

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL - UFRGS
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - CPGEC

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS ASSENTES EM SOLOS TRATADOS**

por

LUÍS FERNANDO PEDROSO SALES

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

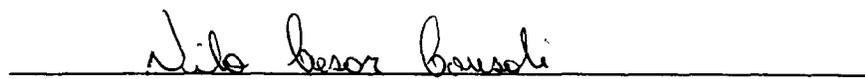
Porto Alegre

1998

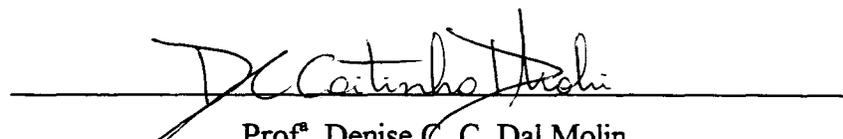
Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos orientadores e pelo Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil - CPGEC.



Prof. Fernando Schnaid (Ph. D. Oxford University, UK)
Orientador



Prof. Nilo Cesar Consoli (Ph. D. Concordia University, Canada)
Orientador



Profª. Denise C. C. Dal Molin
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Maurício Ehrlich

D. Sc. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Prof. Ronaldo da Silva Ferreira

Ph. D. University of Alberta, Canada

Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica

Ph. D. University of Surrey, UK

*Aos meus pais
Pedro Américo
e Iracema
e aos meus irmãos
Sérgio e Mário*

AGRADECIMENTOS

Ao concluir esta dissertação de mestrado, desejo expressar meus agradecimentos a muitas pessoas e instituições que contribuíram para que este trabalho se realizasse.

Ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, por aceitar-me em sua frente de pesquisa.

Aos Professores **Fernando Schnaid** e **Nilo Cesar Consoli**, mais do que orientadores, verdadeiros amigos, pela instrutiva orientação e constante estímulo, fundamentais ao desenvolvimento deste trabalho e de minha formação profissional.

A todos os professores do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS da área de Geotecnia, pelos conhecimentos transmitidos e presteza no dever de ensinar e desenvolver pesquisas.

Ao Professor **Ronaldo da Silva Ferreira**, pela colaboração, estímulo e amizade, fundamentais na escolha de minha carreira como Engenheiro Geotécnico.

Aos meus colegas e amigos do Curso de Pós-Graduação **Alvaro E. Rostan**, **André Luiz Hebmüller**, **Geovana Farias da Silva**, **Isatir A. Bottin Filho**, **João Antônio Harb Carraro**, **Luciane Ulbrich**, **Luis Otávio Bettiol P. da Cunha**, **Márcia R. de Rodrigues** e **Paulo M. Ruwer**, pelo companherismo, amizade e pelas muitas horas de estudo compartilhadas.

À “equipe de campo” **Alvaro Rostan**, **André L. Hebmüller**, **Luis Otávio Bettiol P. da Cunha** e **Márcio A. Vendruscolo**, pelo apoio logístico e humano, fundamentais para a execução dos trabalhos experimentais de campo.

Ao auxiliar de pesquisa **Marcos Cerutti**, pela colaboração e presteza na realização dos ensaios de campo e laboratório.

Aos amigos **Fernando Mántaras, Antônio Thomé e Ana Paula Martins**, pela sincera amizade, auxílio e companherismo durante minha permanência em Porto Alegre.

À **Tia Carmen**, pelo carinho e apreço transmitidos a minha pessoa. Extendo o mais profundo agradecimento a toda família Carraro, em especial ao amigo João, suas irmãs Anelise e Liseane e a todas as “tias”.

Ao casal **Luis Otávio e Bibiana**, meus afilhados, pela amizade sincera e carinho transmitidos a mim durante minha permanência em Porto Alegre.

Aos hóspedes do Hotel Ritz, em especial a **Guido Lenz, Patricia, Tânia, Luis Angel e Oscar**, pela mais profunda amizade e companherismo, fundamentais nos momentos em que encontrávamos longe de nossos familiares.

À CEEE, por ceder o local para a realização dos ensaios experimentais de campo.

À Secretaria Municipal de Obras e Viações (SMOV) da Prefeitura Municipal de Porto Alegre, pelo empréstimo do Caminhão Munck.

Ao CNPq, pelo apoio financeiro.

Um agradecimento especial aos meus pais, **PEDRO AMÉRICO e IRACEMA**, simplesmente por tudo.

ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE TABELAS	xii
LISTA DE SÍMBOLOS	xiii
RESUMO	xv
ABSTRACT	xvi

CAP 1 INTRODUÇÃO

1.1 COMENTÁRIOS INICIAIS	01
1.2 O PROBLEMA DA PESQUISA E SUA JUSTIFICATIVA	02
1.3 OBJETIVOS DA PESQUISA	03
1.3.1 OBJETIVO GERAL	03
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	03
1.4 HIPÓTESES DA PESQUISA	03
1.4.1 HIPÓTESE PRINCIPAL	03
1.4.2 HIPÓTESES SECUNDÁRIAS	04
1.5 MÉTODO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA	04
1.6 ESTRUTURA DO TRABALHO	05

CAP 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS	06
2.1.1 COMPACTAÇÃO	07
2.1.2 ESTABILIZAÇÃO COM CIMENTO	08
2.1.2.1 INFLUÊNCIA DA MISTURA SOLO-CIMENTO NAS PROPRIEDADES FÍSICAS DO MATERIAL	10
2.2 CAPACIDADE DE SUPORTE DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	13
2.2.1 CAPACIDADE DE SUPORTE PARA SOLOS ESTRATIFICADOS	16
2.2.1.1 MODELOS DE RUPTURA	20
2.2.1.2 MÉTODOS ANALÍTICOS DE DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE	22
2.3 PREVISÃO DE RECALQUES	40
2.3.1 CÁLCULO DE RECALQUES PELA TEORIA DA ELASTICIDADE	44

CAP 3 CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO

3.1 LOCALIZAÇÃO	50
3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E PEDOLÓGICA	53
3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO NATURAL	54
3.3.1 ENSAIOS DE CAMPO	54
3.3.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO	55
3.3.2.1 ÍNDICES FÍSICOS	55
3.3.2.2 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	55
3.3.2.3 LIMITES DE ATTEMBERG E ATIVIDADE COLOIDAL	56
3.3.2.4 MEDIDAS DE SUCCÃO	57
3.3.2.5 ENSAIOS TRIAXIAIS	58
3.3.2.6 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES	59
3.4 ENSAIOS NA CAMADA DE SOLO MELHORADO	60
3.4.1 ENSAIOS DE CAMPO	60
3.4.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO	61
3.4.2.1 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO	61
3.4.2.2 ENSAIOS TRIAXIAIS	61
3.4.2.3 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES	63
3.4.2.4 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL	63

CAP 4 DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 INTRODUÇÃO	66
4.2 ENSAIOS DE CAMPO	67
4.2.1 DOSAGEM DA MISTURA SOLO-CIMENTO	67
4.2.2 PREPARAÇÃO DA CAMADA DE SOLO MELHORADO	68
4.2.3 ENSAIO DE PLACA	71
4.2.3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	71
4.2.3.2 EQUIPAMENTOS DE ENSAIO	71
4.2.3.3 MÉTODO DE ENSAIO	73

CAP 5 ENSAIOS DE PLACA - RESULTADOS E INTERPRETAÇÃO

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	75
5.2 IDENTIFICAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA	78
5.3 ASPECTOS DE COMPORTAMENTO	86
5.3.1 NORMALIZAÇÃO DOS RESULTADOS	90
5.4 ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO H/D	94
5.5 ESTUDO DE CASO	98

CAP 6 ESTUDO ANALÍTICO	
6.1 INTRODUÇÃO	101
6.2 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE	101
6.3 ANÁLISE DE DEFORMABILIDADE	108
CAP 7 CONCLUSÕES FINAIS E SUGESTÕES	
7.1 CONCLUSÕES FINAIS	116
1 - ENSAIOS DE PLACA - ADEQUABILIDADE E COMPORTAMENTO	116
2 - ENSAIOS DE CONE - ADEQUABILIDADE E COMPORTAMENTO	117
3 - AVALIAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA EM ENSAIOS DE PLACA	117
4 - NORMALIZAÇÃO DOS RESULTADOS	118
5 - DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE EM PLACAS	119
6 - ANÁLISE DE RECALQUES EM PLACAS	120
7.2 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	121
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	122

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

Figura 2.1	Relação tensão x deformação para um solo real e ideal (Costa, 1981)	15
Figura 2.2	Sistemas de carregamentos aplicados nos ensaios (Tejman, 1977)	18
Figura 2.3	condições dos perfis estudados (Tejman, 1977)	18
Figura 2.4	Relação entre a carga última e a) condição do solo; b) sistema de carregamento (Tejman, 1977)	19
Figura 2.5	Perfis típicos de solos não homogêneos de dupla camada (Vesic, 1975)	20
Figura 2.6	Mecanismos de rupturas em solos estratificados (Tejman, 1977)	21
Figura 2.7	Mecanismo de ruptura assumido para perfil de solo de duas camadas (Purushothamaraj, Ramiah e Rao, 1974)	23
Figura 2.8	Detalhes da superfície de ruptura para o caso 1 (Purushothamaraj et al., 1974)	24
Figura 2.9	Valores de N_c para diferentes ângulos de atrito interno do solo (Purushothamaraj et al., 1974)	25
Figura 2.10	Detalhes da superfície de ruptura para o caso 2 (Purushothamaraj et al., 1974)	25
Figura 2.11	Superfícies verticais de deslizamento (Vesic, 1975)	27
Figura 2.12	Superfície de ruptura do solo abaixo da sapata devido a um carregamento inclinado (Meyerhof e Hanna, 1978)	29
Figura 2.13	Fatores de inclinação para a resistência ao cisalhamento por punção (Meyerhof e Hanna, 1978)	31
Figura 2.14	Parâmetros do cisalhamento por punção através de um carregamento vertical (Meyerhof e Hanna, 1978)	31
Figura 2.15	Coefficientes de resistência ao cisalhamento por punção através de um carregamento vertical (Meyerhof e Hanna, 1978)	32
Figura 2.16	Resultados típicos da capacidade de suporte para perfis de solos estratificados (Meyerhof e Hanna, 1978)	32
Figura 2.17	Superfície de ruptura do solo abaixo da sapata devido a um carregamento inclinado (Meyerhof e Hanna, 1978)	33
Figura 2.18	Sapata corrida em um perfil de solo de duas camadas (Florkiewicz, 1989)	35
Figura 2.19	Mecanismo de ruptura da sapatas corridas (Florkiewicz, 1989)	36

Figura 2.20	Resultados experimentais e teóricos para uma camada de solo não-coesivo sobreposta a uma camada de solo mole (Florkiewicz, 1989)	37
Figura 2.21	Mecanismos de ruptura para perfis de solos de duas camadas (Michalowski e Shi, 1995)	38
Figura 2.22	Tensão limite média em solos estratificados - $q/\gamma B = 0$ (Michalowski e Shi, 1995)	39
Figura 2.23	Comparação entre resultados calculados e experimentais em sapatas de $B = 0,05$ m e $q = 0$ (Michalowski e Shi, 1995)	40
Figura 2.24	Relação carga-recalque x tempo para uma estrutura (Tomlinson, 1996)	41
Figura 2.25	Carregamento vertical uniformemente distribuído em uma área circular (Poulos e Davis, 1974)	44
Figura 2.26	Fatores F_1 e F_2 para a solução elástica proposta por Steinbrenner (Poulos e Davis, 1974)	45
Figura 2.27	Recalques obtidos no centro de uma área circular carregada $u_1 = u_2 = 0,35$ (Poulos e Davis, 1974)	47
Figura 2.28	Relação teórica entre coeficiente de módulo equivalente e fator de espessura para um sistema de duas camadas (Ueshita e Meyerhof, 1967)	49

CAPÍTULO 3

Figura 3.1	Localização do campo experimental	51
Figura 3.2	Localização dos ensaios no campo experimental	52
Figura 3.3	Perfil estratigráfico do solo natural (Averbeck, 1996)	54
Figura 3.4	Índices físicos versus profundidade	57
Figura 3.5	Curva característica do horizonte B (Nakahara, 1995)	58
Figura 3.6	Curvas tensão-deformação axial-variação volumétrica (Rohlfes Jr., 1996)	59
Figura 3.7	Perfil estratigráfico do solo natural e da camada de solo melhorado com cimento	60
Figura 3.8	Curvas tensão x deformação para o solo melhorado com cimento	62
Figura 3.9	Curvas variação volumétrica x deformação axial para o solo melhorado com cimento	62
Figura 3.10	Valores da resistência à compressão simples	63
Figura 3.11	Resistência à compressão simples x teor de cimento	64

CAPÍTULO 4

Figura 4.1	Curvas de compactação da mistura solo-cimento (Vendruscolo, 1996)	68
Figura 4.2	Compactador tipo Sapo marca Wacker (Vendruscolo, 1996)	69
Figura 4.3	Desenhos esquemáticos do assentamento das placas na camada de solo melhorado com cimento	70
Figura 4.4	Sistemas de reação do equipamento de ensaio de placa	73
Figura 4.5	Desenho esquemático dos sistemas de transmissão de carga e medição dos deslocamentos (Cudmani, 1994)	74

CAPÍTULO 5

Figura 5.1	Curvas carga x recalque com placa de 0,3m de diâmetro	77
Figura 5.2	Curvas carga x recalque com placa de 0,6m de diâmetro	77
Figura 5.3	Aplicação do critério n°. 1 nos ensaios com placas de 0,3m de diâmetro	81
Figura 5.4	Aplicação do critério n°. 1 nos ensaios com placas de 0,6m de diâmetro	81
Figura 5.5	Aplicação do critério n°. 2 nos ensaios com placas de 0,3m de diâmetro	82
Figura 5.6	Aplicação do critério n°. 2 nos ensaios com placas de 0,6m de diâmetro	82
Figura 5.7	Curvas carga x recalque de placas com 0,3m de diâmetro em escala logarítmica	83
Figura 5.8	Curvas carga x recalque de placas com 0,6m de diâmetro em escala logarítmica	83
Figura 5.9	Gráfico log (tempo) x recalque para o ensaio PLTD30H60 ₍₁₎	84
Figura 5.10	Gráfico carga x α para o ensaio PLTD30H60 ₍₁₎	84
Figura 5.11	Determinação da carga de ruptura para o ensaio PLTD60H60	85
Figura 5.12	Variação do valor da carga de ruptura pelos distintos critérios estudados	85
Figura 5.13	Curvas tensão x recalque relativo para ensaios realizados no solo natural e sobre camadas de solo melhorado	89
Figura 5.14	Curvas médias dos ensaios de placa realizados sobre o solo natural e sobre a camada de solo melhorado	89
Figura 5.15	Tensão normalizada x recalque relativo (tensão normalizada pela tensão de ruptura verificada para a curva média do solo natural - Figura 5.14)	91
Figura 5.16	Tensão normalizada x recalque relativo (tensão normalizada pela resistência à penetração, medida no ensaio de cone realizado no solo natural)	93

Figura 5.17	Curvas tensão x recalque relativo (escala ampliada)	96
Figura 5.18	Curva tensão x H/D (para recalque relativo de 1%)	97
Figura 5.19	Curvas tensão x relação H/D	97
Figura 5.20	Curvas tensão x recalque (Ueshita e Meyerhof, 1967)	99
Figura 5.21	Curvas tensão x recalque relativo para diferentes relações H/D	100
Figura 5.22	Curvas tensão x relação H/D	100

CAPÍTULO 6

Figura 6.1	Relação entre a tensão de ruptura (q_{ult}) e a relação H/D	103
Figura 6.2	Valores da relação entre tensão de ruptura calculada / experimental	104
Figura 6.3	Forma da superfície de ruptura idealizada para as condições de campo	105
Figura 6.4	Variação do comportamento q_{ult} x H/D para diferentes valores do ângulo θ	106
Figura 6.5	Variação do comportamento tensão de ruptura (q_{ult}) x razão H/D para diferentes valores de coesão (c) e ângulo de atrito interno (ϕ), através do método analítico proposto por Purushothamaraj et al. (1974)	107
Figura 6.6	Hipótese adotada para geometria da superfície de ruptura, no cálculo da capacidade de suporte, através do método proposto por Purushothamaraj et al. (1974)	107
Figura 6.7	Curvas tensão x recalque utilizando parâmetros do solo obtidos a partir de ensaios triaxiais ($E_1 = 160$ MPa e $E_2 = 45$ MPa)	110
Figura 6.8	Influência da variação do módulo elástico da camada de solo melhorado com cimento no comportamento tensão x recalque	112
Figura 6.9	Curvas tensão x recalque utilizando parâmetros de deformabilidade do solo $E_1 = 300$ MPa e $E_2 = 45$ MPa	113
Figura 6.10	Variação do valor do módulo elástico equivalente (E_e) com a relação H/D	115

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 2

Tabela 2.1 Parâmetros intervenientes na retração do solo-cimento _____	12
--	----

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1 Valores de índices físicos para o solo natural (Nakahara, 1995) _____	55
Tabela 3.2 Análise granulométrica do solo natural (Vendruscolo, 1996) _____	56
Tabela 3.3 Índice de atividade coloidal x profundidade (Nakahara, 1995) _____	57
Tabela 3.4 Características da compactação (Vendruscolo, 1996) _____	61
Tabela 3.5 Parâmetros de resistência obtidos a partir dos ensaios triaxiais _____	62
Tabela 3.6 Valores de resistência à compressão diametral e da razão R_{cd}/q_u para amostras de campo e laboratório _____	65

CAPÍTULO 5

Tabela 5.1 Valores da carga de ruptura (P_{rup}) _____	80
Tabela 5.2 Valores dos recalques correspondentes à carga de ruptura _____	80
Tabela 5.3 Valores absolutos e relativos da tensão para um recalque relativo de 1% _____	96

CAPÍTULO 6

Tabela 6.1 Valores dos parâmetros de resistência das camadas de solo estudadas _____	102
Tabela 6.2 Valores da tensão última de ruptura _____	102
Tabela 6.3 Valores da tensão última de ruptura calculada / experimental _____	103
Tabela 6.4 Valores dos módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson _____	109
Tabela 6.5 Valores de módulos elásticos equivalentes obtidos experimentalmente e através do uso de soluções elásticas _____	114

LISTA DE SÍMBOLOS

c	coesão
ϕ	ângulo de atrito interno
$\gamma = \gamma_{nat}$	peso específico natural do solo
γ_d	peso específico aparente seco
$w_{natural}$	teor de umidade do solo natural
W'_1	peso do solo da camada superior
W'_2	peso do solo da camada inferior
e	índice de vazios
S_r	grau de saturação
I_a	índice de atividade coloidal
IP	índice de plasticidade
LL	limite de liquidez
LP	limite de plasticidade
$\nu = \mu$	coeficiente de Poisson
E	módulo de elasticidade
E_e	módulo de elasticidade equivalente
E_{sec}	módulo de elasticidade secante
ϵ_a	deformação axial
ρ	recalque da placa ou sapata
$P = V_F$	carga externa aplicada
P_{rup}	carga de ruptura
q	tensão medida nos ensaios de placa
q_c	resistência de ponta (ensaio de cone)
$q_{c(natural)}$	resistência média de ponta do solo natural (ensaio de cone)
N-SPT	resistência à penetração (ensaio de SPT)
q_u	resistência à compressão simples
R_{cd}	resistência à compressão diametral
q_{ult}	tensão de ruptura
q_{exp}	tensão de ruptura obtida experimentalmente através dos ensaios de placa

q_{uv}	tensão de ruptura (Meyerhof e Hanna, 1978)
q_{bv} e q_{tv}	componentes verticais da capacidade de suporte do solo (Meyerhof e Hanna, 1978)
$q_{rup(natural)}$	tensão média de ruptura do solo natural
C_s	fator de adesão (Meyerhof e Hanna, 1978)
P_p	empuxo passivo (Meyerhof e Hanna, 1978)
α	inclinação da carga (Meyerhof e Hanna, 1978)
$S_c; S_q; S_\gamma$	fatores de correção quanto à forma da sapata (Meyerhof e Hanna, 1978)
q_0''	capacidade de suporte da camada inferior de solo (Vesic, 1975)
θ	ângulo de inclinação da superfície de ruptura com a vertical (Vesic, 1975)
$\zeta_c; \zeta_q; \zeta_\gamma$	fatores de correção quanto à forma da sapata (Vesic, 1975)
$i_c; i_q; i_\gamma$	fatores de correção quanto à inclinação da carga
$\alpha; \beta; \theta$	parâmetros geométricos da superfície de ruptura (Purushothamaraj et al., 1974)
N_c	fator de capacidade de suporte
N_q	fator de capacidade da suporte
N_γ	fator de capacidade de suporte
I_p	fator de influência do deslocamento vertical
C_d	fator de forma e rigidez da fundação
C_s	coeficiente de deformação
$B = b$	lado menor da fundação
L	lado maior da fundação
D	diâmetros da placa e da fundação
H	espessura da camada de solo melhorado
D_f	cota de assentamento da placa ou sapata
a	raio da placa ou sapata (Poulos e Davis, 1974)
h	espessura da camada superior de solo (Poulos e Davis, 1974)
$F_1; F_2$	fatores de Steinbrenner - consideram a geometria do problema
F_{co}	fator de deflexão no centro da área carregada (Ueshita e Meyerhof, 1967)
w_{co}	deflexão no centro da área carregada (Ueshita e Meyerhof, 1967)

RESUMO

Este trabalho é parte integrante de uma linha de pesquisa destinada ao estudo de viabilidade técnica de melhoramento artificial de camadas de solo. Objetiva-se com este trabalho contribuir para a viabilização de uso de solos melhorados para suporte de fundações superficiais. O estudo baseou-se em resultados experimentais de provas de carga em placas circulares de 0,30m e 0,60m de diâmetro sobre camadas de solo melhorado com cimento (teor de 5%) de 0,15m, 0,30m e 0,60m de espessura. Os diâmetros das placas (D) e as espessuras das camadas de solo melhorado com cimento (H) foram fixados de forma a obter-se três valores distintos da relação H/D, correspondendo a 0,5, 1 e 2. Os resultados, representados adimensionalmente através de relações entre a tensão normalizada e o recalque relativo, demonstram a influência da espessura da camada de solo melhorado no comportamento de fundações superficiais submetidas a carregamento vertical. Uma correlação de natureza semi-empírica é desenvolvida de forma a permitir a previsão da magnitude de recalques e tensões de ruptura de sapatas a partir de resultados de ensaios de placa. Foram também avaliados a aplicabilidade de modelos analíticos para fundações superficiais assentes em perfis de solos não homogêneos com características coesivo-friccionais. Neste sentido, apresenta-se uma comparação quantitativa e qualitativa entre os diversos métodos de previsão da capacidade de suporte e recalques, bem como uma validação das proposições através de comparações entre resultados calculados e medidos experimentalmente em campo. Os principais resultados obtidos na pesquisa são: [a] melhora de desempenho das fundações quando apoiadas em solos tratados, [b] dificuldade de previsão das cargas de ruptura e níveis de recalques em fundações apoiadas em solos estratificados através de métodos analíticos, refletindo a complexidade deste problema de interação solo-estrutura e [c] desenvolvimento de uma metodologia semi-empírica para estimativa do comportamento de fundações superficiais com base em resultados de ensaios de placa.

ABSTRACT

The study of the technical viability of soil improvement with cement and its application to support shallow foundations are the aims of the present research. Data are presented comparing the load-settlement behaviour of circular steel plate loading tests 0,30m and 0,60m diameter resting on improved layers (5% degree of cementation) 0,15m, 0,30m and 0,60m thick. The diameter of the plates (D) and the thickness of the cemented layers (H) have been selected in order to produce ratios of D/H of 0,5, 1 and 2. The results are expressed in terms of dimensionless variables in a plot of normalised applied pressures versus relative settlements. The influence of soil cemented layers on the load-settlement response of shallow foundations is clearly demonstrated. A semi-empirical correlation is developed in an attempt to assess the magnitude of settlements and to estimate bearing capacity of the plate loading test results. Additionally, the existing analytical formulations for predicting the behaviour of shallow foundations on stratified soil profiles of cohesive-frictional nature have been revised. A comparison of the analytical predictions and experimental measurements was produced and some parametrical study of the influence of the various parameters used in the analysis is presented. The main conclusions of the work are summarised as follows: [a] the benefits of having an improved soil layer immediate below the foundation element was clearly demonstrated by observing the overall behaviour of the load tests, [b] the existing closed form solutions can not model precisely the load-settlement behaviour of such a complex soil-structure interaction problem and [c] the semi-empirical proposition developed to predict the behaviour of the load tests can be useful to estimate settlements and bearing capacity of foundations on cohesive-frictional soil layers.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 COMENTÁRIOS INICIAIS

As obras de engenharia são constituídas de duas partes: a superestrutura e o elemento de fundação. A primeira é responsável pela sustentação das cargas oriundas do meio externo e do peso próprio, e a segunda é responsável pela transferência das cargas sustentadas pela superestrutura para o terreno de fundação ao qual está assentado.

A fundação de uma obra de engenharia pode ser dividida em dois grandes grupos: fundação superficial e fundação profunda. O primeiro consiste em transmitir as cargas ao terreno, apenas pelas tensões distribuídas sob a base da fundação. Neste caso a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente geralmente é inferior a duas vezes a menor dimensão do elemento de fundação. O segundo grupo é aquele em que o elemento de fundação transmite as cargas ao terreno, pela superfície lateral ou por uma combinação das duas, e está assente em profundidades, em relação ao terreno adjacente, superiores ao dobro de sua menor dimensão. Em geral as fundações superficiais têm um custo menor que as fundações profundas.

Os projetos de fundações são condicionados por critérios de ruptura e de deslocamentos. No caso de fundações superficiais, abordagens de natureza semi-empírica são freqüentemente utilizadas devido à ausência de modelos constitutivos apropriados à descrição do comportamento do solo, à falta de dados experimentais para estabelecer correlações entre deformabilidade e grau de cimentação e à dificuldade de interpretação de resultados de ensaios de campo (e.g. Maccarini, 1987; Bressani e Vaughan, 1989; Leroueil e Vaughan, 1990; Lunne et al., 1995).

Solos cimentados exibem comportamento distinto de solos sedimentares e os métodos de interpretação aplicados a areias em condições drenadas e a argilas em condições não-drenadas não são necessariamente válidos para estes materiais. Projetos de fundações parecem

exigir abordagens específicas para considerar os efeitos de quebra de estrutura, ruptura por puncionamento, expansão ou colapso em ciclos de umedecimento, entre outros fatores.

Para a compreensão dos problemas geotécnicos dos solos cimentados é necessário desenvolver estudos de investigação do subsolo, que podem ser realizados por meio de ensaios de laboratório e/ou ensaios de campo. Através desses ensaios obtém-se os parâmetros de projeto do solo a fim de propiciar, com auxílio de modelos constitutivos e técnicas analíticas, uma quantificação e qualificação dos problemas envolvidos.

1.2 O PROBLEMA DE PESQUISA E SUA JUSTIFICATIVA

Segundo Ingles e Metcalf (1972) a utilização do solo em projetos de engenharia pode ocorrer em três situações distintas:

- aceitação do material encontrado *in situ*, para o projeto proposto;
- remoção do material do local e reposição por um outro com características adequadas ao projeto em questão;
- alterar as propriedades existentes no solo, criando um novo material capaz de atingir as exigências de projeto.

Neste trabalho, estuda-se a viabilidade da terceira alternativa. O solo *in situ*, não apresentando as características adequadas ao projeto proposto, pode sofrer alterações, tais que, lhe confira as propriedades satisfatórias para o seu uso. Estas alterações podem se dar por diversas maneiras, dentre as quais incluem-se processos químicos, que modificam as propriedades do solo por meio de adição de materiais sólidos ou líquidos que reagem quimicamente com as partículas do solo; físicos, que alteram as propriedades devido a incidência ao solo de calor, eletricidade, entre outros; e mecânicos, que buscam melhorar o solo pelo uso de outros materiais que não afetam quaisquer propriedades do solo. Devido ao elevado grau de variabilidade dos solos, os métodos de alteração de propriedades são limitados entre si ao tipo de solo encontrado. Assim, é comum na prática de engenharia a adoção de diferentes métodos para melhorar as propriedades de um solo, utilizando-se muitas vezes diferentes métodos em conjunto para um mesmo solo.

Neste trabalho optou-se por adotar a adição de cimento Portland ao solo estudado (processo químico) com controle de compactação em campo (processo mecânico).

1.3 OBJETIVOS DA PESQUISA

1.3.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral desta pesquisa é verificar o comportamento de fundações superficiais assentes em perfis de solos não homogêneos. Descreve-se a condição na qual a camada superior exhibe parâmetros de resistência maiores que a camada subjacente, objetivando avaliar a melhora de desempenho de fundações quando da colocação de uma camada de solo melhorado com cimento.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- determinação do perfil estratigráfico do subsolo, incluindo a camada melhorada, através de ensaios de campo;
- validação do ensaio de placa na previsão do comportamento carga-recalque de fundações superficiais assentes em solos estratificados;
- determinação da influência da relação entre a espessura da camada melhorada (H) e o diâmetro da placa (D) no comportamento carga x recalque de fundações superficiais;
- estudo analítico dos métodos mais usuais de determinação da capacidade de suporte e recalques para solos estratificados;
- comprovação do aumento de rigidez e capacidade de suporte do terreno de fundação através da técnica de melhoramento de uma camada superficial de solo.

1.4 HIPÓTESES DA PESQUISA

1.4.1 HIPÓTESE PRINCIPAL

As características de um solo podem ser melhoradas, em termos de resistência e deformabilidade, através de processos como compactação de uma mistura solo-cimento para o uso em fundações superficiais.

1.4.2 HIPÓTESES SECUNDÁRIAS

- o ensaio CPT fornece a estratigrafia do subsolo, permitindo a identificação das diferentes camadas;
- o ensaio de placa fornece uma avaliação confiável do comportamento carga-recalque de fundações superficiais;

1.5 MÉTODO DE DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA

O estudo consiste em duas etapas, sendo a primeira experimental, realizada no Campo Experimental de solo residual da UFRGS, localizado na Subestação da Companhia Estadual de Energia Elétrica, no município de Cachoeirinha, RS, e a segunda em um estudo analítico. Na etapa experimental são executados ensaios de placa e ensaios de penetração de cone *in situ*, bem como ensaios triaxiais, ensaios de compressão simples e compressão diametral. Os ensaios de campo servem para verificar o comportamento das camadas de solo tratado, em conjunto com o perfil de solo natural, no que refere-se a valores de resistência e deformabilidade. Os ensaios de laboratório são fundamentais à determinação de parâmetros geotécnicos dos materiais, permitindo um estudo mais apurado do comportamento verificado em campo, através de métodos analíticos. Consequentemente, a etapa analítica destina-se a aplicação dos métodos de previsão de capacidade de carga e recalques em fundações superficiais assentes sobre solos estratificados, com o objetivo de avaliar quantitativamente e qualitativamente os métodos analíticos com as condições verificadas em campo.

O ensaio de penetração de cone tem um papel fundamental na análise estratigráfica do perfil do terreno. Com seus dados, pode-se constatar o real aumento de resistência da camada superficial de solo melhorado, além de verificar possíveis alterações no solo natural subjacente à camada, devido ao processo de compactação da camada tratada.

Os ensaios de placa, consistem em submeter o solo a condições de carregamento similares às reais, verificando o seu comportamento carga-recalque. São utilizadas placas circulares rígidas, de aço, com 0,30m e 0,60m de diâmetro em camadas de solo melhorado de diferentes espessuras 0,15m, 0,30m e 0,60m.

1.6 ESTRUTURA DO TRABALHO

A dissertação está dividida em 7 capítulos. A seguir é apresentada uma descrição dos assuntos abordados em cada capítulo.

No capítulo 1 é mostrado um apanhado geral sobre a área mais ampla onde está inserido o tema da dissertação. Neste capítulo é apresentado o tema específico da dissertação, sua relevância e listados os objetivos que se pretende atingir, bem como o método de desenvolvimento da pesquisa.

No capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica dos principais tópicos abordados nesta dissertação. Dar-se-á importância maior ao entendimento de princípios e comportamentos de solos estratificados, bem como de formulações teóricas de determinação da capacidade de suporte e recalques de fundações superficiais assentes nesses perfis de solos não homogêneos.

No capítulo 3 é apresentada uma descrição e localização do local de estudo, bem como alguns resultados de investigações geotécnicas já realizadas no local.

No capítulo 4 é descrito o programa experimental em detalhe, com todos os equipamentos e procedimentos adotados.

No capítulo 5 são apresentados e analisados os resultados experimentais. É dada ênfase à interpretação dos resultados dos ensaios de placa realizados no campo experimental da UFRGS, bem como apresentada uma discussão sobre o comportamento verificado em campo.

O capítulo 6 destina-se à aplicação dos métodos de previsão de capacidade de carga e recalques em fundações superficiais assentes sobre solos estratificados. Descreve-se a condição na qual a camada superior exibe parâmetros de resistência maiores que a camada subjacente, objetivando avaliar a melhora de desempenho de fundações quando da colocação de uma camada de solo tratado.

No capítulo 7 são apresentadas as conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentada uma revisão sucinta do estado do conhecimento envolvendo aspectos relacionados à estabilização e melhoramento de solos, bem como a determinação da capacidade de suporte e previsão de recalques de fundações superficiais assentes em perfis de solos não homogêneos. Ênfase é dada aos métodos analíticos de determinação da capacidade de suporte e recalque, analisando as características, formulações e aplicações.

2.1 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

Entende-se por melhoria ou reforço de solos a utilização de processos físicos e/ou químicos visando melhorar as propriedades mecânicas dos solos. Basicamente procura-se, através de algum procedimento, o aumento da resistência do solo tratado e a diminuição de sua compressibilidade e de sua permeabilidade. Em geral, associa-se o termo “melhoria” de solos a um tratamento de um maciço natural, enquanto que, o termo “reforço” está mais associado à utilização de inclusões em aterros ou taludes (ex: geossintéticos e grampos respectivamente).

Ingles e Metcalf (1972) definiram estabilização de solos como a aplicação de processos e técnicas que visam a alteração das propriedades mecânicas desses materiais, como o aumento de resistência, rigidez e durabilidade, além da redução da condutividade hidráulica.

Vargas (1977) define como estabilização de solos o processo pelo qual se confere ao solo uma maior resistência a cargas ou a erosão, por meio de compactação, correção granulométrica e da sua plasticidade ou de adição de substâncias que lhe confirmam uma coesão proveniente da cimentação ou aglutinação de suas partículas.

O resultado da estabilização, é portanto, um novo material geotécnico, com propriedades próprias, capaz de preencher de maneira adequada as exigências para sua utilização.

A melhoria das propriedades físicas do solo podem ser obtidas de várias formas, como por exemplo, por compactação, drenagem, estabilização granulométrica, estabilização por processos físico-químicos, estabilização térmica, injeções de materiais estabilizantes, entre outras (Vendruscolo, 1996).

Vários autores distinguem os termos *solo estabilizado*, *solo melhorado*, *solo modificado* e *solo tratado*, em função do grau de alteração nas propriedades do material. Núñez (1991) utilizou os termos solo estabilizado e solo melhorado respectivamente para designar: (1) misturas de solo e aditivo com características de durabilidade e resistência que permitam o seu emprego como base de pavimento rodoviário, e (2) misturas que, embora experimentem alterações em suas propriedades mecânicas, não apresentam, devido ao baixo teor de aditivo, características suficientes para uso como base.

Segundo Ingles e Metcalf (1972), a adição de pequenas quantidades de cimento, de até 2%, irá modificar as propriedades dos solos, enquanto que quantidades maiores alterarão radicalmente as suas propriedades.

2.1.1 COMPACTAÇÃO

Segundo Hilf (1975), compactação é o processo pelo qual uma massa de solo, constituída de partículas sólidas, ar e água, é reduzida em volume pela aplicação de carga, tal como rolamento, socamento, ou vibração. A compactação envolve expulsão de ar do sistema sem significativa mudança na quantidade de água da massa de solo. Conseqüentemente, o teor de umidade do solo, que é definido como a razão do peso de água pelo peso das partículas secas, é normalmente o mesmo para um solo no estado fofo e, após a compactação, no estado denso.

Cada solo possui uma curva característica própria de peso específico aparente seco máximo x teor de umidade para uma determinada energia de compactação. Há uma umidade ótima para a qual resulta um valor de densidade máxima, o que propicia uma menor variação da resistência à penetração, obtida através da realização do ensaio CBR.

Segundo Lambe e Whitman (1979), para uma mesma energia de compactação e um mesmo peso específico seco, o solo tende a estar mais floculado quando a compactação se dá no ramo seco (umidade inferior à ótima) do que no ramo úmido (umidade superior à ótima).

Vendruscolo (1996) verificou que o aumento da energia de compactação causa um aumento do peso específico aparente seco máximo e reduz a umidade ótima do solo residual de argilite e da mistura solo-cimento. O mesmo autor também verificou que não há um padrão definido quanto ao peso específico máximo seco e umidade ótima para os ensaios de compactação da mistura solo-cimento, para diferentes energias, quando comparadas às curvas de compactação do solo residual.

2.1.2 ESTABILIZAÇÃO COM CIMENTO

Pitta (1985) definiu solo-cimento como a mistura compactada e endurecida composta de solo, cimento e água, em proporções tais que confirmam ao produto características de durabilidade e resistência mecânica.

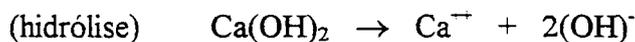
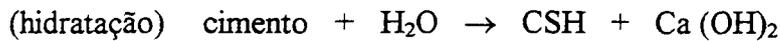
Segundo Adaska (1991), solo-cimento é definido pela ACI SP-19, *Cement and Concrete Terminology*, como uma mistura de solo, com certa quantidade de cimento Portland e água, compactada a uma determinada densidade. Pode também ser definido como o material produzido pela combinação, compactação, e cura da mistura solo-agregado, cimento Portland, e água na forma de um material denso com propriedades geotécnicas específicas.

As reações que ocorrem no sistema solo-cimento podem ser divididas em reações primárias e reações secundárias. Em solos muito granulares e sem argila, a ação cimentante se dá através dos produtos das reações primárias, já em solos predominantemente argilosos, a ação cimentante se dá através das reações secundárias (Vendruscolo, 1996).

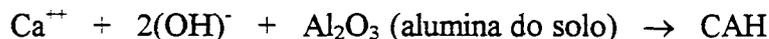
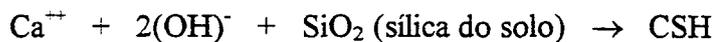
Herzog e Mitchell (1963) sugeriram que o processo de endurecimento do solo-cimento é devido à cimentação de partículas de solo pelos produtos da hidratação do cimento e pelos produtos de reações secundárias. A rigidez e a resistência do solo-cimento são atribuídas à formação de um esqueleto composto desses materiais através da massa de solo.

A partícula de cimento Portland é uma substância heterogênea contendo fases silicatadas (C_3S , C_2S) e fases aluminosas (C_3A , C_4AF), onde C = óxido de cálcio, S = sílica, A = óxido de alumínio e H = água. Conforme descrito por Moh (1965), as reações solo-cimento podem ser representadas como:

Reações primárias



Reações secundárias



Pode-se observar que na fase de hidratação, nas reações primárias, é produzida a cal. Nas reações secundárias, as substâncias cimentantes são formadas sobre a superfície das partículas de argila ou em sua vizinhança, causando a floculação dos grãos de argila cimentados nos pontos de contato.

Segundo Ingles e Metcalf (1972), as propriedades de solos estabilizados com cimento dependem primeiro do cimento e segundo da compactação. Vale ressaltar que a compactação realizada após a hidratação do cimento torna-se praticamente ineficaz.

Segundo Vendruscolo (1996), com o aumento do teor de cimento, a resistência à compressão e a capacidade de suporte aumentam, a durabilidade a ciclos umedecidos e secagem aumenta e a condutividade hidráulica em geral diminui. A tendência a contração pode aumentar em solos granulares e a tendência à expansão de solos argilosos diminui.

Nuñez (1991) observou uma relação linear entre a resistência à compressão simples e o teor de cimento, salientando que, quanto mais cimento disponível houver, maior será a quantidade de produtos cimentantes primários de hidratação e também maior a quantidade de cal liberada para a formação dos produtos cimentantes secundários.

Vendruscolo (1996) verificou que o aumento da energia de compactação causou o aumento do peso específico aparente seco máximo e reduziu a umidade ótima do solo residual e da mistura solo-cimento. Todavia, o autor observou que não há um padrão definido quanto à densidade e umidade ótima para os ensaios de compactação da mistura solo-cimento, nas diferentes energias, quando comparadas às curvas de compactação do solo residual.

2.1.2.1 Influência de mistura solo-cimento nas propriedades físicas do material

Com base nos estudos realizados pelo Departamento de Solo-Cimento (DESOL) da Associação Brasileira de Cimento Portland, a adição de cimento ao solo natural provoca certas alterações às propriedades físicas desse material. A seguir tem-se algumas conclusões obtidas neste estudo:

↳ a adição de pequenos teores de cimento não modifica sensivelmente a granulometria dos materiais granulares, porém tem forte influência nos materiais finos;

↳ tanto a quantidade de aglomerante, quanto o tempo de cura, tem grande importância na variação dos limites de Atterberg dos solos melhorados com cimento. Os solos finos demonstram grande sensibilidade tanto ao aumento do teor de cimento, quanto do tempo de mistura solta, enquanto que, para solos arenosos, as primeiras horas já são suficientes para fixar os valores definitivos dos limites físicos, não ocorrendo grandes mudanças em relação a estes índices quando se eleva a participação do cimento na mistura;

↳ ocorre a redução de plasticidade, ocasionada, provavelmente, pela liberação de íons de cálcio (Ca^{++}) durante as primeiras reações de hidratação. As partículas se tornam mais eletricamente atrativas umas pelas outras e forma, por floculação ou agregação, novas

partículas de diâmetros superiores aos das partículas originais. Assim, a partícula agregada passa a comportar-se como silte ou areia, não plásticos pelo diâmetro e pela forma dos grãos;

↳ a adição de cimento Portland aos solos, independente da quantidade e do tempo de cura, confere à mistura uma grande estabilidade volumétrica;

↳ o aumento do valor de ISC (Índice de Suporte Califórnia) é proporcional ao teor de aglomerante, sendo mais notável em solos finos. O acréscimo indiscriminado do teor de cimento traz aspectos de ruptura frágil ao corpo de prova de solo melhorado, qualquer que seja o material natural ensaiado;

O maior ou menor grau e a velocidade de modificação das propriedades do solo dependerá das características específicas do solo, do teor de aditivo, da quantidade de água, do tipo e do grau de compactação, do tipo e do tempo de cura, do grau de pulverização, no caso de solos argilosos, e da eficiência da mistura.

Segundo Saxena e Lastrico (1978), a resistência ao cisalhamento dos solos é compreendida em três componentes: coesão, dilatância e fricção. A coesão inclui qualquer cimentação natural ou artificial ou ligações entre partículas. A fricção e a dilatância são difíceis de separar, mas ambas são função direta da pressão efetiva normal atuante no plano de cisalhamento. No caso de solos cimentados, a parcela da coesão é predominante para pequenas deformações. Após certo nível de deformação, há uma gradual quebra das cimentações e a resistência friccional começa a predominar. Após a ruptura, com a quebra total da matriz de cimentação, a resistência ao cisalhamento é de natureza inteiramente friccional.

Segundo Pitta (1985), a retração dos solos argilosos tratados com cimento é muito mais lenta do que nos solos granulares, ou seja, estes atingem a estabilidade de volume logo nas primeiras idades. Quanto maior a fração argilosa de um solo, tanto maior será a sua tendência à retração. O autor concluiu que um dos fatores mais influentes na retração do solo-cimento é o conteúdo de água no momento da compactação. Segundo ele, para obtenção da menor retração total, a compactação deve ser efetuada levemente abaixo da umidade ótima. Outro fator que interfere na retração do solo-cimento é o aumento do grau da energia de compactação, que provoca a redução da retração.

Na Tabela 2.1 são apresentados os pesos relativos dos diferentes parâmetros intervenientes na retração do solo-cimento, segundo estudos realizados pelo DESOL. Os pesos relativos indicam a influência do parâmetro relacionado à capacidade de aumentar (para os valores positivos) ou reduzir (para os valores negativos) o efeito da retração na mistura solo-cimento, quando comparada com a retração observada em uma mistura solo-cimento considerada padrão pelo DESOL. Assim, quando utilizam-se solos argilosos, com grande quantidade de caulinita, a retração da mistura solo-cimento torna-se cinco vezes maior quando comparada à mistura solo-cimento padrão.

