mechanics via finite element**. New York: Ellis Horwood, 1987. 487p.
- BROWN, J.D.; MEYERHOF, G.G. Experimental study of bearing capacity in layered clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7., 1969, Mexico City. **Proceedings...** Mexico City: Mexican Society of Soil Mechanics, 1969. v.2, p.45-51.
- BURD, J.; FRYDMAN, S. Bearing capacity of plane-strain footings on layered soil. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.34, p.241-253, 1997.
- BURLAND, J.B. Small is beautiful – the stiffness of soil at small strain. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.26, n.4, p.499-519, 1989.
- 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: 1953. v.1, p.332-335.
- CALARGE, L.M.; SILVA, N.I.W.; CHIES, F. *et al.* Desenvolvimento de tijolos maciços a partir de cinzas pesadas e cal hidratada. I – caracterização da cinza pesada. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE QUALIDADE AMBIENTAL, 2., 1998, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABES, 1998. p.122-126.
- CAPUTO, H.P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6.ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1988. v.1, 234p.
- CARRARO, J.A. **Utilização de resíduos industriais na estabilização de um solo residual de arenito**. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1997. 149p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

- CASAGRANDE, A. The determination of the preconsolidation load and its practical significance. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1., 1936, Cambridge. **Proceedings...** London: 1936. v.3, p.60.
- CASTRO, F.J.C.O. **Um estudo físico químico matemático da estabilização alcalina de solos argilosos**. Rio de Janeiro: COPPE, 1981. 476p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1981.
- CERATTI, J.A.P. **Efeitos da adição da cal e cinza volante nas propriedades de um solo residual compactado**. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1979. 152p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1979.
- CHANG, D.T.T. Resilient properties and microstructure of modified fly-ash stabilized fine-grained soil. **Transportation Reserch Record**, Washington, n.1486, p.88-96, 1994.
- CHEN, W.F.; HAN, D.J. **Plasticity for structural engineers**. New York: Springer, 1988. 606p.
- CHESNER, W.H.; COLLINS, R.J.; MACKAY, M.H. **User guidelines for waste and by-product materials in pavement construction**. U.S. Department of transportation Publication n. FHWA-RS-97-148, 42p., 1998.
- CHU, T.Y.; DAVIDSON, D.T.; GOECKER, W.L. *et al.* Soil stabilization with lime-ash mixtures: preliminary studies with silty soils. **Highway Research Board Bulletin**, Washington, v.118, p.102-112, 1955.
- CHURCH, A.; RAAD, L.; TUMEO, M. Experimental study of leaching of fly-ash. **Transportation Research Record**, Washington, n.1486, p.3-12, 1994.
- CLARKE, L.B. **Aplication for coal-use residues**. London: IEA Coal Research, 1992. 406p.
- CLARKE, L.B. **Legislation for the manangement of coal-use residues**. London: IEA Coal Research, 1994. 75p.
- CLAYTON, C.R.T.; KHATRUSH, S.A.; BICA, A.V. The use of Hall effect semiconductor in geotechnical instrumentation. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.12, n.1, p.69-76, 1989.
- CLOUGH, G.W.; IWABUCHI, J.; RAD, N.S. *et al.* Cement sand under static loading. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.107, n.6, p.799-817, 1981.

- CONSOLI, N.C.; THOMÉ, A.; CERATTI, J.A. Engineering properties of organic soil-lime mixture. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENT IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1997. p.217-222.
- CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; VENDRUSCOLO, M.A. *et al.* Interpretação de provas de carga de fundações superficiais assentes em camadas de solo-cimento. **Solos e Rochas**, São Paulo, v.21, n.1, p.39-50, 1998a.
- CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J. Interpretation of plate load tests on residual soil site. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v.124, n.9, p.1-11, 1998b.
- COOP, M.R.; ATKINSON, J.H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Géotechnique**, London, v.43, n.1, p.53-67, 1993.
- CORRÊA, K.C.R., GARCIA, S.S., JABLONSKI, A. Situação ambiental da região do carvão no estado do Rio Grande do Sul. In: VI CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOQUÍMICA, 1997, Salvador. **Anais...** Salvador: 1997. p.313-316.
- CUDMANI, R.O. **Estudo do comportamento de sapatas assentes em solos residuais parcialmente saturados através de ensaios de placa.** Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1994. 150p. Dissertação (Mestrado em engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.
- CUMBERLEDGE, G. HOFFMAN, G.L.; BHAJANDAS, A.C. Curing and tensile strength characteristics of aggregate-lime-pozzolan. **Transportation Research Record**, Washington, n.560, p.21-30, 1975.
- DAS, B.M. **Principles of Foundation Engineering.** Brooks/Cole Engineering Division, Monterey, 1984. p. 101-104.
- D'ÁVILA, A.L.M.; CHIES, F.; ZWONOK, O. Caracterização geotécnica de cinzas de carvão mineral do estado do Rio Grande do Sul. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7, 1986, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABMS, 1986. v.1, p.3-13.
- DE BEER, E.E. The scale effect on phenomenon of progressive rupture in cohesionless soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 6., 1965, Montreal. **Proceedings...** Toronto: University Press, 1965. v.2, p.13-17.
- DE BORST, R.; VERMEER, P.A. Possibilities and limitation of Finite Element for limit analysis. **Géotechnique**, London, v.34, n.2, p.199-210, 1984.
- DÉCOURT, L. Speciality Session 9. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1983, Helsinki. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1983. p.1305-1306.

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME/DNER180:** Determinação da resistência à compressão simples de solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada. Rio de Janeiro, 1994. 11p.
- DESAI, C.S.; CHRISTIAN, J.T. **Numerical methods in geotechnical engineering.** New York: McGraw Hill, 1977. 783p.
- DESAI, C.S.; REESE. L.C. Analysis of circular footings on layered soil. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering.** New York, v.96, n.2, p.523-545, 1970.
- DIAS, R.D. **Aplicação de pedologia e geotecnia no projeto de fundações de linhas de transmissão,** Rio de Janeiro: COPPE, 1987. 347p. Tese (Doutorado em Engenharia) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1987.
- DIAS, C.R.R. Estabilização de solos arenosos da planície costeira do Rio Grande do Sul com emprego de cinza volante. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 29., 1995, Cuiabá. **Anais...** Rio de Janeiro: ABPV, 1995. v2, p.207-226.
- DIAS, C.R.R.; MORAES, J.M. Desempenho de uma fundação superficial sobre solo estabilizado com cinza-cal e camada compressível profunda – controle de recalques. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., 1998, Brasília. **Anais...** Brasília: ABMS, 1998. v.1, p 1549-1556.
- DRESCHER, A.; DETOURNAY, E. Limit load in translational failure mechanisms for associative and non-associative materials. **Géotechnique,** London, v.43, n.3, p. 443-456, 1993.
- DUNCAN, J.M.; CHANG, C.Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soil. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Engineering,** New York, v. 106, n.5, p.1629-1653, 1970.
- 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.
- EGEMEN, E.; YURTERI, C. Regulatory leaching tests for fly-ash: a case study. **Waste Management Research,** v.14, p.43-50, 1996.
- EVSTATIEV, D.; MILEV, G.; KARACHOROV, P. Settlement of TV tower built on stabilized loess. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 12., 1985, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1985. v.2, p.1209-1212.
- FLORKIEWICZ, A. Upper bound to bearing capacity of layered soils. **Canadian Geotechnical Journal,** Ottawa, v.26, p.730-736, 1989.
- FOGAÇA, B.C.; CERATTI, J.A.P. Estudo do comportamento mecânico e da deformabilidade de misturas de cinza volante, cal e areia do litoral do Rio Grande do Sul. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 29., 1995, Cuiabá. **Anais...** Rio de Janeiro: ABPV, 1995. p.347-360.