Tabela 2.1: Parâmetros intervenientes na retração do solo-cimento (Pitta, 1985).

Parâmetro	Peso relativo
1. Tipo de solo:	
- fino	+5
- granular	+2
2. Tipo de argila:	
- ilita	+2
- caulinita	+5
- bentonita	-5
3. Porcentagem menor do que 2 μ m:	
- entre 5% e 10%	+3
- entre 11% e 20%	+10
- entre 21% e 30%	+15
- entre 31% e 50%	+20
- acima de 50%	+25
4. Cura:	
- normal	+3
- superfície saturada	+1
5. Umidade de compactação:	
- igual à umidade ótima	+2
- maior do que a umidade ótima	+5
- menor do que a umidade ótima	+1
6. Massa específica aparente máxima seca:	
- igual à massa específica aparente máxima seca	+2
- maior do que a massa específica aparente máxima seca	+1
- menor do que a massa específica aparente máxima seca	+3
7. Teor de cimento:	
- igual ao indicado pela norma de dosagem	+2
- maior do que o indicado pela norma de dosagem	+1
- menor do que o indicado pela norma de dosagem	+3
8. Finura do cimento:	
- igual à da NBR 5732	+1
- até 3400 cm ² /g	+2
- maior do que 3400 cm ² /g	+4

2.2 CAPACIDADE DE SUPORTE DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Define-se capacidade de suporte de uma fundação a tensão de cisalhamento que iguala a resistência ao cisalhamento do solo, em todos os pontos vizinhos ao elemento de fundação (Vargas, 1977). Ela pode ser avaliada através de diversos métodos, dos quais destaca-se o Método do Equilíbrio Limite por ser o procedimento mais difundido na prática de Engenharia de Fundações. Outras abordagens, como o Método das Linhas de Escoamento, Análise Limite, Expansão de Cavidade e Elementos Finitos são também utilizadas na análise da capacidade de suporte de fundações superficiais. A seguir, será apresentado um breve resumo sobre as principais características de cada um dos métodos de análise da capacidade de suporte da fundação:

↳ *Método de Equilíbrio Limite*: baseia-se no estabelecimento prévio da superfície de ruptura (plana, circular ou espiral logarítmica), e o equilíbrio do meio passa a ser estudado como um problema de isostática. A exatidão dos resultados obtidos depende de quanto a superfície adotada se aproxima da superfície real de ruptura. O método de equilíbrio limite não considera a relação tensão x deformação do solo, idealizando o mesmo como um material rígido-perfeitamente plástico. A grande dificuldade na aplicação deste método consiste em estimar o estado de tensão ao longo da superfície de ruptura, principalmente sabendo que este varia consideravelmente ao longo da superfície de ruptura. A teoria de capacidade de suporte desenvolvida pelo método de equilíbrio limite parte de hipóteses que:

- a) a fundação é de largura finita e comprimento infinito (estado plana de deformação);
- b) as cargas são aplicadas axialmente e verticalmente;
- c) o solo é considerado um material homogêneo, rígido-plástico e isotrópico;
- d) a base da fundação e a superfície do terreno são horizontais;
- e) a tensão cisalhante inicial no solo é zero;
- e) a fundação está totalmente submersa, ou o nível do lençol freático está abaixo da zona de plastificação.

A partir da solução básica obtida através dessas hipóteses simplificadoras foram introduzidos parâmetros corretivos de natureza empírica ou semi-empírica com a finalidade de

incluir na análise a influência dos diversos fatores como: embutimento, forma, nível d'água, inclinação da carga, não homogeneidade do solo, entre outros.

↳ *Método de Linhas de Escoamento*: combina o critério de ruptura de Mohr-Coulomb com as equações de equilíbrio. Com um resultado obtém-se uma família de equações diferenciais não lineares hiperbólicas, que são usadas para determinar as tensões no solo abaixo da área carregada. Este método considera o material como rígido plástico. Segundo Costa (1981), uma crítica voltada a esta teoria é devido a negligência da relação tensão x deformação do solo, somente as condições de equilíbrio são consideradas. Outra crítica apontada pelo autor, refere-se a não garantia que este campo de tensões que está em condições de equilíbrio e escoamento em todos os pontos do lado interno da superfície de ruptura se estenda satisfatoriamente para o lado de fora desta superfície. O método de linhas de escoamento requer uma solução individual para cada combinação de c , ϕ , q e γ tornando-o extremamente trabalhoso. Diante disso, vários autores apresentaram ábacos para casos específicos facilitando enormemente a determinação da capacidade de suporte.

↳ *Método de Análise Limite*: é baseado em dois teoremas que definem os limites inferior e superior do valor da carga de ruptura, que consideram um material elástico perfeitamente plástico. Os teoremas da análise limite podem ser estabelecidos para um corpo qualquer se o mesmo possui as seguintes propriedades:

- a) o material exibe uma perfeita plasticidade, isto é, a perda de resistência não ocorre;
- b) as variações na geometria do corpo que ocorrem devido a carga limite são insignificantes, assim as equações de trabalho virtual podem ser aplicadas.

Uma grande dificuldade apresentada por este método consiste na discrepância entre as propriedades de deformação plástica de um material ideal comparada a um material real, o qual exibe freqüentemente uma perda ou ganho de resistência. Esta discrepância pode ser melhor observada na Figura 2.1, onde é apresentada uma comparação de comportamento tensão x deformação entre o material hipotético, que exibe a propriedade de um escoamento perfeitamente plástico, e um material real.

O método da análise limite permite que, através de simplificações introduzidas, se obtenham limites inferior e superior para as cargas de ruptura. Contrariamente ao método das

linhas de escoamento, este método pressupõe uma relação tensão-deformação para o material caracterizada pela condição de normalidade ou lei do escoamento associada.

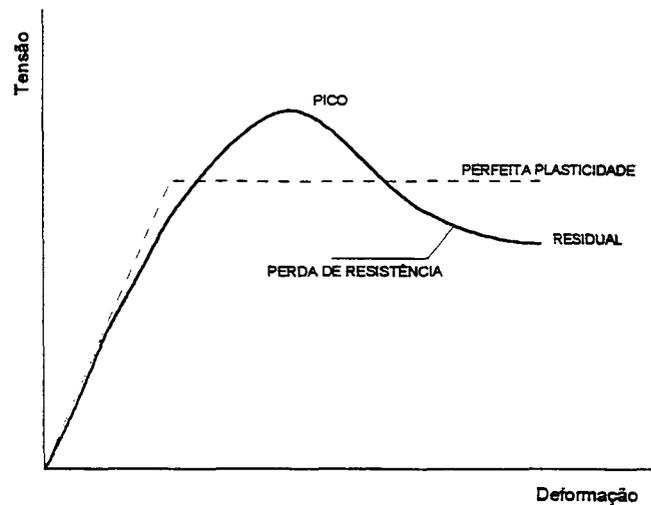


Figura 2.1: Relação tensão x deformação para um solo real e ideal (Costa, 1981)

↳ *Método de Expansão de Cavidade*: este método foi inicialmente desenvolvido com o intuito de determinar a tensão necessária para produzir um punção profundo em um meio elasto-plástico. Ao contrário dos estudos de Prandtl, que levavam em consideração somente as características de ruptura do material, o método de expansão de cavidade considera com facilidade o comportamento tensão x deformação, como também pode ter como variáveis dependentes, fatores como tempo e temperatura. O método estabelece certas simplificações como o material ser homogêneo, isotrópico, comportamento como perfeitamente plástico em uma região em torno da cavidade e como linear elástico fora desta região. O efeito da variação de volume na região plástica tem sido considerado nas formulações analíticas devido ao embasamento em dados experimentais da relação tensão x deformação e deformação x variação volumétrica.

Costa (1981) apresentou um estudo comparativo entre os diversos métodos de determinação da capacidade de suporte de solos. Segundo o autor, uma das diferenças fundamentais entre os métodos de linhas de escoamento e equilíbrio limite comparados com o método de análise limite é que este último considera a relação tensão x deformação do solo de uma maneira idealizada. Outra característica, apontada pelo autor, é que o método de equilíbrio limite geralmente utiliza a forma de ruptura determinada pelo método de linhas de escoamento e generaliza para qualquer condição de contorno. Assim, um estudo de capacidade

de suporte através do método de equilíbrio limite passa a ser apenas um estudo de equilíbrio através da isostática, das cunhas separadas por superfícies de ruptura.

Uma breve revisão da literatura foi realizada nesta pesquisa, no sentido de escolher a metodologia mais adequada à previsão de capacidade de suporte de fundações em solos estratificados. Uma discussão específica é apresentada no Capítulo 6.

2.2.1 CAPACIDADE DE SUPORTE PARA SOLOS ESTRATIFICADOS

A capacidade de suporte de fundações superficiais, carregadas verticalmente, assentes em solos homogêneos pode ser facilmente estimada utilizando a teoria equilíbrio limite, adotando valores apropriados dos fatores de capacidade de suporte e dos parâmetros geotécnicos do solo. Este tipo de cálculo é baseado na hipótese implícita que o solo é rígido-perfeitamente plástico com características de resistência devidas à coesão e ângulo de atrito. Segundo Burd e Frydman (1995), para solos homogêneos, esta aproximação é bem sucedida, porém, em geral, não pode ser usada para os casos onde o solo varia suas propriedades com a profundidade.

Burd e Frydman (1995) estudaram a capacidade de suporte de fundações superficiais planas em solos estratificados, onde camadas de areia são sobrepostas a perfis de solos argilosos. A espessura da camada de areia é comparável à largura da fundação rígida apoiada em sua superfície. Segundo os autores quando a espessura da camada superior é maior que a largura da sapata, estimativas realísticas da capacidade de suporte podem ser obtidas utilizando a teoria da capacidade de suporte convencional com base nas propriedades da camada superior. Se a espessura da camada superior for similar à largura da sapata, então, esta aproximação não é apropriada.

A não homogeneidade de uma massa de solo pode ser dar por diferentes aspectos: o primeiro consiste na não homogeneidade propriamente dita da massa de solo, ou seja um solo composto de uma granulometria totalmente variada, com a presença de lentes e camadas irregulares de pequena extensão. Uma massa de solo com estas características requer um estudo mais aprofundado para obtenção de parâmetros e verificação do comportamento real

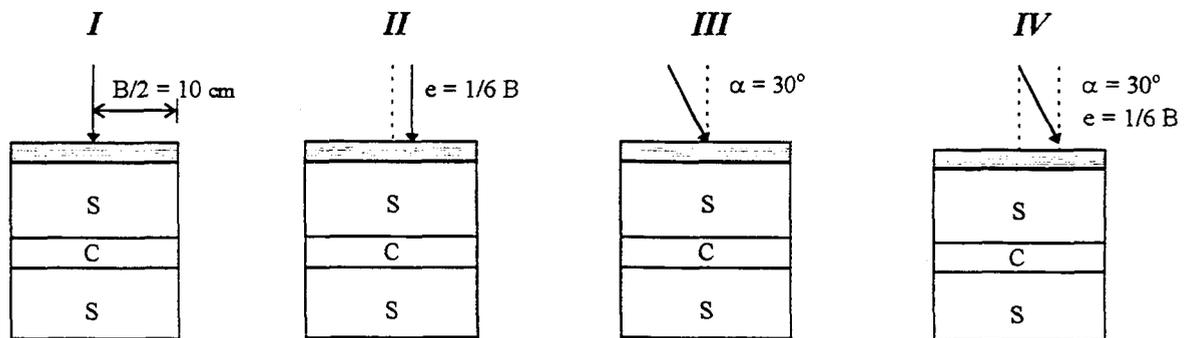
através de ensaios de campo. O segundo aspecto seria a não homogeneidade de um solo com a mesma característica, mas com a resistência ao cisalhamento variando com a profundidade. Neste caso, a capacidade de suporte é calculada através de uma resistência ao cisalhamento média existente a uma profundidade de 2/3 da menor dimensão da fundação, desde que a resistência dentro desta profundidade não varie mais que 50% da resistência média. O terceiro aspecto trata-se de um caso muito comum de não homogeneidade, que seria o caso da camadas superpostas com características diferentes. Neste caso, a capacidade de suporte deve ser calculada utilizando os parâmetros de resistência de cada camada, considerando as condições de geometria verificadas no sistema.

Muitos autores (Button, 1953; Reddy e Srinivasan, 1967; Brown e Meyerhof, 1969; Purushothamaraj e outros, 1974; Vesic, 1975; Meyerhof e Hanna, 1978; Hanna, 1981; Florkiewicz, 1989; Michalowski e Shi, 1995; e outros) têm estudado teoricamente e experimentalmente o problema da capacidade de suporte de sapatas assentes em solos estratificados. A maioria dos estudos de determinação da capacidade de suporte de fundações superficiais assentes em solos estratificados baseia-se no método de equilíbrio limite. Como descrito anteriormente, estes métodos partem de uma solução básica obtida através das hipóteses simplificadoras e são introduzidos alguns parâmetros corretivos de natureza empírica ou semi-empírica de forma a incluir na análise a influência dos diversos fatores como: não homogeneidade do solo, embutimento, forma, presença do nível d'água, inclinação e excentricidade da carga, entre outros.

Os métodos de previsão da capacidade de suporte de fundações superficiais não consideram necessariamente a natureza coesivo-friccional da camadas de solo. Normalmente é feita referência apenas a sistemas de dupla camada de argilas ou areias, considerando cada camada como perfeitamente não-drenada (Su_1 e Su_2) ou totalmente drenada (ϕ_1 e ϕ_2) respectivamente.

Tejchman (1977) estudou a capacidade de suporte de sapatas corridas assentadas em solos estratificados. Em seu estudo, o autor procurou investigar três problemas principais: o efeito do subsolo por meio de uma camada de solo mole na capacidade de suporte da fundação; o efeito da excentricidade e inclinação das cargas na capacidade de suporte da fundação; e o efeito da heterogeneidade do subsolo no recalque das fundações. Para tal,

aplicou cargas de compressão centradas e excêntricas, com inclinações de 0° e 30° com a vertical, conforme mostrado na Figura 2.2. Dois tipos de solos foram utilizados neste programa: um perfil homogêneo de solo não coesivo e um perfil estratificado com uma camada mole introduzida ao perfil homogêneo. A camada de solo mole, com espessura igual a $0,5B$, foi colocada em diferentes profundidades $z = 0,5B$; $1B$; $1,5B$ e $2B$, onde B é o lado do modelo da sapata e z é a profundidade da parte superior da camada mole. O modelo de sapata corrida consistia em uma placa metálica rígida, de $0,2m$ de lado e $1m$ de comprimento, de forma que a razão do comprimento com o lado (L/B) seja igual a 5. Na Figura 2.3 são apresentadas as condições dos solos estudadas por Tejchman, esquematizando as composições de perfis de solo estudados pelo autor.



B = largura da placa; e = excentricidade da carga; α = inclinação da carga;

Figura 2.2: Sistemas de carregamentos aplicados nos ensaios (Tejchman, 1977)

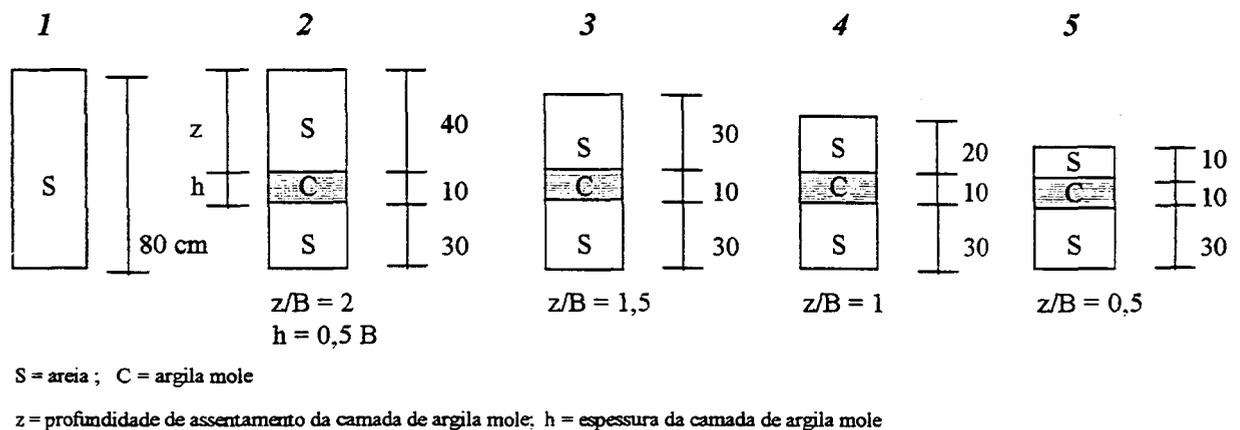


Figura 2.3: Condições dos perfis de solo estudados (Tejchman, 1977).

Na Figura 2.4 são apresentados os resultados da carga última relacionados com a condição de solo ensaiada e com o sistema de carregamento. Nota-se, pela Figura 2.4 a), que o valor da carga última decresce, com a redução da espessura da camada mais resistente sobreposta a camada mole, para qualquer tipo de carregamento. Quanto à análise da Figura 2.4 b), percebe-se um decréscimo do valor da carga última em função da excentricidade e inclinação da carga aplicada, para uma mesma condição de solo.

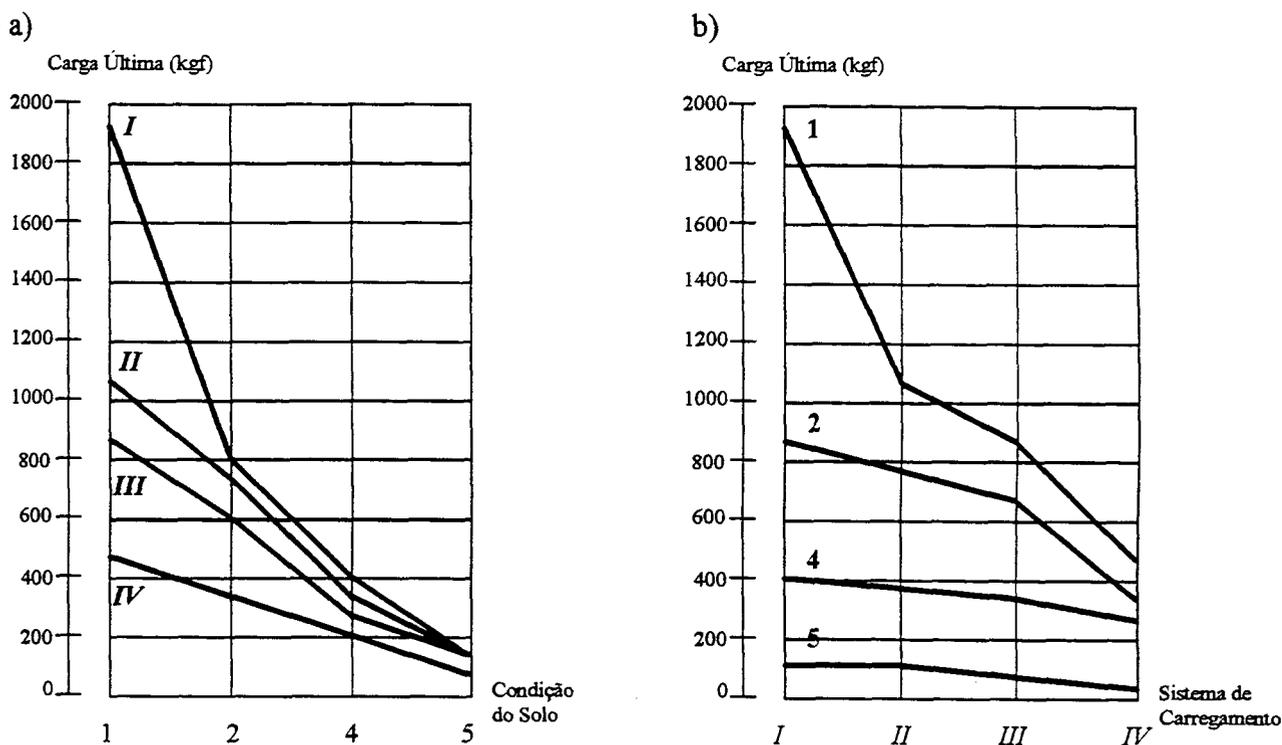


Figura 2.4: Relação entre carga última e a) condição do solo, ou b) sistema de carregamento (Tejchman, 1977).

As conclusões do autor foram que a excentricidade e inclinação das cargas causam uma redução de 50 % da capacidade de suporte em perfis de solos homogêneos, em comparação com a carga axialmente aplicada. Uma outra constatação do autor foi que o efeito essencial da capacidade de suporte de perfis estratificados é função da profundidade de assentamento da camada mole. Observou-se uma redução de 50% do valor da resistência do perfil de solo para os casos onde a camada de argila mole encontrava-se a uma profundidade $z = 2B$. Quando $z = B$, a capacidade de suporte pode ser algumas vezes menor que a capacidade de suporte de perfis homogêneos e um considerável crescimento nos recalques foi verificado. Quando $z \leq 0,5B$, em princípio a resistência da camada mole controla a capacidade de suporte do perfil de solo. A máxima redução nos valores da capacidade de suporte é devida à estratificação do solo

onde se tem a carga axialmente aplicada; a excentricidade e a inclinação das cargas provocam pequena redução.

2.2.1.1 Modelos de Ruptura

Ao contrário dos perfis de solos homogêneos, onde a forma da superfície de ruptura geralmente é bem definida e segue basicamente um dos três modelos clássicos (ruptura generalizada, localizada ou por puncionamento), os perfis de solos não homogêneos podem apresentar distintas formas para a superfície de ruptura. As propriedades geotécnicas de cada camada, suas dimensões e as condições de carregamento, são algumas das variáveis que dificultam a identificação e previsão da superfície de ruptura em perfis de solos estratificados.

Para os casos de perfis de solos não homogêneos, constituídos de camadas de solo de diferentes características, geralmente faz-se uma análise de comportamento distinta quando tem-se uma camada de menor resistência sobreposta a um estrato de resistência maior (Figura 2.5 a) e quando esta camada de menor resistência está subjacente ao estrato mais resistente (Figura 2.5 b). A primeira situação ocorre quando a sapata rígida ou flexível é assentada sobre uma camada de argila mole sobreposta a um estrato de argila rija ou rocha. A segunda situação é freqüentemente encontrada quando, por exemplo, uma sapata é assentada sobre uma camada de argila rija ou areia sobreposta a um depósito de solo mole. Vesic (1975) verificou a forma de ruptura para ambos os casos. Segundo o autor, a forma de ruptura para a primeira situação ocorre, pelo menos em parte, por um fluxo plástico lateral similar ao que ocorre em um sólido exprimido entre duas placas rugosas paralelas. Na segunda situação é basicamente uma ruptura por puncionamento, com superfícies de deslizamento verticais.

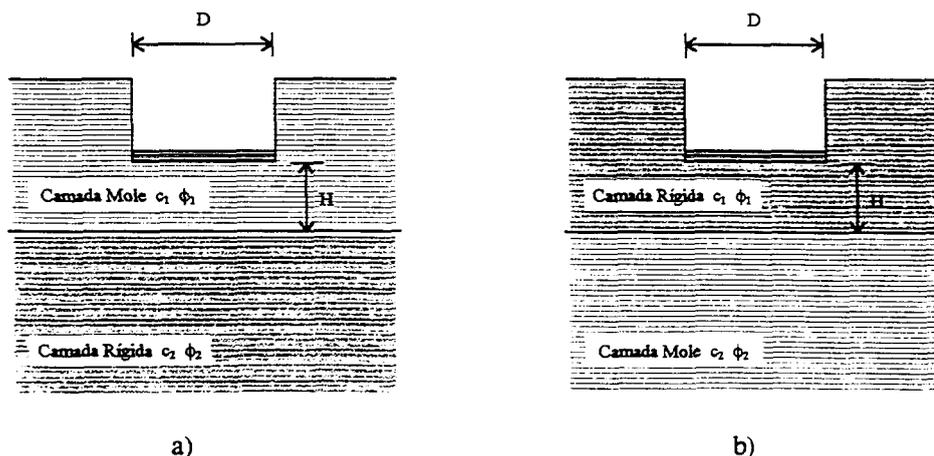


Figura 2.5: Perfis típicos de solos não homogêneos de dupla camada (Vesic, 1975)

Dembicki e Odrobinski, 1973 (Apud Tejchman, 1977) apresentaram análise qualitativa das deformações e modelos de rupturas em perfis de solos estratificados. Os estudos basearam-se a partir da interpretação de dados quantitativos provenientes de resultados de ensaios de carregamentos em modelos reduzidos. Foram montados diferentes perfis de solos, onde uma camada de solo mole, de espessura $h = 0,5B$, sendo B o lado menor da placa carregada, foi colocada a diferentes níveis de profundidade z . Sobreposta a esta camada de solo mole, foi assentado uma camada de areia, com características mais resistentes que a camada mole. Uma placa metálica de lado B , simulando uma sapata corrida, foi carregada axialmente por uma carga Q . As linhas de deslizamento, também conhecidas como superfícies de rupturas formadas em cada condição foram fotografadas e são apresentadas de forma esquemática na Figura 2.6. Quando a profundidade da camada de solo mole é igual a $2B$ (Fig. 2.6 a), para o caso estudado, as tensões transmitidas ao solo de fundação ficam concentradas basicamente na primeira camada, constituída de um solo mais resistente. Neste caso, o modelo de ruptura verificado é generalizado. Quando a camada de solo mole encontra-se a uma profundidade $0,5B < z < 2B$ (Fig. 2.6 b e c), o cisalhamento vertical ocorre na camada superior de solo, causando na camada de solo mole uma ruptura por puncionamento e consideráveis deformações. Quando a camada de solo mole encontra-se a uma profundidade $z \leq 0,5B$ (Fig. 2.6 d), então ocorre uma deformação simultânea no corpo das camadas, de forma a causar suas rupturas.

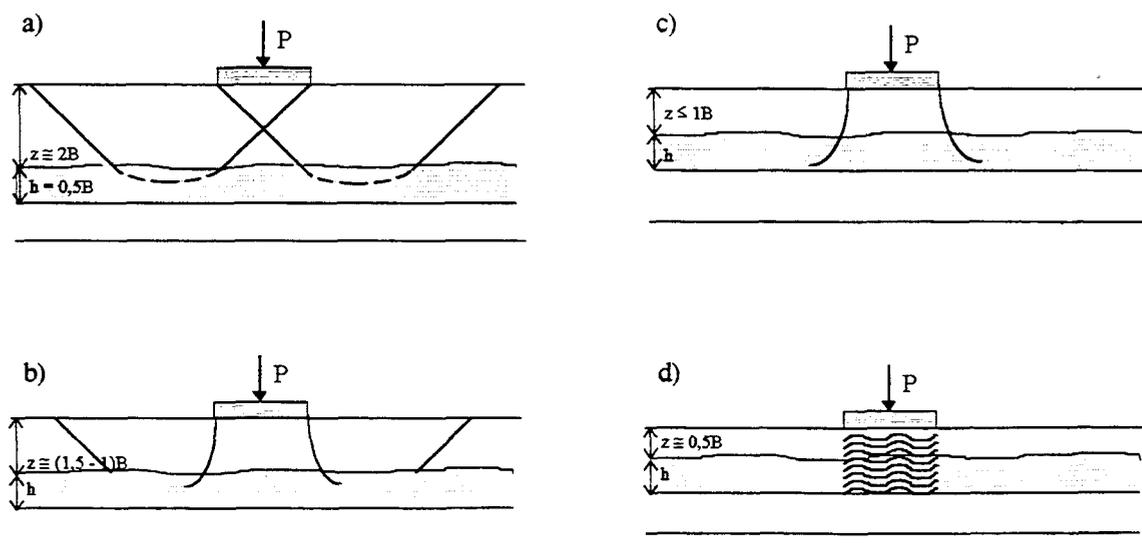


Figura 2.6: Mecanismos de rupturas em solos estratificados (Tejchman, 1977).

2.2.1.2 Métodos Analíticos de Determinação da Capacidade de Suporte em Solos Estratificados

Como descrito anteriormente, vários autores estudaram a capacidade de suporte de perfis de solos estratificados. A seguir serão apresentados alguns métodos analíticos de cálculo, que representam o avanço do conhecimento ao longo do tempo nesta área, fundamentais para o entendimento atual do comportamento deste tipo de material.

Vários métodos foram analisados e sua aplicabilidade verificada para as condições de contorno desta pesquisa. O primeiro método de análise é atribuído a Button (1953), cujo valor histórico deve ser destacado.

A seguir, Reddy e Srinivasan (1967) estenderam a solução de Button (1953) para solos anisotrópicos, definidos pelo coeficiente de anisotropia do solo imediatamente abaixo do elemento de fundação. Segundo os autores, muitos solos apresentam anisotropia com respeito a certas propriedades, como resistência ao cisalhamento, permeabilidade, compressibilidade, etc. Quanto à anisotropia referente à resistência ao cisalhamento, normalmente amostras retiradas do solo são ensaiadas com a tensão principal maior aplicada na direção vertical e considera-se o valor da resistência como sendo igual para todas as outras direções. Isto pode não ser verdadeiro quando o solo possui características anisotrópicas em relação a sua resistência e, é exatamente neste ponto que este método avalia a condição de capacidade de suporte de perfis de solos estratificados.

Brown e Meyerhof (1969) apresentaram os resultados de uma série de modelos de ensaios de placas em perfis de duas camadas de solos argilosos. Eles estudaram o comportamento de uma camada rígida sobreposta a uma camada espessa de solo mole, bem como o comportamento de uma camada mole sobreposta a uma camada rígida. Através da análise dos resultados dos ensaios de carregamento em placas, onde os autores observaram a forma da superfície de ruptura, o formato da curva tensão-deformação, além de outros aspectos relevantes ao entendimento do comportamento da fundação em perfis de solos estratificados, propuseram equações que interpretassem, em termos de comportamento físico, a capacidade de suporte última da fundação.

Daqueles encontrados na bibliografia, apenas três métodos foram utilizados no estudo analítico de previsão da capacidade de suporte de fundações superficiais assentes em solos estratificados de características coesivos-friccionais. São eles: os métodos propostos por Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974), por Vesic (1975) e por Meyerhof e Hanna (1978). Por fazerem parte da etapa analítica do referente trabalho, é apresentado a seguir o desenvolvimento analítico de cada uma destas três metodologias:

Método de Purushothamaraj; Ramiah e Rao:

Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974) investigaram soluções para o problema de sapatas corridas assentes em perfis de solos de duas camadas de características coesivo-friccionais, através do segundo teorema de Drucker e Prager (*kinematic consideration*). O teorema de Drucker e Prager baseia-se no método de análise limite, determinando os limites superior e inferior da carga última ou carga de colapso. Para o desenvolvimento analítico da solução, os autores assumiram as seguintes hipóteses:

- a) o mecanismo de Prandtl - Terzaghi para uma sapata corrida de base rugosa é válida;
- b) o solo em cada camada é homogêneo e isotrópico;
- c) o segundo teorema de Drucker e Prager é verdadeiro para perfis de solos estratificados;

O mecanismo de ruptura consiste em uma cunha central com ângulo α , uma zona de cisalhamento radial, no formato de uma espiral logarítmica, e uma cunha lateral com ângulo β , conforme pode ser visto na Figura 2.7.

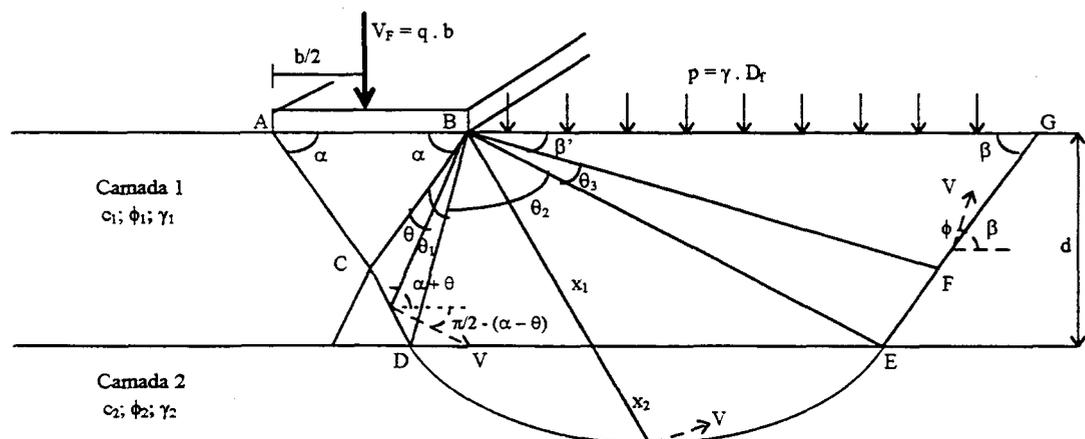


Figura 2.7: Mecanismo de ruptura assumido para perfil de solo de duas camadas (Purushothamaraj, Ramiah e Rao, 1974).

Caso 1: Formação da cunha central somente na camada superior ($d > b/2 \cdot \tan\alpha$):

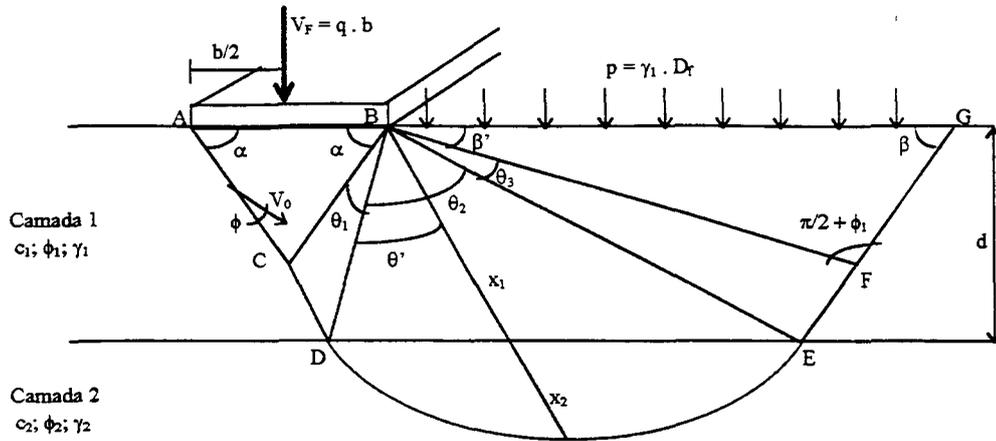


Figura 2.8: Detalhes da superfície de ruptura para o caso 1 (Purushothamaraj et al., 1974)

A energia necessária envolvida na movimentação da massa total de solo, capaz de provocar a superfície de ruptura idealizada na Figura 2.8, é obtida através da soma dos trabalhos realizados para a movimentação de cada bloco rígido devido ao efeito do peso próprio do solo e da sobrecarga atuante. Através do uso da equação geral da capacidade de suporte de fundações superficiais em solos homogêneos (ver Equação 2.1), pode-se estimar o valor da tensão última de para o caso em questão, onde a cunha central encontra-se totalmente na camada de solo superior.

$$q_{ult} = c_1 \cdot N_c + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot b \cdot N_\gamma \quad \text{Eq. [2.1]}$$

onde,

N_c , N_q e N_γ são fatores adimensionais em função de ϕ_1/ϕ_2 , c_1/c_2 , γ_1/γ_2 , d/b , α e β . A Figura 2.9, apresenta um exemplo de gráfico que correlaciona N_c para diferentes valores de ângulo de atrito interno do solo.

Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974) apresentam diversos gráficos, semelhantes ao apresentado na Figura 2.9, que exprimem o comportamento e valores dos fatores de capacidade de suporte (N_c) para diferentes valores do ângulo de atrito, da relação entre as coesões das camadas e da relação entre a espessura da camada superior de solo e o diâmetro ou lado da sapata.

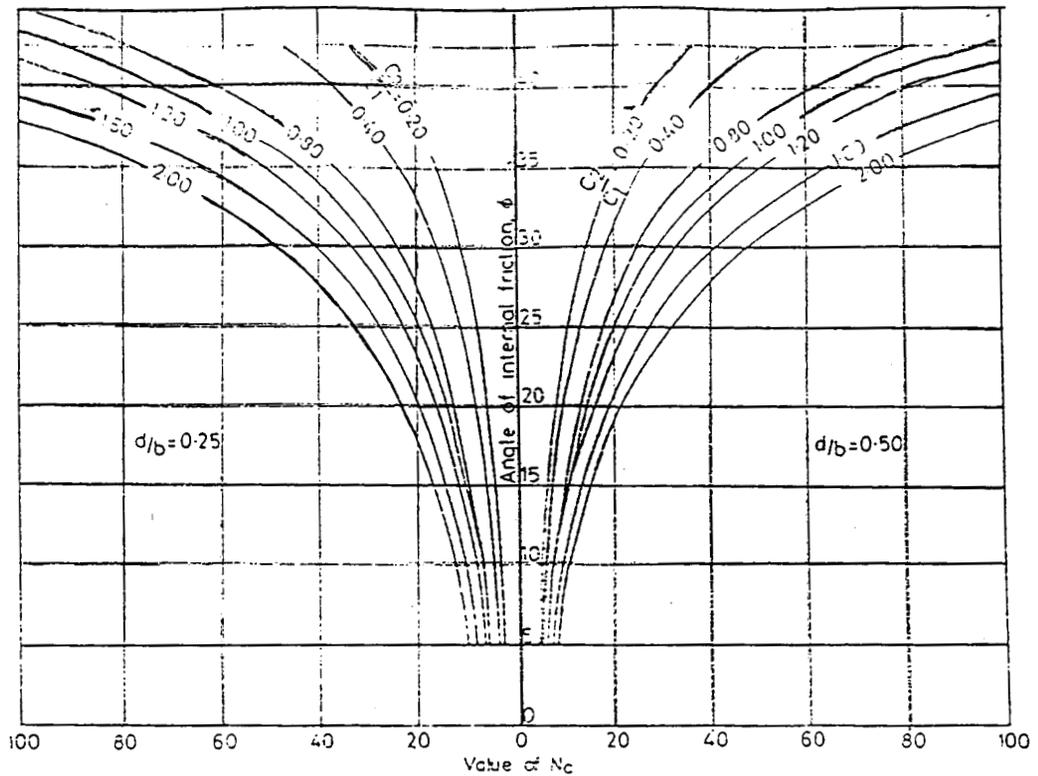


Figura 2.9: Valores de N_c para diferentes ângulos de atrito interno do solo (Purushothamaraj, Ramiah e Rao, 1974).

Caso 2: Formação da cunha central estendida até a camada inferior ($d < b/2 \cdot \tan \alpha$)

A cunha central penetra na segunda camada de solo quando θ_1 torna-se igual a zero (ver Figura 2.10).

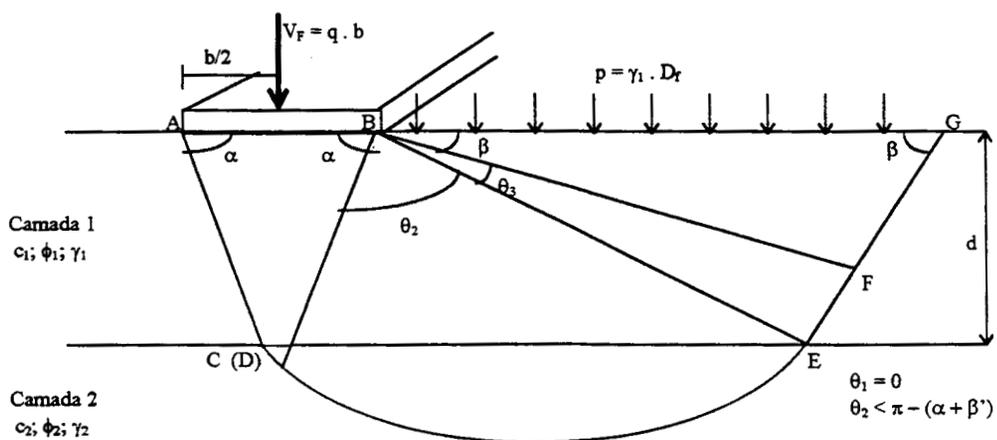


Figura 2.10: Detalhes da superfície de ruptura para o caso 2 (Purushothamaraj et al., 1974).

A energia dissipada ao longo da superfície AC é modificada em relação ao caso 1, e deve ser expressa em função do:

$$\begin{aligned} \text{Trabalho realizado ao longo da superfície AC} &= \\ &= \frac{(b/2) \cdot \tan \alpha - d}{\text{sen} \alpha} \cdot c_2 \cdot V_0 \cdot \cos \phi_2 + \frac{d}{\text{sen} \alpha} \cdot V_0 \cdot c_1 \cdot \cos \phi_1 \end{aligned} \quad \text{Eq. [2.2]}$$

$$\begin{aligned} \text{Trabalho realizado devido ao peso do solo em ABC} &= \\ &= -[W_1' \cdot V_0 \cdot \text{sen}(\alpha - \phi_1) + W_2' \cdot V_0 \cdot \text{sen}(\alpha - \phi_2)] \end{aligned} \quad \text{Eq. [2.3]}$$

onde, W_1' e W_2' são os pesos das cunhas de solo da camada superior e inferior, respectivamente.

$$\text{Trabalho externo realizado} = 0,5 \cdot q \cdot b \cdot V_E \quad \text{Eq. [2.4]}$$

onde,

$$V_E = \frac{V_0}{2} \cdot [\text{sen}(\alpha - \phi_1) + \text{sen}(\alpha - \phi_2) + 2 \cdot \cos \alpha] \quad \text{Eq. [2.5]}$$

A formulação da capacidade de suporte última é idêntica ao do caso 1, porém as modificações referentes a condição $\theta_1 = 0$ devem ser satisfeitas.

Método de Vesic:

Vesic (1975) apresentou um estudo sobre a capacidade de suporte de fundações superficiais. Neste trabalho, Vesic relatou o comportamento carga-recalque, os modelos de ruptura, os critérios para determinação da carga última, os fatores que influenciam o comportamento das sapatas durante um carregamento (inclinação da carga, excentricidade, presença de água, heterogeneidade do perfil de solo, etc.), entre outros. No que se refere a heterogeneidade do solo, Vesic apresentou uma resumo histórico das pesquisas desenvolvidas neste campo, apontando as linhas gerais dos trabalhos e avanços alcançados por estes.

No ano de 1970, Vesic estudou a capacidade de suporte de fundações superficiais em solos estratificados, onde, baseado em análises experimentais, formulou e equacionou o

problema, identificando suas variáveis e utilizando os parâmetros que lhe eram pertinentes. Segundo suas conclusões, de um modo geral, sapatas apoiadas no topo de uma camada de solo resistente, com parâmetros c_1 e ϕ_1 , sobreposta a uma camada de solo de menor resistência, com parâmetros c_2 e ϕ_2 , considera-se a formação de superfícies verticais de deslizamentos, localizadas abaixo da sapata carregada, semelhante à ruptura típica por punção, conforme apresentado na Figura 2.11.

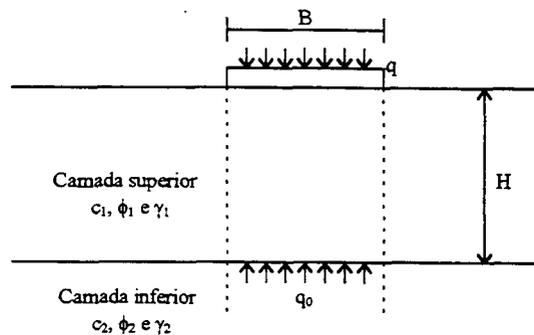


Figura 2.11: Superfícies verticais de deslizamento - ruptura por punção (Vesic, 1975).