- FOGAÇA, B.C. **Análise paramétrica de estruturas de pavimento utilizando areia do litoral do Rio Grande do Sul, estabilizada com cinza volante e cal.** Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1996. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.
- 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.
- FRYDMAN, S.; BURD, H.J. Numerical studies of bearing-capacity factor N_γ . **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v.123, n.1, p.20-29, 1997.
- GARCIA, J.G.D. **Estudo do comportamento de fundações superficiais em solos cimentados.** Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1998. 135p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.
- GENS, A.; NOVA, R. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rock. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. v.1, p.485-494.
- GHOSH, A.; SUBBARAO, C. Hydraulic conductivity and leachate characteristics of stabilized fly ash. **Journal of Environmental Engineering**, New York, v.124, n.9, p.812-820, 1998.
- GRAIG, W.H.; CHUA, K. Deep penetration of spud-can foundation on sand on clay. **Geotechnique**, London, v. 40, n.4, p.541-556, 1990.
- GRAY, D.H.; LIN, Y.K. Engineering properties of compacted fly ash. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering**, New York, v.98, n.4, p.361-380, 1972.
- GRIFFITHS, D.V. Computation of bearing capacity on layered soils. In: CONFERENCE ON NUMERICAL METHODS IN GEOMECHANICS, 4., 1982, Edmonton. **Proceedings...** Edmonton: 1982. v.1, p.163-170.
- GRIM, R.E. **Clay mineralogy.** New York: McGraw-Hill, 1953. 422p.
- HANNA, A.M. Experimental study of footings in layered soil. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v.107, n.GT8, p.1113-1127, 1981.

- HANNA, A.M.; MEYERHOF, G.G. Design charts for ultimate bearing capacity of foundation on sand overlying soft clay. **Canadian Geotechnical Journal**, cidade, v. 17, n.2, p.300-303, 1980.
- HARTLÉN, J.; CARLING, M.; NAGASAKA, Y. Recycling or reuse of waste material in geotechnical applications. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTHECHNICS, 2., 1997, Osaka. **Proceedings...** Osaka: Masashi Kamom, 1997. v.3, p.1493-1513.
- HARTY, J.R.; THOMPSON, M.R. Lime reativity of tropical and subtropical soil. **Highway Research Record**, Washington, n. 442, p.102-112, 1973.
- HEAD, K.H. **Manual of soil laboratory testing**. London: Pentech Press, 1982. 339p. v.2-3.
- HERRIN, M.; MITCHELL, H. Lime-soil mixtures. **Highway Research Board Bulletin**, Washington, n.304, p.99-121, 1961.
- HOOVER, J.; HANDY, R.L.E.; DAVIDSON, D.T. Durability of soil-lime-fly ash mixtures compacted above standard proctor density. **Highway Research Board Bulletin**, Washington, v.193, p.1-11, 1958.
- HOWER, J.C.; ROBERTSON, J.; THOMAS, G.A. *et al.* Characterization of fly-ash from Kentocky power plants. **Fuel**, Elsevier, v.75, n.4, p.403-411, 1996.
- HUANG, J.T.; AIREY, D.W. Effects of cemented and density on na artificially cemented sand. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. v.1, p.553-560.
- HUANG, W.H.; LOVELL, C.W. Bottom ash as embankment material. In: ASTM (Ed.) **Geotechnics of waste fills – theory and practice**. Philadelphia: ASTM, 1990. p.71-85. (STP1070).
- HUHEEY, J.E.; KEITER, E.A.; KEITER, R.L. **Inorganic chemistry: principles of structure and reactivity**. 4.ed. New York: Harper Collins College Publishers, 1993. 936p.
- INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 334**: Coal and Coke – Determination of total sulphur – Eschka Method. Switzerland, 1975. 5p.
- ISAIA, G.C. **Efeitos de misturas binárias e ternárias de pozolanas em concreto de elevado desempenho: um estudo de durabilidade com vistas a corrosão da armadura**. São Paulo: Escola Politécnica de São Paulo, 1995. 280p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.
- JANBU, N. Soil compressibility as determined by oedemeter and triaxial tests. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUADATION ENGINEERING, 1963, Wiesbaden. **Proceedings...** 1963. v.1, p.19-25.

- JARDINE, R.J.; SYMES, M.J.; BURLAND, J.B. The measurement of soil stiffness in triaxial apparatus. **Géotechnique**, London, v.34, n.3, p.323-340, 1984.
- KENNY, M.J.; ANDRAWES, K.Z. The bearing capacity of footing on sand layer overlying soft clay. **Géotechnique**, v. 47, n.2, p.339-345, 1997.
- KLEIN, C.; HURLVUT Jr., C.S. **Manual of mineralogy**. 2. ed. New York: John & Sons, 1977. 585p.
- KOHNKE, P. **ANSYS theory reference**: release 5.4. 8.ed. Canonsburg: SAS IP, 1997. Cap. 4: Introduction to material nonlinearities.
- KONDER, R.L.; ZELASKO, J.S. A hiperbolic stress-strain formulation for sands. In: PAN-AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2., 1963, São Paulo. **Proceedings...** São Paulo: ABMS, 1963. v.1, p.289-324.
- KRAFT, L.M.; HELFRICH, S.C. Bearing capacity of shallow footings, sand over clay. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.20, p.182-185, 1982.
- LADE, P.V.; DUNCAN, J.M. Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v.101, n.10, p.1373-1387, 1975.
- LADE, P.V.; OVERTON, D.D. Cementation effects in frictional material. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v.115, n.10, p.1373-1387, 1989.
- LAMBE, T.W. Predictions in soil engineering. **Géotechnique**, London, v.23, n.2, p.149-202, 1973.
- LAMBE, T.W.; WHITMAM, R.V. **Soil mechanics, SI version**. New York: John Wiley, 1979. 553p.
- LA ROCHELE, P.; LEROUEIL, S.; TRAK, B. *et al.* Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests. In: SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, 1986, Louisville. **Proceedings...** Philadelphia: American Society of Testing materials, 1988. v.1, p.715-731.
- LEE, K.L.; MORRISON, R.A.; HALEY, S.C. A note on pore pressure parameter B. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7., 1969, Mexico City. **Proceedings...** Mexico City: Mexican Society of Soil Mechanics, 1969. v.1, p.231-239.
- LEMOS, R.C. **Levantamento de reconhecimento dos solos do estado do Rio Grande do Sul**. Recife: Departamento nacional de pesquisa agropecuária, Divisão de pesquisa Pedológica (Boletim Técnico).1973.

- LIN, Y.K. **Compressibility, strength and frost susceptibility of compacted fly-ash**. London: University of Michigan, 1971. 156p. Thesis (Ph.D.) - University of Michigan, London, 1971.
- LUZZARDI, F.; MILITITSKY, J. **Provas de carga em fundações superficiais assentes em solos residuais parcialmente saturados**. Porto Alegre: Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, 1987. [Não Publicado].
- MADHAV, M.R.; SHARMA, J.S.N. Bearing capacity of clay overlayin by stiff soil. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v.117, n.12, p.1941-1948, 1991.
- MALLMANN, J.E.C. **Estabilização pozolânica de cinzas volantes e pesadas com cal dolomítica hidratada e areia, curadas pelos processos de autoclavagem e câmara à temperatura constante**. Porto Alegre, Escola de Engenharia, 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.
- MÁNTARAS, F.M. **Análise numérica do ensaio pressiométrico aplicada à previsão do recalque de fundações superficiais em solos não saturados**. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1995. 129p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1995.
- MARCON, A.F. **Durabilidade e módulo de elasticidade de misturas areia-calcinza volante**. Rio de Janeiro, COPPE, 1977. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1977.
- MARSLAND, A.; EASON, B.J. Measurements of displacement in the ground below loaded plates in deep boreholes. In: BRITISH GEOTECHNICAL SOCIETY SYMPOSIUM ON FIELD INSTRUMENTATION, 1973, Butterworths. **Proceedings...**, 1973. p.304-317.
- MARTINS, F.B. **Ensaio triaxiais sobre um solo residual de arenito botucatu**. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1994. 133p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.
- MATEOS, M. **Physical and mineralogical factors in stabilization of Iowa soils with lime and fly-ash**. Ames: Iowa State University of Science and Technology, 1961. 247p. Thesis (Ph.D.) – Iowa State University of Science and Technology, Ames, 1961.
- MATEOS, M.; DAVIDSON, D.T. Compaction characteristics of soil-lime-fly ash mixtures. **Highway Research Record**, Washington, v.29, p.27-41, 1963.