De forma geral, a capacidade de suporte de fundações superficiais, segundo Vesic (1975), pode ser expressa da seguinte maneira:

$$q_{ult} = \left[q_0'' + \left(\frac{1}{K} \right) \cdot c_1 \cdot \cot \phi_1 \right] \exp \left\{ 2 \cdot \left[1 + \frac{B}{L} \right] \cdot K \cdot \tan \phi_1 \cdot \left(\frac{H}{B} \right) \right\} - \left(\frac{1}{K} \right) \cdot c_1 \cdot \cot \phi_1 \quad \text{Eq. [2.6]}$$

onde,

$$K = \frac{(1 - \sin^2 \phi_1)}{(1 + \sin^2 \phi_1)} \quad \text{Eq. [2.7]}$$

e,

q_0'' = capacidade de suporte da fundação, devido à ação de uma sapata fictícia, de mesmo tamanho da sapata atual, apoiada no topo da camada inferior de solo. Neste caso, para o cálculo de q_0'' , deve-se utilizar a equação geral da capacidade de suporte para solos homogêneos (ver Equação 2.8) com os parâmetros referentes ao solo da camada inferior.

$$q_0'' = c \cdot N_c \cdot \zeta_c \cdot i_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \cdot \zeta_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \zeta_\gamma \cdot i_\gamma \dots \dots \dots \quad \text{Eq. [2.8]}$$

Caso a camada superior seja composta por material com propriedades não coesivas ($c_1 = 0$) com $25 \leq \phi_1 \leq 50^\circ$ então, a Equação 2.6 pode ser reduzida a:

$$q_{ult} = q_0'' \exp \left\{ 0,67 \cdot \left[1 + \left(\frac{B}{L} \right) \right] \cdot \left(\frac{H}{B} \right) \right\} \quad \text{Eq. [2.9]}$$

Segundo Vesic (1975), esta expressão pode ser usada para encontrar a profundidade crítica da camada superior, onde a capacidade de suporte será ligeiramente afetada pela presença da camada inferior, conforme vê-se na Equação 2.10.

$$\left(\frac{H}{B} \right)_{crit} = \frac{3 \cdot \ln(q_0' / q_0'')}{2 \cdot \left[1 + (B/L) \right]} \quad \text{Eq. [2.10]}$$

onde,

q_0' é a capacidade de suporte da camada superior em uma massa infinita de solo. Para determiná-la, usa-se a Equação 2.10 com os parâmetros do solo da camada superior.

Método de Meyerhof e Hanna:

A capacidade de suporte de fundações usualmente é estimada sob hipóteses de homogeneidade do solo e zonas de deformação situadas sob a fundação. Quando a fundação é sujeita a cargas inclinadas, a influência da não-uniformidade, incluindo anisotropia do solo, torna-se mais evidente sobre a carga vertical. Meyerhof e Hanna (1978), analisaram diferentes modelos de ruptura do solo através da comparação de modelos de ensaios de carregamento em sapatas circulares e corridas, utilizando perfis de solos estratificados de duas camadas (uma camada densa ou rígida sobreposta a uma camada fofa ou mole, e vice-versa), conforme é apresentado a seguir:

Caso 1: Camada rígida sobreposta a uma camada mole (Figura 2.12):

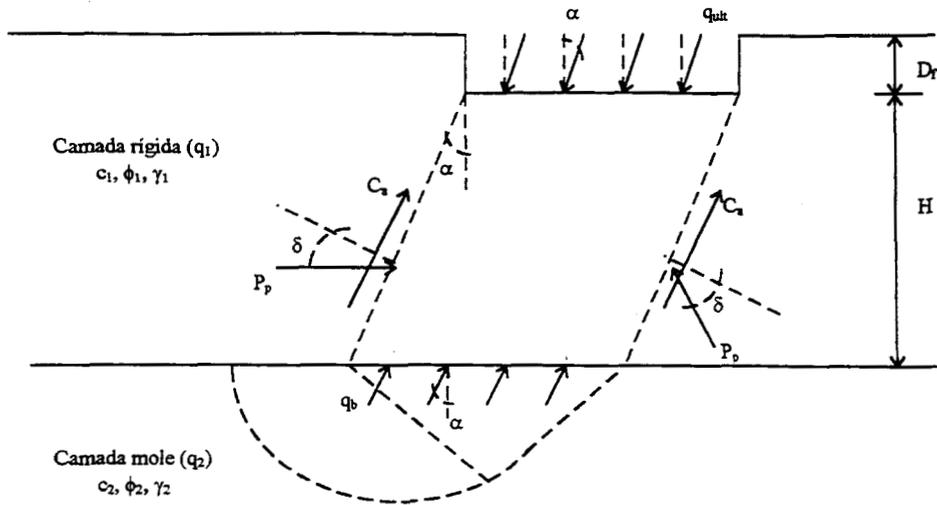


Figura 2.12: Superfície de ruptura do solo abaixo da sapata devido a um carregamento inclinado (Meyerhof e Hanna, 1978).

Observando a Figura 2.12, verifica-se uma ruptura por puncionamento na camada superior do solo, onde as forças atuantes equivalem à adesão total C_a e ao empuxo passivo P_p , atuando com uma inclinação δ ao eixo perpendicular à superfície de ruptura. Considerando que a carga é aplicada com uma inclinação α com a vertical, a componente vertical da capacidade de suporte última q_{uv} é dada por:

$$q_{uv} = q_u \cdot \cos \alpha \quad \text{Eq. [2.11]}$$

$$q_{uv} = q_{bv} + 2 \cdot (C_a + P_p \cdot \sin \delta) \cdot \frac{\cos \alpha}{B} - \gamma_1 \cdot H \leq q_{iv} \quad \text{Eq. [2.12]}$$

onde,

q_{bv} e q_{iv} são as componentes verticais da capacidade de suporte última da fundação, devido à ação das cargas inclinadas atuantes no topo das camadas superior e inferior de solo, respectivamente. Para ambos os casos, considera-se o perfil homogêneo de solo.

sendo,

$$C_a = c_s \cdot \frac{H}{\cos \alpha} \quad \text{Eq. [2.13]}$$

e

$$P_p = 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot H^2 \cdot \left(1 + 2 \cdot D_f \cdot \frac{\cos \alpha}{H} \right) \cdot \frac{K_p}{\cos \delta}$$

Eq. [2.14]

onde,

c_a é a adesão unitária e K_p é o coeficiente de empuxo passivo. Segundo os autores, na prática é conveniente utilizar fatores de inclinação i_a e i_s , obtidos a partir do gráfico apresentado na Figura 2.13, em conjunto com a adesão c_a e o coeficiente de cisalhamento por puncionamento K_s , obtidos, respectivamente, pelas curvas apresentadas nas Figuras 2.14 e 2.15, de forma que, a capacidade de suporte última possa ser determinada através da seguinte expressão:

$$q_{uv} = q_{bv} + 2 \cdot c_a \cdot i_a \cdot \frac{H}{B} + \gamma_1 \cdot H^2 \cdot \left(1 + 2 \cdot D_f \cdot \frac{\cos \alpha}{H} \right) \cdot K_s \cdot i_s \cdot \frac{\tan \phi_1}{B} - \gamma_1 \cdot H \leq q_{lv} \quad \text{Eq. [2.15]}$$

A análise para sapatas corridas pode ser estendida a sapatas circulares:

$$q_{uv} = q_{bv} + 4 \cdot c_a \cdot i_a \cdot s_a \cdot \frac{H}{B} + 2 \cdot \gamma_1 \cdot H^2 \cdot \left(1 + 2 \cdot D_f \cdot \frac{\cos \alpha}{H} \right) \cdot K_s \cdot i_s \cdot s_s \cdot \frac{\tan \phi_1}{B} - \gamma_1 \cdot H \leq q_{lv} \quad \text{Eq. [2.16]}$$

onde,

s_a e s_s são os fatores de forma para a resistência ao cisalhamento por puncionamento numa superfície cilíndrica.

As capacidades de suportes últimas q_{bv} e q_{lv} podem ser representadas pelas seguintes equações:

$$q_{bv} = c_2 \cdot N_{c2} \cdot i_{c2} \cdot s_{c2} + \gamma_1 \cdot (D_f + H) \cdot N_{q2} \cdot i_{q2} \cdot s_{q2} + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma 2} \cdot i_{\gamma 2} \cdot s_{\gamma 2} \quad \text{Eq. [2.17]}$$

$$q_{lv} = c_1 \cdot N_{c1} \cdot i_{c1} \cdot s_{c1} + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_{q1} \cdot i_{q1} \cdot s_{q1} + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma 1} \cdot i_{\gamma 1} \cdot s_{\gamma 1} \quad \text{Eq. [2.18]}$$

onde,

N_c , N_q e N_γ são os fatores de capacidade de suporte para sapatas corridas submetidas a um carregamento vertical, i e s são os fatores de inclinação e forma da capacidade de suporte,

respectivamente, e o subscrito 1 e 2 indica a camada superior e inferior do solo, respectivamente.

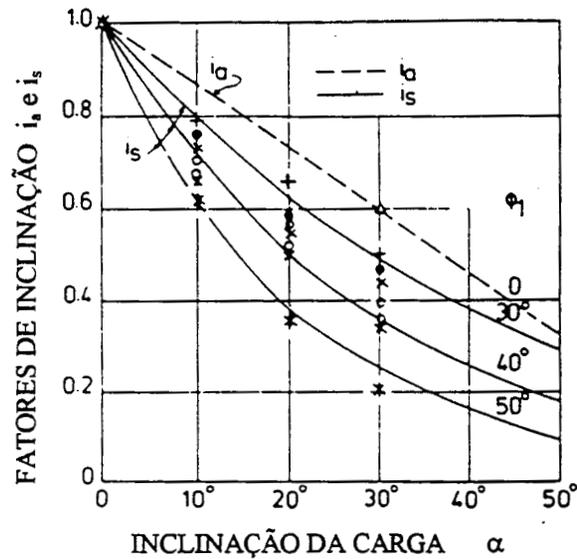


Figura 2.13: Fatores de inclinação para a resistência ao cisalhamento por punção (Meyerhof e Hanna, 1978).

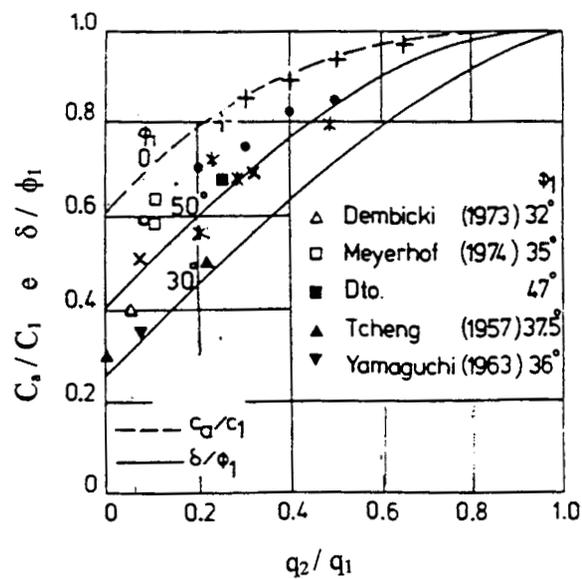


Figura 2.14: Parâmetros do cisalhamento por punção através de um carregamento vertical (Meyerhof e Hanna, 1978).

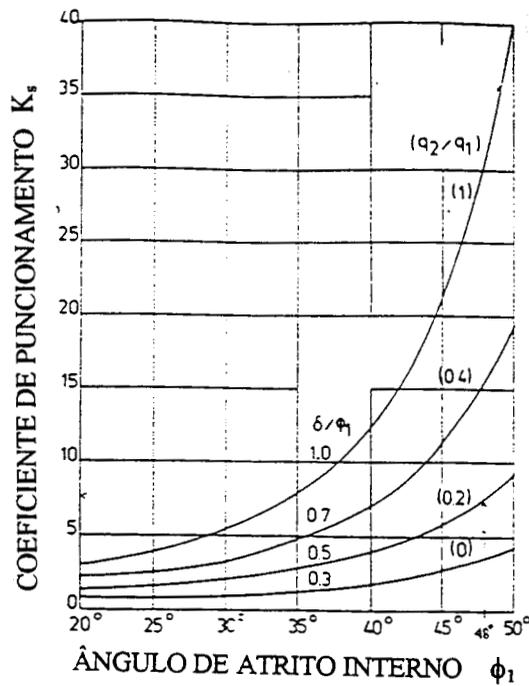


Figura 2.15: Coeficientes de resistência ao cisalhamento por punçamento através de um carregamento vertical (Meyerhof e Hanna, 1978).

Na Figura 2.16, são apresentadas as curvas de capacidade de suporte última (q_{bv}) pela razão entre espessura da camada inferior e a largura da sapata (H/B) obtidas pelo método de Meyerhof e Hanna. Observa-se que o valor da capacidade de suporte é diretamente proporcional ao valor da razão H/B e da profundidade de assentamento da sapata. Em contrapartida, é inversamente proporcional à inclinação da carga aplicada.

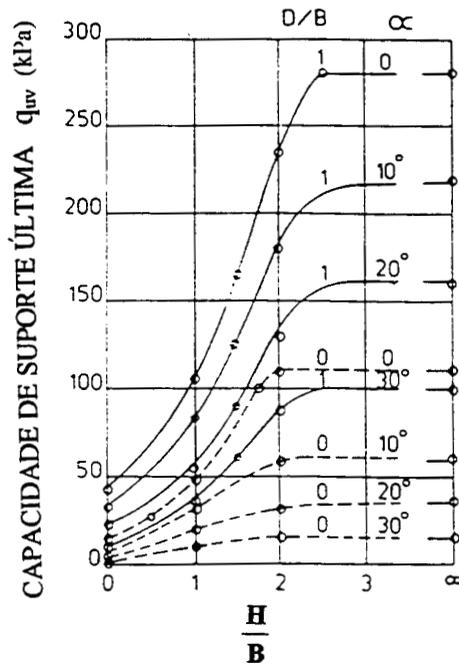


Figura 2.16: Resultados típicos da capacidade de suporte para perfis de solos estratificados (Meyerhof e Hanna, 1978).

Caso 2: Camada mole sobreposta a uma camada rígida (Figura 2.17):

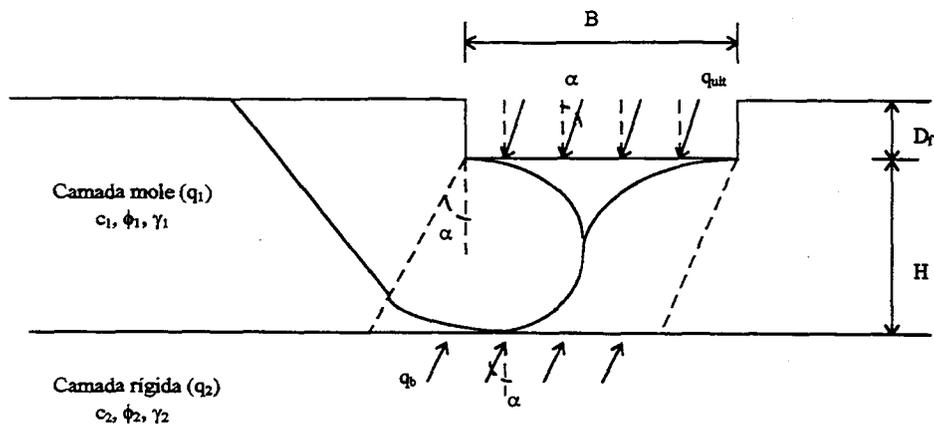


Figura 2.17: Superfície de ruptura do solo abaixo da sapata devido a um carregamento inclinado (Meyerhof e Hanna, 1978).

Neste segundo caso, onde $q_2/q_1 \gg 1$, a superfície de ruptura forma-se em sua totalidade dentro da massa de solo que compõe a camada superior. Esta camada, por estar confinada entre uma camada de solo de maior capacidade de suporte e a sapata carregada, concentra em sua massa as tensões transferidas pelo carregamento, provocando um deslocamento lateral da massa de solo e, por consequência, a formação da superfície de ruptura conforme apresentada, qualitativamente, na Figura 2.17.

A capacidade de suporte última pode ser estimada através de uma aproximação da seguinte relação semi-empírica:

$$q_{uv} = q_{tv} + (q_{bv} - q_{tv}) \cdot \left(1 - \frac{H}{H_f}\right)^2 \geq q_{tv} \quad \text{Eq. [2.19]}$$

onde,

H_f é a profundidade da superfície de ruptura na camada superior de solo, em um ponto abaixo da sapata, e as capacidades de suportes q_{bv} e q_{tv} são determinadas através das Equações 2.17 e 2.18, respectivamente. A razão H_f/B , para sapatas corridas, sob um carregamento vertical, varia de 1, para solos argilosos e areias fofas, a 2, para areias densas. Entretanto, para sapatas circulares, pode-se adotar o valor igual a 1 para todos os tipos de solos. O valor desta

razão decresce com o aumento da inclinação da carga e pode ser zero quando a ruptura se dá por puncionamento puro.

Hanna e Meyerhof (1979), estenderam o método de determinação da capacidade de suporte de fundações sobre solos de duas camadas para solos com três camadas. Neste estudo, o solo estratificado era composto por três camadas de areias com compacidades diferentes. Segundo os autores, se duas camadas de solos rígidos são sobrepostos a um depósito de solo mole, a capacidade de suporte última do sistema para uma ruptura por puncionamento pode ser estimada através da extensão da teoria estabelecida para rupturas por puncionamento em perfis de duas camadas. A teoria e alguns ensaios em sistemas de três camadas mostraram que a capacidade de suporte última da fundação cresce rapidamente com o aumento das espessuras das camadas rígidas superior e média, atingindo um valor máximo, quando tem-se uma camada superior rígida de grande espessura.

Destacam-se ainda duas outras metodologias de análise disponíveis para solos coesivos-friccionais, cujo desenvolvimento é discutido a seguir. Entretanto, não foi possível sua utilização devido a impossibilidade de determinação de alguns dos parâmetros constitutivos necessários à análise.

Método de Florkiewicz:

Florkiewicz (1989), desenvolveu um estudo sobre a capacidade de suporte de perfis de solos estratificados baseado no método de aproximação cinemática de análise limite (*kinematical approach of limit analysis*). Este método consiste na determinação da carga limite superior para os casos de deformação plana (capacidade de suporte de sapatas corridas) em perfis de solos estratificados, conforme observa-se na Figura 2.18. O método é fundamentado pelo teorema de análise limite, desenvolvido por Drucker e outros, em 1952, que adota a lei de escoamento associado e um comportamento perfeitamente plástico do material:

$$\varepsilon_{ij} = \lambda \cdot \frac{\delta f}{\delta \sigma_{ij}}, \quad \lambda \geq 0 \quad \text{Eq. [2.20]}$$

onde,

ε_{ij} e σ_{ij} são os tensores de deformação e tensão, respectivamente, e λ é um multiplicador escalar não negativo.

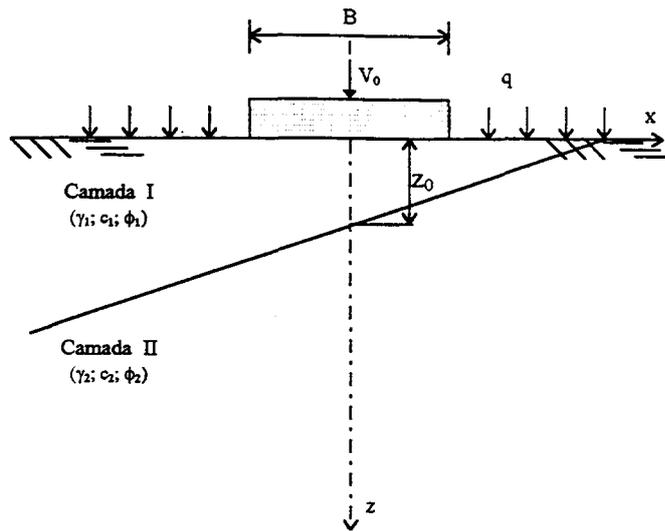


Figura 2.18: Sapata corrida em um perfil de solo de duas camadas (Florkiewicz, 1989).

Em seu estudo, Florkiewicz utilizou somente o teorema da análise limite superior. A aplicação deste teorema requer a elaboração de um mecanismo de ruptura para o sistema, tal que, o limite superior seja obtido através do equilíbrio de forças de trabalho externo e dissipação de energia. O autor aponta como grande dificuldade para a aplicação deste método, a elaboração de um mecanismo de ruptura admissível ao teorema (*kinematically admissible*).

Considera-se somente o mecanismo de movimento rígido dos blocos, a interface deslizante entre os blocos pode ser considerada como uma camada delgada de material Mohr-Coulomb. A velocidade de dissipação de energia D por unidade de área desta interface pode ser expressa como:

$$D = c \cdot [V] \cdot \cos\phi \quad \text{Eq. [2.21]}$$

onde,

c é a coesão do material, ϕ é o ângulo de atrito interno, e $[V]$ representa a diferença de velocidade entre dois blocos separados pela interface.

entre dois blocos são denotadas como $[V_i^1]$, $[V_i^2]$ e $[V_i^3]$, ao longo das descontinuidades b_i ou $(b_i - h_i)$ na camada I, h_i na camada II e r_i na camada II, respectivamente. Os comprimentos das descontinuidades a_i , b_i , h_i e r_i podem ser expressos em função da largura B da sapata e dos ângulos α_i e β_i .

Na Figura 2.20, é apresentado uma comparação de resultados experimentais com os valores encontrados por Florkiewicz, utilizando o método teórico. Analisando a figura, percebe-se uma excelente aproximação entre os resultados experimentais teóricos, comprovando a eficiência deste método para as condições verificadas.

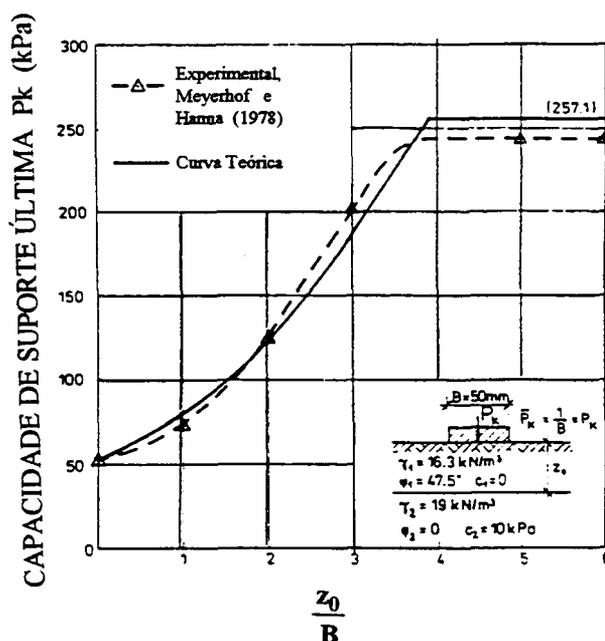


Figura 2.20: Resultados experimentais e teóricos para uma camada de solo não-coesivo sobreposta a uma camada de solo mole (Florkiewicz, 1989).

Método de Michalowski e Shi:

Michalowski e Shi (1995) estudaram o comportamento de fundações superficiais assentes em perfis de solos estratificados de duas camadas. Assim como Florkiewicz, os autores também fundamentaram seus estudos na teoria da análise limite, utilizando os princípios da *kinematic approach of limit analysis*.

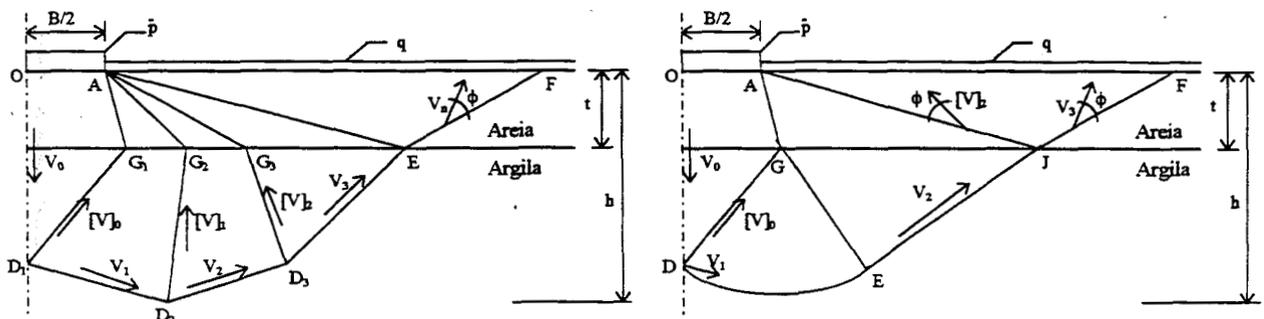
Os autores estabeleceram dois mecanismos distintos de ruptura do solo. O primeiro mecanismo, apresentado na Figura 2.21a), consiste no deslocamento de blocos rígidos, tal que a velocidade de trabalho devido a um esforço desconhecido de tração abaixo da metade da sapata é igual a $\bar{p} \cdot V_0 \cdot B/2$ onde V_0 representa a magnitude da velocidade vertical da sapata. O teorema do limite superior é usado para calcular a pressão limite média \bar{p} ao longo da superfície OA, com ação do esforço de tração q ao longo de AF. A tração média pode ser escrita como:

$$\bar{p} = \frac{2}{B \cdot V_0} \cdot \left[\int_{\nu} \sigma_{ij} \cdot \epsilon_{ij} \cdot d\nu - \int_S q_i \cdot V_i \cdot dS - \int_{\nu} \gamma_i \cdot V_i \cdot d\nu \right] \quad \text{Eq. [2.23]}$$

onde,

ϵ_{ij} e V_i são, respectivamente, o tensor de velocidade de deformação e o vetor de velocidade no mecanismo de ruptura cinematicamente admissível; σ_{ij} é o tensor de tensão; q_i é o vetor de tração na superfície S (representada por AF); γ_i é o vetor do peso específico do solo; ν é o volume de massa envolvida no colapso.

O segundo mecanismo de ruptura, apresentado na Figura 2.21b), consiste no movimento dos blocos AGDOA e AGEJA como corpos rígidos, e a região GDE deformando de forma continuamente.



a) Mecanismo de ruptura por movimento de blocos rígidos

b) Mecanismo de ruptura com deformação contínua na camada de argila

Figura 2.21: Mecanismos de ruptura para perfis de solos de duas camadas (Michalowski e Shi, 1995).

Michalowski e Shi (1995) apresentaram, em forma de ábacos, correlações entre a capacidade de suporte da fundação com os parâmetros de resistência do solo (C_u = resistência não drenada da camada de argila; ϕ = ângulo de atrito interno da camada de areia) e com as condições de contorno estabelecidas pelos autores (B = largura da sapata; t = espessura da camada superior) e a presença ou não da ação de sobrecarga (q). Os resultados são apresentados na forma adimensional, utilizando-se como divisor o termo γB (γ = peso específico do solo). O coeficiente adimensional $\bar{p}/\gamma B$, que representa a tensão limite média atuante debaixo da sapata, e, por conseqüência, a capacidade de suporte da fundação, pode ser determinado através do uso de ábacos semelhantes ao apresentado na Figura 2.22.

Na Figura 2.23, é apresentado um gráfico comparativo entre os valores obtidos por Michalowski e Shi (1995) com os resultados experimentais encontrados por Meyerhof e Hanna (1978) e valores obtidos com o uso dos ábacos propostos por Hanna e Meyerhof (1980). Observa-se um comportamento semelhante entre os três métodos, com valores da tensão limite média bem próximos.

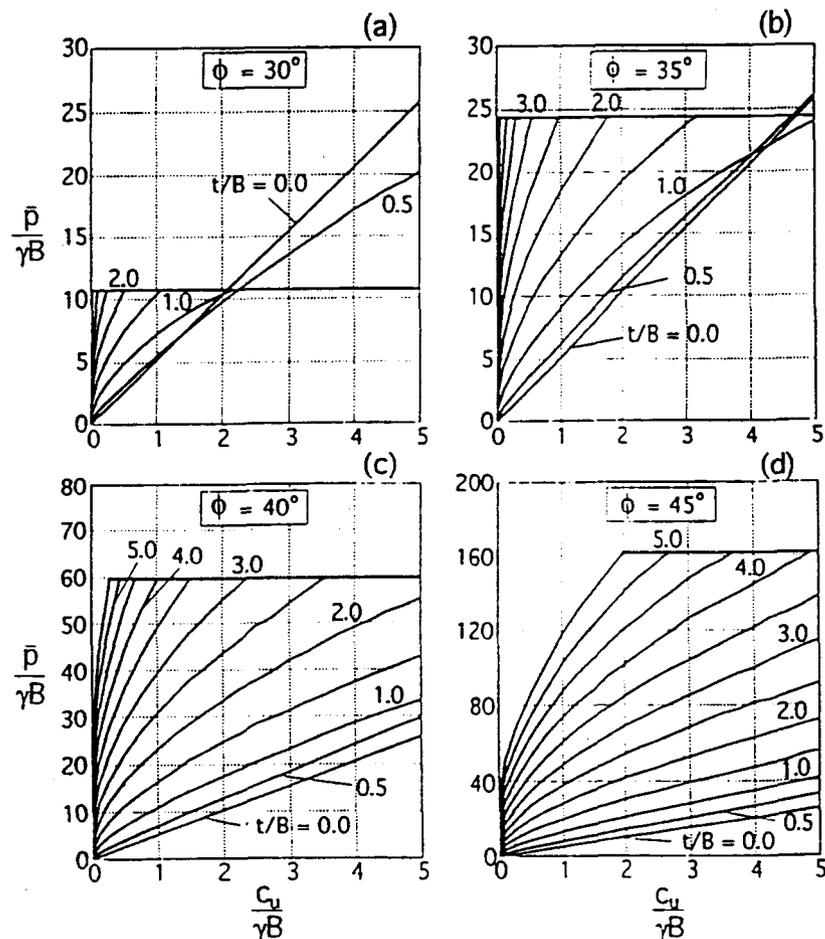


Figura 2.22: Tensão limite média em solos estratificados - $q/\gamma B = 0$ (Michalowski e Shi, 1995).

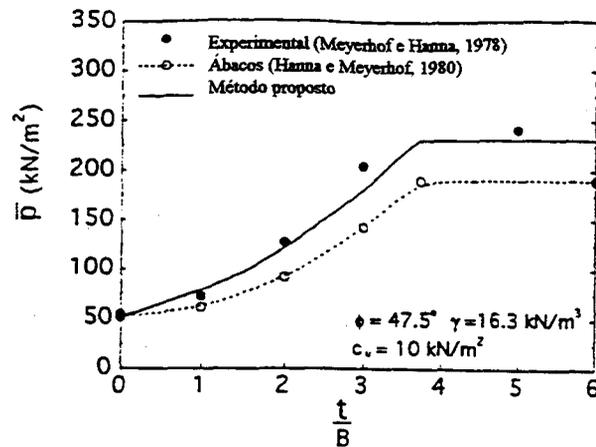


Figura 2.23: Comparação entre resultados calculados e experimentais em sapatas de $B = 0,05 \text{ m}$ e $q = 0$ (Michalowski e Shi, 1995).

Método de Burd e Frydman:

Burd e Frydman (1995) apresentaram um estudo sobre a capacidade de suporte de fundações corridas em perfis de solos estratificados. Neste estudo, os autores analisaram e discutiram alguns métodos analíticos de cálculo da capacidade de suporte, além de modelos numéricos. Os autores apontaram como relevante a utilização de coeficientes de punção, proposto por Meyerhof e Hanna (1978), e os métodos baseados no teorema da análise limite, estudados por Florkiewicz (1989) e por Michalowski e Shi (1995). Todavia, seus estudos concentraram-se principalmente nos modelos numéricos, que permitem um maior compreensão do comportamento da fundação, além de permitir simulações para diferentes condições. Para tal, deve-se logicamente ter parâmetros confiáveis do solo e um modelo constitutivo compatível com o comportamento verificado em campo.

2.3 PREVISÃO DE RECALQUES

O recalque de uma fundação consiste basicamente de três partes: recalque imediato, recalque por adensamento e recalque secundário ou creep. O *recalque imediato* ocorre durante a aplicação da carga, como resultante das deformações elásticas do solo com variação do volume de água contida. O *recalque por adensamento* é resultante da redução de volume do

solo devido a dissipação do excesso de poro-pressão. Por último, o *recalque secundário* ou *creep* ocorre por um longo período de anos, depois de ocorrida toda a dissipação do excesso de poro-pressão no solo e, é causado pela resistência de contato entre as partículas do solo submetidas a um esforço de compressão. O recalque final é a soma das três parcelas. Na Figura 2.24, é apresentado um diagrama ilustrando os vários estágios de movimentação e recalques do solo durante o processo de execução de uma obra.

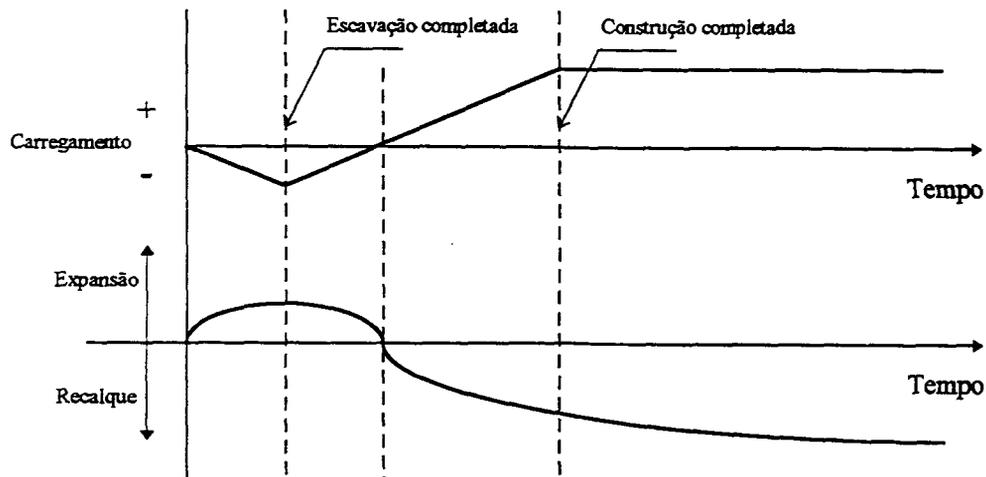


Figura 2.24: Relação carga-recalque x tempo para uma estrutura (Tomlinson, 1996).

No caso de fundações em areias medianamente densas a densas, os recalques imediatos e por adensamento são relativamente de pequena ordem. Uma proporção elevada do recalque total ocorre com o tempo, após a completa transferência de carga. Similarmente, uma elevada proporção dos recalques em uma fundação, assentada em areias fofas, ocorre no momento seguinte à aplicação da carga.

Um grande número de procedimentos empíricos tem sido utilizado por diferentes autores para estimar o recalque de fundações superficiais. As equações matemáticas propostas foram derivadas de análises estatísticas de provas de carga executadas em campo e em laboratório (modelos reduzidos) e a partir de um grande número de casos históricos estudados. Basicamente, os métodos consideram que, para um mesmo nível de tensões, a relação entre o recalque de modelo e do protótipo é uma função da relação entre a largura B do protótipo e do modelo:

$$\frac{\rho}{\rho_0} = f\left(\frac{B}{b_0}\right) \quad \text{Eq. [2.24]}$$

A expressão mais difundida para estimar o recalque de fundações superficiais a partir de provas de carga em placa foi introduzida por Terzaghi e Peck (1967) e tem a seguinte forma:

$$\frac{\rho}{\rho_0} = \left(\frac{2 \cdot B}{B + 0,3}\right)^2 \quad \text{Eq. [2.25]}$$

Bjerrum e Eggstad (1963), baseados em um estudo estatístico de casos históricos e provas de carga, verificaram que a correlação entre o recalque e a dimensão da área carregada apresenta uma apreciável dispersão. Os autores propõem envoltória de valores máximos, mínimos e médios da relação $B/b_0 \times \rho/\rho_0$, que correspondem a areias de densidade alta, baixa e média, respectivamente.

Barata (1966) em seus trabalhos experimentais contorna o problema da opção e definição sobre o tipo de módulo mais conveniente para aplicação nas fórmulas. O autor desenvolveu um método de determinação indireta e in situ do módulo E , que se baseia, em primeiro lugar, na existência de uma correlação entre o módulo de elasticidade (E) e a resistência de ponta (q_c) do ensaio de cone, representada através da Equação 2.26.

$$E = a \cdot q_c \quad \text{Eq. [2.26]}$$

onde,

a = Coeficiente de correção (Coeficiente de Buisman), função do tipo de solo, conforme apresentado na Tabela 2.2:

Tabela 2.2: Valores do coeficiente de Buisman (Barata, 1966).

Tipo de Solo	Coeficiente de Buisman
Silte Arenoso pouco Argiloso	1.15
Areia Siltosa	1.20
Silte Argiloso	2.40
Aterro Argiloso Compactado	3.40

Shultze e Sherif (1973) estabeleceram uma relação empírica entre o valor N-SPT, a dimensão da fundação e o fator de embutimento, para determinar os recalques de uma fundação superficial apoiada em areias.

Burland e Burbidge (1985) estabeleceram outra correlação empírica, baseada no ensaio de penetração à percussão (SPT), para o cálculo dos recalques em fundações superficiais assentes em solos arenosos e pedregulhosos. Quando o valor de N-SPT cresce linearmente com a profundidade, como no caso de areias normalmente adensadas, o método proposto por Burland e Burbidge (1985) tende a dar valores elevados de recalques para solos moles com N-SPT < 10 comparado aos valores obtidos pelo método proposto por Shultze e Sherif (1973). Isto ocorre devido ao método ser baseado no valor de N-SPT encontrado na profundidade de assentamento da fundação. Convencionalmente, o método proposto por Burland e Burbidge (1985) apresenta valores menores de recalques para solos com N-SPT > 30.

Schmertmann, Hartman e Brown (1978) estabeleceram uma correlação entre a resistência de cone (q_c) e o módulo elástico do solo (E), de forma a permitir a determinação dos níveis de recalques em fundações superficiais. Segundo os autores, para uma relação entre as dimensões do elemento de fundação (L/B) igual a 1, adota-se $E_s = 2,5q_c$ e, para a relação (L/B) maior que 10, adota-se $E_s = 3,5q_c$. Lunne e Christoffersen (apud Tomlinson, 1996) estabeleceram, para areias normalmente adensadas, outras correlações entre o módulo de elasticidade do solo e a resistência de cone:

$$\begin{array}{lll} E = 4q_c \text{ (MN/m}^2\text{)} & \text{para} & q_c < 10 \text{ MN/m}^2 \\ E = (2q_c + 20) \text{ (MN/m}^2\text{)} & \text{para} & 10 < q_c < 50 \text{ MN/m}^2 \\ E = 120 \text{ (MN/m}^2\text{)} & \text{para} & q_c > 50 \text{ MN/m}^2 \end{array}$$

Para areias pré-adensadas com $OCR > 2$, Lunne e Christoffersen estabelecem que:

$$\begin{array}{lll} E = 5q_c & \text{para} & q_c < 50 \text{ MN/m}^2 \\ E = 250 \text{ (MN/m}^2\text{)} & \text{para} & q_c > 50 \text{ MN/m}^2 \end{array}$$

2.3.1 CÁLCULO DE RECALQUES PELA TEORIA DA ELASTICIDADE

Apesar do comportamento dos solos não ser perfeitamente elástico linear, a utilização da Teoria da Elasticidade é amplamente difundida na prática de Engenharia. Isto se deve, principalmente à existência de soluções fechadas que contemplam as condições de contorno usuais na prática de Engenharia.

Correlações semi-empíricas, obtidas através de resultados de ensaios de placa e análise de diversos casos históricos, além do uso de modelos numéricos, foram desenvolvidas para as mais diversas condições de carregamento e contorno (ex: relação entre módulos de elasticidade das camadas de solo, geometria do problema). Elas são freqüentemente utilizadas na determinação dos valores de recalques elásticos em fundações superficiais. Steinbrenner (1934), Palmer e Barber (1940), Odemark (1949), Ueshita e Meyerhof (1968), Vesic (1963), Thenn de Barros (1966) são exemplos de soluções elásticas apresentadas por Poulos e Davis (1974), para a determinação de recalques elásticos em sistemas de múltiplas camadas.

Na Figura 2.25 é apresentado um desenho esquemático que ilustra as condições supostas nas soluções elásticas, descritas por Poulos e Davis (1974), que serão a seguir apresentadas. Algumas destas soluções servirão como ferramenta para a análise da deformabilidade do solo estudado desenvolvido neste trabalho e apresentado no Capítulo 6.

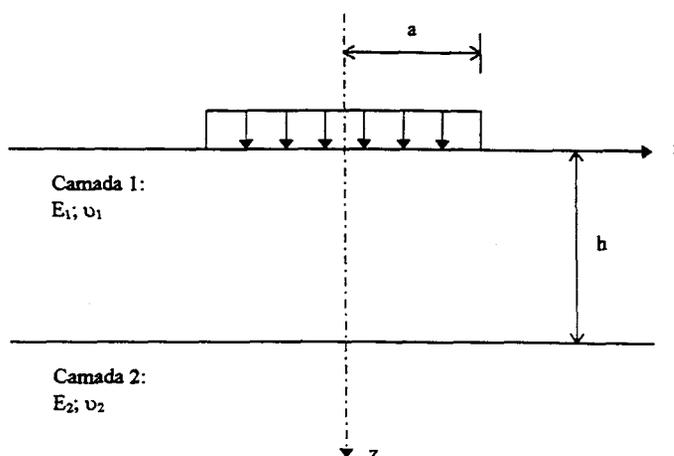


Figura 2.25: Carregamento vertical uniformemente distribuído em uma área circular (Poulos e Davis, 1974).

Método de Palmer e Barber:

Para um sistema de duas camadas de solo, Palmer e Barber (1940) [Apud Poulos e Davis, 1974] supõem que a camada superior, de espessura h , módulo de elasticidade E_1 e $\nu = \nu_1$, deve ser substituída por uma camada de espessura equivalente h_e com o material da camada inferior de solo (módulo = E_2 e $\nu = \nu_2$):

$$h_e = \left\{ \frac{E_1 \cdot (1 - \nu_1^2)}{E_2 \cdot (1 - \nu_2^2)} \right\}^{1/3} \quad \text{Eq. [2.30]}$$

O recalque é obtido através da soma do deslocamento vertical da camada de solo equivalente entre as profundidades $z = 0$ e $z = h_e$, sendo para o deslocamento vertical até a profundidade h_e como uma massa semi-infinita. Por exemplo, para o caso de uma sapata circular (raio = a) apoiada em um sistema de duas camadas, tendo $\nu_1 = \nu_2 = 0,5$, o recalque ρ_1 na profundidade h_e é:

$$\rho_1 = \frac{1,5 \cdot p \cdot a^2}{E_2 \cdot \left[a^2 + h_e^2 \cdot \left(\frac{E_1}{E_2} \right)^{2/3} \right]^{1/2}} \quad \text{Eq. [2.31]}$$

O recalque dentro da camada superior, ρ_2 é:

$$\rho_2 = \frac{E_2}{E_1} \cdot \left\{ \frac{1,5 \cdot p \cdot a}{E_2} - \rho_1 \right\} \quad \text{Eq. [2.32]}$$

O recalque total é determinado a partir de $\rho = \rho_1 + \rho_2$:

$$\rho = \frac{1,5 \cdot p \cdot a}{E_2} \cdot \left\{ \frac{a}{\left[a^2 + h_e^2 \cdot \left(\frac{E_1}{E_2} \right)^{2/3} \right]^{1/2}} \cdot \left(1 - \frac{E_2}{E_1} \right) + \frac{E_2}{E_1} \right\} \quad \text{Eq. [2.33]}$$

Método de Thenn de Barros:

Este método foi desenvolvido para determinar o recalque em sistemas de três camadas. Sendo as duas camadas superiores substituídas por uma camada de espessura $h_1 + h_2$, o módulo equivalente determinado através da seguinte expressão:

$$E_e = \left\{ \frac{h_1 \cdot \sqrt[3]{E_1} + h_2 \cdot \sqrt[3]{E_2}}{h_1 + h_2} \right\}^3 \quad \text{Eq. [2.34]}$$

O recalque elástico é determinado através do uso da seguinte expressão:

$$\rho = \frac{1,755 \cdot p \cdot a}{E_2} \cdot I_p \quad \text{Eq. [2.35]}$$

onde,

I_p = fator de deflexão, determinado através da Figura 2.27, onde o módulo $E_1 = E_e$, obtido através da Equação [2.34], e o módulo E_2 = módulo elástico da terceira camada.

Para perfis de duas camadas, adota-se E_1 = módulo elástico da camada superior de solo e E_2 = módulo elástico da camada inferior de solo, não sendo necessário o cálculo do módulo equivalente apresentado na Equação [2.34].

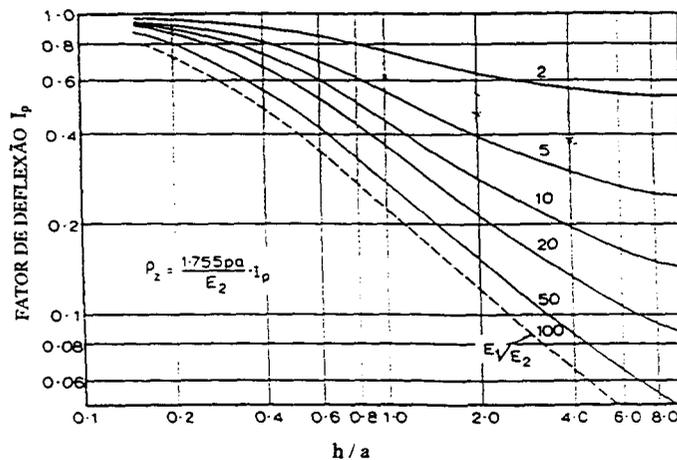


Figura 2.27: Recalques obtidos no centro de uma área circular carregada. $\nu_1 = \nu_2 = 0,35$ (Poulos e Davis, 1974).