- MATOS, L.F.S. **Pesquisa experimental da resistência ao arrancamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro num solo parcialmente saturado.** Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1989. 111p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1989.
- MESKRAITIS, P.R C. **Comportamento de microestacas** Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1988. 176p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1988.
- METHA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais.** São Paulo: Pini, 1994. 573p.
- MEYERHOF, G.G. Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.11, n.2, p.223-229, 1974.
- MEYERHOF, G.G.; ADAMS, J.I. The ultimate uplift capacity of foundation. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.5, p.225-244, 1968.
- MEYERHOF, G.G.; HANNA, A.M. Ultimate bearing capacity of foundation on layered soils under inclined load. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.15, n.4, p.565-57, 1978.
- MICHALOWSKI, R.L.; SHI, L. Bearing capacity of footings over two-layer foundation soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.121, n.5, p.421-428, 1995.
- MINKOV, M.; EVSTATIEV, D.; KARACHOROV, P. *et al.* Stresses and deformations in stabilized loess. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1981. v.1, p.193-197.
- MINNICK, L.J. Reactions of hidrated lime with pulverized coal fly-ash. In: FLY ASH UTILIZATION, 1967, Pittsburgh. **Proceedings...** Edison Electric Institute, American Public Power Association, Bureau of Mines Symposium, 1967. p.287-315.
- MITCHELL, J.K. **Fundamentals of soil behaviour.** 2 ed. New York: John Wiley, 1993. 437p.
- MITCHEL, J.K.; KATTI, R.K. Soil improvement – state of the art report, In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1981. v.1, p.261-317.
- MIZUNO, E.; CHEN, W F. Cap models for clay strata to footing loads. **Intenational Journal Computers & Structures**, New York, v.17, n.4, p.511-528, 1983.

- MONOHARAM, N.; DRASGUPTA, S.P. Bearing capacity of surface footing by finite elements. **Intenational Journal Computers & Structures**, New York, v.54, n.4, p.563-586, 1995.
- MOORE, D.M.; REYNOLDS Jr, R.C. **X-Ray diffraction and the identification and anlysis of clay minerals**. Oxford: Oxford University Press, 1989. 327p.
- MOO-YUANG, H.K.; ZIMMIE, T.F. Geotechnical properties of paper mill sludges for use in landfill cover. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.122, n.9, p.168-775, 1996.
- NAKAHARA, S.M. **Determinação de propriedades de um solo não saturado através de ensaios pressiométricos e de laboratório**. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1995. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1995.
- NANNI, L.F.; RIBEIRO, J.L. **Planejamento e avaliação de experimentos**. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1992. 193p. (Caderno Técnico 17)
- NARDI, J.V. **Estabilização de areia com cinza volante e cal - efeito do cimento como aditivo e de brita nas misturas**. Rio de Janeiro, COPPE, 1975. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1975.
- NOGAMI, J.S.E.; VILLIBOR, D.F. Uma nova classificação de solos para finalidades Rodoviárias. IN: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1981, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABMS, 1981. v.1, p.30-41.
- NONTANANADH, S.; KAMON, M. Hidratation mechanisms of fly-ash stabilized by lime. In: ENVIROMENTAL GEOTECHNICS, 1996, Osaka. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1996. v.2, p.857-862.
- NÚÑEZ, W.P. **Estabilização físico-química de um solo residual de Arenito Botucatu, visando o seu emprego na pavimentação**. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1991. 145p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991.
- O'ROURKE, T.D.; CRESPO, E. Geotechnical properties of cemented volcanic soil. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.114, n.10, p.1126-1147, 1988.
- PACHECO E SILVA, F. Uma nova construção gráfica para determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES, 4., 1970, Rio de janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1970. v.1, p.225-232.
- PFEIL, W. **Estruturas de aço**. 2.ed. Rio de Janeiro: LTC, 1982. 584p.