Método de Ueshita e Meyerhof:

Ueshita e Meyerhof (1967) estudaram de forma teórica e experimental as deformações em sistemas de solos estratificados carregados por uma área circular. Eles verificaram a validade da teoria da elasticidade aplicada nos problemas de deformações de sistemas de solos estratificados. Na análise dos dados experimentais, foi suposto que a deformação abaixo da placa circular rígida é igual a deflexão média de uma área circular flexível uniformemente carregada, como é aproximadamente o caso para uma camada elástica semi-infinita. O equipamento utilizado foi um modelo reduzido de ensaio de carregamento em placas, e os materiais utilizados foram argila, areia e solo-cimento. Os autores apresentaram diversas curvas carga x recalques de perfis de solos com duas e três camadas, tendo como variáveis os seguintes fatores: $E_1/E_2 = 2, 10 \text{ e } 100$; $E_2/E_3 = 2, 10 \text{ e } 100$; $\nu_1 = \nu_2 = \nu_3 = 0,5$; $T/a = 0,5, 1, 2 \text{ e } 4$; $t_1/T = 0, 0,2, 0,4, 0,6, 0,8 \text{ e } 1$. Sendo, $E_1, E_2 \text{ e } E_3$ o módulo de elasticidade correspondente a primeira, segunda e terceira camadas, respectivamente; $\nu_1, \nu_2 \text{ e } \nu_3$ o coeficiente de Poisson correspondente a primeira, segunda e terceira camadas, respectivamente; T = espessura total da primeira e segunda camadas; t_1 = espessura da primeira camada.

A Figura 2.28, apresentada por Ueshita e Meyerhof (1967), mostra um gráfico entre o coeficiente de módulo equivalente ($1/F_{co}$) e o fator de espessura (T/a), para um perfil de solo de duas camadas. Percebe-se, que para um mesmo fator de espessura e maior relação entre os módulos de elasticidade (E_1/E_2), maior será o valor coeficiente de módulo equivalente. Este coeficiente é posteriormente utilizado para o cálculo do módulo equivalente E_c (ver Equação 2.37), que nada mais é o módulo de elasticidade representativo da união das duas camadas.

$$F_{co} = \frac{w_{co}}{\left[\frac{2 \cdot (1 - \nu_s^2)}{E_s} \cdot p \cdot a \right]} \quad \text{Eq. [2.36]}$$

$$E_c = \frac{1}{F_{co}} \cdot E_s \quad \text{Eq. [2.37]}$$

onde, F_{co} = fator de deflexão no centro da área carregada

w_{co} = deflexão no centro da área carregada

E_s e ν_s = módulo de elasticidade e coef. de Poisson da camada de solo inferior

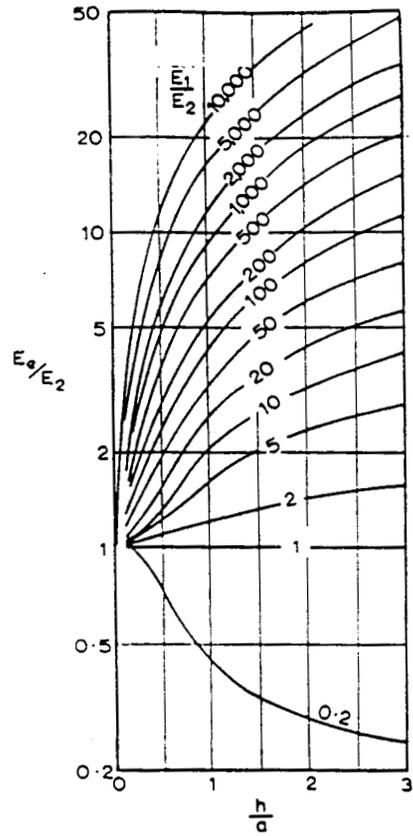


Figura 2.28: Relação teórica entre o coeficiente de módulo equivalente e o fator de espessura para um sistema de duas camadas (Ueshita e Meyerhof, 1967).

CAPÍTULO 3

CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO

A Universidade Federal do Rio Grande do Sul, em parceria com a Companhia Estadual de Energia Elétrica (CEEE), mantém no Município de Cachoeirinha, RS, um campo experimental onde vem sendo desenvolvido um amplo programa de pesquisas que abrange as mais diversas questões e problemas geotécnicos. Tal programa envolve o estudo de caracterização e comportamento de solos lateríticos, a determinação de parâmetros geotécnicos *in situ* viabilizando possíveis estudos analíticos e numéricos, a análise do comportamento de torres para linhas de transmissão, o estudo do comportamento de solos melhorados para o uso em projetos geotécnicos, além de estudos relacionados ao comportamento de estacas e micro-estacas, análise de integridade e mecanismos de interação solo-estrutura.

Seguindo a linha de pesquisa que estuda o comportamento de solos melhorados para o uso em fundações superficiais e em pavimentação, este trabalho busca contribuir para o desenvolvimento do conhecimento através da realização de ensaios de placa apoiadas em solos tratados.

3.1 LOCALIZAÇÃO

O local de estudo situa-se no Campo Experimental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, localizado no município de Cachoeirinha, RS, junto à subestação da Companhia Estadual de Energia Elétrica (CEEE), próximo à rodovia estadual RS 020, conforme mostrado na Figura 3.1 (Cudmani, 1994).

É apresentado na Figura 3.2 o levantamento topográfico do Campo Experimental da UFRGS, onde tem-se uma visão da disposição dos ensaios de campo já realizados no local e dos ensaios realizados neste trabalho.

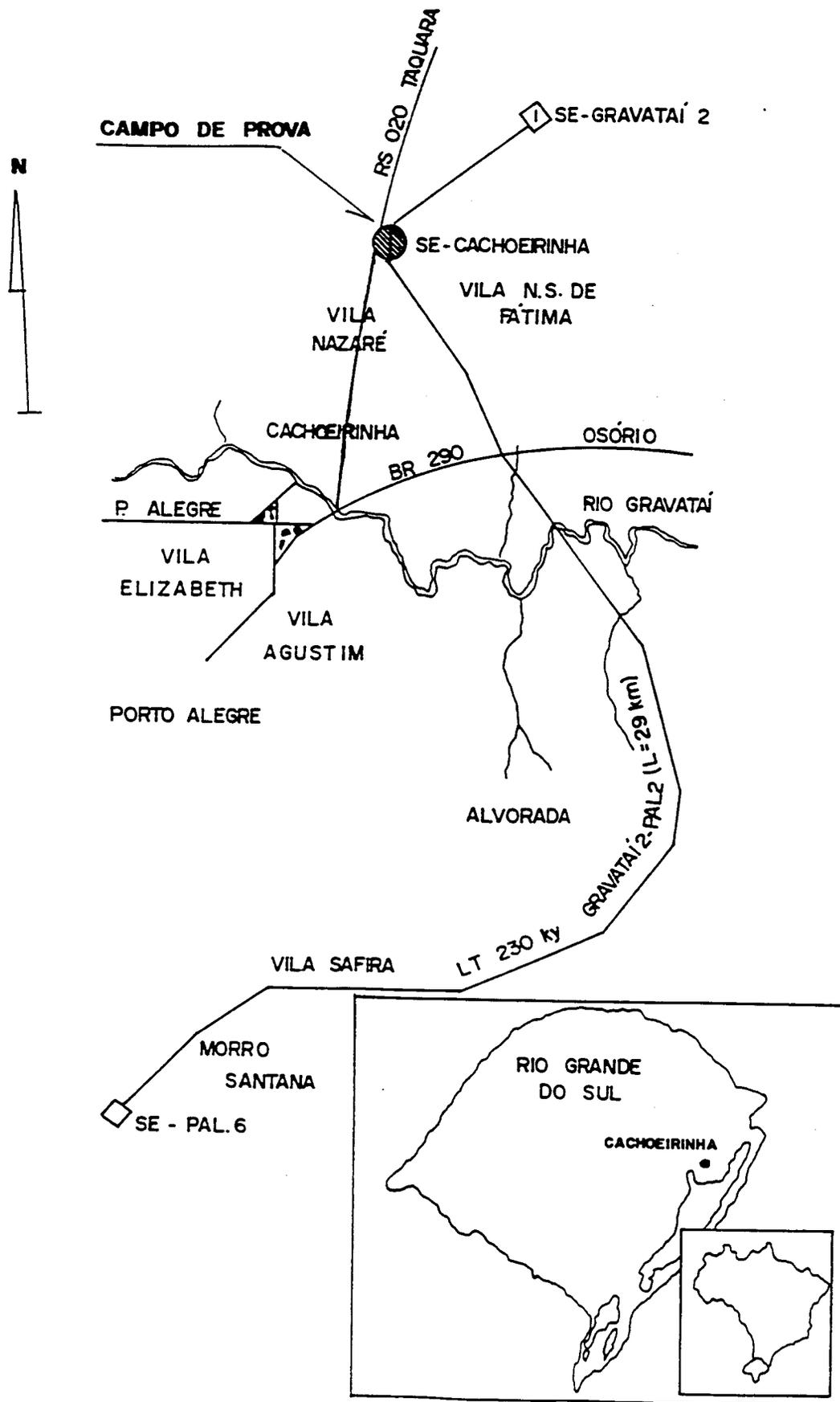


Figura 3.1.: Localização do campo experimental

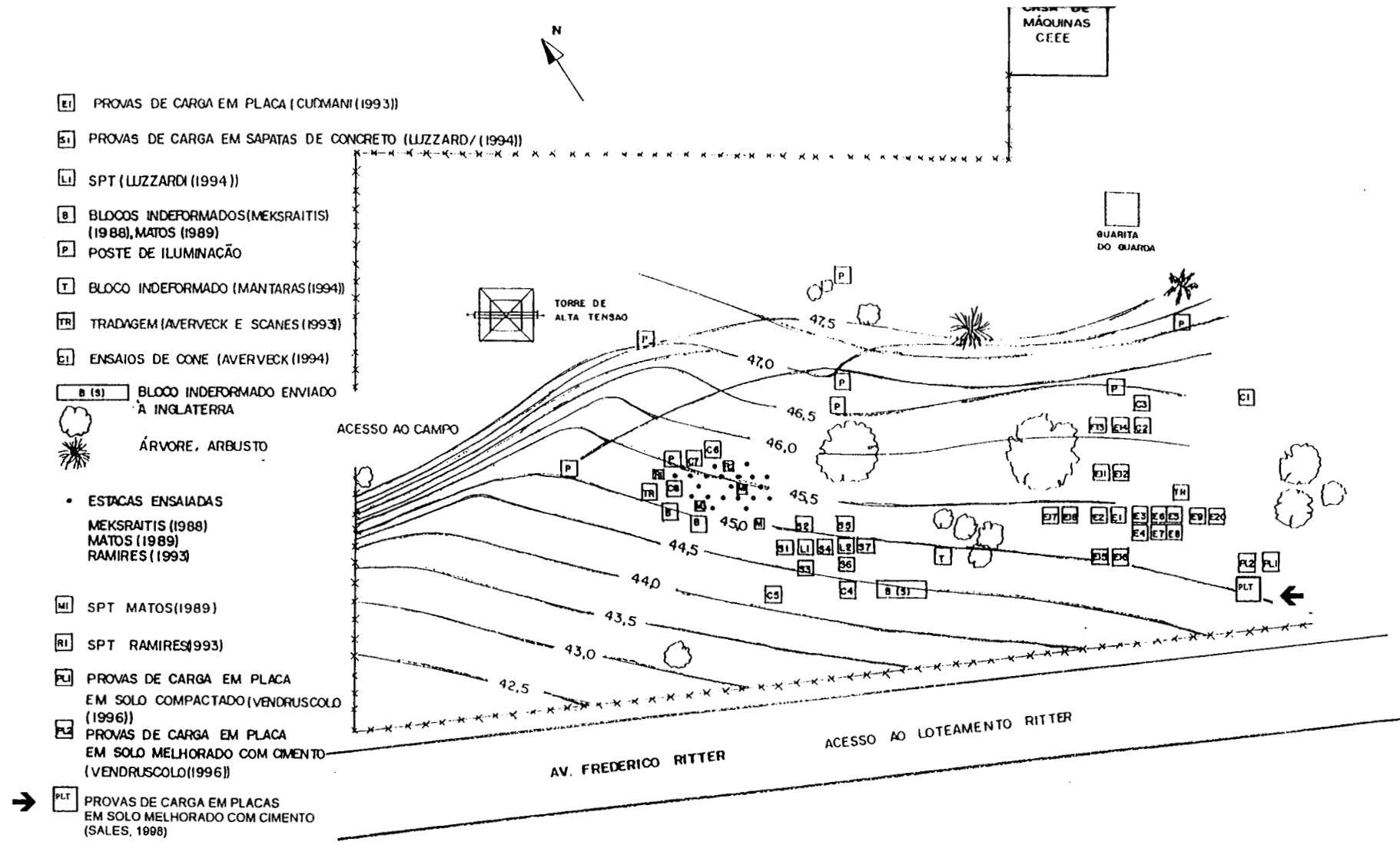


FIG. 3.2.-LOCALIZAÇÃO DOS ENSAIOS NO CAMPO EXPERIMENTAL

LEVANTAMENTO TOPOGRAFICO DO CAMPO DE PROVAS DA UFRGS	
ROBERTO CUDMANI, FERNANDO MANTARAS JOSE H.C. AVERBECK, SUYEN NAKAHARA MARCIO A. VENDRUSCOLO	
ESC. 1/500	1996

3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E PEDOLÓGICA

A região apresenta uma formação geológica constituída pelas Formações Rosário do Sul e Rio do Rastro (Prezzi, 1990). A Rosário do Sul apresenta arenitos médios a finos, siltitos argilosos e lamitos de cores vermelha a cinza-amarela e branca. A formação Rio do Rastro, estratigraficamente inferior à da Rosário do Sul, é formada por uma alternância de siltitos, siltitos arenosos, arenitos de coloração vermelha a roxa, lamitos e siltitos vermelhos com intercalações de arenitos finos, micáceos, calcíferos, de cor vermelha a amarelo-claro.

Pedologicamente, o solo é classificado como Podzólico Vermelho Amarelo (PV) pertencente à Unidade de Mapeamento Gravataí (Lemos, 1973). Estes solos são caracterizados por não apresentarem minerais expansivos nem lençol freático nos horizontes A e B e, devido ao processo de iluviação de argila do horizonte A para o horizonte B. O horizonte A é mais arenoso e o horizonte B é mais argiloso. São solos profundos e bem drenados, pobres em matéria orgânica.

O horizonte A (0 - 0,8m) é formado por solos areno siltosos, ligeiramente plásticos e pegajosos. É poroso, friável e de transição gradual e plana para o horizonte B, com presença abundante de raízes. Sua coloração predominante é bruno-escura.

O horizonte B (0,8 - 3,0m) é formado por solos argilosos de coloração bruno avermelhado escura a vermelho escura, franco argiloso ou argiloso, com aspecto de maciço poroso, ligeiramente duro, friável, ligeiramente plástico e pegajoso.

O horizonte C é formado *in situ* por solos oriundos de argilito e silito. É argiloso de coloração vermelho-amarela, com mosqueados grandes acinzentados, sendo que o lençol freático ocorre neste horizonte.

O levantamento pedológico da região foi descrito minuciosamente por Dias (1987).

3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO NATURAL

A seguir são apresentados alguns resultados de ensaios de campo e de laboratório obtidos por diversos pesquisadores, em trabalhos anteriormente realizados nesta Universidade.

3.3.1 ENSAIOS DE CAMPO

Meksraitis (1988), Matos (1989) e Ramires (1993) realizaram provas de carga em estacas escavadas e Luzzardi (1987) realizou provas de carga em sapatas quadradas. Cudmani (1994) e Vendruscolo (1996) realizaram ensaios de placa em solo natural e solo melhorado respectivamente. Mántaras (1995) e Nakahara (1995) realizaram ensaios pressiométricos, utilizando o pressiômetro de Ménard, e Prezzi (1990) e Averbeck (1996) realizaram ensaios de cone mecânico e elétrico respectivamente.

Na Figura 3.3 são apresentados vários perfis de resistência do solo natural do Campo Experimental, obtidos através de resultados de ensaios de cone elétrico e mecânico, penetração à percussão (SPT) e o pressiômetro de Ménard. É possível observar que os diferentes tipos de ensaios apresentaram resultados semelhantes em termos de variação de resistência com a profundidade. Observa-se ainda uma clara variação nos valores da resistência à penetração nos trechos de transição entre os horizontes B e C.

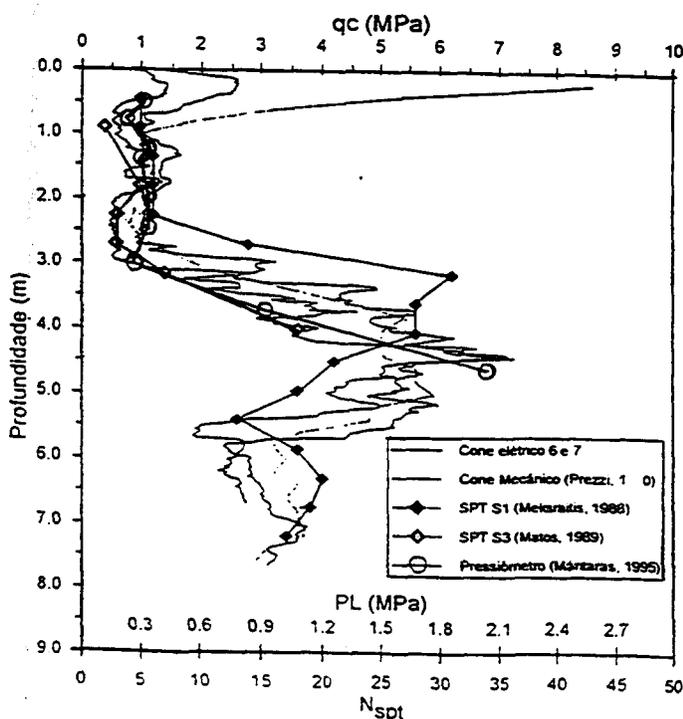


Figura 3.3: Perfil de resistência do solo natural (Averbeck, 1996).

3.3.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

O Campo Experimental serviu como local de ensaios para diversas teses desenvolvidas na UFRGS, logo um grande número de ensaios de caracterização e determinação de propriedades foi realizado para o solo natural da região. Serão apresentados a seguir alguns resultados considerados importantes para o conhecimento do material testado neste trabalho.

3.3.2.1 Índices Físicos

Nakahara (1995) determinou valores dos índices físicos do solo natural que são apresentados na Tabela 3.1, onde tem-se os valores médios da umidade *in situ*, do peso específico natural, do peso específico aparente seco e do índice de vazios, nas profundidades de 0,5 a 4,0m. Nota-se que o lençol freático foi encontrado a 3,5m de profundidade. Outros autores, como Matos (1989) e Mántaras (1995), realizaram ensaios de SPT, pressiômetro e cross-hole aos quais verifica-se que o nível do lençol freático varia de acordo com o local do ensaio e a época do ano em que o ensaio foi executado. Como uma cota média do nível do lençol freático, pode-se admitir como sendo 4,0m.

Tabela 3.1: Valores de índices físicos para o solo natural (Nakahara, 1995).

Profund. (m)	Horiz.	ω_{natural} (%)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e	Sr (%)
0,5	A	17,1	17,5	15,0	0,77	59,1
1,0	A-B	21,1	17,7	14,3	0,85	74,9
1,5	B	25,4	17,7	14,3	0,86	75,5
2,0	B	25,9	18,2	14,8	0,79	77,3
2,5	B	27,2	18,3	14,4	0,84	85,6
3,0	B	26,7	18,7	14,7	0,80	88,8
3,5	C	23,5	20,4	16,7	0,58	100,0
4,0	C	23,3	20,4	16,8	0,58	100,0

3.3.2.2 Análise Granulométrica

Vendruscolo (1996) apresentou um quadro resumo com as análises granulométricas realizadas por Meksraitis (1988), Nakahara (1995) e Rohlfs Jr. (1996) onde observa-se os teores de argila, silte e areia ao longo da profundidade do perfil do solo natural. Os ensaios foram realizados com a adição de defloculante. Analisando os teores determinados, pode concluir-se que o horizonte A sofreu processo de eluviação (Averbeck, 1995), o que lhe

confere uma porcentagem maior de areia. O horizonte AB sofreu processo de iluviação, conferindo-lhe uma estrutura menos porosa e uma porcentagem de argila maior do que a do horizonte A. O horizonte B apresentou-se como o mais argiloso. No horizonte C, a porcentagem de argila aliada as características visuais observadas em campo, sugerem que este é formado a partir do intemperismo da rocha de argilito subjacente. Na Tabela 3.2 são apresentados resultados de análises granulométricas realizadas no solo natural estudado.

Tabela 3.2: Análise granulométrica do solo natural (Vendruscolo, 1996)

Prof. (m)	Meksraitis (1988)					Nakahara (1995)					Rohlfes Jr. (1996)			
	Arg (%)	Silte (%)	Areia (%)			Arg (%)	Silte (%)	Areia (%)			Ped. (%)	Arg (%)	Silte (%)	Areia (%)
			F	M	G			F	M	G				
0,5	15	30	50	5	0	20	22	40	15	3	-	23	15	62
1,0	24	32	38	6	0	40	17	30	11	2	-	-	-	-
1,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	45	12	43
1,5	-	-	-	-	-	41	17	31	9	2	-	-	-	-
1,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	42	14	44
2,0	30	28	38	4	0	36	18	35	9	2	-	-	-	-
2,5	-	-	-	-	-	32	17	38	11	2	-	-	-	-
3,0	22	28	45	5	0	20	22	44	11	2	-	-	-	-
3,2	25	30	40	5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,7	20	30	44	6	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-

3.3.2.3 Limites de Atterberg e Atividade Coloidal

A Figura 3.4 apresenta os valores dos índices plotados em relação à profundidade. Nela verifica-se que os valores de IP decrescem com a profundidade, o que resulta em uma redução nos valores da atividade coloidal do solo. Segundo Skempton (1953), a medida da atividade da fração argilosa no solo é definida pela Equação 3.1.

$$I_a = \frac{IP}{\% \text{ argila} < 2\mu} \quad \text{Eq. [3.1]}$$

Este índice indica a maior ou menor influência das propriedades mineralógicas e químico-coloidal da fração argila nas propriedades geotécnicas de um solo argiloso. Na Tabela 3.3 tem-se os valores do índice de atividade coloidal determinados para o solo natural. Como pode-se observar, os valores são baixos. Segundo Vargas (1978), para valores de I_a entre 0,75 e 1,25 o solo apresenta atividade normal e valores acima de 1,25 o solo é considerado ativo, indicando que este solo apresenta uma baixa capacidade de atividade coloidal. Além disso, os

valores baixos confirmam a presença dominante de argilas do tipo caolinita. Rohlfses Jr. (1996) realizou ensaios de Difração de Raios-X em amostras de solo natural, glicolada e calcinada e observou a predominância dos argilo-minerais caolinita e clorita.

Tabela 3.3: Índice de atividade coloidal versus profundidade (Nakahara, 1995)

Profund. (m)	Ia
1,0	0,9
1,5	0,5
2,0	0,7
2,7	0,4
3,0	0,9
4,0	0,5

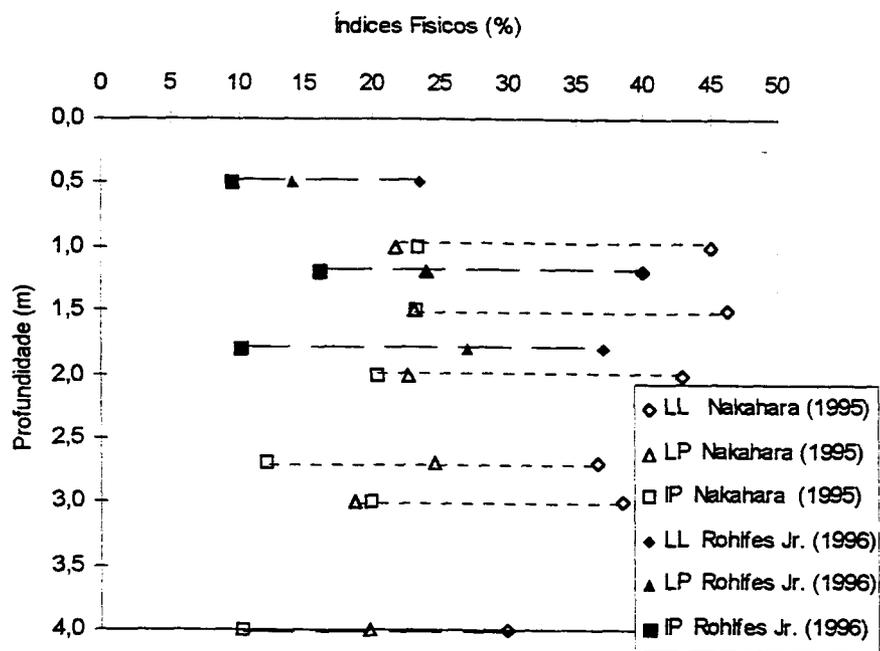


Figura 3.4: Índices físicos versus profundidade

3.3.2.4 Medidas de Sucção

Os solos lateríticos apresentam considerável variação de porosidade e elevados valores de índices de vazios, conferindo-lhes um alto índice de condutividade hidráulica. Associado às condições climáticas, são frequentemente não saturados, apresentando uma poro pressão negativa denominada sucção. Esta sucção pode ser dividida em duas parcelas: uma decorrente das forças capilares e de absorção ocorrentes na água do solo, denominada de sucção matricial

e a segunda parcela é referente às forças osmóticas que ocorrem na água, denominada de sucção osmótica. A importância que cada parcela da sucção tem na análise de comportamento e determinação de propriedades dos solos lateríticos tem sido estudada por diversos autores. A análise em tensões efetivas e não em tensões totais vem sendo uma prática cada vez mais comum no meio técnico-científico da Mecânica dos Solos para resolver problemas práticos de geotecnia.

Nakahara (1995) mediu valores de sucção para o solo natural através de uma célula de pressão. Os ensaios foram realizados sobre amostras moldadas em anéis cortantes, mantendo-se sua estrutura natural e condições iniciais. Na Figura 3.5 tem-se a curva característica do solo natural obtida por Nakahara.

Para os valores de umidade *in situ*, entre 23% e 26% os valores de sucção são pequenos, variando entre 50 e 10 kPa e, não foram considerados em análises posteriores. Esta simplificação, traz como consequência a hipótese de que o comportamento do solo é condicionado pelas ligações físico-químicas devido à cimentação.

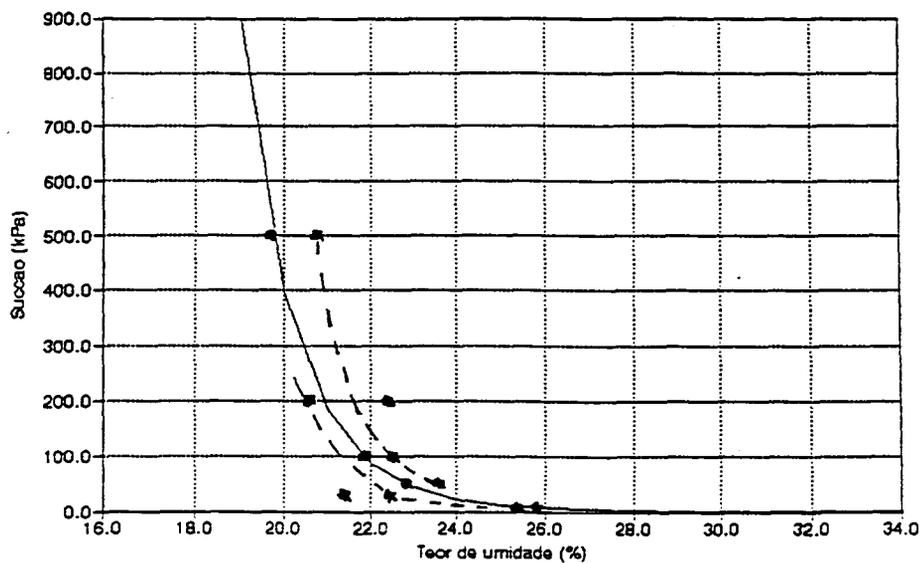


Figura 3.5: Curva característica do horizonte B (Nakahara, 1995)

3.3.2.5 Ensaios Triaxiais

Foram realizados ensaios triaxiais consolidados drenados do tipo CID em amostras saturadas por aplicação de contra-pressão nas tensões de confinamento de 20, 60 e 100 kPa

(Rohlfes Jr., 1996). Os ensaios triaxiais foram realizados com medição interna de deformação axial, utilizando instrumentação interna, a base de sensores de efeito Hall. A aplicação da pressão confinante e da contra-pressão é feita através de um sistema de potes de óleo. A partir desses ensaios, obteve-se os valores dos parâmetros de resistência do material como sendo: coesão de 18,7 kPa e ângulo de atrito interno de 24,2 graus. Esses ensaios são mostrados na Figura 3.6, onde observa-se também as curvas de variação volumétrica em relação à deformação axial. Nota-se que para as três tensões de confinamento o solo não apresenta tensões de pico; a rigidez inicial varia com o nível das tensões de confinamento. Sugere-se que, para tensões de confinamento de 60 e 100 kPa, houve quebra de estrutura cimentante gerando incertezas quanto à medição da rigidez para as condições *in situ*.

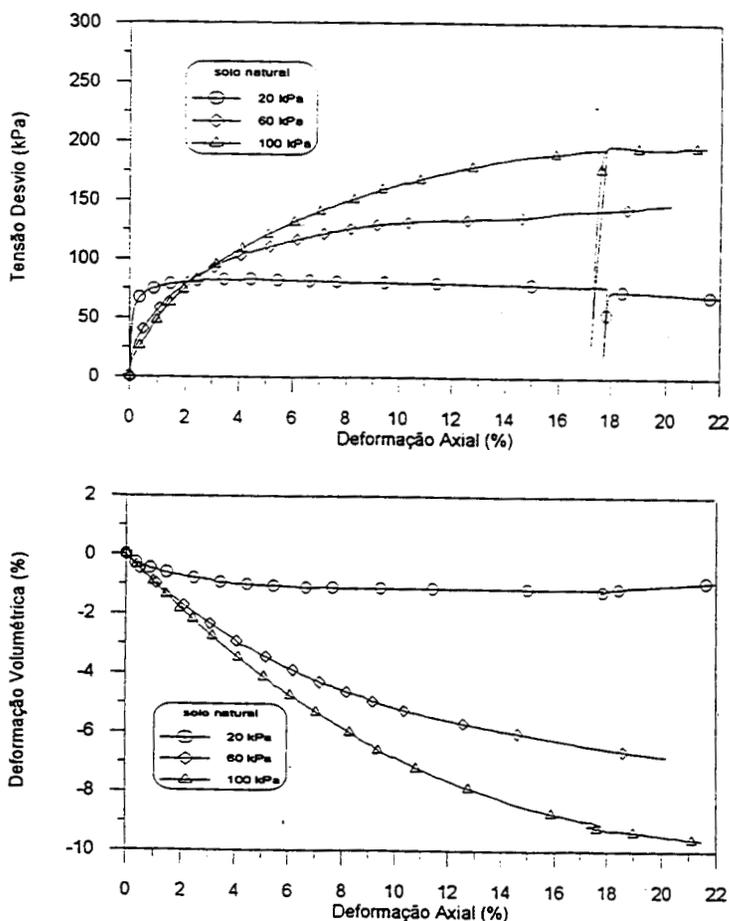


Figura 3.6: Curvas tensão - deformação axial - variação volumétrica (Rohlfes Jr., 1996).

3.3.2.6 Ensaios de Resistência à Compressão Simples

Rohlfes Jr. (1996) realizou ensaios de compressão simples em amostras retiradas do campo. O valor médio determinado da resistência à compressão simples é de 50,2 kPa.

3.4 ENSAIOS NA CAMADA DE SOLO MELHORADO

Com a finalidade de entender o comportamento mecânico e definir as propriedades da camada de solo melhorado com cimento, foram realizados diversos ensaios de campo e laboratório. A seguir, são apresentados alguns resultados desses ensaios neste trabalho e por outros pesquisadores, em dissertações de Mestrado e Doutorado desta Universidade.

3.4.1 ENSAIOS DE CAMPO

Na Figura 3.3 foram apresentados perfis de cone mecânico e elétrico, além de resultados de ensaios pressiométricos e SPT realizados no solo natural. Na Figura 3.7 são novamente apresentados os perfis da Figura 3.3, com a inclusão do perfil de cone elétrico realizado sobre a camada de solo melhorado com cimento. Através de uma simples análise do perfil, percebe-se a influência da presença da camada de solo melhorado no valor da resistência medida no ensaio. Entre 1,2 a 1,9m aproximadamente, onde localiza-se a camada tratada, verifica-se um aumento significativo do valor da resistência de ponta, quando comparam-se os ensaios realizados antes e depois da construção da camada ($q_{c(\text{natural})} = 1,5 \text{ MPa}$ e $q_{c(\text{tratada})} = 10,0 \text{ MPa}$).

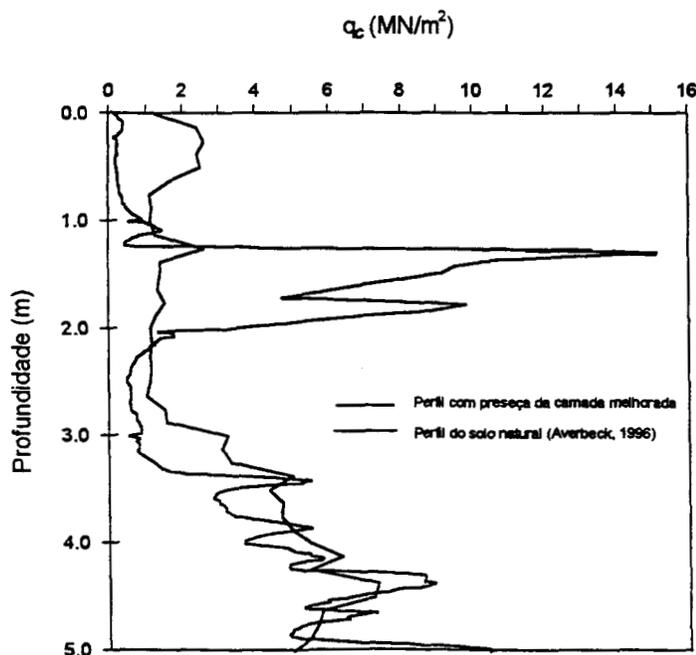


Figura 3.7: Resultados dos ensaios CPT do solo natural e da camada de solo melhorado com cimento.

3.4.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

3.4.2.1 Ensaios de compactação

Vendruscolo (1996) realizou ensaios de compactação em laboratório no solo natural e no solo melhorado com cimento nas energias Proctor Normal, Intermediário e Modificado. Seus resultados são mostrados na Tabela 3.4, onde pode-se constatar que, com o aumento da energia de compactação, há um aumento da densidade e uma redução da umidade ótima, tanto para o solo natural como para o solo melhorado com cimento. Rohlfes Jr. (1996) realizou ensaios de compactação neste solo e determinou um peso específico aparente seco máximo de $16,2 \text{ kN/m}^3$ e uma umidade ótima de 19% na energia Proctor Normal.

Tabela 3.4: Características da compactação (Vendruscolo, 1996)

Teor de Cimento	Proctor Normal		Proctor Intermediário		Proctor Modificado	
	γ_d (KN/m^3)	ω_{ot} (%)	γ_d (KN/m^3)	ω_{ot} (%)	γ_d (KN/m^3)	ω_{ot} (%)
0 %	16,5	19,4	18,4	14,2	19,0	13,2
5 %	16,8	18,4	17,9	14,0	18,6	13,0

3.4.2.2 Ensaios triaxiais

Vendruscolo (1996) realizou ensaios triaxiais saturados drenados (CID) em amostras retiradas de campo nas tensões de confinamento de 20, 40 e 60 kPa. Semelhante aos ensaios triaxiais realizados com amostras do solo natural, os ensaios triaxiais com amostras do solo melhorado foram realizados com medição interna de deformação axial, utilizando instrumentação interna, a base de sensores de efeito Hall. A aplicação da pressão confinante e da contra-pressão é feita através de um sistema de potes de óleo. Os resultados dos ensaios triaxiais são apresentados em forma de curvas tensão x deformação axial, conforme Figura 3.8. Neste caso, observa-se que as curvas apresentaram um comportamento de pico bem definido, com o acréscimo da tensão desvio máxima e da rigidez com o aumento da tensão confinante.

A Tabela 3.5 mostra um resumo dos parâmetros de resistência para o solo natural e o solo melhorado com cimento e, na Figura 3.9, são apresentadas as trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais realizados com o solo melhorado com cimento.

Tabela 3.5: Parâmetros de resistência obtidos a partir dos ensaios triaxiais.

Tipo de Solo	C (KN/m ²)		φ (graus)	
	Pico	Residual	Pico	Residual
Solo natural	18.7	12,4	24.2	26,0
Solo melhorado	27.0	14,8	47.9	42.6

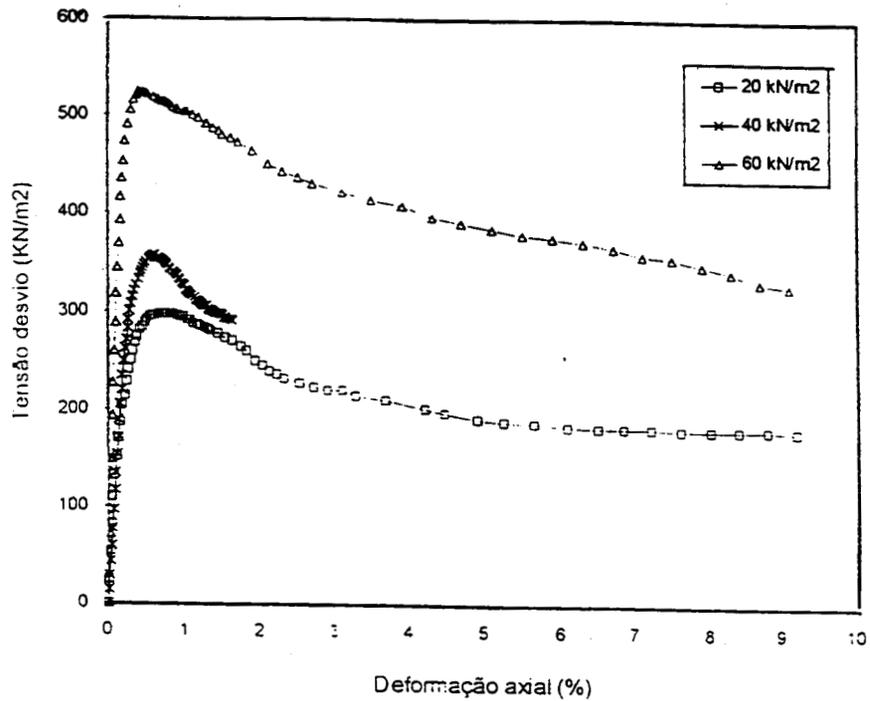


Figura 3.8: Curvas tensão x deformação para o solo melhorado com cimento.

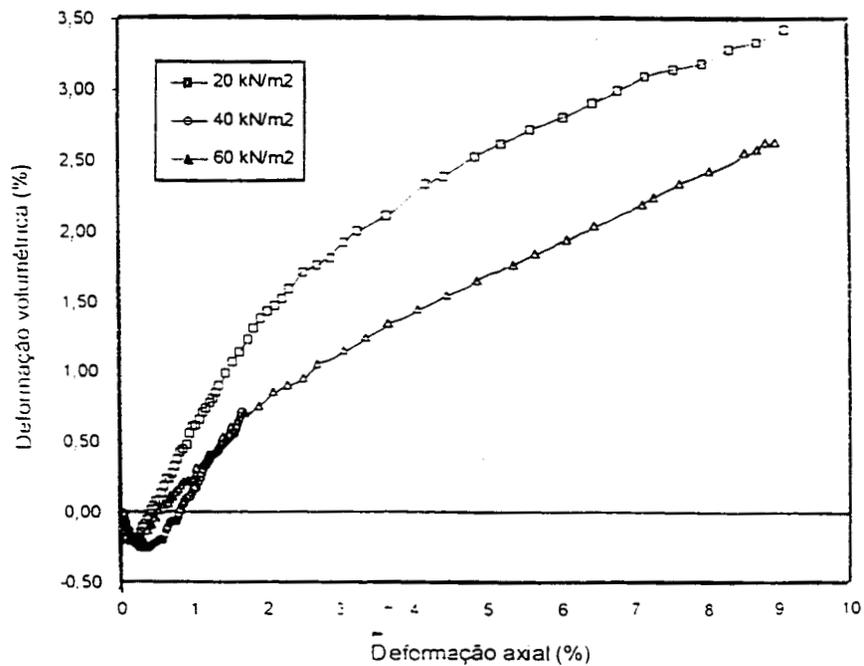


Figura 3.9: Curvas variação volumétrica x deformação axial para o solo melhorado com cimento.

3.4.2.3 Ensaios de resistência à compressão simples

Os ensaios de resistência à compressão simples serviram para verificar a eficiência do processo de mistura da camada de solo melhorado com cimento realizado em campo, comparando os resultados de resistência obtidos das amostras indeformadas retiradas de campo com as amostras confeccionadas em laboratório realizados por Rohlfs Jr. (1996).

A Figura 3.10 apresenta os resultados plotados de q_u para os cinco ensaios de resistência à compressão simples realizados no laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS. A partir destes resultados, adotou-se o valor médio de 230 kN/m^2 como o valor representativo da resistência à compressão simples para a camada de solo melhorado com cimento.

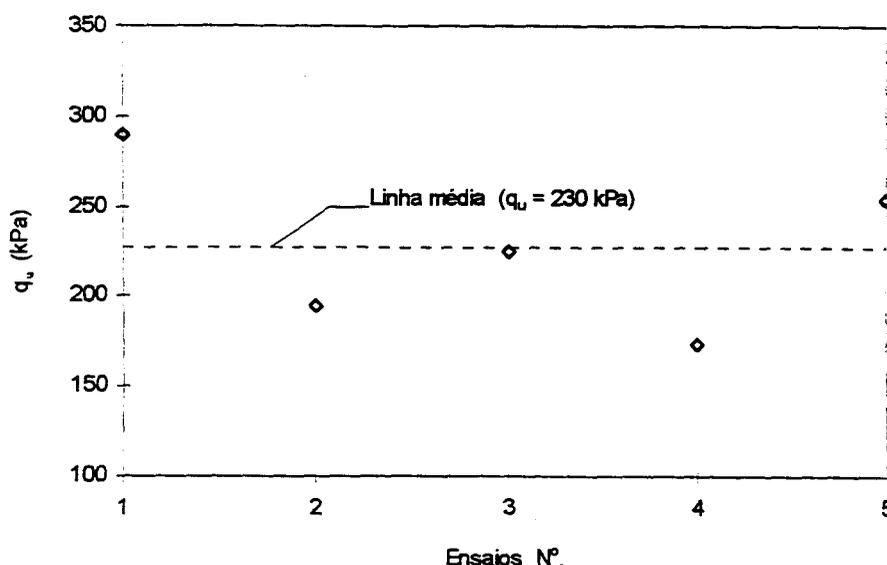


Figura 3.10: Valores da resistência à compressão simples

Na Figura 3.11 é apresentado a variação da resistência à compressão simples com o teor de cimento e, pode-se verificar também, a variação da resistência no mesmo teor de cimento (5%) para processos de mistura de campo e laboratório.

Ao analisar a Figura 3.11, verifica-se que a resistência é menor para amostras misturadas em campo comparadas com as amostras moldadas em laboratório. Isto pode ser explicado pelo fato de que, em campo, o volume de solo e o volume de cimento envolvidos no

processo de mistura são muito maiores do que os volumes misturados em laboratório, o que dificulta a garantia de pleno espalhamento do cimento na massa de solo envolvida. Além disso, o mecanismo utilizado para realizar a mistura em campo, o uso de pás manuais, não garante a mesma eficiência que obtém-se em misturas de manuais, com espátulas ou colheres, em pequenos volumes. Um outro fator relevante para esta análise, é o fato de não conseguir em campo a mesma densidade obtida nos corpos de prova moldados em laboratório. O peso específico do material cimentado em campo é de $16,2 \text{ kN/m}^3$, enquanto que os corpos de prova moldados em laboratórios varia entre 16 e $18,5 \text{ kN/m}^3$. Apresentando um peso específico inferior, as amostras de campo tornam-se mais compressíveis e, portanto, menos resistentes.

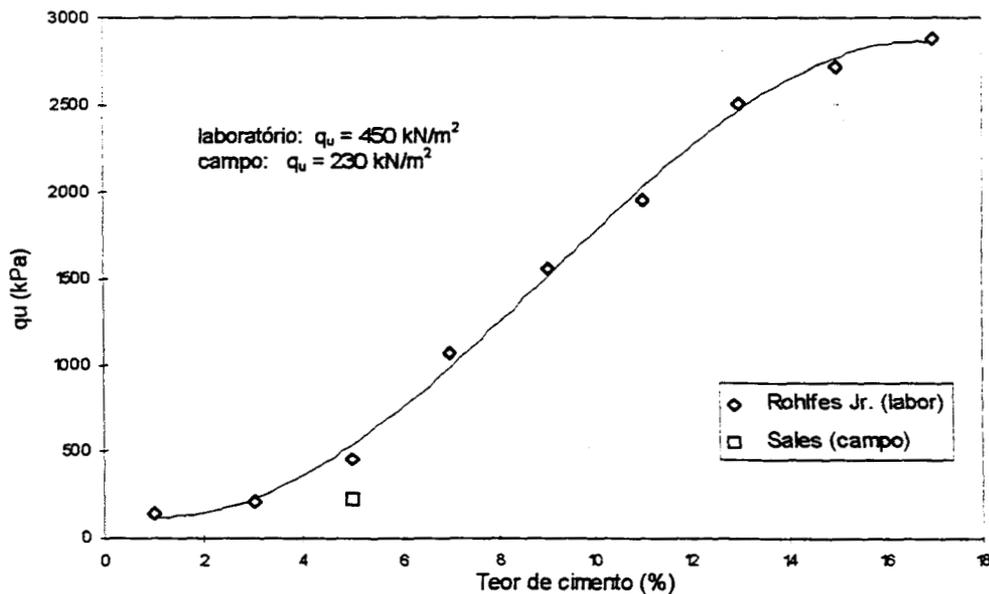


Figura 3.11: Resistência à compressão simples x teor de cimento

3.4.2.4 Ensaio de resistência à compressão diametral:

Foram determinadas as resistências à compressão diametral de amostras indeformadas, retiradas de campo, com o objetivo de comparar os resultados com os encontrados em amostras moldadas em laboratório. Na Tabela 3.6, são apresentados os valores médios da resistência à compressão diametral, além da razão entre as duas resistências (R_{cd}/q_u), para amostras de campo e laboratório. Percebe-se, uma diferença significativa entre os valores da

razão R_{cd}/q_u para os dois casos. Fato este, possivelmente explicado pela eficiência dos processos de compactação (campo e laboratório) e grau de homogeneidade deferida pelo processo de mistura. A eficiência dos processos de compactação está ligada à capacidade do compactador de gerar energia suficiente, capaz de atingir valores desejáveis de densidade e umidade ao material, o que dificilmente é verificado em amostras compactadas em laboratório.

Tabela 3.6: Valores de resistência à compressão diametral e da razão R_{cd}/q_u para amostras de campo e laboratório.

Amostra	q_u (kN/m ²)	R_{cd} (kN/m ²)	R_{cd}/q_u (%)
Laboratório ⁽¹⁾	450	40	8,89
Campo	230	55	23,91

⁽¹⁾ Rohlfs Jr. (1996)

CAPÍTULO 4

DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo, são apresentadas as etapas que compõem a etapa experimental do presente trabalho, descrevendo os ensaios, equipamento e métodos adotados em sua execução. Ênfase maior é dada ao ensaio de placa, onde descreve-se o equipamento utilizado, o método de ensaio e o processo de construção da camada de solo melhorado com cimento.

4.1 INTRODUÇÃO

Este trabalho é composto de duas etapas diferenciadas: uma experimental e outra analítica. A etapa experimental, que compreende os ensaios de campo e laboratório, objetivou a determinação do comportamento da camada de solo melhorado condicionado a critérios de carregamento, bem como a determinação de parâmetros geotécnicos do perfil de solo estudado. A etapa analítica visou determinar o mecanismo de interação entre a camada de solo solo melhorado e o solo natural, na condição de ruptura. Entendidos os aspectos básicos de comportamento, foram avaliados os métodos de previsão da capacidade de suporte que melhor satisfizessem as condições verificadas em campo. Um estudo semelhante foi desenvolvido para avaliar a deformabilidade das camadas, incluindo o uso de soluções elásticas aos resultados encontrados experimentalmente.

A seguir é apresentada uma descrição detalhada do programa experimental desenvolvido neste trabalho.

4.2 ENSAIOS DE CAMPO

O uso de solo melhorado com cimento, como material de suporte, foi validado através de provas de carga estáticas, considerada técnica insubstituível à determinação do comportamento carga x recalque de elementos de fundações.

O processo de dosagem e preparação da mistura solo-cimento em campo foi detalhadamente descrito por Vendruscolo (1996). A seguir é apresentado um resumo dos principais tópicos envolvendo este procedimento, uma vez que, neste trabalho, utilizou-se o mesmo material.

4.2.1 DOSAGEM DA MISTURA SOLO-CIMENTO

A determinação do teor de cimento a ser misturado ao solo foi definido através do método físico-químico descrito por Ceratti e Casanova (1988). Estudos realizados por Rohlfes Jr. (1996) comprovaram que, para o solo natural de Cachoeirinha, um teor de cimento de 7% é o ideal sob o ponto de vista físico-químico e, qualquer adição de cimento acima deste teor pode aumentar a resistência da mistura, mas o aditivo não reagirá físico-quimicamente com as partículas do solo.

Rohlfes Jr. (1996) realizou também ensaios de compressão simples em amostras moldadas em laboratório com diferentes teores de cimento (1%, 3%, 5%, 7%, 9%, 11%, 13%, 15% e 17%). Na Figura 3.11, foram apresentados os valores obtidos de resistência à compressão simples, para 7 dias de cura, em função do teor de cimento. Nota-se, que o aumento dos valores de resistência é mais significativo para teores de cimento acima de 3%, tornando-se consideravelmente elevados para teores acima de 5%.

Com base nestes resultados, Vendruscolo (1996) adotou um teor de cimento de 5% para a execução da camada de solo melhorado. O autor salienta que o objetivo não é estabilizar o solo, e sim, apenas melhorar suas características quanto à resistência e deformabilidade.

4.2.2 PREPARAÇÃO DA CAMADA DE SOLO MELHORADO

Foi escavada uma vala de 5.0 m de comprimento por 1.5 m de largura e 1.8 m de profundidade. O objetivo da escavação foi a retirada da camada superficial de solo, correspondente ao horizonte A, que apresenta alterações em suas propriedades devido a ação de intempéries. Dessa forma, somente o solo do horizonte B seria mobilizado durante o processo de carregamento. Esta camada apresenta uma estratigrafia homogênea, livre dos efeitos de intemperismo e mantém as propriedades do solo provenientes de sua formação geológica e pedológica. As características do solo foram descritas no capítulo 3.

O cimento utilizado foi o Cimento Portland CP-IV, classe 32, de marca comercial Cimbagé, produzido na cidade de Bagé, RS (Vendruscolo, 1996).

Na Figura 4.1 são apresentadas as curvas de compactação da mistura solo-cimento realizadas por Vendruscolo (1996), onde verifica-se os valores ótimos de densidade e umidade para três energias distintas de compactação. É também apresentada a densidade e umidade médias obtidas em campo, que correspondem a 16.0 kN/m^3 e 22.6% respectivamente. Segundo o autor, devido ao intenso período de chuvas na época da realização da compactação da mistura, não foi possível atingir a umidade ótima. Isto era esperado, pois com a adição de cimento há um aumento do peso seco do solo, conseqüentemente, há um decréscimo no teor de umidade, além de perdas de água devido á hidratação do cimento.

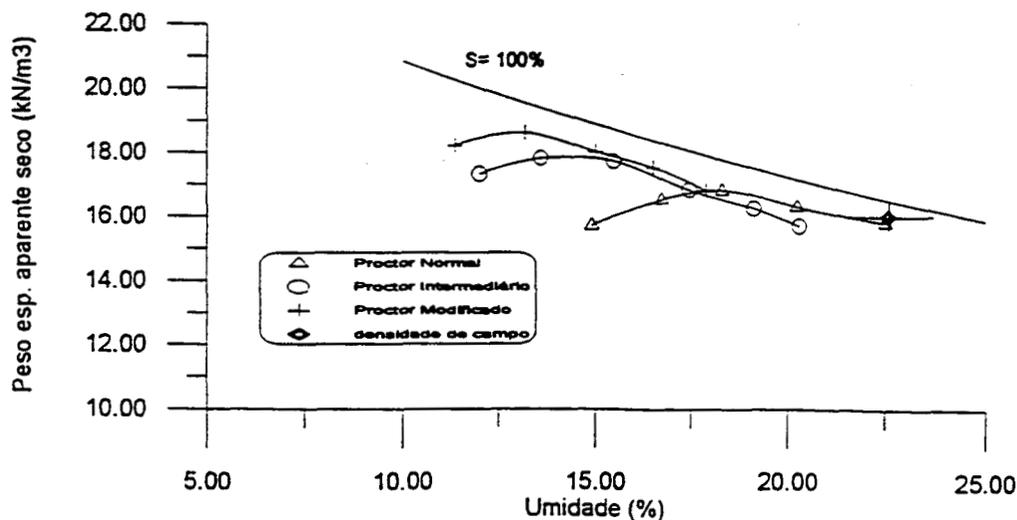


Figura 4.1: Curvas de compactação da mistura solo-cimento (Vendruscolo, 1996).

Primeiramente o solo e o cimento foram misturados manualmente até atingir-se uma coloração uniforme em toda a massa. Posteriormente, acrescentou-se água em pequenas quantidades, a fim de garantir a homogeneidade da mistura. Cabe salientar que a proporção de cimento (5%) foi relacionada ao peso de solo seco e a proporção de água em relação ao peso da mistura solo-cimento. A seguir, a mistura foi colocada no fundo da vala em camadas de 0.2 m de espessura e aplicada uma pré-compactação com soquetes manuais, a fim de obter uma base mais firme para a posterior passagem do compactador a percussão do tipo “Sapo”, mostrado na Figura 4.2. Foram realizadas 3 passagens com o Sapo, perfazendo uma camada de solo melhorado com cimento de 0.6 m de espessura.

Ensaio realizados em camadas de 0,15 e 0,30 m de espessura exigiram a escavação cuidadosa da camada original, de forma a evitar possíveis danos às propriedades do material. O volume de material escavado era o suficiente para o assentamento da placa na cota desejada, com espaçamentos laterais ao perímetro da placa de aproximadamente 0,1m. Na Figura 4.3 são apresentados desenhos esquemáticos do assentamento das placas nas camadas de solo melhorado, bem como a camada original preparada por Vendruscolo (1996).



Figura 4.2: Compactador tipo Sapo da marca Wacker (Vendruscolo, 1996)

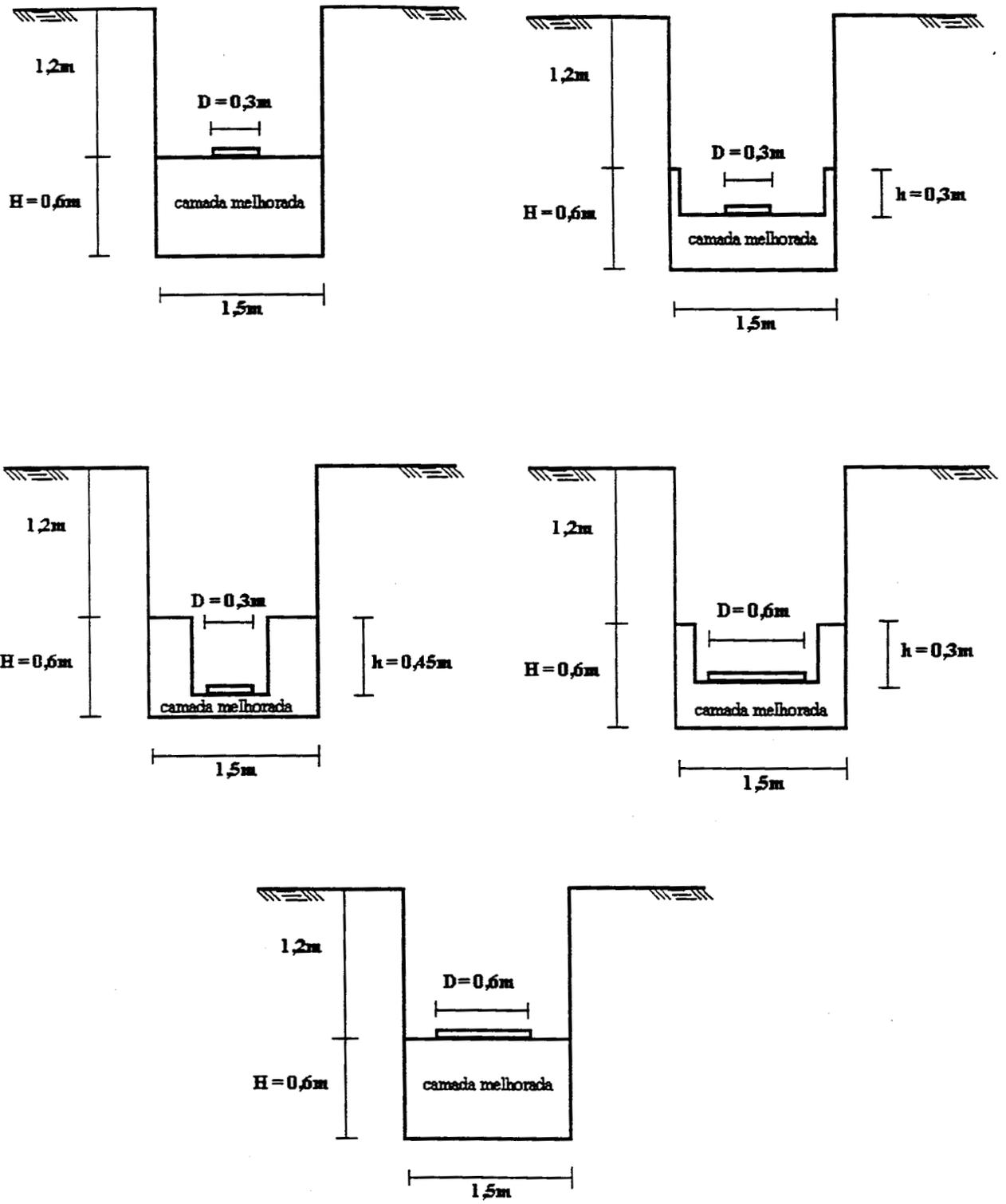


Figura 4.3: Desenhos esquemáticos do assentamento das placas na camada de solo melhorado

4.2.3 ENSAIO DE PLACA

4.2.3.1 Considerações iniciais

O ensaio de placa é reconhecido pelo meio técnico de Engenharia Civil como a ferramenta mais eficaz e confiável para auxiliar o engenheiro na tomada de decisão sobre a escolha de fundações superficiais para uma obra civil. O ensaio é normatizado pela ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas através da NBR - 6489/84 "Prova de Carga Direta Sobre Terreno de Fundação". Os ensaios de placa realizados neste trabalho seguem em geral estas recomendações; no que se refere à metodologia do ensaio e análise e interpretação dos resultados, segue-se as recomendações descritas na Norma Brasileira. Quanto ao tamanho da placa, definida pela NBR - 6489/84 como não inferior à 0,5 m² de área, Kögler (1933) [Apud, Ferreira (1996)] sugere que em solos arenosos e com placas circulares que o menor diâmetro aceitável seria de 0,30m, valor este adotado como mínimo às placas utilizadas neste trabalho.

Ferreira (1996) apresenta uma análise crítica da Norma NBR 6489/84, onde são discutidos os pontos mais relevantes a serem considerados na execução e interpretação de ensaios de placa que seguem a Norma Brasileira, tais como: a) profundidade de execução do ensaio; b) tamanho e forma da placa; c) estágios de carregamento e descarregamento; d) pressão limite ou deformação limite a ser atingida; e) esquema de reação à carga aplicada; f) curva pressão x recalque; g) interpretação dos resultados e sua aplicação.

4.2.3.2 Equipamento de ensaio

Foram realizados ensaios em placas circulares de 0,30m e 0,60m de diâmetro sobre camadas de solo melhorado com cimento de 0,15m, 0,30m e 0,60m de espessura. Os diâmetros das placas (D) e a espessura da camada de solo melhorado (H) foram fixados de forma a obter-se três valores distintos da relação H/D, correspondendo a 0,5, 1 e 2.

O equipamento utilizado nos ensaios de placa é constituído basicamente por três sistemas: sistema de reação; sistema de transmissão de cargas e sistema de leitura e aquisição

de dados. A seguir é apresentada uma descrição dos três sistemas que compõe o equipamento da UFRGS.

↳ *Sistema de Reação:* consiste de duas sapatas de concreto armado na qual se engasta uma coluna formada por dois perfis U, perfazendo um peso de 20 kN para cada sapata; uma viga metálica de perfil H, fabricada com chapa de aço de 24mm com peso de 20 kN; e como sobrecarga 14 blocos de concreto com um peso aproximado de 10 kN cada. Somando todos os pesos, tem-se uma reação máxima de 200 kN. Detalhes deste sistema é mostrado na Figura 4.4.

↳ *Sistema de transmissão de cargas:* consiste de um macaco hidráulico, da marca ENERPAC, com capacidade de 300 kN; uma célula de carga, da marca KRATOS, com capacidade de 200 kN; elementos de tubos metálicos que transmitem as cargas da estrutura de reação à placa; e duas placas metálicas de diâmetros 0,3m e 0,6 m e, ambas de espessura de 24mm.

↳ *Sistema de leitura:* as medidas de deslocamentos da placa são executadas em dois pontos diametralmente opostos. Uma estrutura de referência, composta de duas vigas de madeira apoiadas em sapatas de madeiras ancoradas ao solo em pontos onde não sofrem influência da ação da estrutura de reação, serve como ponto de apoio para fixação dos dispositivos que permitem ler os deslocamentos ocorridos na placa. Estes dispositivos possibilitam que o recalque ocorrido na placa provoque um ascenso de pesos sobre os quais são colocados os defletômetros. Dois fios de aço são conectados à placa, passam pelas polias e são presos ao peso. O defletômetro é fixado na barra rosqueada e conectado ao peso de modo que, com o recalque da placa, o peso sobe e causa um movimento do cursor do defletômetro. Os defletômetros usados são da marca MITUTOYO, com precisão de 0.01 mm e 50 mm de curso. Na Figura 4.5 é apresentado um desenho esquemático do sistema de transmissão de cargas e medição dos deslocamentos.

Maiores detalhes do equipamento do ensaio de placa da UFRGS pode ser encontrado em Cudmani (1994) e Vendruscolo (1996).

4.2.3.3 Método de ensaio

Inicialmente, para a realização de cada ensaio é necessário instalar o sistema de reação. Para tal, utiliza-se um caminhão Munck que transporta o sistema de um ponto a outro da cava. Após isso, regulariza-se o solo no local onde a placa será assentada e montam-se os sistemas de aplicação de carga e medição dos deslocamentos. Por fim, instalam-se os equipamentos eletrônicos (fonte e multímetro) que efetuam as leituras das cargas aplicadas. Este procedimento leva em média três a quatro dias, sendo necessário mais um dia para a execução do ensaio propriamente dito.

O ensaio é realizado em estágios sucessivos de carregamentos. Os valores das tensões nos estágios de carregamentos seguiram as recomendações da NBR 6489/84, que limita o carregamento a tensões de no máximo 20% da tensão admissível prevista para o solo estudado. Para a camada de 0,6m de espessura do solo melhorado com cimento adotou-se a tensão admissível similar a de solos concrecionados, que é de 1,5 MPa. Nos ensaios realizados com placa de 0,3m de diâmetro, adotou-se um estágio de carregamento de 20 kN, o que equivale a uma tensão de 283 kPa. Nos ensaios realizados nas camadas de 0,3m e 0,15m de espessura, adotou-se estágio de carregamento de 10 kN, para ambas as placas.



Figura 4.4: Sistema de reação do equipamento de ensaio de placa

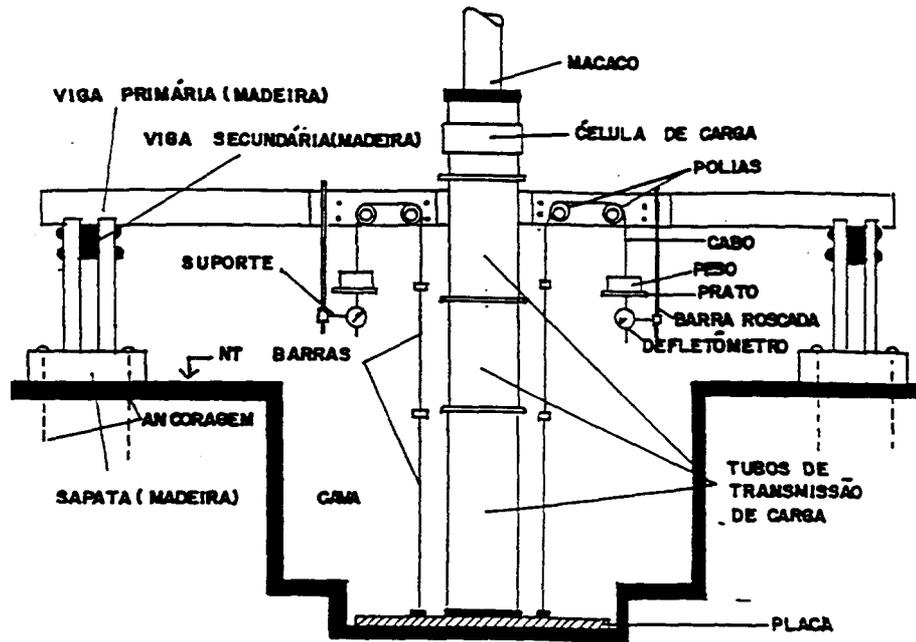


Figura 4.5: Desenho esquemático dos sistemas de transmissão de carga e medição de deslocamentos (Cudmani, 1994)

As leituras dos defletômetros foram feitas em intervalos de tempo de 1, 2, 4, 8, 15, 30 e 60 minutos após a aplicação da carga. A aplicação do novo estágio de carregamento só era realizada após ser verificado o critério de estabilização dos recalques dado pela MB-3472/91 ou após a leitura dos 60 minutos. A MB-3472/91 estabelece que:

$$L_n - L_{(n-1)} \leq 5\% (L_n - L_1) \quad \text{Eq. [4.1]}$$

onde: L_n = leitura do instante "n" qualquer

$L_{(n-1)}$ = leitura imediatamente anterior a leitura L_n

L_1 = primeira leitura após a aplicação do estágio de carregamento

CAPÍTULO 5

ENSAIOS DE PLACA - RESULTADOS EXPERIMENTAIS E INTERPRETAÇÃO

Neste capítulo, são apresentados os resultados dos ensaios de placa realizados nesta pesquisa, além dos resultados de ensaios de outros autores, que complementam o banco de dados experimentais para a elaboração da análise desenvolvida neste trabalho. Os resultados, representados adimensionalmente através de relações entre a tensão normalizada e o recalque relativo, demonstram a influência da espessura da camada de solo melhorado com cimento no comportamento de fundações superficiais submetidas a carregamento vertical. Uma correlação de natureza semi-empírica é desenvolvida de forma a permitir a previsão da magnitude de recalques e tensões de ruptura de sapatas a partir de resultados de ensaios de placa e ensaios de cone.

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os resultados experimentais são inicialmente apresentados na forma de gráficos carga x recalque. Os gráficos correspondentes aos ensaios de placa de diâmetro 0,30 m são apresentados na Figura 5.1, enquanto que aqueles referentes às placas de diâmetro 0,60 m são apresentados na Figura 5.2. Nestas figuras são também apresentados resultados de ensaios de placa realizados por Cudmani (1994) e Vendruscolo (1996), que farão parte da análise desenvolvida neste trabalho.

A nomenclatura adotada permite identificar as condições de contorno que envolvem os ensaios realizados neste trabalho. Para os ensaios realizados sobre a camada de solo melhorado utiliza-se PLTDxHy, onde “PLT” significa *Plate Load Test*, “D” refere-se ao diâmetro da placa e “x” indica diâmetro nominal da placa em centímetros e “H” refere-se a espessura da camada melhorada, sendo “y” o valor desta espessura em centímetros. Para os ensaios realizados no solo natural utiliza-se a nomenclatura PLTDxnat, onde “nat” indica solo natural (sem a presença da camada de solo melhorado).

Nota-se, nas Figuras 5.1 e 5.2 que o comportamento carga x recalque varia conforme previsto: a carga de ruptura cresce com o aumento do diâmetro da placa e/ou com a espessura da camada tratada, enquanto a magnitude dos recalques associada às cargas máximas reduz significativamente com o aumento da espessura da camada tratada. O benefício de utilizar solo-cimento, mesmo em camadas de pequena espessura, fica claramente ilustrado através da simples observação do comportamento carga x recalque apresentado. Por exemplo, para recalques da ordem de 10 mm em placas de 0,30 m de diâmetro, a relação entre carga_(camada tratada)/carga_(solo natural) é da ordem de 2,8, 4,2 e 7,8 para camadas de espessura de 0,15m, 0,30m e 0,60 m, respectivamente.

O aumento de capacidade de carga é parcialmente explicado pelo mecanismo de interação solo-estrutura verificado durante o carregamento. Em geral, fundações assentes em material natural, fracamente estruturados, rompem por punção, enquanto que assentes em solos fortemente cimentados ocorre ruptura generalizada. Este não foi, no entanto, o mecanismo mobilizado nos ensaios de placa realizados no Campo Experimental da UFRGS. Durante os ensaios, foi verificado que, em placas assentes sobre a camada de solo melhorado com cimento, a forma de ruptura se deu também por punção. Este mecanismo de ruptura foi caracterizado pela formação de um volume tronco-cônico seccionado do restante da placa, fissuração intensa e deslocamento superficial do solo. Isto foi observado em quase todas as provas de carga, com exceção dos ensaios PLTD30H60 e PLTD60H60 que não foram levados à ruptura devido a limitações no sistema de reação. O aumento da capacidade de carga deve ser explicado de maneira distinta do modelo elaborado para ruptura por punção e generalizada. Quando se tem a composição de um perfil de solo em duas camadas, a camada superior atua como uma placa que recebe e redistribui as cargas provenientes da fundação ao solo subjacente (Burd e Frydman, 1995). Estes mecanismos de recebimento e redistribuição das cargas são dependentes da relação entre a rigidez das duas camadas (E_1/E_2) e da relação entre a largura ou diâmetro do elemento de fundação e a espessura da camada superior (D/H) [Burmister (1945); Ueshita e Meyerhof (1967); Poulos e Davis (1974); Tejchman (1976)].

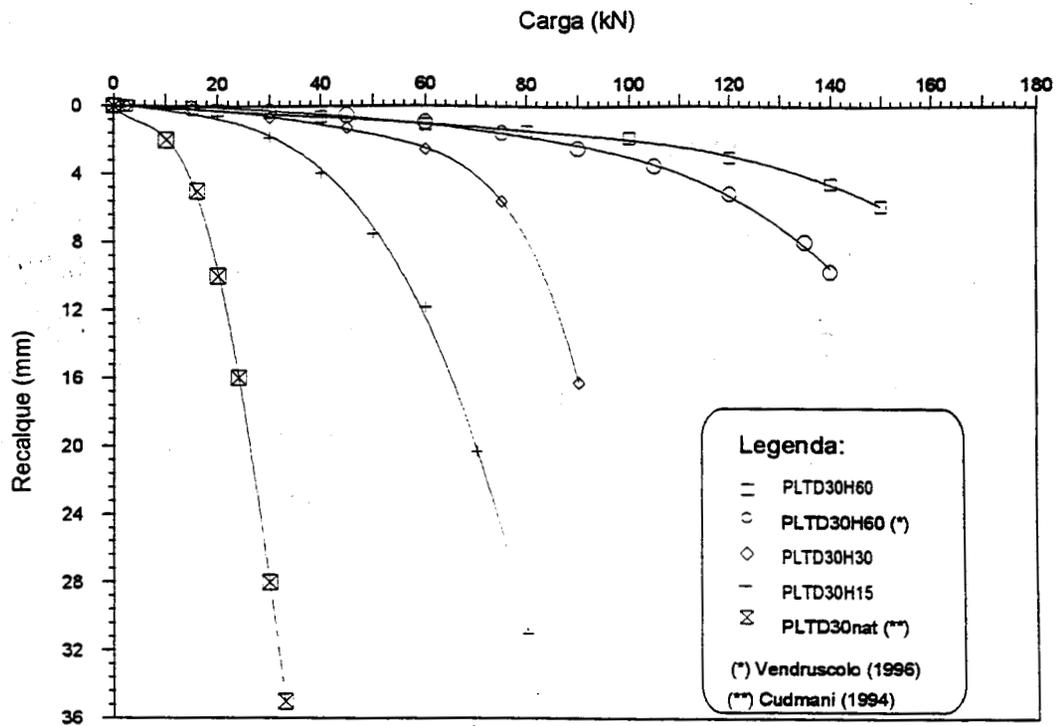


Figura 5.1: Curvas carga x recalque com placa de 0,30 m de diâmetro

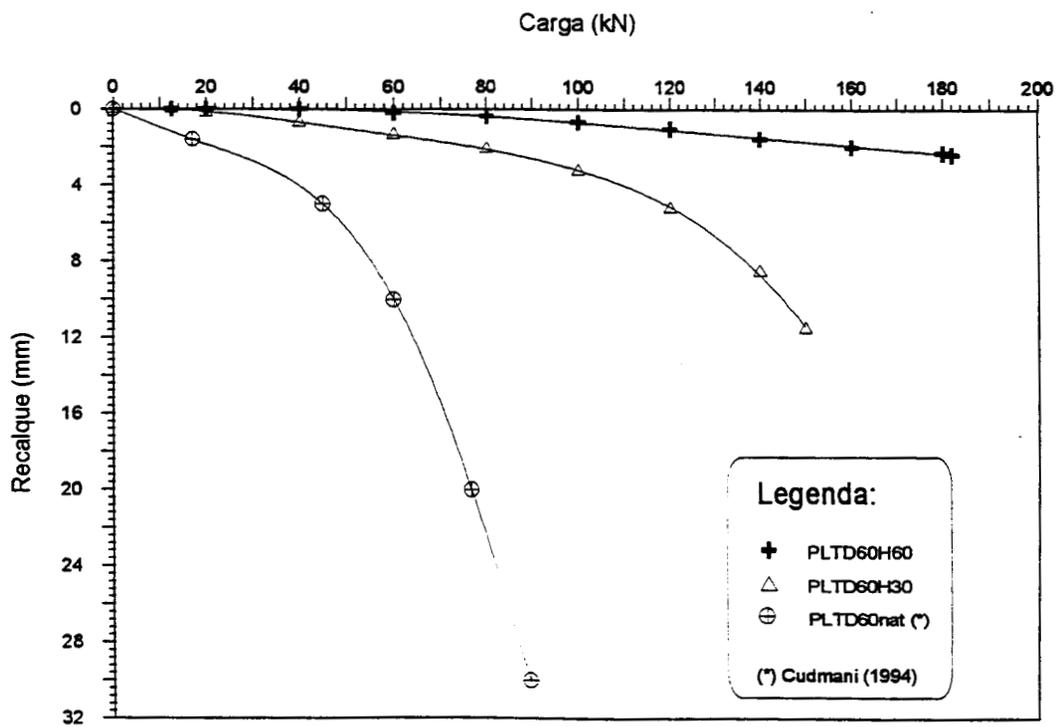


Figura 5.2: Curvas carga x recalque com placa de 0,60 m de diâmetro

5.2 IDENTIFICAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA

A definição da carga de ruptura para fundações superficiais poderia ser idealizada para uma condição na qual, para qualquer incremento de carga aplicado, os recalques gerados aumentam de forma indefinida. Se a relação carga-recalque de uma fundação superficial é representada em um gráfico, tal que, as cargas (P) representam o eixo das abscissas e os deslocamentos (S) o eixo das ordenadas, a carga de ruptura seria a carga (P) correspondente a $(\Delta P/\Delta S) = 0$. Esta definição é válida para os casos onde a ruptura se dá na forma generalizada, condição esta raramente atingida, sendo necessário definir a carga a partir de algum método de extrapolação.

Nos ensaios realizados, a forma de ruptura observada apresentou um comportamento característico de ruptura por puncionamento, observando-se valores finitos de $(\Delta P/\Delta S)$, mesmo para grandes deslocamentos. Dessa forma, a ruptura do solo não fica perfeitamente definida pela simples observação das curvas carga-recalque.

Distintos critérios de definição da carga de ruptura foram estudados por vários autores [Jiménez Salas (1981); Gutiérrez et al (1993); Cudmani (1994)]. A maioria dos métodos apresentados foram desenvolvidos para fundações profundas, onde a determinação da carga de ruptura é a condicionante principal no dimensionamento de projetos de fundação. Ao contrário das fundações profundas, as fundações superficiais tem como condicionante principal a verificação dos recalques máximos ocorridos. Diante desta diferença de análise de comportamento, Cudmani (1994), sugere que deve ser estudada a adequabilidade destes critérios quando aplicados a fundações superficiais.

Outro cuidado que se deve ter na análise da carga de ruptura de fundações superficiais, a partir de resultados de ensaios de placa, é que, em geral, as velocidades de carregamento nestes ensaios são maiores do que é verificado na situação real de uma sapata. Isto conduz a uma menor dissipação das pressões neutras desenvolvidas durante o carregamento da placa, em solos de matriz argilosa. Assim, a tendência geral é de que sejam obtidos limites inferiores tanto para os deslocamentos quanto para a carga de ruptura (Milititsky, 1991).

Como diferentes critérios resultam em valores distintos da carga de ruptura, optou-se por fazer um estudo comparativo entre alguns métodos, permitindo assim, obter uma faixa de variação dos valores experimentais.

A seguir são listados os critérios utilizados neste trabalho:

↳ Critério N° 1: método proposto pela Norma Brasileira NBR 6489/84, onde se limita o recalque máximo ao valor igual a $D/30$. A carga correspondente a este recalque é a carga de ruptura;

↳ Critério N° 2: a carga de ruptura é obtida pelo ponto de interseção das tangentes dos trechos inicial e final da curva carga-recalque;

↳ Critério N° 3: a carga de ruptura é obtida pelo ponto de inflexão da curva $\log(P) \times \log(\rho)$;

↳ Critério N° 4: critério que considera o fator tempo. Proposto pelo Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, este método requer que, cada incremento de carga deve ser mantido durante um certo tempo, monitorando-se os recalques ocorridos durante este período. Para cada incremento de carga, os valores de recalque x tempo são plotados num gráfico log simples (tempo), onde observa-se um comportamento linear e determina-se a inclinação (α) dessa linha. A inclinação (α) é posteriormente plotada com a correspondente carga, onde os valores resultam em duas linhas aproximadamente retas, e a interseção entre elas define a carga de ruptura.

A aplicação dos quatro critérios para definir a carga de ruptura dos ensaios de placa são ilustrados nas Figuras 5.3, 5.4, 5.5, 5.6, 5.7, 5.8, 5.9 e 5.10. As Tabelas 5.1 e 5.2 apresentam os valores das cargas e recalques na ruptura, para cada ensaio, obtidos segundo os critérios utilizados.

Nos ensaios PLTD30H60, PLTD30H60(*) e PLTD60H60, onde não foram alcançadas as cargas de ruptura, estas foram determinadas através da extrapolação gráfica das curvas carga-recalque. A extrapolação da curva carga-recalque, embora aceita e freqüentemente utilizado na prática, pode gerar margens de erro no valor da carga prevista. Para evitar ambiguidades nos critérios de extrapolação, as curvas carga-recalque apresentadas neste trabalho foram caracterizadas como Polinomial de ordem 3 e 4, com exceção do ensaio PLTD60H60, no qual, adotou-se uma linha de tendência do tipo exponencial.

Tabela 5.1: Valores da carga de ruptura (P_{rup}) em kN.

Ensaio	Critério N° 1	Critério N° 2	Critério N° 3	Critério N° 4
PLTD30nat (Cudmani)	20	20	18	23
PLTD30H15	56	56	60	49
PLTD30H30	84	85	75	72
PLTD30H60	172	159	105	116
PLTD30H60 (Vendruscolo)	142	135	100	-
PLTD60nat (Cudmani)	76	61	45	76
PLTD60H30	171	140	110	106
PLTD60H60	-	-	-	-

Procurando adotar um critério único para a determinação da carga de ruptura em todos os ensaios de placa realizados neste trabalho, o critério N° 2 foi o que apresentou, em geral, valores menos dispersos para a carga de ruptura, situando-se quase sempre num valor médio (ver Figura 5.12). Assim, sempre que houver referência à carga de ruptura, sabe-se o valor apresentado foi obtido através da interseção das tangentes dos trechos inicial e final da curva carga-recalque.

Tabela 5.2: Valores dos recalques (mm) correspondentes à carga de ruptura

Ensaio	Critério N° 1	Critério N° 2	Critério N° 3	Critério N° 4
PLTD30nat (Cudmani)	10.0	10.0	5.0	13.0
PLTD30H15	10.0	10.0	12.0	6.9
PLTD30H30	10.0	12.0	5.5	4.8
PLTD30H60	10.0	7.5	1.9	2.4
PLTD30H60 (Vendruscolo)	10.0	8.5	3.0	-
PLTD60nat (Cudmani)	20.0	5.7	5.0	20.0
PLTD60H30	20.0	8.9	4.0	3.6
PLTD60H60	20.0	-	-	-

Em nenhum dos critérios adotados foi possível identificar a carga de ruptura para o ensaio PLTD60H60. Este ensaio, devido a limitação do sistema de reação, atingiu pequenas deformações plásticas, situando-se basicamente no trecho elástico da curva carga-recalque. No entanto, para o desenvolvimento da análise, foi adotado como carga de ruptura, o valor de 350kN, obtido pela extrapolação da curva de tendência apresentada na Figura 5.11.