- PINTO, S. **Estabilização de areia com adição de cal e cinza volante**. Rio de Janeiro, COPPE, 1971. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1971.
- PINTO, S.; PREUSSLER, E.S.; GONÇALVES, J.V.S. **Método de projeto de pavimentação semi-rígido**: aplicação para caso de base pozolânica. Rio de Janeiro: DNER, 1983.
- PORAN, C.J.; AHTCHI-ALI, F. Properties of solid waste incinerator fly ash. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.115, n.8, p.1118-1133, 1989.
- PREZZI, M. **Ensaio de penetração tipo cone na região metropolitana de Porto Alegre**. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1990. 176p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1990.
- PRIETTO, P.D.M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado**. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.
- PRIETTO, P.D.M.; SCHNAID, F.; CONSOLI, N.C. Aspectos do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado. **Solos e Rochas**, São Paulo, v.20, n.3, p.145-166, 1997.
- RAMIRES, M.P. **Estudo da compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solos parcialmente saturados**. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1993. 119p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1993.
- REDDY, K.R.; SAXENA, S.K. Constitutive modelling of cemented sand. **Mechanics of Material**, v.14, n.2, p.89-105, 1992.
- REED, B.E.; CARRIERE, P.C.; MOORE, R. Flushing of Pb (II) contaminated soil using HCL, EDTA and CaCl₂. **Journal of Environmental Engineering**, London, v.122, n.1, 1996.
- ROCHA NETO, J.B.; MÜLLER, L.E.; TORMES, A.S. *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.
- ROGERS, C.D.F.; GLENDINNING, S.; ROFF, T.E.J. Lime modification of clay soils for construction expediency. **Geotechnical Engineering**, London, v.125, p.242-249, 1997.

- ROHDE, G.M. **Epistemologia das ciências ambientais: as cinzas de carvão do baixo Jacuí, RS.** Porto Alegre: Departamento de Ecologia, 1995. 255p. Dissertação (Mestrado em Ecologia) - Departamento de Ecologia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1995.
- ROHDE, G. M. Contexto ambiental das cinzas de carvão no Brasil, In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE QUALIDADE AMBIENTAL, 2., 1998, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABES, 1998. p.400-408.
- ROHLFES JR, J.A. **Estudo do comportamento de um solo residual melhorado através de técnicas mecânicas e físico-químicas e sua aplicação em análises de fundações superficiais.** Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1996. 124p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.
- ROSCOE, K.H.; BURLAND, J.B. On generalised stress-strain behaviour of wet clay. In: **Engineering plasticity.** Cambridge University Press, 1968.
- SALES, L.F.P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados.** Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1998. 128p. Dissertação (Mestrado em engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.
- SÁNCHEZ, J.C.D.; TEIXEIRA, E.C.; FERNADES, I. Study of the metallic mobility from coal combustion ashes using different extraction methods. In: SWEMP, 1996, Cagliari. **Proceedings....** Cagliari, 1996. v.2, p.1169-1176.
- SÁNCHEZ, J.C.D.; ZWONOK, O.; FERNADES, I. *et al.* Caracterização de cinzas de carvão e sua classificação segundo a NBR 10.004. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE QUALIDADE AMBIENTAL, 2., 1998, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABES, 1998. p.458-453.
- SANTOS, P.S. **Tecnologia de argilas aplicada as argilas brasileiras.** São Paulo: EDUSP, 1975. v.1, 335p.
- SATYANARAYANA, B.; GARG, R.K. Bearing capacity of footings on layered c- ϕ soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v.106, n.GT7, p.819-824, 1980.
- SEALS, R.; MOULTON L.K. Bottom ash: an engineering material. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, New York, n.SM4, p.311-325, 1972.
- SENADHEERA, S.P; JAYAWICRAMA, P.W.; RANA, A.S.M. Use of hydrated fly-ash as a flexible base material. **Transportation Research Record**, n.1546, p.53-61, 1996.