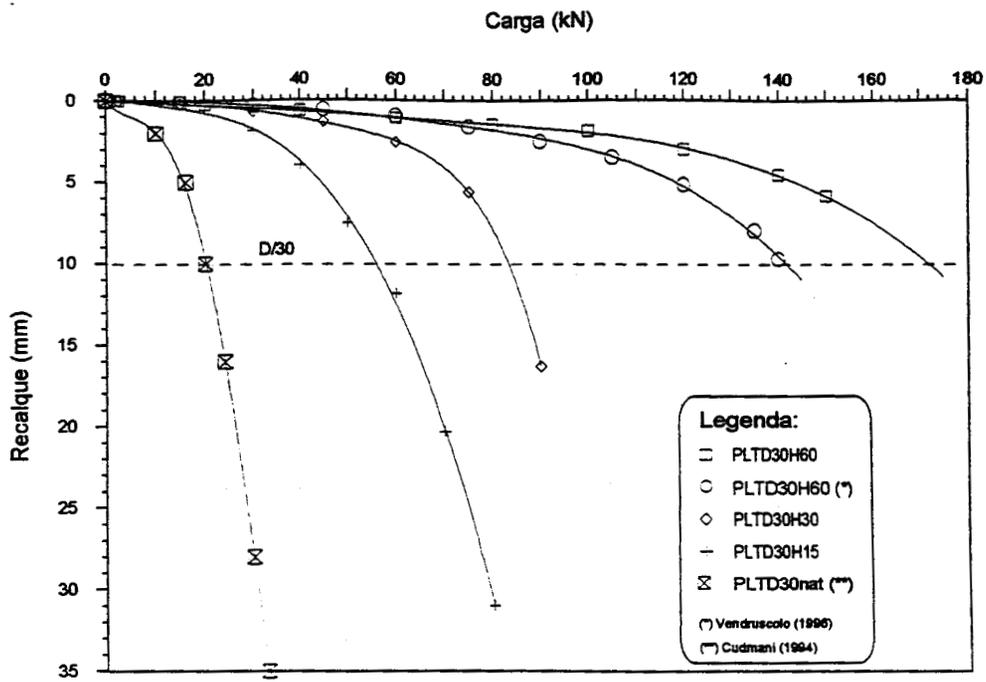


Figura 5.3: Aplicação do Critério N^o. 1 nos ensaios com placas de 0.3m de diâmetro

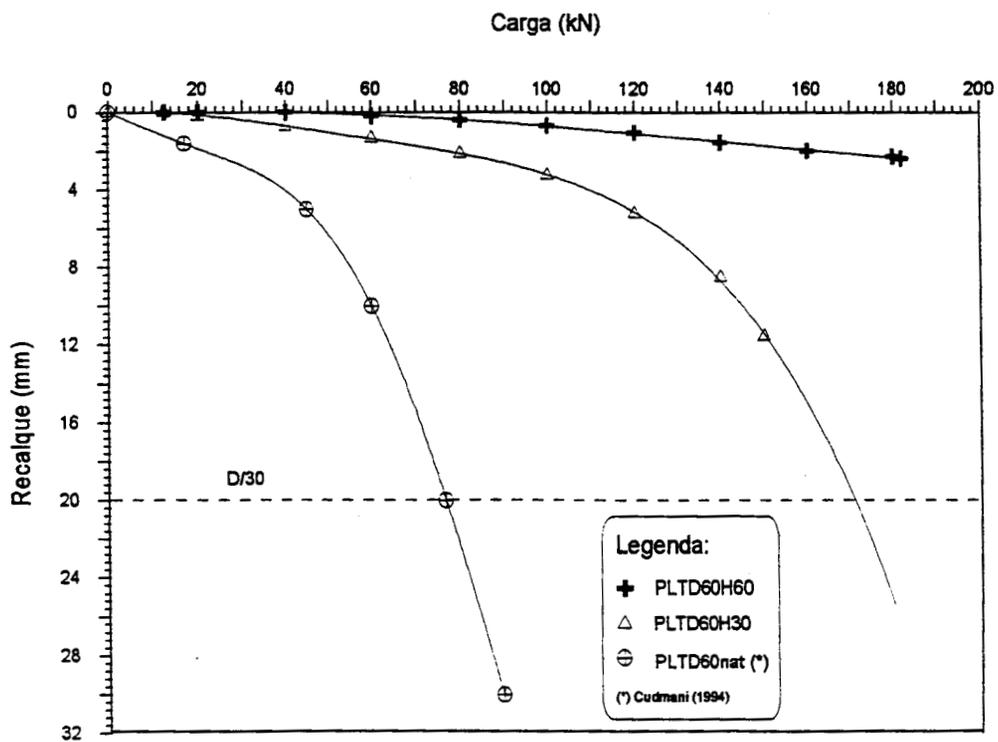


Figura 5.4: Aplicação do Critério N^o. 1 nos ensaios com placas de 0.6m de diâmetro

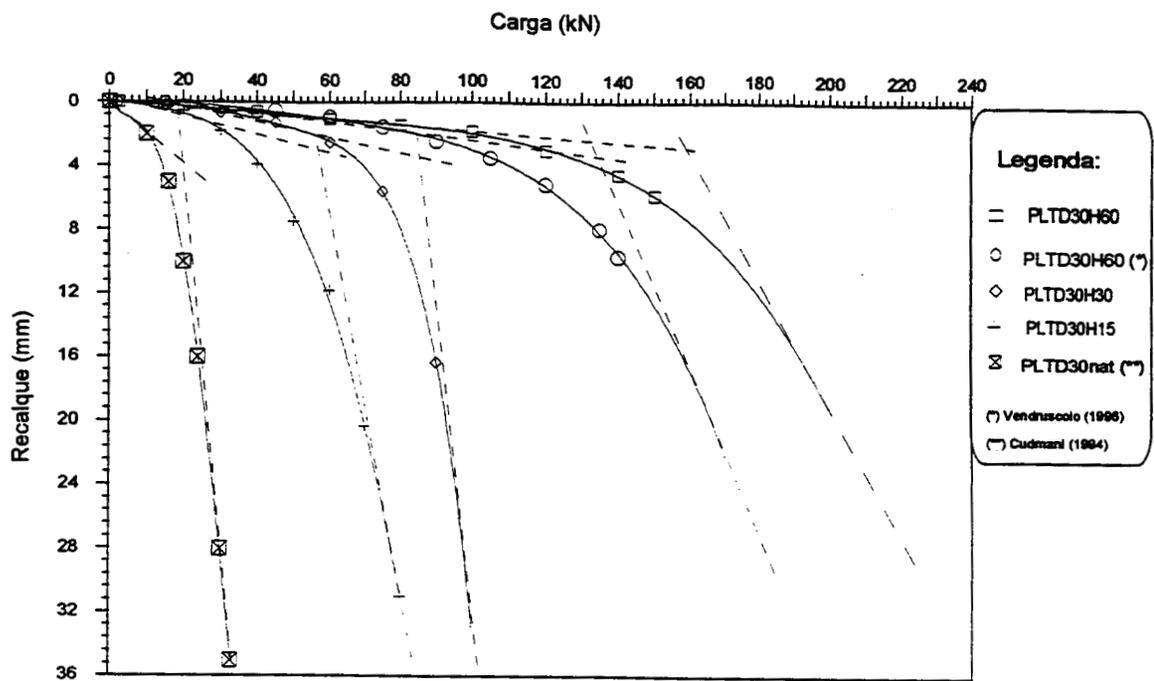


Figura 5.5: Aplicação do Critério N^o. 2 nos ensaios com placas de 0.3m de diâmetro

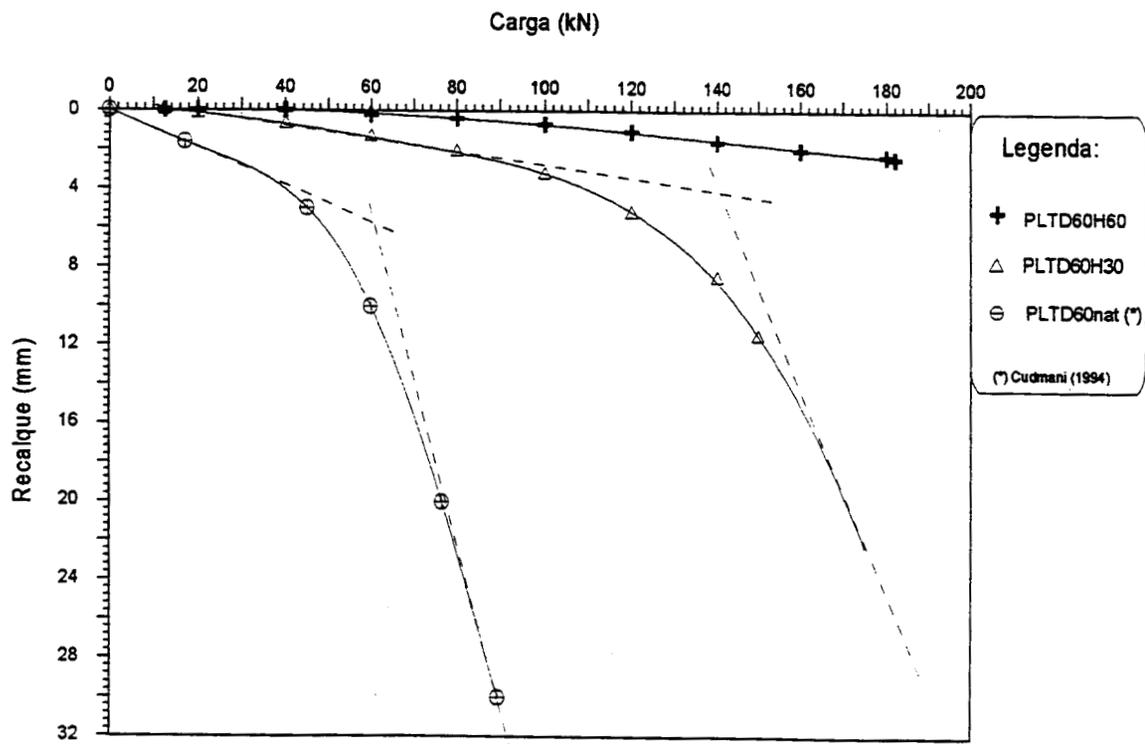


Figura 5.6: Aplicação do Critério N^o. 2 nos ensaios com placas de 0.6m de diâmetro

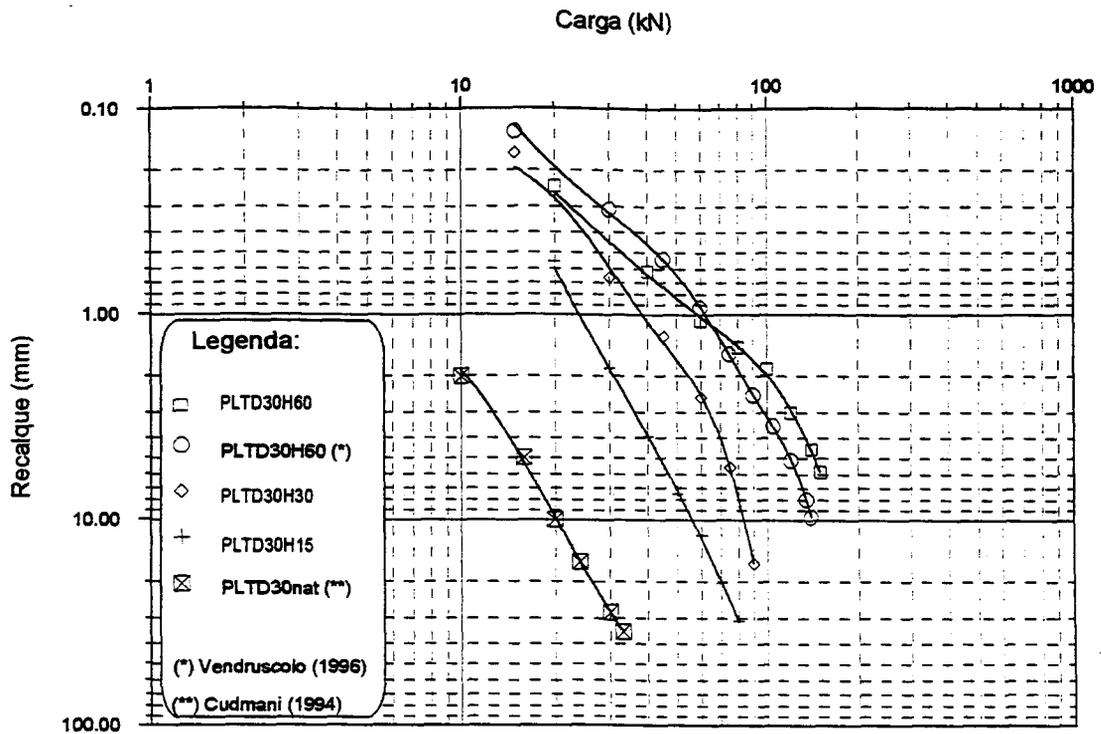


Figura 5.7: Curvas carga x recalque de placas com 0.3m de diâmetro em escala logarítmica (Critério N° 3)

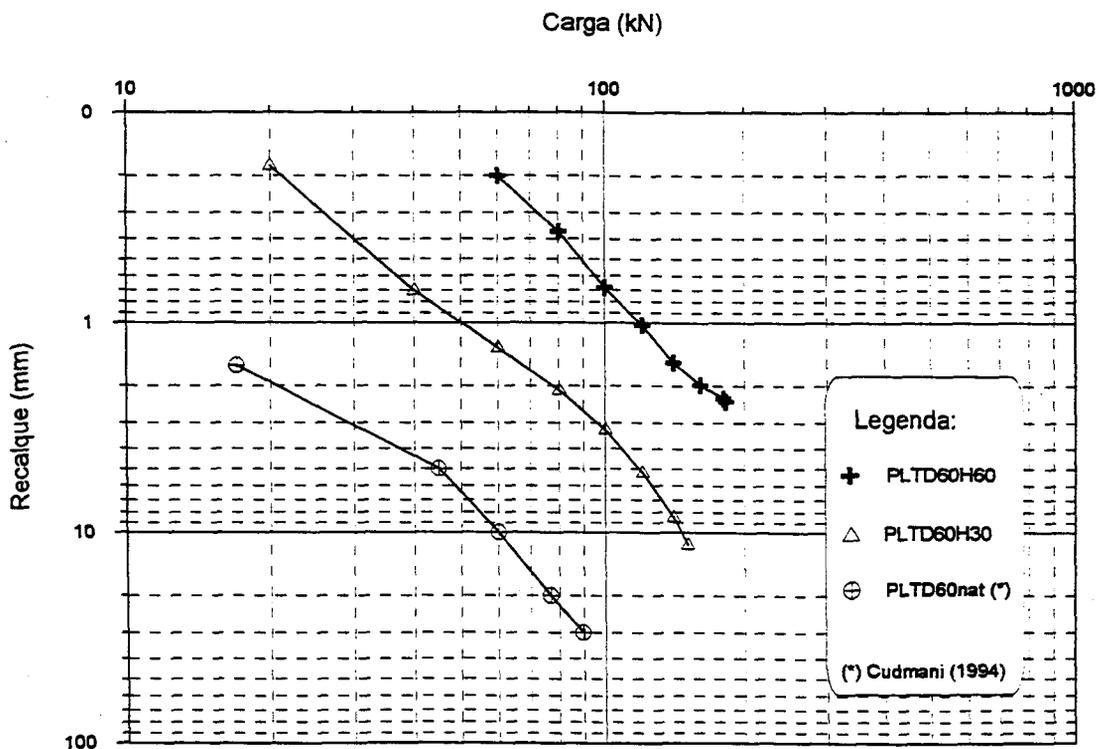


Figura 5.8: Curvas carga x recalque de placas com 0.6m de diâmetro em escala logarítmica (Critério N° 3)

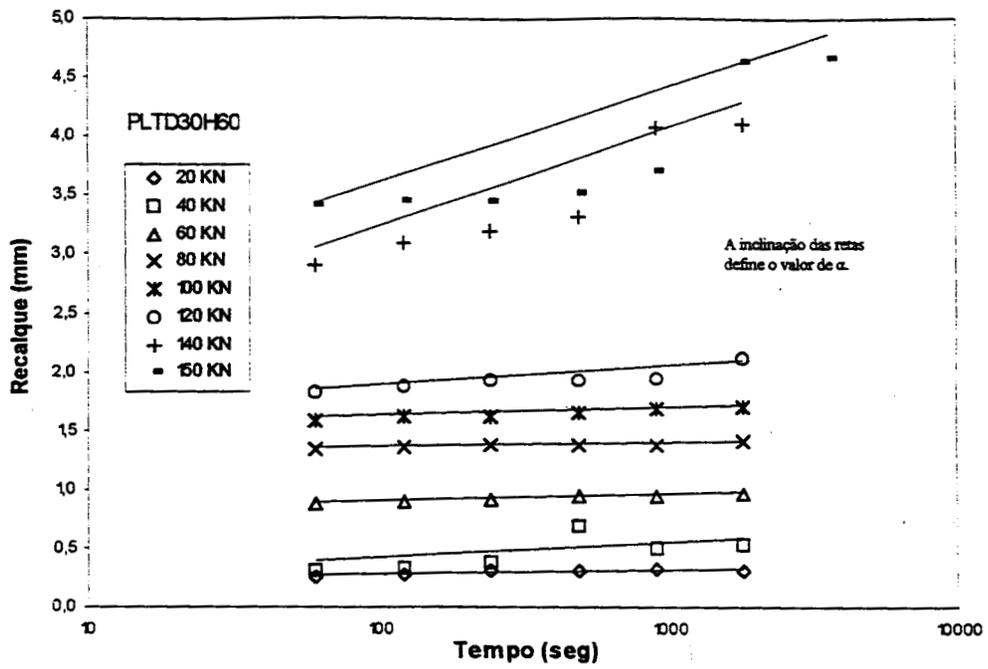


Figura 5.9: Gráfico log (tempo) x recalque para o ensaio PLTD30H60.

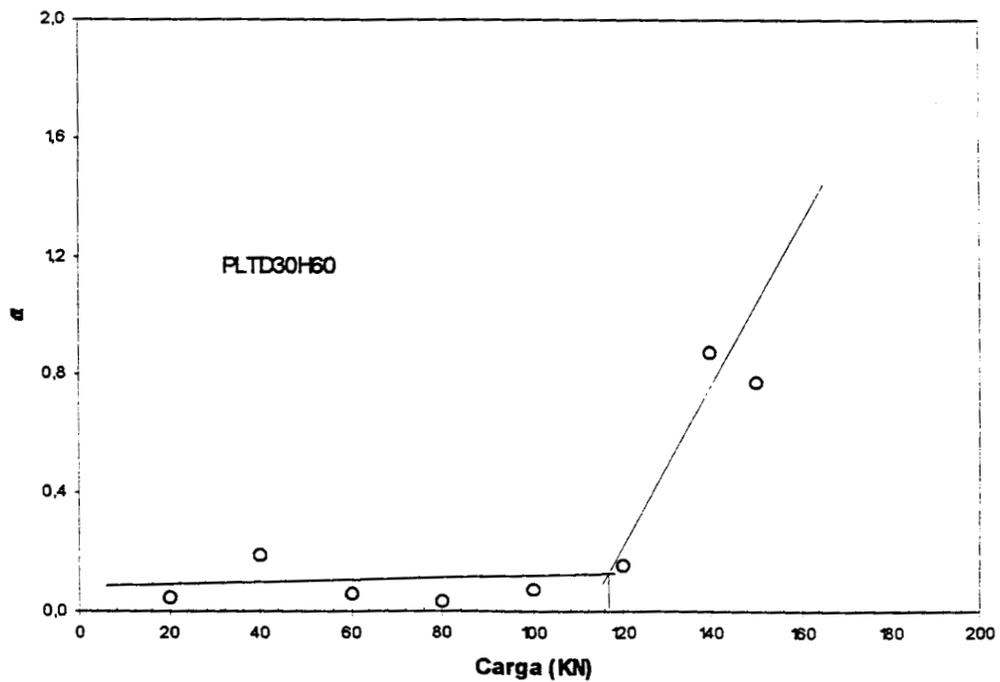


Figura 5.10: Gráfico carga x α para o ensaio PLTD30H60 (Critério N.º 4)

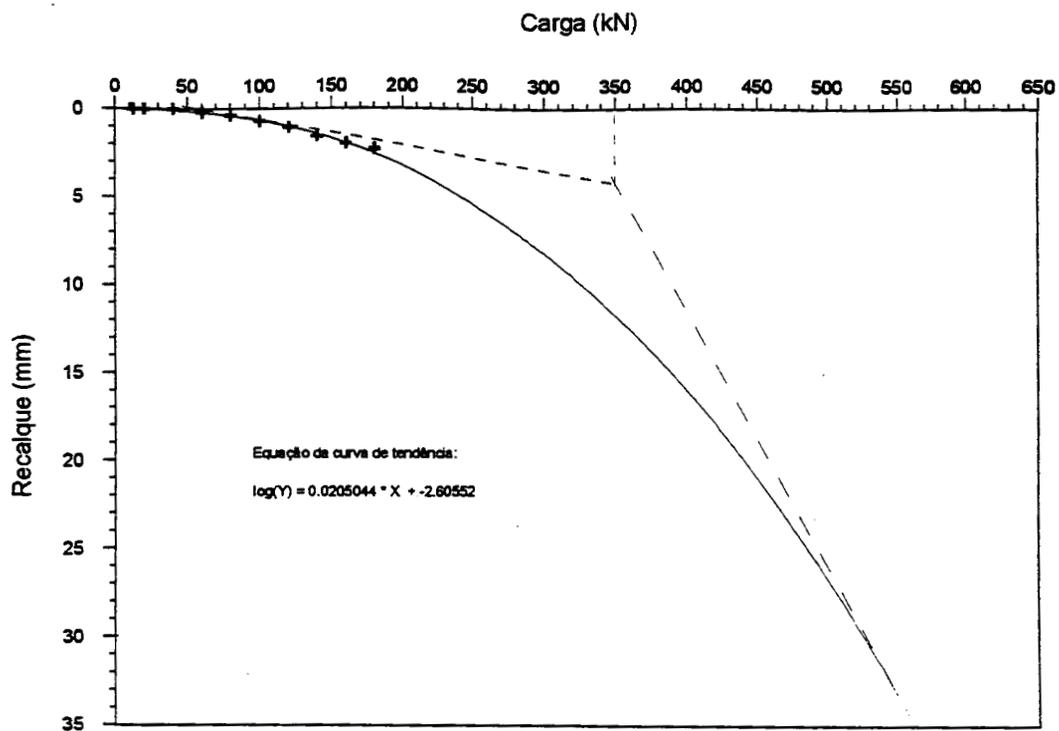


Figura 5.11: Determinação da carga de ruptura para o ensaio PLTD60H60

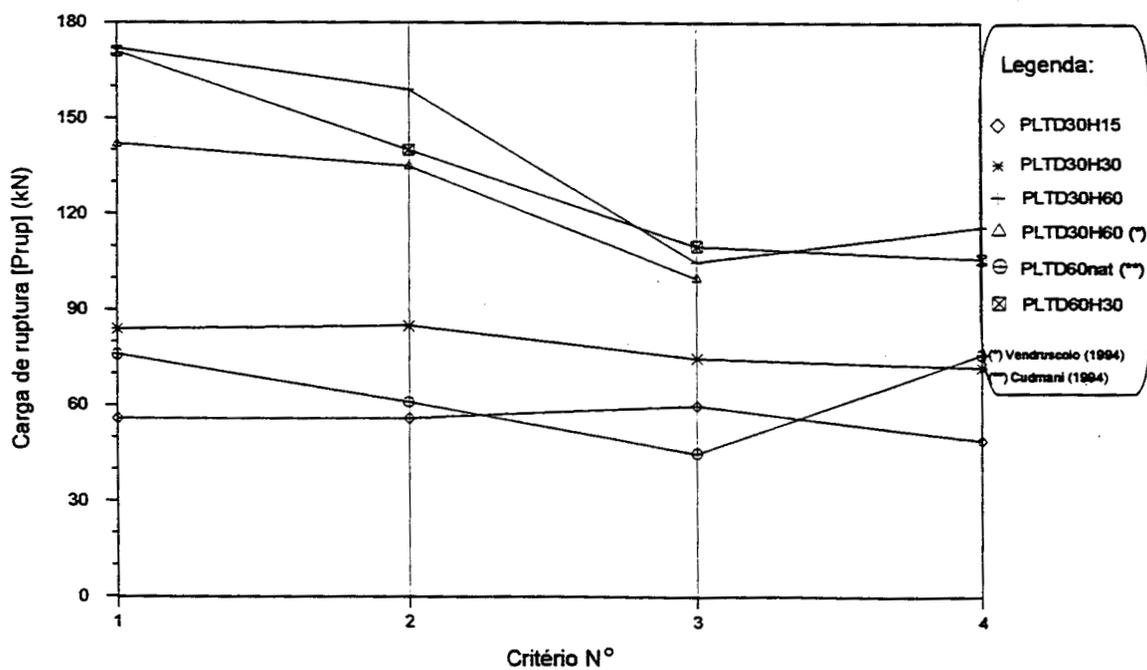


Figura 5.12: Variação do valor da carga de ruptura pelos distintos critérios estudados

5.3 ASPECTOS DE COMPORTAMENTO

Para a análise de comportamento de fundações superficiais através de ensaios de placa deve-se considerar os efeitos da forma da fundação, história de tensões do solo de fundação, da influência da compressibilidade do solo e efeito de escala, da rigidez da base da fundação, influência do nível de tensões atuantes na base da fundação, do nível do lençol freático, da velocidade de carregamento, entre outros, no cálculo da carga admissível do solo [e.g. Terzaghi e Peck (1948), Vésic (1973), Ramiah e Chickanagappa(1990)]. Modelos teóricos clássicos, desenvolvidos para a interpretação da carga de ruptura de fundações superficiais demonstram ainda a necessidade de considerar fatores de forma da sapata e inclinação da sapata e/ou carregamento [e.g. Terzaghi (1943); Meyerhof (1951); Skempton (1951); Vésic (1973)]. A fórmula geral para previsão da carga de ruptura considera diversos fatores que influem no problema de carga limite do solo, como por exemplo: fatores de forma, fatores de inclinação do carregamento, fatores de profundidade da fundação, fatores de inclinação da fundação e fatores de inclinação do terreno superficial (Hansen, 1968).

Para eliminar parte das dificuldades associadas à previsão de comportamento de fundações superficiais, pode-se adotar como procedimento de projeto a realização de ensaios de placa. Neste caso, as condições de ensaio são semelhantes ao caso real, no que se refere aos fatores que influem na carga limite do solo. Os ensaios de placa reproduzem com grande confiabilidade o comportamento de fundações superficiais, devendo-se apenas considerar o efeito de escala envolvido, sendo necessário garantir que os níveis de tensões transferidos ao solo atinjam os mesmos estratos que a fundação futura. Para perfis de solos homogêneos e isotrópicos, onde o módulo elástico não varia com a profundidade, o efeito de escala entre a placa e a fundação não é evidenciado [Consoli e Schnaid (1997)]. Porém, para perfis heterogêneos (por exemplo, módulo crescente com a profundidade caracterizado pelos estudos de Gibson (1974)) este efeito é claramente evidenciado durante a análise dos resultados.

O uso de placas de diâmetros reduzidos para prever o comportamento de fundações de grandes dimensões em um perfil de solo estratificado, é o objetivo principal da presente pesquisa. A interpretação dos resultados experimentais é realizada utilizando métodos semi-empíricos, analisando-se propostas existentes na literatura e propondo-se correlações com base

nos resultados obtidos. O uso do método de elementos finitos poderia também ser empregado na análise, porém esta abordagem está fora do escopo do presente trabalho.

Tentativas de interpretação de resultados de ensaios de placa em solos homogêneos empregam a normalização dos resultados através da relação: razão entre tensão aplicada e nível de tensões geostáticas versus recalque relativo, sendo este definido como a razão entre o recalque e o diâmetro da sapata. O emprego desta normalização pode ser explicada, de forma simples, através da teoria da elasticidade. Neste caso, a distribuição de tensões abaixo do elemento de fundação ocorre em um solo de comportamento uniforme e homogêneo, cujos recalques elásticos podem ser expressos como:

$$\rho = q \cdot D \cdot \left(\frac{1 - \mu^2}{E} \right) \cdot C_d \quad \text{Eq. [5.1]}$$

onde:

ρ = recalque vertical imediato

C_d = fator de forma e rigidez (também denominado de fator de influência)

q = tensão vertical atuante

D = diâmetro ou largura da fundação

μ = coeficiente de Poisson

E = módulo de elasticidade do solo

sendo, $C_s = \frac{E}{(1 - \mu^2)}$ C_s = coeficiente de deformação

pode-se re-escrever a equação [5.1] na forma:

$$\rho = q \cdot D \cdot \left(\frac{C_d}{C_s} \right) \quad \text{Eq. [5.2]}$$

$$\left(\frac{\rho}{D} \right) = q \cdot \left(\frac{C_d}{C_s} \right) \quad \text{Eq. [5.3]}$$

Sendo C_d = função da (forma; rigidez) e C_s = função do (módulo de elasticidade; coeficiente de Poisson), pode-se estabelecer uma relação entre nível de tensões (q) e recalques relativos (ρ/D) e a distribuição de tensões ao longo do perfil. Evidentemente, a equação [5.3] só pode ser aplicada a perfis homogêneos, não sendo possível justificar teoricamente seu uso generalizado a maciços estratificados.

Conhecidas as limitações desta abordagem, buscou-se na normalização proposta (tensão x recalque relativo) uma forma de investigar possíveis padrões de comportamento aos resultados de ensaios realizados. O comportamento medido está apresentado na Figura 5.13, onde é possível verificar que resultados de ensaios de igual relação H/D apresentam comportamento semelhante tanto para a rigidez inicial como para as tensões de ruptura. A dispersão observada é função da variabilidade nas propriedades dos terrenos natural e tratado, bem como da influência dos fatores inerentes a ensaios de placa decorrentes de pequenas excentricidades, inclinação, amolgamento do solo imediatamente abaixo da placa, entre outros.

As evidências experimentais observadas na Figura 5.13, parecem indicar que não há influência significativa do efeito de escala sobre o comportamento de uma fundação assente em uma camada de solo fortemente cimentado colocada na superfície de um material de natureza coesivo-friccional, para relações H/D entre 0,5 e 2,0. O aumento da relação H/D é acompanhada por um aumento significativo da capacidade de carga das sapatas e uma redução dos recalques para um dado nível de tensões.

Na Figura 5.14, são apresentadas as curvas médias que refletem o comportamento q x ρ/D dos ensaios que guardam a mesma relação entre espessura da camada de solo melhorado e o diâmetro da placa. Nota-se, claramente, a melhora de desempenho da fundação pela presença de uma camada cimentante superficial e pelo aumento da espessura desta camada.

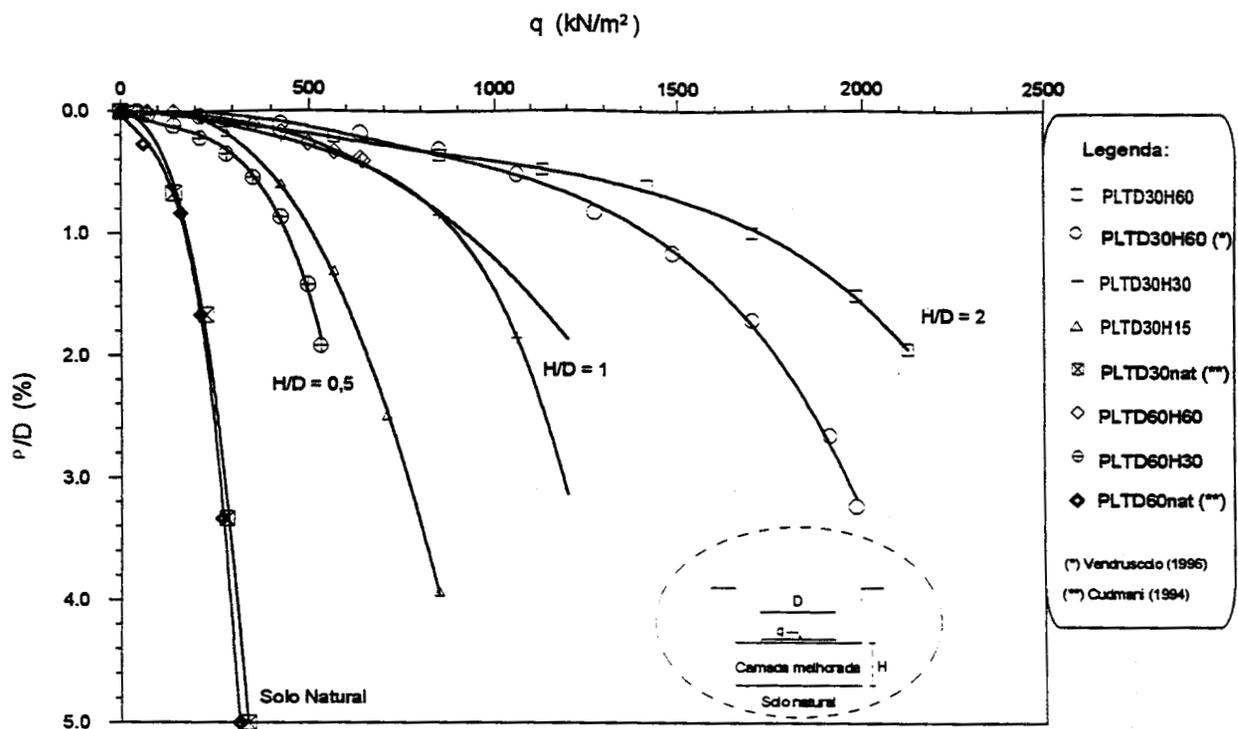


Figura 5.13: Curvas Tensão x Recalque Relativo para ensaios realizados no solo natural e sobre camadas de solo melhorado.

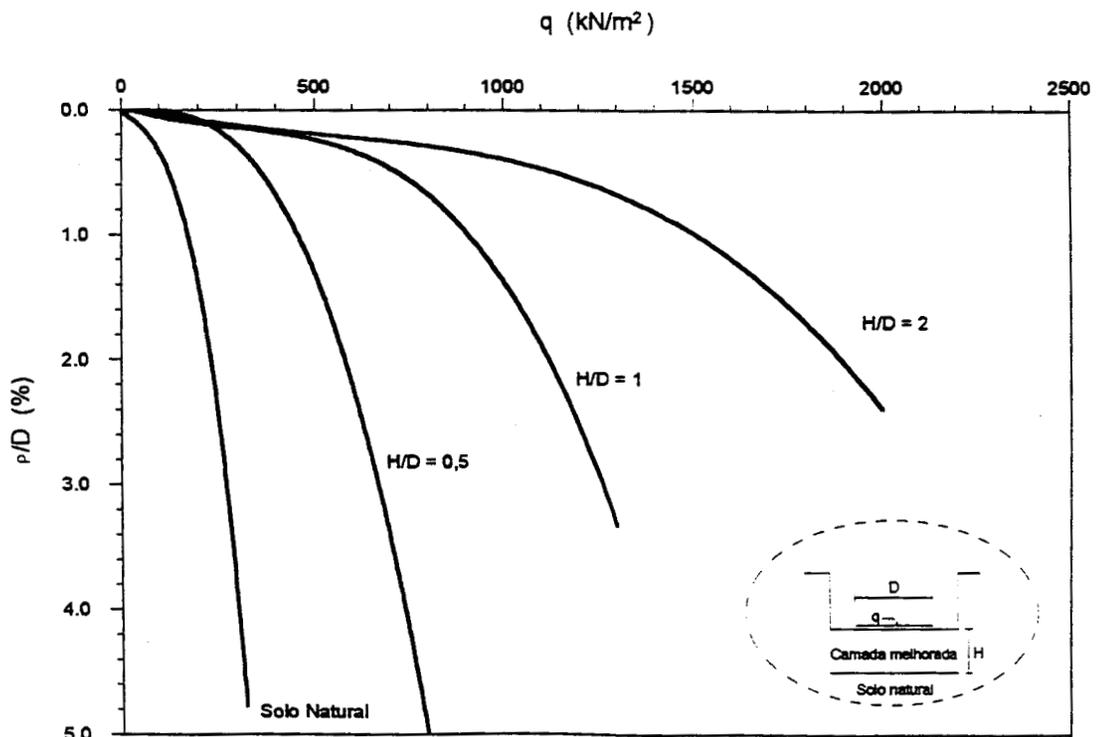


Figura 5.14: Curvas médias dos ensaios de placa realizados sobre o solo natural e sobre a camada de solo melhorado.

5.3.1 NORMALIZAÇÃO DOS RESULTADOS

Uma vez identificada a potencialidade do uso de uma camada de solo melhorado, procurou-se estabelecer formas de normalização ou adimensionalização dos resultados. Busca-se, com isto, investigar a possibilidade de obtenção de tendências definidas entre resultados de ensaios com placas de diferentes diâmetros, na tentativa de estabelecer diretrizes de projeto de fundações superficiais assentes em solos cimentados.

O principal método da abordagem adotada consiste em normalizar os resultados através do recalque relativo, ρ/D . Desta forma, foi possível observar a melhora no comportamento da fundação para diferentes valores de H/D . Fica portanto, estabelecido um padrão de comportamento, independente do diâmetro da placa e da espessura da camada de solo melhorado, i.e. o aumento de capacidade de carga é identificado através da razão H/D .

A principal dificuldade, em contrapartida, reside na possível forma de normalizar as medidas de tensões (q). Visando determinar a influência do aumento da espessura da camada de solo melhorado a partir de diferentes propriedades do solo natural, utilizaram-se 2 formas distintas para a normalização das tensões: a primeira consiste no uso da tensão de ruptura do solo natural obtida a partir da Figura 5.14; e a segunda forma de normalizar as tensões foi através do valor da resistência de ponta obtida no ensaio de cone elétrico realizado no solo natural. A seguir são apresentados os métodos de normalização adotados nesta pesquisa:

a) TENSÃO DE RUPTURA (q_{rup}):

Consiste em normalizar as tensões através dos valores das tensões de ruptura de ensaios de placa realizados em solo natural. Este valor pode ser definido através do procedimento discutido no Item 5.2. Desta forma, as tensões de ruptura das placas em solo natural, expressas em um gráfico $q/q_{rup(natural)} \times \rho/D$, tendem à unidade. Os valores obtidos para diferentes relações de H/D são maiores que 1 e permitem uma avaliação imediata do percentual de aumento da capacidade de carga em relação ao ensaio realizado no solo natural. Como verificou-se na Figura 5.14, quando plotam-se curvas de ensaios de placas na forma tensão versus recalque relativo, o comportamento dos ensaios que guardam a mesma relação H/D são bem aproximados, permitindo a adoção de curvas médias para cada relação H/D . Procurando

estabelecer este mesmo comportamento para as curvas de tensão normalizada versus recalque relativo, adotou-se como tensão de ruptura do solo natural o valor extraído da Figura 5.14, onde os ensaios com placas de 0,3 e 0,6m de diâmetros são representados por uma curva média, refletindo um único valor para a tensão de ruptura. Este procedimento permite prever o aumento de resistência para diferentes valores de H/D, possibilitando análises para outras placas de diferentes diâmetros assentadas sobre camadas de solo melhorado de diferentes espessuras, além daquelas estudadas neste trabalho. Na Figura 5.15 são apresentadas as curvas $q/q_{rup(natural)} \times \rho/D$, onde se pode verificar o comportamento descrito anteriormente, isto é, o acréscimo significativo da resistência para valores maiores da relação H/D.

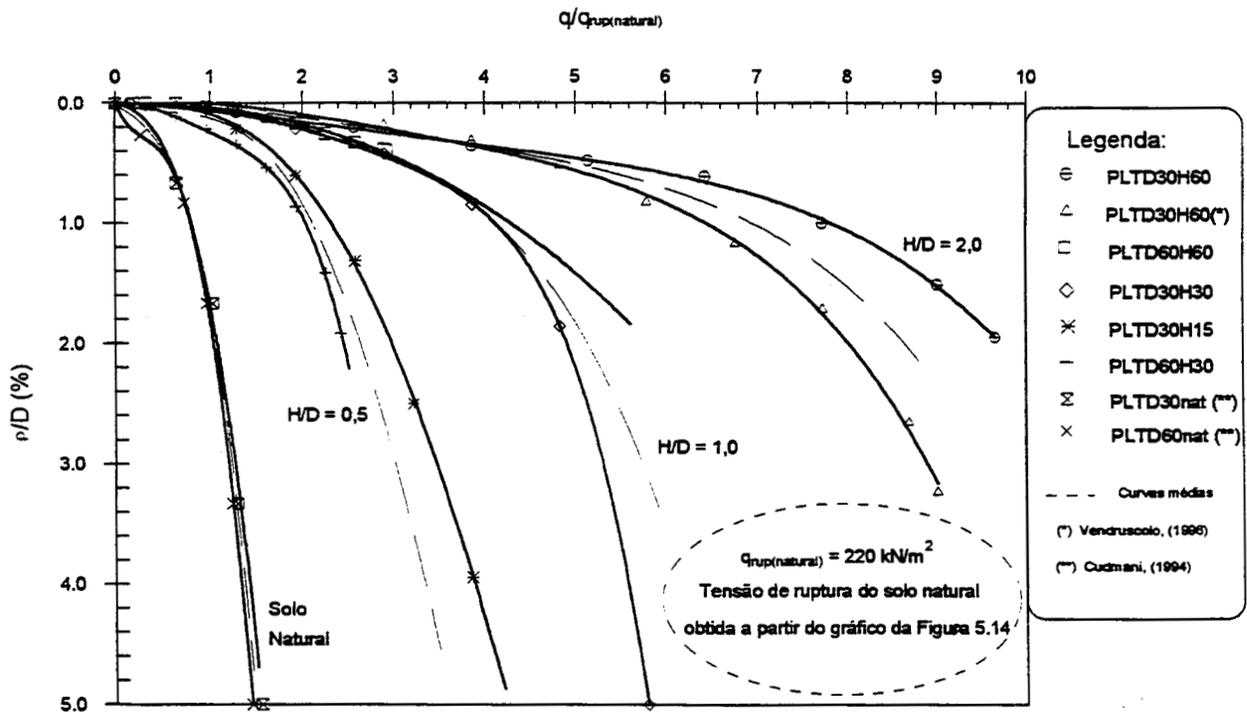


Figura 5.15: Tensão Normalizada x Recalque Relativo (tensão normalizada pela da tensão de ruptura verificada para a curva média do solo natural, apresentada na Figura 5.14)

b) RESISTÊNCIA DE PONTA À PENETRAÇÃO (q_c):

O ensaio de cone é uma ferramenta de grande poder que permite a obtenção de parâmetros geotécnicos do solo, além de possíveis correlações diretas com o comportamento de estacas. Um terceiro objetivo, é a classificação e estratigrafia de um perfil de solo. A resistência de ponta (q_c), determinada através do ensaio de cone, representa um parâmetro de resistência gerado pelo solo, durante a cravação de uma ponteira cônica, em velocidade constante. Por tratar-se de um ensaio relativamente barato e de fácil execução e interpretação, optou-se por normalizar as tensões medidas nos ensaios de placa pelo valor da resistência de ponta obtida pelo ensaio de cone, realizado no solo natural. Espera-se, com esta metodologia, determinar a influência da espessura da camada de solo melhorado no valor de q_c , além de permitir a determinação dos níveis de tensões gerados nos ensaios de placa, a partir de um perfil de ensaio de cone. Como discutido no Capítulo 3, onde foram apresentados perfis de ensaios de cone realizados no solo natural e na camada de solo melhorado, o aumento do valor de q_c , verificado pela presença da camada de solo melhorado, é significativo e claramente evidenciado na simples observação da Figura 3.7.

Na Figura 5.16 são apresentadas curvas $q/q_{c(\text{natural})} \times \rho/D$, onde as tensões medidas nos ensaios de placa foram normalizadas pela resistência de ponta (q_c), determinada pelo ensaio de cone realizado no solo natural. Este procedimento de adimensionalização das tensões contribui no sentido de permitir uma comparação imediata do comportamento de placas assentes em perfis de solos naturais e em camadas de solos melhorados de diferentes espessuras. Esta comparação se dá a partir de resultados de ensaios de cone realizados no local onde se pretende apoiar o elemento de fundação.

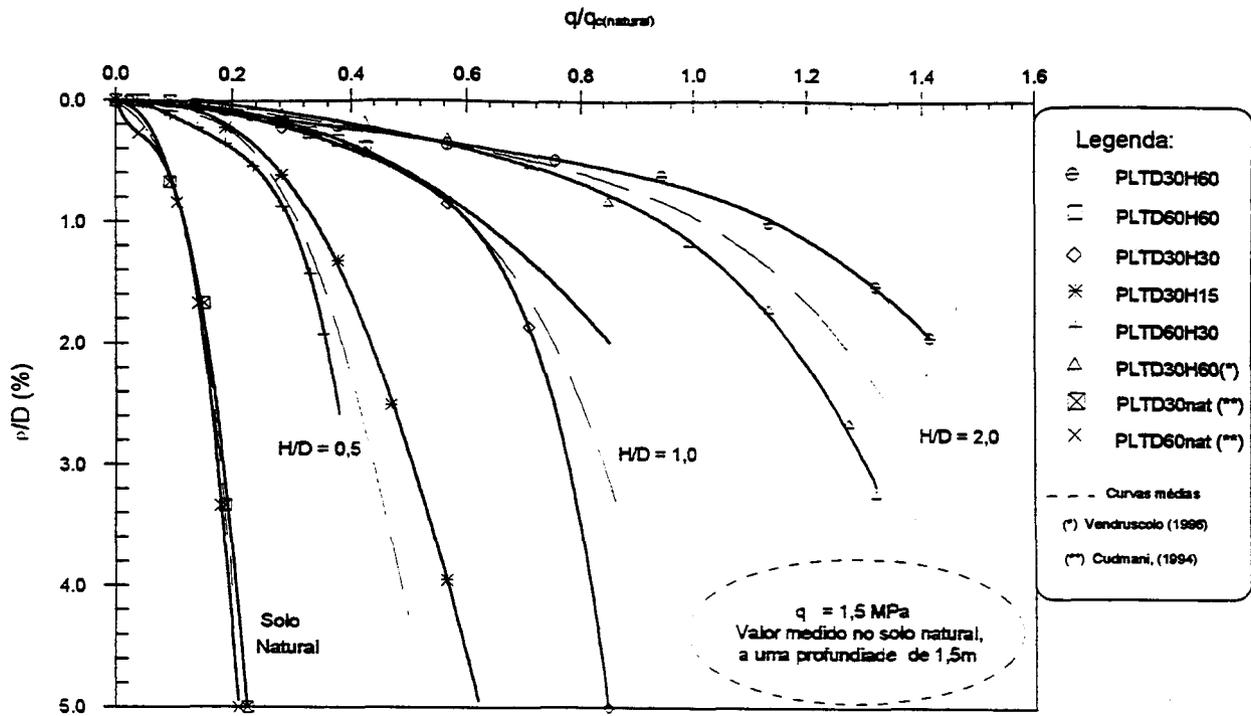


Figura 5.16: Curvas Tensão Normalizada x Recalque Relativo (Tensão normalizada pela resistência à penetração, medida no ensaio de cone realizado no solo natural)

A possibilidade de apresentar resultados de ensaios de placa na forma de tensão normalizada versus recalque relativo permite uma avaliação crítica e qualitativa do comportamento de fundações superficiais assentes sobre perfis de solos naturais, neste trabalho, com características coesivo-friccionais, e sobre camadas de solos melhorados de diferentes espessuras. A utilização de parâmetros de resistência do solo natural (por exemplo, tensão geostática, tensão de ruptura e resistência de ponta), para a normalização das tensões medidas nos ensaios de placa, mostrou-se o meio mais eficaz para descrever o comportamento de camadas de solos melhorados sobrepostas a este material encontrado in situ. Outros parâmetros de resistência podem ser utilizados para normalizar as tensões, como por exemplo, a pressão limite determinada em ensaios pressiométricos, ou mesmo, o número de golpes de um ensaio de SPT, entre outros.

5.4 ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO H/D

Como discutido anteriormente, a relação entre a espessura da camada tratada (H) e o diâmetro do elemento de fundação (D) tem influência decisiva no comportamento tensão-deformação de fundações superficiais assentes em solos estratificados. No item anterior foram apresentados métodos de normalização de resultados de ensaios de placa, que visavam reduzir a influência da relação H/D no comportamentos das placas, quando submetidas a um carregamento vertical de compressão. Procura-se, neste item, estabelecer correlações entre o nível de tensão e a relação entre a espessura da camada e o diâmetro da placa, que permitam determinar essa influência da relação H/D, para diversos níveis de recalques relativos, e propor um estudo paramétrico envolvendo essas três variáveis (relação H/D, recalques relativos (ρ/D) e níveis de tensões (q)).

A partir da Figura 5.13, na qual apresenta-se curvas tensão x recalque relativo para ensaios realizados sobre a camada de solo melhorado com cimento e no solo natural, definiram-se quatro níveis de recalques relativos (0,5%, 1%, 1,5% e 2%) para os quais este estudo se concentrará. Segundo Berardi e Lancellota (1991), como projetos de fundações superficiais são dimensionados com fatores de segurança não inferiores a 2, as deformações relativas são normalmente próximas a 1%. Motivo pelo qual adotaram-se os valores de recalque relativo anteriormente citados.

Para um melhor entendimento, na Figura 5.17 são apresentadas as curvas da Figura 5.13 em escala ampliada, facilitando a análise de obtenção dos valores da tensão para a realização do estudo paramétrico. Fixando-se um valor de referência para o nível de recalque relativo (por exemplo: 1%), obtém-se os valores correspondentes de tensões em cada um dos ensaios. Em seguida, os valores das tensões são plotados contra o valor da relação H/D, correspondente. O resultado desta abordagem é apresentada na Figura 5.18, no qual observa-se que há uma relação aproximadamente linear crescente entre a tensão medida e a razão H/D, para um recalque relativo $\rho/D = 1\%$. Esta mesma metodologia é aplicada para os outros níveis de recalques relativos, sendo que o resultado final é apresentado na Figura 5.19. Na Tabela 5.3 são apresentados os valores absolutos e relativos da tensão, para um recalque relativo de 1%, extraídos das curvas médias de H/D, apresentadas na Figura 5.18. Os valores relativos,

referem-se ao aumento do valor da tensão, nos ensaios realizados sobre a camada tratada, quando comparada com resultados medidos sobre o solo natural.

A tendência observada para $\rho/D = 1\%$ fica igualmente caracterizada para diferentes valores de recalques relativos. Embora a relação $q \times H/D$ seja linear para qualquer valor de ρ/D , o gradiente que define a reta aumenta com a diminuição de ρ/D . As equações das retas representam a tendência de comportamento, sendo representada de forma generalizada como:

$$\frac{H}{D} = A \cdot q + B \quad \text{Eq. [5.6]}$$

onde, A e B são constantes, e seus valores são determinados experimentalmente pelas curvas dos ensaios.

A adoção de correlações empíricas aplicadas à previsão de recalques de fundações superficiais é prática corrente na engenharia de fundações. Correlações estabelecidas para areias são correntemente utilizadas em solos cimentados, possivelmente no entendimento de que, em ambos os solos, os recalques ocorrem imediatamente após a aplicação das cargas. Na ausência de estudos específicos e sistemáticos a solos cimentados, espera-se que a equação [5.6] possa ser utilizada na extrapolação de ensaios de placa aplicados à previsão da capacidade de carga e recalques de fundações submetidas a carregamento vertical.

É evidente que, com os limites de recalques relativos estudados, não se pode garantir que este comportamento seja o mesmo para casos onde a relação entre a espessura da camada e o diâmetro da placa atinge valores elevados, na ordem de 10 a 20. Sugere-se aqui que esta relação só é válida para os casos em que o mecanismo de ruptura ocorre por puncionamento. Casos nos quais $H \gg D$, a ruptura será generalizada, ocorrendo inteiramente dentro da camada tratada (ver Capítulo 6). É improvável que, nestes casos, a equação [5.6] possa ser utilizada.

Observa-se ainda na Figura 5.19, pontos plotados de tensão (q) x relação (H/D) retirados das curvas de ensaios realizados no solo natural. Para critério de coordenadas, o valor da relação H/D para estes casos foi dado como igual a zero, denotando a ausência da camada tratada.

É interessante notar-se que, uma vez realizado um ensaio de placa em um solo natural de natureza coesivo-friccional é possível, através da equação [5.6], estimar o valor da carga, a diferentes níveis de recalques relativos, para fundação assentes sobre uma camada de solo melhorado. Esta abordagem, de considerável interesse à prática de engenharia, deve ser testada a outros programas experimentais, a fim de ser validada.

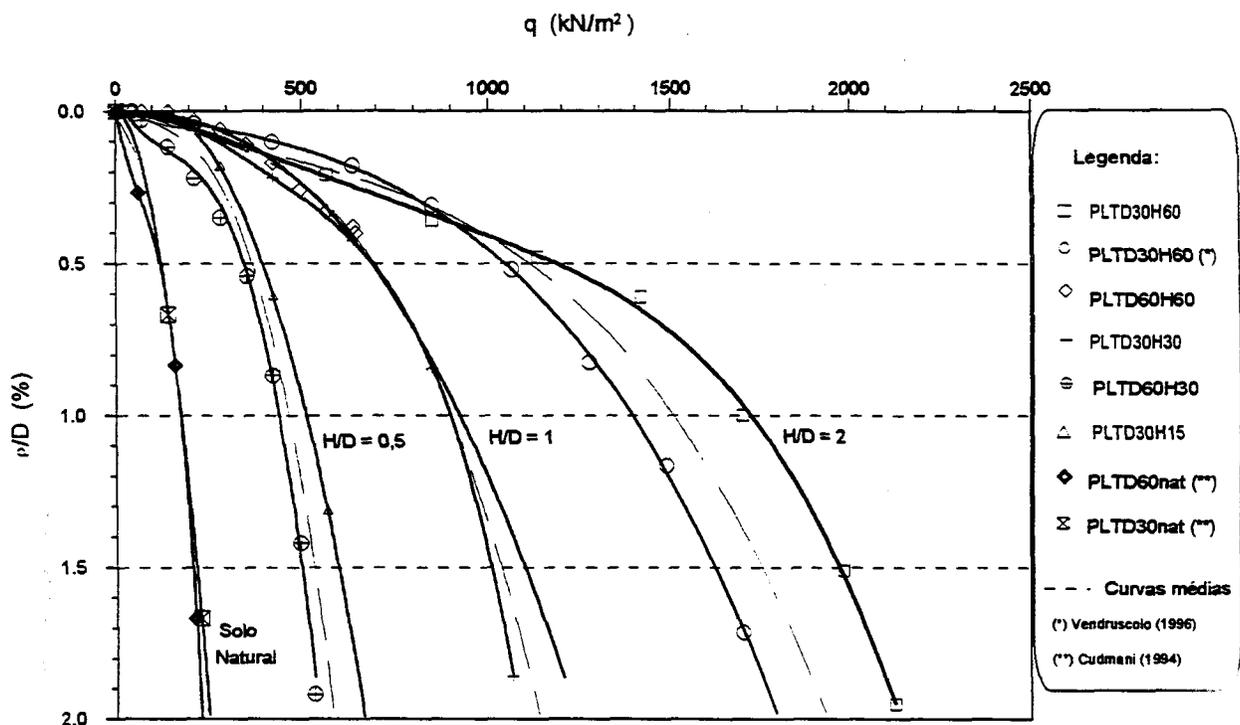


Figura 5.17: Curvas Tensão x Recalque Relativo (escala ampliada)

Tabela 5.3: Valores absolutos e relativos da Tensão (q) para um recalque relativo de 1%, verificado nas curvas médias para cada relação H/D .

Tensão	Solo Natural	$H/D = 0,5$	$H/D = 1,0$	$H/D = 2,0$
Absoluto (kN/m^2)	175	460	900	1500
Relativo	1,00	2,63	5,14	8,57

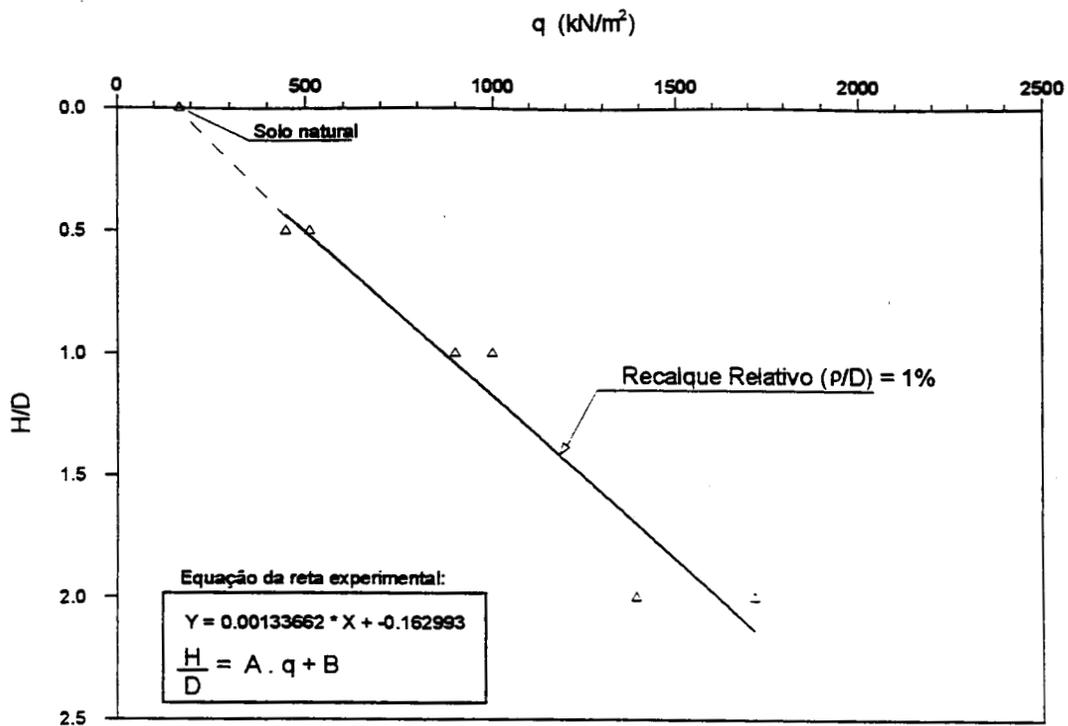


Figura 5.18: Curva Tensão x H/D (para recalque relativo de 1%)

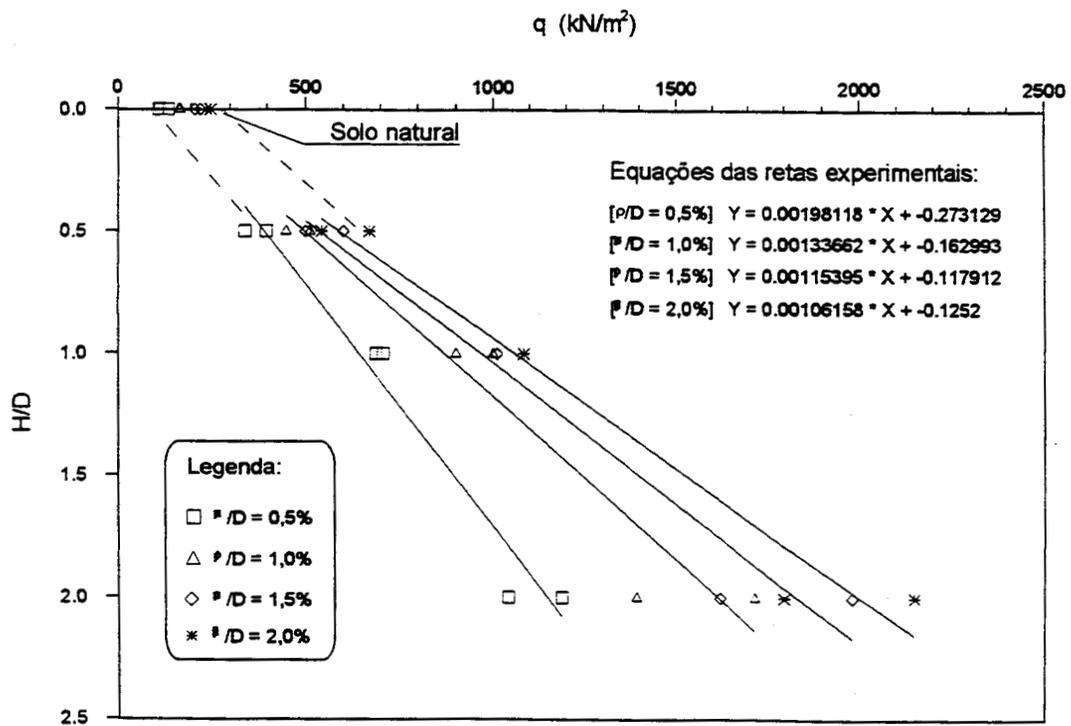


Figura 5.19: Curvas Tensão x Relação H/D

5.5 ESTUDO DE CASO

A seguir será apresentado um estudo de caso desenvolvido a partir de dados obtidos nos estudos de Ueshita e Meyerhof (1967). Neste estudo de caso, aplicar-se-á a metodologia de normalização das curvas carga-recalques para comprovação da mesma em outros resultados experimentais.

Ueshita e Meyerhof (1967), estudaram deflexões de sistemas múltiplos de camadas de solos sob uma área circular carregada. Os estudos foram realizados através de câmaras de calibração, em perfis estratificados de três e duas camadas. Um dos perfis executados pelos autores, consistia num sistema de dupla camada, sendo que a camada superior de solo-cimento (teor de cimento = 10%). Foram estudados dois perfis, com diferentes espessuras para a camada de solo-cimento, um deles com 1,0 in. (25,4 mm) e outro de 1,5 in. (38,1 mm). Em ambos os casos, tinha-se um material argiloso subjacente. Os resultados dos ensaios de carregamento são apresentados na Figura 5.20.

Na Figura 5.21, tem-se as curvas plotadas no gráfico tensão (q) x recalque relativo (ρ/D). Percebe-se que há uma clara tendência de redução das tensões aplicadas com a diminuição da razão H/D para um mesmo nível de recalque relativo. As curvas com relação $H/D \approx 1$ indicam claramente a ausência de efeito de escala para resultados plotados no espaço $q \times \rho/D$.

Visando determinar a influência da relação H/D no comportamento dos ensaios realizados pelos autores, são apresentadas na Figura 5.22 as curvas tensão (q) x relação H/D . Nota-se um comportamento linear, crescente da tensão com a relação H/D para cada nível de recalque relativo. Este comportamento, novamente vem comprovar a possibilidade do uso da equação [5.6] na extrapolação de resultados de ensaios de placa quando submetidos a um carregamento vertical.

Os comportamentos verificados neste estudo de caso vêm contribuir para a abordagem desenvolvida neste trabalho. Apesar dos dados terem sido obtidos de ensaios que guardam diferentes características, um de campo e o outro de laboratório, um conjunto de ensaios tendo argila como solo de base e outro solo de natureza coesivo-friccional, e relações H/D

diferentes, constatou-se uma semelhança muito grande no comportamento geral dos ensaios. As técnicas de normalização mostraram-se eficientes e confiáveis para a determinação de comportamentos de ensaios de placa e, por conseguinte, de fundações superficiais, de diferentes diâmetros assentes em solos estratificados. Estas evidências parecem ser válidas para condições de contorno nas quais uma camada mais rígida é sobreposta a um perfil semi-infinito de solo homogêneo menos rígido.

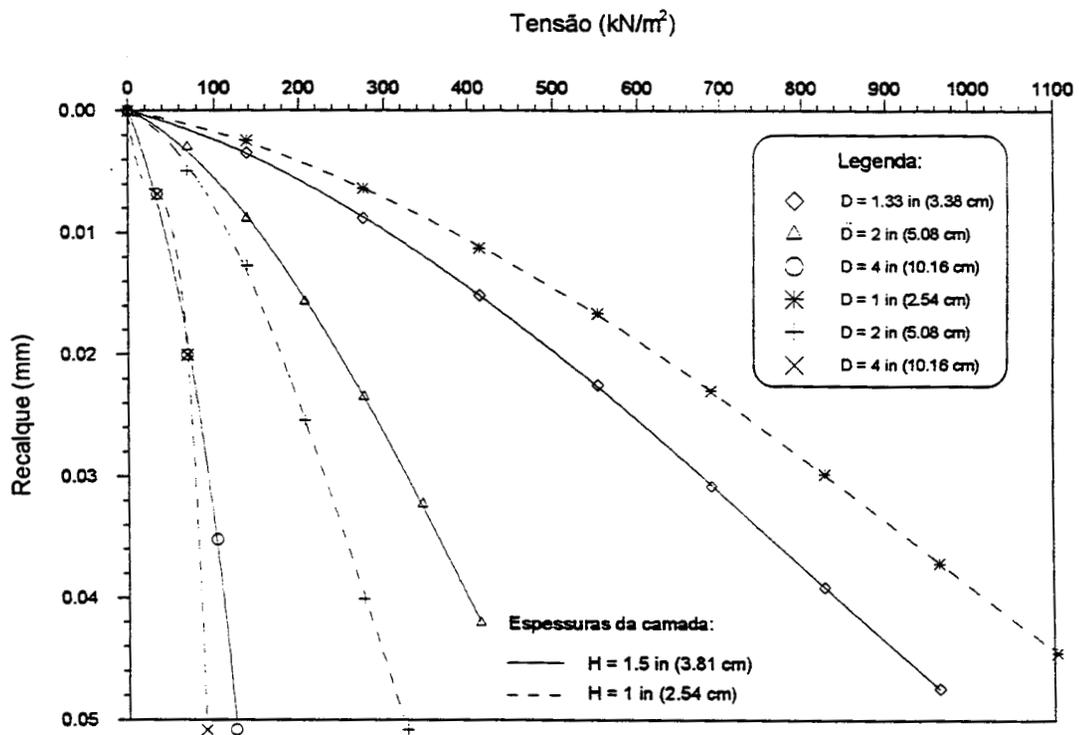


Figura 5.20: Curvas Tensão x Recalque (Ueshita and Meyerhof, 1967)

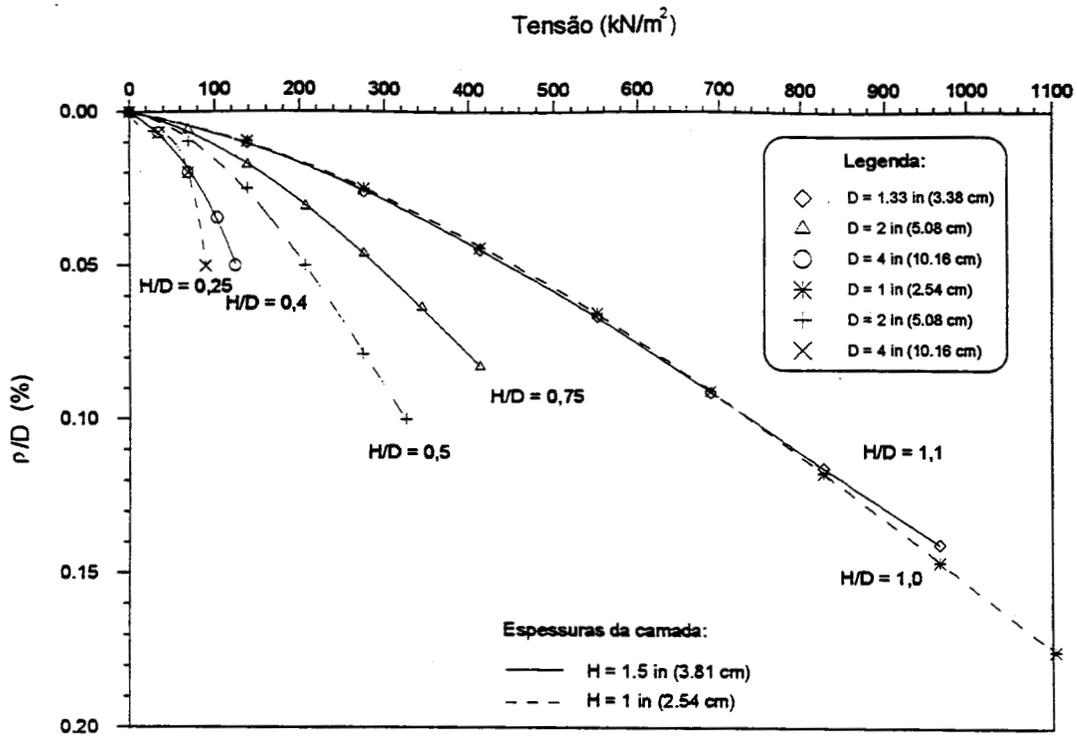


Figura 5.21: Curvas Tensão x Recalque Relativo para diferentes relações H/D.

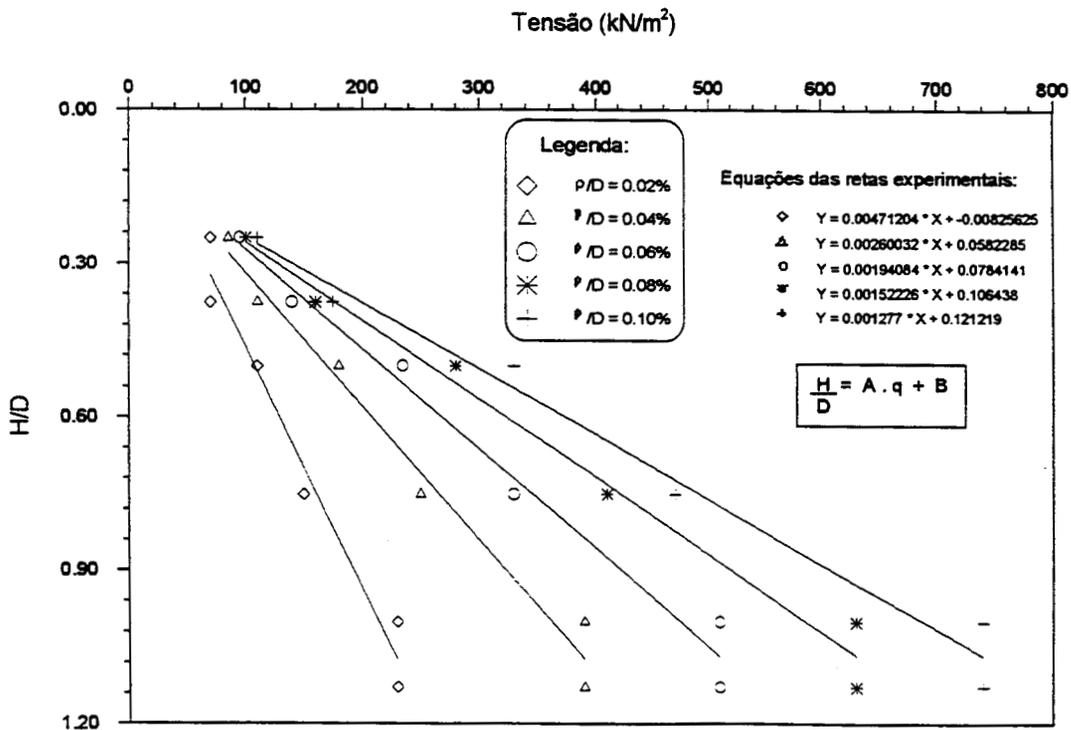


Figura 5.22: Curvas Tensão x Relação H/D

CAPÍTULO 6

ESTUDO ANALÍTICO

6.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo destina-se a aplicação dos métodos de previsão de capacidade de carga e recalques em fundações superficiais assentes sobre solos estratificados. Descreve-se a condição na qual a camada superior exhibe parâmetros de resistência e rigidez maiores que a camada subjacente, objetivando avaliar a melhora de desempenho de fundações quando da colocação de uma camada de solo tratado.

Busca-se aqui, avaliar a aplicabilidade dos modelos analíticos para fundações superficiais assentes em solos coesivo-friccionais. Neste sentido, apresenta-se uma comparação quantitativa e qualitativa entre os diversos métodos de previsão de capacidade de suporte e determinação de recalques, bem como uma validação das proposições através de comparações entre resultados teóricos e experimentais.

6.2 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE

Como o solo estudado apresenta características coesivo-friccionais, procurou-se então, adotar os métodos que utilizavam as parcelas de resistência devido à coesão e ao atrito interno do solo. Dentre os vários métodos encontrados (ver Capítulo 2), os métodos propostos por Purushothamaraj et al. (1974), Vesic (1975) e Meyerhof e Hanna (1978) foram os que mais aproximavam-se às condições verificadas em campo.

Definidos os métodos a serem aplicados, procurou-se então identificar suas variáveis e, baseado nas hipóteses apresentadas, utilizar de forma coerente os parâmetros do solo estudado. Buscou-se manter a forma original de cada método, sem propor modificações. Assim, os resultados calculados da tensão de ruptura reproduzem os conceitos definidos em

cada método sem alterações ou simplificações. Detalhes sobre os usos dos métodos são descritos adiante, em forma de comentários sobre o uso e resultados dos métodos referidos.

Os parâmetros de resistência adotados nos cálculos da capacidade de suporte através dos métodos teóricos são mostrados na Tabela 6.1. Maiores detalhes sobre as características e propriedades do solo estudado podem ser encontrados no Capítulo 3 deste trabalho.

Na Tabela 6.2 são apresentados os valores da tensão de ruptura (q_{ult}), definida a partir de resultados experimentais através da aplicação do critério de definição da carga de ruptura escolhido no Capítulo 5 (Critério N° 2), bem como os valores calculados a partir dos métodos teóricos. Na Tabela 6.3 são apresentados os valores da relação entre a tensão última de ruptura calculada, através do uso dos modelos teóricos, e os valores encontrados experimentalmente.

No gráfico apresentado na Figura 6.1 são plotadas curvas q_{ult} x Razão H/D, obtidas através dos ensaios experimentais e aquelas determinadas pelo uso dos métodos teóricos. Na Figura 6.2 são apresentados os resultados das previsões realizadas através de três formulações anteriormente referidas. Nas ordenadas é apresentada a relação entre o valor calculado e o valor medido da tensão última de ruptura (q_{ult}/q_{exp}); nas abcissas a razão entre a espessura da camada de solo melhorado (H) e o diâmetro da fundação (D).

Tabela 6.1: Valores dos parâmetros reais de resistência das camadas de solo estudadas.

Camadas	Valores reais		Valores reduzidos		γ (kN/m ³)
	ϕ (°)	c (kN/m ²)	ϕ' (°)	c' (kN/m ²)	
Solo melhorado	47,9	27,0	36,4	18,0	19,61
Solo natural	24,2	18,7	16,7	12,5	17,50

Tabela 6.2: Valores da tensão última de ruptura.

Denominação	Tensão de ruptura (q_{ult}) - kN/m ²			
	Experimental	Meyerhof e Hanna (1978)	Vesic (1975)	Purushothamaraj et al. (1974)
PLTD30H60	1909,86	1304,95	4777,15	1205,15
PLTD30H30	1202,50	1107,70	1176,42	874,59
PLTD30H15	792,24	942,25	528,11	831,39
PLTD30nat	282,94	213,90	213,90	252,91
PLTD60H60	1237,87	1028,02	1315,52	898,31
PLTD60H30	495,15	875,23	584,12	841,98
PLTD60nat	215,74	219,21	192,90	268,22

Tabela 6.3: Valores da tensão última de ruptura calculada / experimental.

Denominação	Relação q_{ult}/q_{exp}		
	Meyerhof e Hanna (1978)	Vesic (1975)	Purushothamaraj et al. (1974)
PLTD30H60	0,68	2,50	0,63
PLTD30H30	0,92	0,98	0,73
PLTD30H15	1,19	0,67	1,05
PLTD30nat	0,76	0,76	0,89
PLTD60H60	0,83	1,06	0,73
PLTD60H30	1,77	1,18	1,70
PLTD60nat	1,02	0,89	1,24

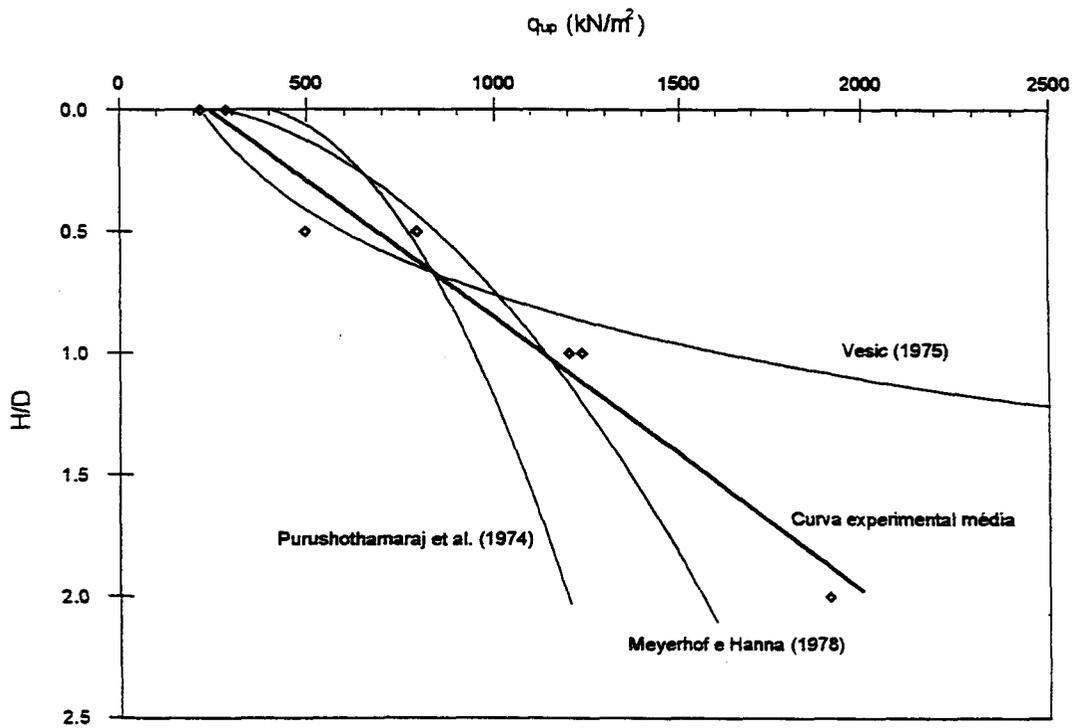


Figura 6.1: Relação entre a tensão de ruptura (q_{ult}) e a relação entre a espessura da camada superior (H) e o diâmetro da placa (D).

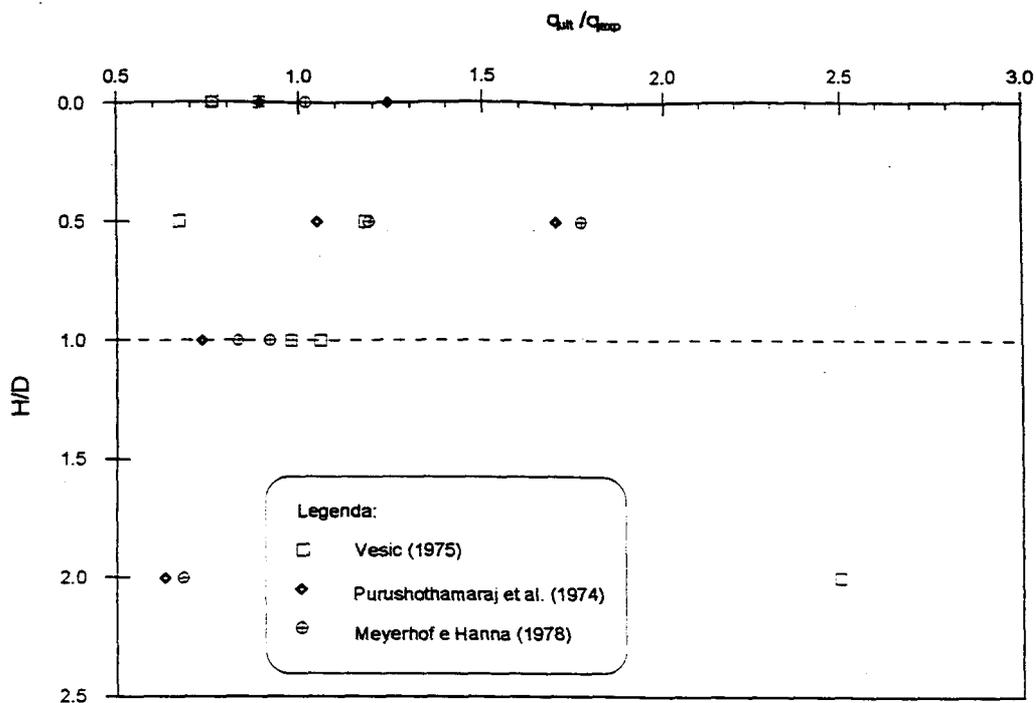


Figura 6.2: Valores da relação entre tensão de ruptura calculada / experimental

A partir da observação dos resultados apresentados nas Tabelas 6.2 e 6.3 e dos comportamentos verificados nas Figuras 6.1 e 6.2, fazem-se os seguintes comentários:

- O método proposto por Vesic (1975) apresentou, para relações $H/D \leq 1$, resultados da tensão de ruptura próximos aos valores experimentais medidos. Porém, para valores de relação $H/D > 1$, o método resulta em valores extremamente elevados da tensão de ruptura, uma vez que o método adota uma formulação básica exponencial. Este comportamento foi também observado por Vesic (1975) e relatado em seu trabalho.

- Vesic (1975) adotou como hipótese em seu método, a forma de ruptura como sendo por puncionamento, com a formação de linhas verticais de ruptura ao longo da camada inferior de solo (Figura 2.11). Para a determinação da parcela de resistência devido à capacidade de suporte da camada inferior de solo, supõe-se a ação de uma sapata fictícia, de mesma forma e tamanho que a original, apoiada sobre a camada inferior de solo, adotando os parâmetros desta camada no cálculo da capacidade de suporte. Entretanto, nos ensaios experimentais que foram conduzidos à ruptura, constatou-se a formação de superfícies de ruptura inclinadas ao longo da camada de solo melhorado com cimento, conforme é demonstrado na Figura 6.3. Fez-se uma medição aproximada do ângulo de inclinação da superfície de ruptura (θ) verificado em campo,

chegando a valores próximos a 45° . Uma tentativa de aplicação do método de Vesic, utilizando diferentes valores de θ entre 0° e 60° , é apresentada na Figura 6.4. Objetiva-se neste exercício, verificar a influência do ângulo θ na estimativa mais realista dos valores da capacidade de suporte medidos em campo. Previsões de q_{ult} para $\theta = 45^\circ$ são aceitáveis para razões H/D menores que a unidade. Para valores de H/D superiores a unidade o método de Vesic não produz resultados compatíveis com os medidos experimentalmente.

- A redução dos parâmetros geotécnicos proposta por Terzaghi, para levar em consideração a ruptura por punção, conduz a melhores previsões dos valores experimentais utilizando o método proposto por Vesic (1975). Esta observação é também verdadeira para o método proposto por Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974) que, embora não cite em seu trabalho a redução dos parâmetros, a aplicação deste artifício reduz os valores da tensão última de ruptura, aproximando-os aos valores experimentais medidos. Para o método proposto por Meyerhof e Hanna (1978), é aplicado um coeficiente de punção (K_s), de forma a ajustar os parâmetros à forma de ruptura idealizada no método. Assim, a redução dos parâmetros geotécnicos conduz a valores inferiores da tensão de ruptura, não sendo, portanto, recomendada para este método.

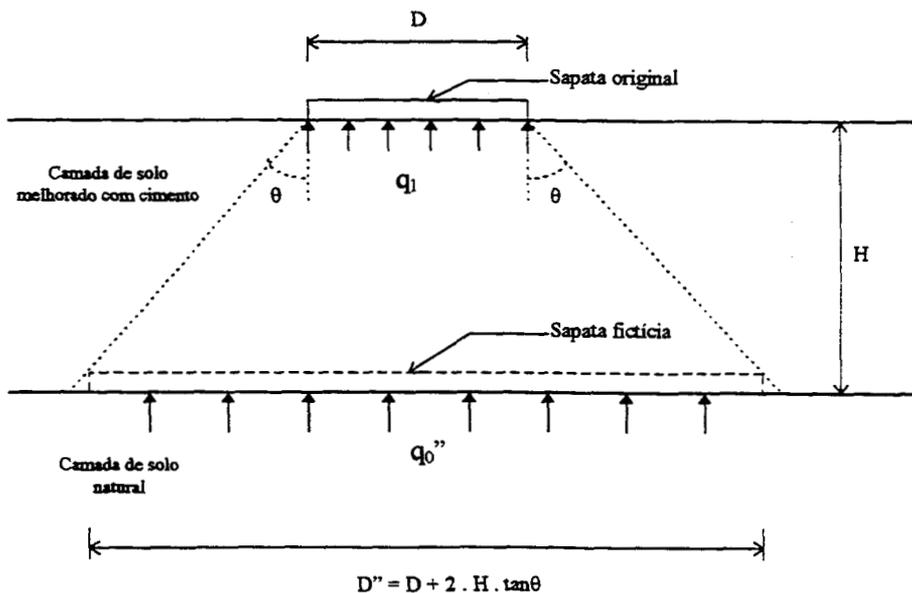


Figura 6.3: Forma da superfície de ruptura idealizada para as condições de campo.

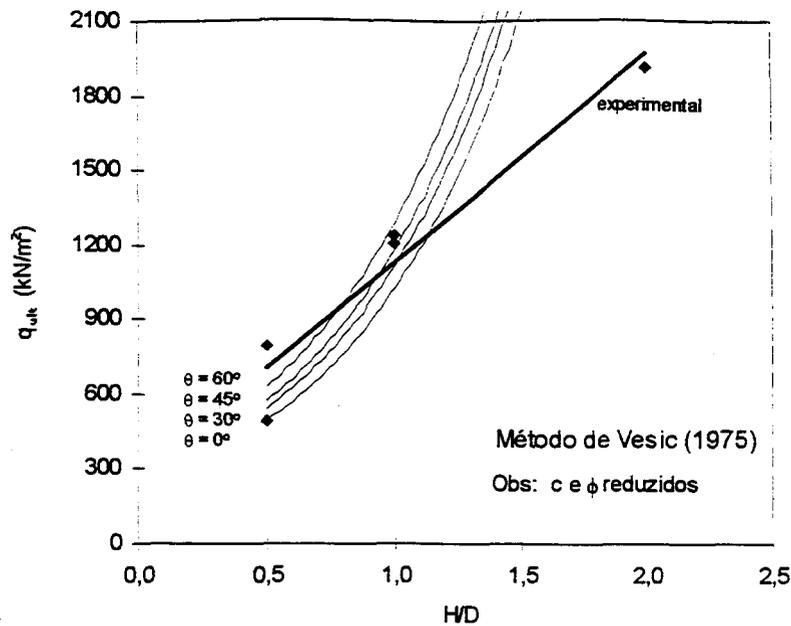


Figura 6.4: Variação do comportamento $q_{ult} \times H/D$ para diferentes valores do ângulo θ .

- O método proposto por Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974), conforme descrito no Capítulo 2, é baseado na teoria da análise limite, utilizando o teorema do limite superior. Utilizando os parâmetros geotécnicos reduzidos, os valores calculados da tensão de ruptura foram próximos aos valores experimentais medidos, além do comportamento $q_{ult} \times$ Razão H/D ser semelhante ao verificado em campo. Para valores reais dos parâmetros ϕ e c , de ambas as camadas, os resultados da tensão de ruptura tornam-se elevados, fato este esperado, uma vez que o método é baseado no teorema do limite superior. Na Figura 6.5, são apresentadas curvas tensão \times razão H/D utilizando os parâmetros reais e reduzidos do solo, em conjunto com a curva experimental.

- A definição da geometria da superfície de ruptura, para o método proposto por Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974), é de vital importância à determinação da capacidade de suporte da fundação. Quaisquer alterações nos valores dos ângulos que formam os blocos rígidos θ_1 , θ_2 , θ_3 , α e β , resultam em modificações significativas no valor da tensão de ruptura e incertezas na aplicabilidade do método. Na Figura 6.6, é apresentado um desenho esquemático da forma da superfície de ruptura adotada, indicando os valores dos ângulos referidos. A forma da superfície de ruptura original apresentada pelos autores, pode ser observada na Figura 2.7.

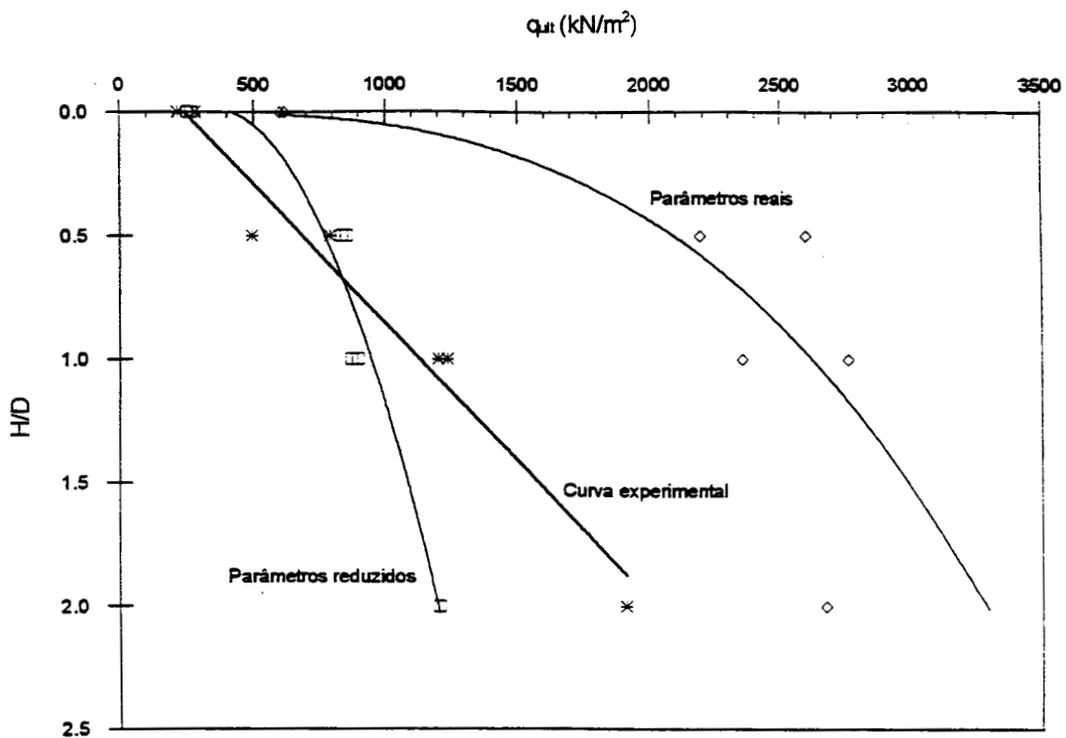


Figura 6.5: Variação do comportamento tensão de ruptura (q_{ult}) x razão H/D para diferentes valores de coesão (c) e ângulo de atrito interno (ϕ), através do método analítico proposto por Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974).

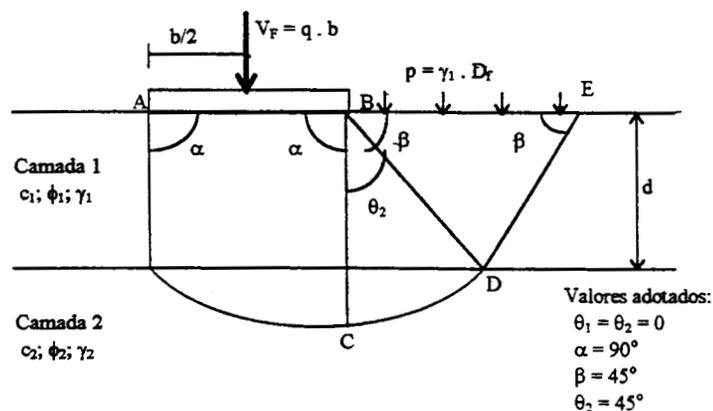


Figura 6.6: Hipótese adotada para geometria da superfície de ruptura, no cálculo da capacidade de suporte da fundação, através do método proposto por Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974).

- O método proposto por Meyerhof e Hanna (1978) foi o que melhor representou o comportamento verificado experimentalmente. Não somente os valores da tensão de ruptura são realistas, como também a tendência de comportamento $q_{ult} \times H/D$ aproxima-se dos resultados dos ensaios de placa.

- Através da análise da Figura 6.1, pode-se confirmar a observação anteriormente descrita, de que os métodos propostos por Meyerhof e Hanna (1978) e por Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974) foram os que apresentaram valores de tensão de ruptura mais próximos aos valores experimentais medidos. O método proposto por Vesic (1975) apresentou para relações $H/D \leq 1,0$ valores inferiores de tensão de ruptura. Diferentemente o que foi determinado para relações $H/D > 1,0$ onde os valores da tensão de ruptura tornaram-se elevados, de forma a inviabilizar o uso deste método para estes casos.

6.3 ANÁLISE DE DEFORMABILIDADE

A previsão dos recalques foi realizada através de métodos semi-empíricos baseados na Teoria da Elasticidade. Para a previsão de recalques de fundações superficiais através da Teoria da Elasticidade é suficiente conhecer-se o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson do solo e as características geométricas do problema. Na prática, a geometria é conhecida e o coeficiente de Poisson pode ser estimado, sendo, portanto, o módulo de elasticidade a incógnita principal do problema. Assim, a previsão de recalques da fundação está associado à obtenção do módulo de elasticidade do solo. Para o caso de perfis de solos heterogêneos, o módulo que se procura, refere-se a um Módulo de Elasticidade Equivalente, que reflete o comportamento em conjunto de todas as camadas de solo submetidas ao esforço aplicado. Este módulo equivalente é basicamente determinado em função da relação entre os módulos das camadas envolvidas no problema.

Visando reproduzir o comportamento dos ensaios experimentais, procurou-se determinar, através de soluções elásticas, os valores dos módulos de elasticidade equivalentes. Para tal, estudou-se a influência do valor do módulo de elasticidade da camada de solo

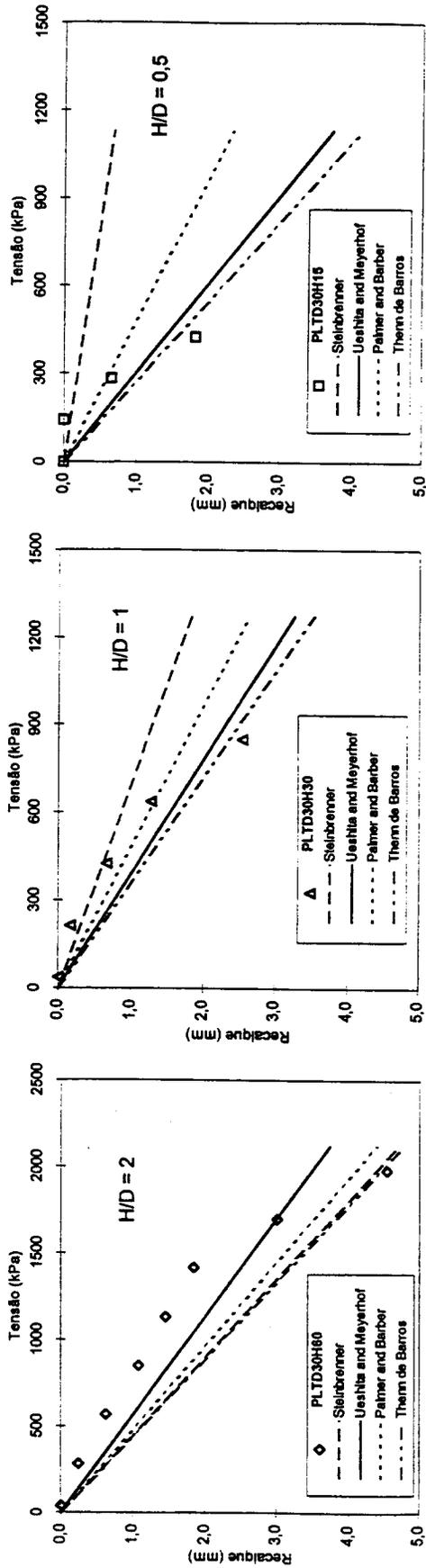
melhorado no comportamento tensão x recalque e comparou-se os resultados calculados com os resultados verificados em campo.