- SILVA, M.A.M. **Efeito da estabilização de solos mediante a adição de cal e cinza volante, visando sua utilização em construção civil e pavimentos.** Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1981. 150p. Dissertação (Mestrado em engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1981.
- SKEMPTON, A.W. The colloidal activity of clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERINGS, 3, 1953, Zurich. **Proceedings...** Zurich: Berichthaus, 1953. v.1, p.57-61.
- SKEMPTON, A.W. The pore-pressure coefficients A and B. **Géotechnique**, London, v.4, p.143-147, 1954.
- SOARES, J.M.D. **Estudo do comportamento geotécnico do depósito de argila mole da grande Porto Alegre.** Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1997. 300p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.
- STEFANOFF, G.; JELLEV, J.; TSANKOVA, N. et al. Stress and strain state of a cement-loess cushion. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1983, Helsinki. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1983. p.811-816.
- TCHENG, Y. Shallow foundation on stratified soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4., 1957, London. **Proceedings...** London: Butherworths Scientific, 1957. v.1, p.449-452.
- TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics.** New York: John Wiley, 1969. 722p.
- TESSARI, M.A. **Ensaio de placas em camadas de cinza pesada de carvão tratadas com cimento.** Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1998. 82p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.
- TESSIER, A.; CAMPBELL, P.G.C.; BISSOM, M. Sequential extraction procedure for speciation of particulate trace metals. **Analytical Chemistry**, v.51, n.7, p.844-851, 1979.
- TIMOSHENKO, S.; GOODIER, J.N. **Theory of elasticity.** New York: McGraw-Hill, 1970.
- THOMÉ, A. **Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais.** Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1994. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

- THOMÉ, A.; VENDRUSCOLO, M.A.; SALES, L.F. *et al.* Simulação numérica de placas apoiadas em camadas de solo-cimento. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., 1998, Brasília. **Anais...** Brasília: editor, 1998. v.1, p.371-376.
- TOVEY, N.K. Microfabric, chemical and mineralogical studies of soils: techniques. **Geotechnical Engineering**, Amsterdam, v.17, p.131-163, 1986.
- TOWNSEND, D.L.; KLYM, T.W. Durability of lime-stabilised soils. **Highway Research Record**, Washington, n.139, p.25-41, 1966.
- TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. **Lime-fly ash stabilized bases and sub bases**. Washington: TRB, 1976. 66p.
- TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. **Lime stabilization, reactions, properties, design and construction**. Washington: TRB, 1987. 58p.(State of the art report, 5).
- VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. **Fundações**. 2.ed. Rio de Janeiro: Editora COPPE-UFRJ, 1997. 290p.
- VENDRUSCOLO M.A. **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado**. Porto Alegre: Escola de Engenharia, 1996. 137p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.
- VÉSIC, A.S. Bearing capacity of deep foundation in sand. **Highway Research Record**, Washington, n.39, p.112-153, 1963.
- VÉSIC, A.S. Bearing capacity of shallow foundations. In: WINTERKORN, H. F.; FANG, H. (Eds.) **Foundation engineering handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975. p.121-147.
- WEDSTER, M.T.; LOHER, R.C. Long-term leaching of metals from concrete products. **Journal of Environmental Engineering**, New York, v.121, n.10, 1996.
- ZIENKIEWICZ, O.C. **The Finite Element Method in engineering science**. London: McGraw-Hill, 1971.
- ZIENKIEWICZ, O.C.; HUMPHESON, C.; LEWIS, R.W. Associate and non-associate visco-plasticity and plasticity in soil mechanics. **Géotechnique**, London, v.25, n.4, p.671-689, 1975.
- ZWONOK, O.; CHIES, F. **Projeto CICASOL – pavimentos de solos estabilizados com cinza volante e cal.** CIENTEC, FUNDAÇÃO DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA. Publicação interna, 1989. 172p.
- ZWONOK, O.; CHIES, F.; SILVA, N.I.W. **Identificação e usos possíveis para as cinzas carboníferas de termelétricas brasileiras**. Porto Alegre: CIENTEC, 1996. 88p.