Os módulos de elasticidade foram inicialmente determinados a partir de resultados de ensaios triaxiais do tipo CID, com tensão de confinamento de 20 kPa. Na Tabela 6.4 são apresentados valores de módulos de elasticidade para três níveis de deformação. Adotou-se o módulo a 0,1% de deformação com base nos estudos desenvolvidos por Burland (1989), para argilas pré-adensadas, e por Berardi e Lancellotta (1991), para solos granulares, onde, para ambos os casos, o nível de deformação de 0,1% representa um limite máximo permitido para se evitar danos estruturais às obras de engenharia. Logicamente, este limite está diretamente ligado ao tipo de solo e às características do projeto em questão. Quanto aos valores dos coeficientes de Poisson, foi adotado o valor de 0,2 para ambas as camadas. Para os ensaios triaxiais realizados com amostras do solo natural, não foram medidas as deformações radiais e, portanto adotou-se o coeficiente de Poisson obtido por Mántaras (1995), através de ensaios pressiométricos. Para o solo melhorado com cimento, o coeficiente de Poisson foi obtido através dos resultados dos ensaios triaxiais, com tensão confinante de 20 kPa.

Tabela 6.4: Valores dos módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson.

Camadas	E_{sec} (0,05%) (MPa)	E_{sec} (0,1%) (MPa)	E_{sec} (0,15%) (MPa)	Coef. de Poisson
Solo natural	53	45	36	0,2
Solo melhorado com cimento	231	160	131	0,2

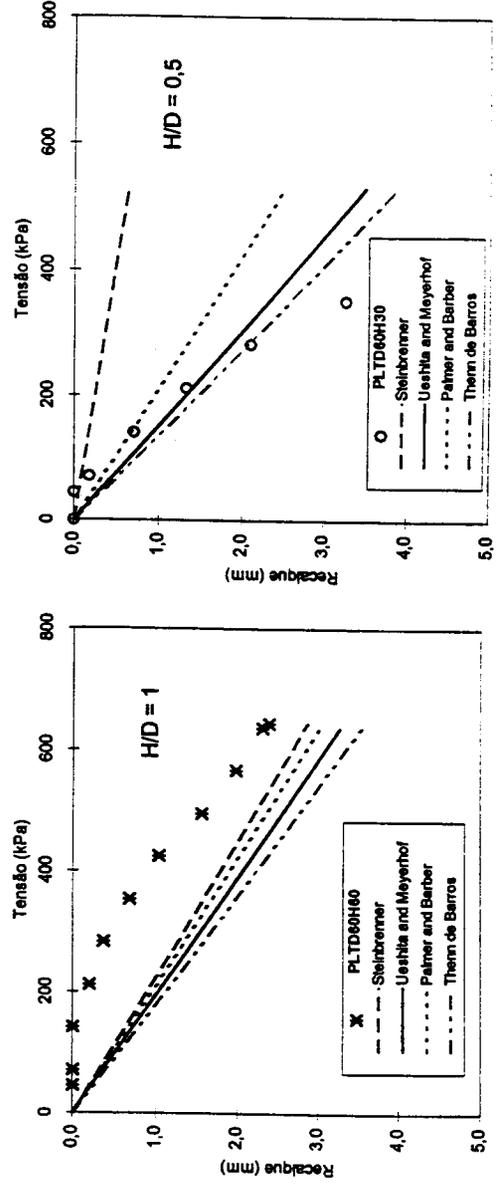
Na Figura 6.7 são apresentados vários gráficos de curvas tensão x recalque, obtidos a partir de soluções elásticas desenvolvidas para as mais variadas situações de carregamento e condições de contorno, como o diâmetro da placa, a espessura das camadas, a relação entre módulos de elasticidade, entre outras. Em conjunto, são apresentados os pontos experimentais determinados em campo, permitindo assim, uma análise comparativa entre os valores de recalques medidos e os calculados, além da comparação entre as diversas soluções elásticas adotadas.



a) Diâmetro da placa (D) = 0,6m
Espessura da camada tratada (H) = 0,6m

b) Diâmetro da placa (D) = 0,3m
Espessura da camada tratada (H) = 0,3m

c) Diâmetro da placa (D) = 0,3m
Espessura da camada tratada (H) = 0,15m



d) Diâmetro da placa (D) = 0,6m
Espessura da camada tratada (H) = 0,6m

e) Diâmetro da placa (D) = 0,3m
Espessura da camada tratada (H) = 0,3m

Figura 6.7: Curvas tensão x recalque utilizando parâmetros do solo obtidos a partir de ensaios triaxiais ($E_1 = 160\text{MPa}$ e $E_2 = 45\text{MPa}$).

Com base nos resultados apresentados na Figura 6.7, faz-se os seguintes comentários:

- Os métodos de previsão utilizados apresentam uma pequena faixa de dispersão para valores de $H/D = 2$. A dispersão entre os métodos aumenta significativamente com a redução da razão H/D .

- Em geral, os métodos propostos por Palmer e Barber (1934) [Apud Poulos e Davis 1974] e por Ueshita e Meyerhof (1967) apresentaram valores de recalques elásticos relativamente próximos entre si, com uma razoável aproximação aos níveis de recalques verificados em campo. Ambos os métodos foram desenvolvidos para a determinação de recalques elásticos em sistemas de duas camadas, utilizando os parâmetros de deformação (E e ν) da cada camada e adotando uma área circular carregada, condições estas, semelhantes às verificadas em campo.

- O método proposto por Steinbrenner (1934) [Apud Poulos e Davis (1974)] apresentou, em alguns casos, valores de recalques consideravelmente inferiores aos medidos nos ensaios de placa (ex.: ensaios com razão $H/D = 0,5$).

- Comprovadamente, o método proposto por Thenn de Barros (1966) [Apud Poulos e Davis (1974)] foi o que apresentou valores de recalques elásticos mais elevados. Como o método foi desenvolvido para estimar recalques em sistemas de três camadas, a aproximação para um sistema de duas camadas resultou, neste caso, em uma superestimação dos valores dos recalques. Assim, este método não será utilizado em futuras análises deste trabalho.

Dando continuidade ao estudo de determinação do módulo elástico equivalente a partir do uso das soluções elásticas, repetiu-se o estudo anterior, porém aumentando a magnitude do módulo de elasticidade da camada de solo melhorado com cimento, para verificar sua influência. Na Figura 6.8 é apresentado um gráfico comparativo entre o comportamento verificado experimentalmente em campo, representado pelo ensaio PLTD30H60, e os resultados de recalques determinados a partir do método proposto por Palmer e Barber (1934) [Apud Poulos e Davis (1974)], para diversos valores do módulo de elasticidade da camada de solo melhorado.

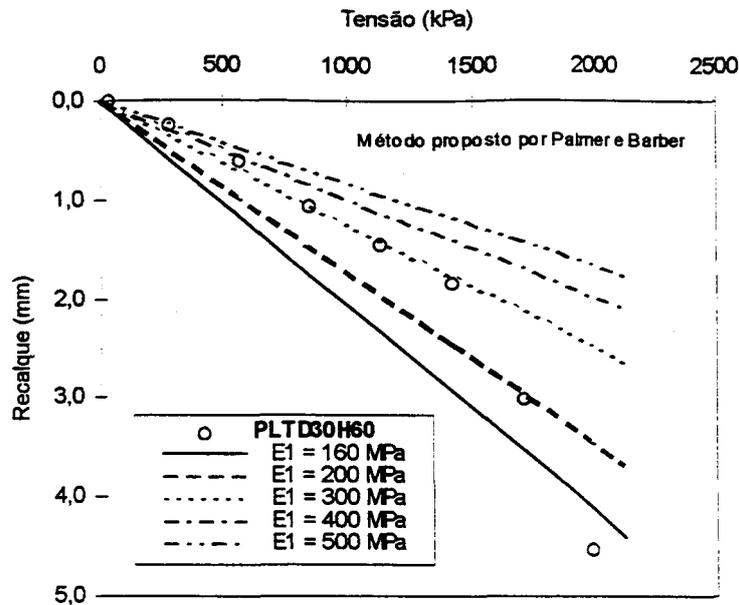


Figura 6.8: Influência da variação do módulo elástico da camada de solo melhorado com cimento no comportamento tensão x recalque.

Percebe-se, através da análise na Figura 6.8, que o valor de 300 MPa para o módulo de elasticidade da camada de solo melhorado, resulta em uma melhor previsão do módulo elástico inicial obtido experimentalmente. Neste caso, a relação entre módulos (E_1/E_2) a ser adotada nos métodos de cálculo é próxima de 6,7, valor superior ao medido em ensaios triaxiais para confinante de 20 kPa e deformação axial de 0,1% ($E_1/E_2 \approx 3,6$).

Expandindo a análise anterior para os demais ensaios de placa, são apresentadas na Figura 6.9 as curvas tensão x recalque obtidas com o uso das demais soluções elásticas estudadas, conjuntamente com os pontos experimentais medidos, adotando os valores de módulos iguais a 300 MPa e 45 MPa para as camadas de solo melhorado com cimento e solo natural, respectivamente.

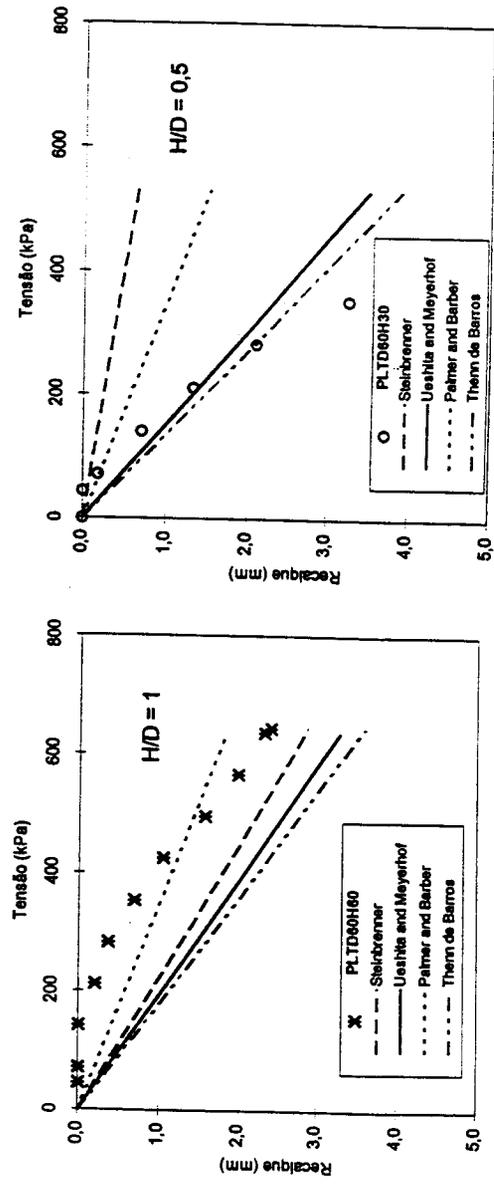
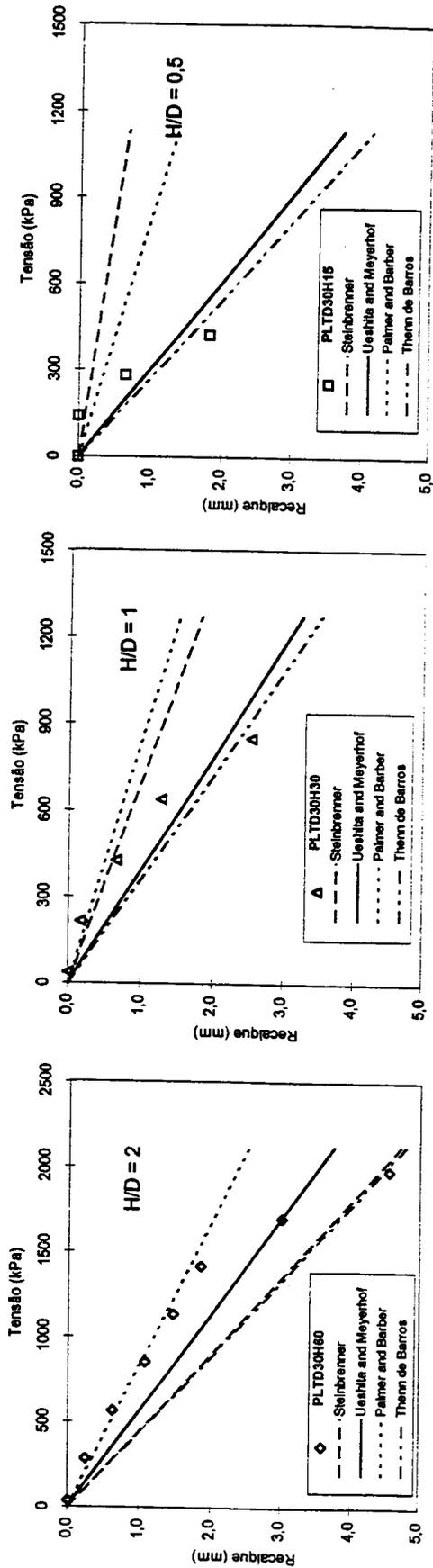


Figura 6.9: Curvas tensão x recalque utilizando parâmetros de deformabilidade do solo ($E_1 = 300\text{MPa}$ e $E_2 = 45\text{MPa}$).

Com base nos resultados apresentados na Figura 6.9, pode-se fazer alguns comentários:

- Em geral, os valores dos recalques elásticos calculados com base na relação entre módulos (E_1/E_2) $\approx 6,7$ foram melhores que aqueles determinados a partir dos módulos obtidos através dos ensaios triaxiais, onde a relação entre módulos (E_1/E_2) $\approx 3,6$.
- A dispersão nos resultados evidencia as dificuldades em prever, de forma realística, os valores medidos experimentalmente. O alcance desta soluções elásticas na prática de engenharia deve ser avaliada criteriosamente, caso a caso, sendo as estimativas apenas um indicativo da magnitude média dos recalques.

São apresentados na Tabela 6.5 os valores dos módulos elásticos equivalentes obtidos a partir dos ensaios experimentais e os módulos determinados através das soluções elásticas propostas por Palmer e Barber (1934) [Apud Poulos e Davis (1974)] e por Ueshita e Meyerhof (1967). Devido ao comportamento não linear verificados as curvas dos ensaios experimentais, inclusive para níveis baixos de tensão, e aos problemas de acomodamento da placa no início do ensaio, que afetam os deslocamentos nos estágios de carregamento iniciais, o valor do módulo tangente inicial pode não ser muito representativo para fins da previsão de recalques. Por isso, foram comparados valores de módulo secante para dois níveis de deformação: 0,5 e 1,0%.

Tabela 6.5: Valores de módulos elásticos equivalentes obtidos experimentalmente e através do uso de soluções elásticas.

Ensaio	E_c (MN/m ²)			
	Experimental		Palmer e Barber (1934)	Ueshita e Meyerhof (1967)
	0,5 (%)	1,0 (%)		
PLTD30H60	185	131	110	125
PLTD30H30	100	69	110	90
PLTD30H15	61	40	10	68
PLTD60H60	110	78	95	90
PLTD60H30	53	34	95	68

Na Figura 6.10 são plotados os valores dos módulos elásticos equivalentes obtidos experimentalmente, em dois níveis de deformação (0,5 e 1%), além de linhas de tendência referentes a duas soluções elásticas distintas [Ueshita e Meyerhof (1967) e Palmer e Barber (1934)]. O comportamento verificado indica um acréscimo no valor do módulo elástico com o

aumento da relação H/D. Isto é perfeitamente esperado, pois para maiores valores da relação H/D, maior será a influência da camada melhorada com cimento no comportamento geral do sistema.

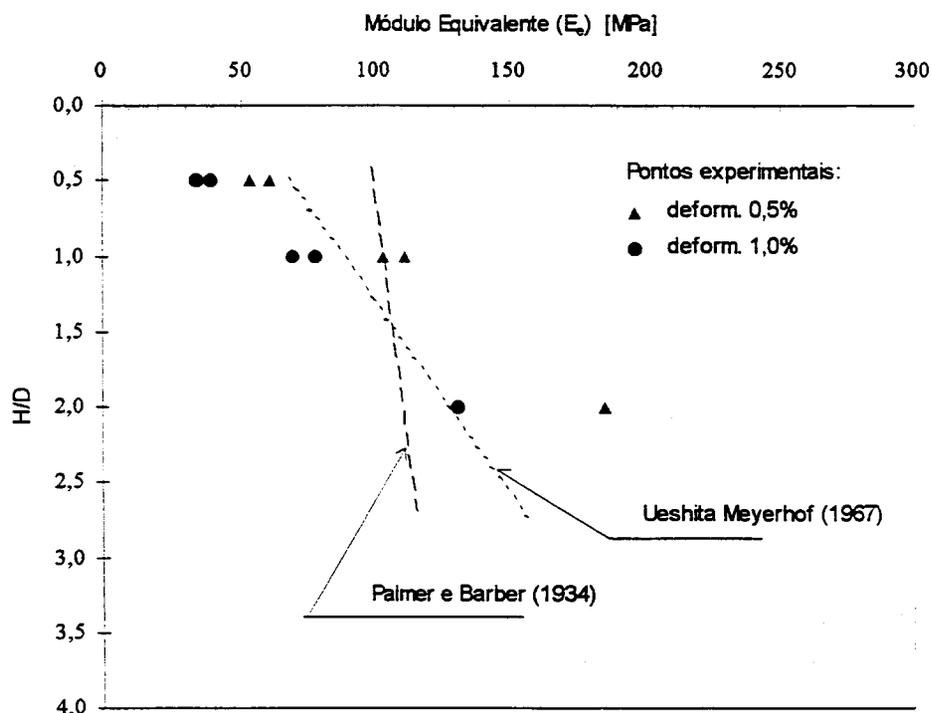


Figura 6.10: Variação do valor do módulo elástico equivalente (E_e) com a relação entre a espessura da camada de solo melhorado (H) e o diâmetro da placa (D).

Entre as soluções elásticas aplicadas, a proposta por Ueshita e Meyerhof (1967) foi a que apresentou um comportamento mais próximo àquele verificado experimentalmente, com valores de módulos próximos aos medidos em campo e crescentes com o aumento da relação H/D . Em geral, a adoção do conceito de módulo equivalente de recalques pode ser útil à estimativas de recalques de fundações apoiadas em solos estratificados.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES FINAIS E SUGESTÕES

Neste capítulo são apresentadas as conclusões gerais deste trabalho. Essas conclusões refletem o entendimento conceitual do problema de interação solo-estrutura e os objetivos atingidos na pesquisa, baseados no método aplicado e nos resultados das análises efetuadas. São também apresentadas algumas sugestões para futuros trabalhos, que objetivam aprofundar os estudos nesta mesma linha de pesquisa.

7.1 CONCLUSÕES FINAIS

As principais conclusões desta pesquisa, algumas das quais já citadas no decorrer do trabalho, são apresentadas resumidamente a seguir:

1. Ensaio de placa: adequabilidade e comportamento observado.

a) O ensaio de placa, como ferramenta para o estudo do comportamento carga x recalque de fundações superficiais assentes em perfis de solos estratificados, demonstrou ser adequado e confiável. Os resultados obtidos permitem a determinação dos níveis de recalques e da capacidade de suporte da fundação, além da identificação da forma de ruptura.

b) A Norma Brasileira NBR-6489/84, que normatiza o ensaio de placa, apresenta determinados itens relacionados ao tamanho da placa e profundidade de execução do ensaio. Estas recomendações da Norma Brasileira geram dificuldades na execução do ensaio e montagem do equipamento, principalmente no que se refere à estrutura de reação. Recomenda-se que a Norma Brasileira seja revista e que modificações sejam implementadas no sentido de tornar o ensaio de placa um ensaio de fácil execução e mais popular no meio técnico de Engenharia.

c) Comparando as curvas tensão x recalque do solo melhorado com cimento com as curvas do solo natural, verifica-se que a adição de cimento resulta em um acréscimo significativo da capacidade de carga e uma redução considerável dos recalques, fato este também verificado por Vendruscolo (1996).

d) Os ensaios de placa permitem a observação do comportamento do sistema solo-estrutura *in situ*, com base neste comportamento é possível desenvolver um procedimento analítico para a interpretação dos resultados e para a previsão do comportamento de fundações reais.

2. Ensaios de cone (CPT): adequabilidade e comportamento observado

a) O ensaio cone penetrométrico (CPT) permite identificar o perfil estratigráfico de forma precisa e contínua, com valores de resistência de ponta e atrito desenvolvidos ao longo do processo de cravação. A identificação da camada de solo melhorado com cimento, bem como suas características de resistência e homogeneidade, podem ser obtidos através da análise dos resultados do ensaio de cone.

3. Avaliação da carga de ruptura em ensaios de placa

a) É necessário definir um critério objetivo para estimar a carga de ruptura de ensaios de placa a partir da observação do comportamento carga x recalque. O critério proposto pela Norma Brasileira, que limita a carga de ruptura a um nível de recalque de $D/30$, apresentou, em geral, valores mais elevados para a carga de ruptura quando comparados com outros critérios utilizados internacionalmente.

b) As curvas carga x recalque, plotadas em escala logarítmica, apresentaram valores baixos para a carga de ruptura, fato este também observado por De Beer (1967) e por Cudmani (1994). Assim, na prática, a adoção deste critério conduz a valores conservadores da tensão de ruptura, garantindo recalques de pequena magnitude.

c) O critério que considera o fator tempo, proposto pelo Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, apresentou uma variabilidade acentuada dos resultados, atingindo valores máximos e mínimos quando comparado com outros critérios.

d) O método que considera a carga de ruptura como sendo o ponto de interseção das tangentes dos trechos inicial e final das curvas carga x recalque foi o que apresentou valores menos dispersos, situando-se próximo a valores médios, quando comparados com outros critérios. Por este motivo, este critério é adotado neste trabalho para definir a carga de ruptura experimental, cuja magnitude é comparada com estimativas obtidas através de métodos analíticos.

4. Normalização dos resultados

a) As curvas carga x recalque obtidas experimentalmente, através de ensaios de placa, quando plotadas na forma tensão x recalque relativo (ρ/D) para ensaios que guardam a mesma relação H/D, apresentam um comportamento similar entre si, fato este também observado por Briaud e Jeanjean (1994).

b) Neste trabalho, procura-se normalizar as tensões medidas, através da tensão de ruptura (q_{ult}) e da resistência de ponta (q_c), ambas obtidas do solo natural, apresentadas na forma de curvas tensão normalizada x recalque relativo (ρ/D). Este procedimento permite avaliar a influência da camada de solo melhorado com cimento no comportamento geral do sistema. Percebe-se que há uma clara evidência de aumento nos valores das tensões normalizadas com o acréscimo da razão H/D, para um mesmo nível de recalque relativo. Este incremento no valor da tensão normalizada indica o ganho de capacidade de carga da fundação quando da ocorrência de uma camada de solo melhorado com cimento sobreposta ao perfil de solo natural.

c) A forma adimensional de apresentar resultados de ensaios de placa ou provas de carga, através das curvas tensão normalizada x relação H/D é de grande valia à prática de engenharia. Desta forma é possível prever o comportamento de fundações reais através de modelos de dimensões inferiores, porém guardando o mesmo valor da razão H/D, sendo a camada de sub-base semi-infinita e homogênea.

5. Determinação da capacidade de suporte em placas

a) A forma de ruptura verificada em campo, através dos ensaios de placa, foi por puncionamento. Foi também observado a formação de superfícies de ruptura inclinadas ao longo da camada de solo melhorado com cimento que, segundo medições aproximadas efetuadas em campo, mede 45° . A formação de possíveis trincas de tração, ao longo da espessura da camada de solo melhorado, foram desconsideradas nas análises deste trabalho, uma vez que são de difícil medição em campo e requerem um estudo mais cuidadoso para avaliar seus efeitos e quantificá-los.

b) Vários são os métodos analíticos de cálculo da capacidade de suporte de fundações superficiais assentes em perfis de solos estratificados encontrados na bibliografia. Todavia, a escolha do método a ser aplicado requer a adoção de critérios específicos. O tipo de material (ex.: areia, argila), as condições de geométricas (ex.: dimensão da fundação, espessura das camadas), tipo de carregamento, efeito de embutimento, forma de ruptura, são algumas das variáveis envolvidas no problema, e devem ser consideradas na escolha do método a ser aplicado.

c) O método proposto por Meyerhof e Hanna (1978) foi o que melhor representou os resultados experimentais. Não somente os valores da tensão de ruptura são realistas, como também a tendência de comportamento $q_{ult} \times H/D$ aproxima-se dos resultados medidos experimentalmente.

d) O método analítico de cálculo da capacidade de suporte proposto por Vesic (1975) apresenta resultados confiáveis da tensão de ruptura para sapatas que apresentam a razão $H/D \leq 1$. Para sapatas que apresentam razão $H/D > 1$, o método resulta em valores extremamente elevados da tensão de ruptura, uma vez que este adota uma formulação básica exponencial, incompatível com as medidas obtidas *in situ*.

e) Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974), propuseram um método de determinação da capacidade de suporte baseado na teoria da análise limite, utilizando o teorema do limite superior. Para valores reais dos parâmetros c e ϕ , de ambas as camadas, os resultados da

tensão de ruptura são elevados, fato este já esperado. Ao adotar-se a redução dos parâmetros geotécnicos, proposto por Terzaghi, para considerar o efeito de punção na ruptura do solo, os valores da tensão de ruptura são reduzidos, aproximando-os aos valores medidos experimentalmente. Este método é de difícil aplicação, pois alterações na geometria da superfície de ruptura, pode implicar em alterações significativas no valor final do cálculo, causando incertezas na aplicabilidade do método.

6. Análise de recalque de placas

a) As soluções elásticas propostas por Palmer e Barber (1934) [Apud Poulos e Davis 1974] e por Ueshita e Meyerhof (1967) apresentaram valores de recalques elásticos relativamente próximos aos medidos em campo, através dos ensaios de placa. Deve-se salientar, porém, que a variabilidade do módulo de elasticidade em função do nível de deformações cisalhantes limita a aplicabilidade de modelos elásticos-lineares.

b) Os valores dos módulos de elasticidade obtidos através de ensaios triaxiais, a 0,1% de deformação, utilizando modelos elásticos-lineares, nem sempre conduzem a valores realistas de recalques.

c) A dispersão nos resultados evidencia as dificuldades em prever, de forma realística, os valores medidos experimentalmente. O alcance das soluções elásticas lineares na prática de engenharia deve ser avaliado criteriosamente, caso a caso, sendo as estimativas apenas um indicativo da magnitude média dos recalques.

d) A variação do módulo elástico equivalente (E_e), medido experimentalmente, através dos ensaios de placa, indica um comportamento linear crescente com o incremento da razão H/D. Assim, quanto maior for a espessura da camada de solo melhorado com cimento, mais rígido é o comportamento do sistema, e menores serão os recalques verificados para uma futura fundação.

7.2 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Procurando desenvolver e ampliar os conhecimentos referentes ao comportamento de fundações superficiais assentes em perfis de solos estratificados, são apresentadas as seguintes sugestões:

- a) Realização de provas de carga em placas de diferentes diâmetros, com camadas de solo melhorado com espessuras variadas, ampliando o intervalo de estudo da razão H/D;
- b) Realização de provas de carga em verdadeira grandeza (sapatas de concreto) para corroborar a metodologia proposta;
- c) Realização de ensaios de placa em laboratório com modelos reduzidos, a fim de verificar o comportamento das camadas de solo situadas abaixo da área carregada. Identificação da forma de ruptura, trincas de tração, interação placa-solo e entre camadas;
- d) Aprimorar o processo de mistura de solo e cimento em campo com a utilização de equipamentos mais adequados, de modo a obter uma melhor homogeneização da mistura;
- e) Com base nos ensaios realizados e em extrapolações efetuadas com simulações numéricas, confeccionar ábacos para o dimensionamento de fundações superficiais assentes em perfis de solos estratificados;
- f) Estudo de camadas tratadas com diferentes teores de cimento, além da utilização de outros aditivos.
- g) Medir sucção em camadas de solo melhorado, após a compactação em campo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADASKA, W. S. (1991) **“Soil cement - A material with many applications”**, CONCRETE INTERNATIONAL, January, pp. 49 - 52.
- AL-SANAD, H. A.; ISMAEL, N. F. and BRENNER, R. P. (1993) **“Settlement of circular and ring plates in very dense calcareous sands”**, JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING, vol. 119, No. 4, pp. 622 - 638.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1990) - D2937-83 - **“Standard test method for density of soil in place by the drive-cylinder method”**, Philadelphia.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1991) - MB 3472/91 - **“Estaca - Prova de Carga Estática”**, Norma Brasileira.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984) - NBR 6489 - **“Prova de Carga Direta Sobre Terreno de Fundação”**, Norma Brasileira.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986) - NBR 7182 - **“Solo - Ensaio de Compactação”**, Norma Brasileira.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986) - Normas de Dosagem e Métodos de Ensaio - **“Dosagem de Misturas de Solo-cimento”**, São Paulo.
- AVERBECK, J. H. C. (1996) **“O cone elétrico e sua aplicação no estudo de fundações em solos coesivo-friccionais”**, Porto Alegre, 150 p., Dissertação de Mestrado - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- BARATA, F. E. (1966) **“Ensaio de Placa para Fixação de Taxa Admissível de Fundações Diretas”**, Anais III Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Belo Horizonte, Brasil, vol. 1, pp. III-1 a III-37.
- BERARDI, R. and LANCELLOTTA, R. (1991) **“Stiffness of granular soils from field performance”**, GÉOTECHNIQUE, vol. 41, nº 1, pp. 149-157.
- BJERRUM, L. and EGGESTAD, A (1963) **“Interpretation of loading tests on sand”**, Proc. 3rd. EURO. CONF. ON SOIL MECH. AND FOUND. ENGRG., Wiesbaden, Germany, 1, pp. 199-209.
- BRESSANI, L. A and VAUGHAN, P. R. (1989) **“Damage to soil during triaxial testing”**, In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND

- FOUNDATION ENGINEERING, Rio de Janeiro. Proc... Rotterdam: A A Balkema, vol. 1, pp. 17-20.
- BRIAUD, J and JEANJEAN, P. (1994) **“Load settlement curve method for spread footings on sand”**, Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, Proceedings of Settlement'94, American Society of Civil Engineers (ASCE), Geotechnical Special Pub. 40, College Station, Texas, pp. 1774 - 1804.
- BROWN, J. D. and MEYERHOF, G. G. (1969) **“Experimental study of bearing capacity in layered clays”**, Proceedings 7th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, México, vol. 2, pp. 45 - 51.
- BURD, H. J. and FRYDMAN, S. (1995) **“Bearing capacity of plane strain footings on layered soil”**, OUEL REPORT, No. 2072/95, Oxford University.
- BURD, H. J. and FRYDMAN, S. (1996) **“Bearing capacity of footings over two layer foundations soils”**, Discussion Paper. JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING, vol. 122, pp. 699 - 700.
- BURLAND, J. B. (1989) **“Small is beautiful - the stiffness of soils at small strains”**, CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, vol. 26, n° 4, pp. 499-519.
- BURLAND, J. B. and BURBIDGE, M. C. (1985) **“Settlements of foundations on sand and gravel”**, In: CENTENARY CELEBRATION OF GLASGOW AND WEST OF SCOTLAND, ASSOCIATION OF INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS, Proceedings... Invited paper.
- BUTTON, S. J. (1953) **“The bearing capacity of footings on a two-layer cohesive subsoil”**, Proceedings 3rd INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, vol. 1, pp. 332 - 335.
- CARRIER, W. D. and CHRISTIAN, J. T. (1973) **“Rigid circular plate resting on non-homogeneous elastic half-space”**, GÉOTECHNIQUE, London, vol. 23, No. 1, pp. 67 - 84.
- CERATTI, J. A. P.; CASANOVA, F. J. (1988) **“Um método físico-químico para dosagem de solo-cimento”**, In: SIMPÓSIO SOBRE NOVOS CONCEITOS EM ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO EM GEOTECNIA, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: COPPE/ABMS/ABGE, 2v., v. 1, pp. 191-200.
- CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F.; ROHLFES Jr, J. A. (1995) **“Métodos especiais de projetos de fundações superficiais aplicados a solos estruturados não saturados”**,

- In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, Tucumán, Memorias... Tucumán: ASAIE, v. 6, pp. 1-11.
- CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M.; ROHLFES Jr, J. A. (1996) **“Engineering properties of residual soil-cement mixtures”**, In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GROUND IMPROVEMENT GEOSYSTEMS, Tokyo, pp. 25-30.
- CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J. and VENDRUSCOLO, M. A. (1997) **“Design of shallow foundations on structured and compacted soils based on plate loading tests and finite element analysis”**, In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 14, Hanburgo.
- CONSOLI, N. C. e SCHNAID, F. (1997) **“Interpretação de provas de carga de fundações superficiais em solos cimentados”**, SOLOS E ROCHAS, vol. 20 (2).
- COSTA, W. L (1981) **“Revisão e análise crítica comparativa entre os diversos métodos de determinação da capacidade de suporte”**, Rio de Janeiro, 276 p., Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil da Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- CUDMANI, R. O. (1994) **“Estudo do comportamento de sapatas assentes em solos residuais parcialmente saturados através de ensaios de placa”**, Porto Alegre, 150p. Dissertação de mestrado - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- DE BEER, E. E. (1967) **“Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand”**, In: SYMPOSIUM ON BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF FOUNDATIONS, Duke, Proceedings... , pp. 15 - 34.
- DE BEER, E. E. (1970) **“Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand”**, GÉOTECHNIQUE, London, vol. 20, No. 4, pp. 387 - 411.
- DESAI, C. S. and REESE, L. C. (1979) **“Analysis of circular footings on layered soil”**, JOURNAL SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, vol. 96, No. 2, pp. 523 - 545.
- DIAS, R. D. (1987) **“Aplicação da pedologia e geotecnia no projeto de fundações de linhas de transmissão”**, Rio de Janeiro, 349p. Tese de doutorado - COPPE/UFRJ.
- FERREIRA, R. S. (1996) **“Análise Crítica da NBR-6489/84 - Prova de Carga Direta Sobre Terreno de Fundação”**, CONGRESSO TÉCNICO-CIENTÍFICO DE ENGENHARIA CIVIL, Florianópolis, Brasil, vol. 5, pp. 931 - 940.

- FLORKIEWICZ, A. (1989) **“Upper bound to bearing capacity of layered soils”**, CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, vol. 26, pp. 730 - 736.
- FRANK, R. (1991) **“Some recent developments on the behavior of shallow foundation”**, In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10, Florence, vol. 1, pp. 1 - 28.
- GEORGIADIS, M. and MICHALOPOULOS, A. P. (1985) **“Bearing capacity of gravity bases on layered soil”**, JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING, American Society of Civil Engineers (ASCE), vol. 111, No. 6, pp. 712 - 729.
- GIBSON, R. E. (1974) **“The analytical method in soil mechanics”**, GÉOTECHNIQUE, London, vol. 24, n° 2, pp. 115-140.
- GUTIÉRREZ, A. et al. (1993) **“Sobre el ensayo de un grupo de pilotes sometidos a carga vertical e su interpretacion. El caso de las merinas de Punta del Este”**, In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 26, Montevideo, Memorias... Associação Sudamericana de Engenharia Estrutural, vol. 4, pp. 125 - 136.
- HANNA, A. M. and MEYERHOF, G. G. (1980) **“Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay”**, CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, vol. 15, No. 2, pp. 300 - 303.
- HANNA, A. M. (1981a) **“Foundations on strong sand overlying weak sand”**, JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION, American Society of Civil Engineers (ASCE), vol. 107, No. GT7, pp. 915 - 927.
- HANNA, A. M. (1981b) **“Experimental study on footing in layered soil”**, JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION, American Society of Civil Engineers (ASCE), vol. 107, No. GT7, pp. 1113 - 1127.
- HERZOG, A. and MITCHELL, J. K. (1963) **“Reactions accompanying stabilization of clay with cement”**, HIGHWAY RESEARCH RECORD, Washington, vol. 36, pp. 146 - 171.
- HILF, J. W. (1975) **“Compacted fill”**, In: WINTERKORN, H. F.; FANG, H. (Eds) FOUNDATION ENGINEERING HANDBOOK, New York: Van Nostrand Reinhold, pp. 244 - 311.
- INGLES, O. G. and METCALF, J. B. (1972) **“Soil stabilization: principles and practice”**, Melbourne: Butterworths Pty, 372 p.

- ISMAEL, N. F. (1993) **“Influence of cementation on the properties and bearing capacity of arid climate soils”**, In: GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS-SOFT ROCKS, Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, v. 2, pp. 953-959.
- ISMAEL, N. F. (1996) **“Loading Tests on Circular and Ring Plates in Very Dense Cemented Sands”**, JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING, vol. 122, n° 4, pp. 281-287.
- JIMÉNEZ SALAS, J. A. (1981) **“Geotecnia y cimientos II. Mecánica del suelo e de las rocas”**, Madrid: Ed. Rueda, 1174p.
- LAMBE, T. W. and WHITMAN, R. V. (1979) **“Soil mechanics”**, New York: John Wiley, 553 p.
- LEMOS, R. C. (1973) **“Levantamento de reconhecimento dos solos do Estado do Rio Grande do Sul”**, Recife: Departamento Nacional de Pesquisa Agropecuária, Divisão de Pesquisa Pedológica (Boletim Técnico).
- LEROUÉIL, S. and VAUGHAN, P. R. (1990) **“The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks”**, GÉOTECHNIQUE, London, vol. 40, n° 3, pp. 467-488.
- LUNNE, T. and CHRISTOFFERSEN, H. P. (1983) **“Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands”**, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Report No. 52108-15.
- LUNNE, T.; POWELL, J.; ROBERTSON, P. (1995) **“Use of piezocone tests in non-textbook materials”**, Advances in site Investigation Practice. Thomas Telford, London, pp. 438-451.
- MACCARINI, M. (1987) **“Laboratory studies of a bonded artificial soil”**, London: University of London. PhD. Thesis.
- MÁNTARAS, F. M. (1995) **“Análise numérica do ensaio pressiométrico aplicada à previsão do comportamento de fundações superficiais em solos não saturados”**, Porto Alegre, Dissertação de Mestrado, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, 129 p.
- MATOS, L. F. S. (1989) **“Pesquisa experimental da resistência ao arrancamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro num solo parcialmente saturado”**, Porto Alegre, Dissertação de Mestrado, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, 150 p.

- MESKRAITIS, P. R. C. (1988) **“Comportamento de microestacas”**, Porto Alegre, Dissertação de Mestrado, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- MEYERHOF, G. G. and HANNA, A. M. (1978) **“Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load”**, CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, n. 15, pp. 565 - 572.
- MICHALOWSKI, R. and SHI, L. (1995) **“Bearing capacity of footings over two-layer foundation soils”**, JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING, vol. 121, No. 5, pp. 421 - 428.
- MILITITSKY, J. (1991), **“Provas de Carga Estáticas”**, II SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, São Paulo.
- NAKAHARA, S. M. (1995) **“Determinação de propriedades de um solo não saturado através de ensaios pressiométricos e de laboratórios”**, Porto Alegre, 143p. Dissertação de Mestrado - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- NÚÑEZ, W. P. (1991) **“Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu visando seu emprego na pavimentação”**, Porto Alegre, 145p. Dissertação de mestrado - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- OSTERBERG, J. O (1948) **“Discussion”**, In: SYMPOSIUM ON LOAD TEST OF BEARING CAPACITY OF SOILS, Philadelphia: ASTM, pp. 128-139.
- PELLS, P. J. N. (1983) **“Plate loading tests on soil and rock”**, IN-SITU TESTING FOR GEOTECHNICAL INVESTIGATIONS, Proceedings of an Extension Course on In-situ Testing for Geotechnical Investigations, Sydney, pp. 73 - 86.
- PITTA, M. R. (1985) **“Dimensionamento de pavimentos com camadas estabilizadas com cimento”**, São Paulo, ABCP, 84p.
- POULOS, H. G. and DAVIS, E. H. (1974) **“Elastic solutions for soil and rock mechanics”**, John Wiley & Sons, New York.
- PREZZI, M. (1990) **“Ensaio de penetração tipo cone (CPT) na região metropolitana de Porto Alegre”**, Porto Alegre, Dissertação de Mestrado - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- PRIETTO, P. D. M. (1996) **“Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado”**, Porto Alegre, Dissertação de Mestrado - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

- PURUSHOTHAMARAJ, P.; RAMIAH, B. K. and RAO, K. N. V. (1974) **“Bearing capacity of strip footings in two layered cohesive-friction soils”**, CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, 11(1), pp. 32 - 45.
- REDDY, A. S. and SRINIVASAN, R. J. (1967) **“Bearing capacity of footings on layered clays”**, JOURNAL OF THE SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION, Proceedings of the American Society of Civil Engineers (ASCE), vol. 93, No. SM2, pp. 83 - 99.
- REDDY, K. R. and SAXENA, S. K. (1992) **“Constitutive modeling of cemented sand”**, MECHANICS OF MATERIALS 14, No. 2, pp. 155 - 178, Elsevier Science Publishers.
- ROHLFES Jr., J. A. (1996) **“Comportamento de um solo cimentado e suas aplicações em engenharia de fundações”**, Porto Alegre, Dissertação de Mestrado - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- SALES, L. F. P.; VENDRUSCOLO, M. A.; CONSOLI, N. C. e SCHNAID, F. (1996) **“Comportamento carga-recalque de fundações superficiais assentes sobre camadas de solo-cimento”**, São Paulo, SEMINÁRIO DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA - SEFE III.
- SAXENA, S. K. and LASTRICO, R. M. (1978) **“Static properties of lightly cemented sand”**, JOURNAL GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION, 104, pp. 1449 - 1465.
- SCHNAID, F.; CONSOLI, N. C.; CUDMANI, R. O.; MILITITSKY, J. (1995) **“Load-settlement response of shallow foundations in structural unsaturated soils”**, In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SATURATED SOILS, 1., Paris. Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, v. 2, pp. 999-1004.
- SHULTZE, F. and SHERIF, G. (1973) **“Prediction of settlements from evaluated settlement observations for sand”**, In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8, Moscow, Proceedings... vol. 3, pp. 225 - 230.
- TEJCHMAN, A. (1977) **“Bearing capacity model test of stratified subsoil loaded by strip foundation”**, CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, vol. 14, pp. 138 - 143.
- TERZAGHI, K. (1943) **“Theoretical Soil Mechanics”**, John Wiley and Sons, Inc., New York.
- TERZAGHI, K. and PECK, R. B. (1948) **“Soil mechanics in engineering practice”**, John Wiley and Sons, Inc., New York, N. Y.

- TOMLINSON, M. J. and BOORMAN, R. (1996) **“Foundation Design and Construction”**, Addison Wesley Longman Limited, 6th Edition, 536p.
- UESHITA, K. and MEYERHOF, G. G. (1967) **“Deflection of multilayer soil systems”**, JOURNAL OF THE SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION, Proceedings of the American Society of Civil Engineers (ASCE), vol. 93, No. SM5, pp. 257 - 282.
- VARGAS, M. (1977) **“Introdução à mecânica dos solos”**, São Paulo, Ed. McGraw-Hill do Brasil, 509 p.
- VENDRUSCOLO, M. A. (1996) **“Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado”**, Porto Alegre, 141p., Dissertação de mestrado - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- VESIC, A. S. (1973) **“Analysis of ultimate loads of shallow foundations”**, JOURNAL OF THE SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION, Proceedings American Society of Civil Engineers (ASCE), vol. 99, No. SM1, pp. 45 - 73.
- VESIC, A. S. (1975) **“Bearing capacity of shallow foundations”**, In: WINTERKORN, H. F.; FANG, H. (Eds) FOUNDATION ENGINEERING HANDBOOK, New York: Van Nostrand Reinhold, pp. 121 - 147.
- WILLIAMS, R. I. T. (1986) **“Cement - treated pavements - materials, design and construction”**, Elsevier Applied Science Publishers, London.