

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE SOLOS
ATRAVÉS DE ENSAIOS DE PLACA DE
DIFERENTES DIÂMETROS**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Daniel Russi

Santa Maria, RS, Brasil

2007

2007	Mestre	RUSSI, Daniel	PPGEC/UFSM,RS
-------------	---------------	----------------------	----------------------

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE SOLOS
ATRAVÉS DE ENSAIOS DE PLACA DE
DIFERENTES DIÂMETROS**

Por

Daniel Russi

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**

Orientador: Prof. Dr. José Mario Doleys Soares

Santa Maria, RS, Brasil

2007

**Universidade Federal de Santa Maria
Centro de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil**

A Comissão Examinadora, abaixo assinada,
aprova a Dissertação de Mestrado

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE SOLOS
ATRAVÉS DE ENSAIOS DE PLACA DE
DIFERENTES DIÂMETROS**

elaborada por
Daniel Russi

como requisito parcial para obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil

COMISSÃO EXAMINADORA:

José Mario Doleys Soares, Dr.
(Presidente/Orientador)

Rinaldo José Barbosa Pinheiro, Dr. (UFSM)

Márcio Antônio Vendruscolo, Dr. (URI)

Santa Maria, 15 de Junho de 2007.

*À minha esposa Ariane
à minha filha Isadora e
aos meus pais e irmãos.*

AGRADECIMENTOS

Manifesto aqui a minha gratidão:

□ ao Prof. Dr. José Mario Doleys Soares, pela orientação segura e pela sua disponibilidade, incentivo, desprendimento e valiosos conselhos, inclusive em suas horas de lazer;

□ ao Prof. Dr. Rinaldo José Barbosa Pinheiro, pelo incentivo e apoio e, principalmente, pela co-orientação nas atividades desta pesquisa;

□ aos colegas Engenheiros: Regis da Costa Moraes, Sirlei Terezinha Bevilaqua e José Zanella pelo constante auxílio e conselhos oportunos;

□ aos colegas de Mestrado: Ana Paula Meneghetti de Freitas, Fabiano Nienov, Leandro Miozzo e Sérgio F. Gonçalves;

□ à minha esposa Ariane e minha filha Isadora pelo constante incentivo e compreensão;

□ aos meus pais Juventino e Maria Lourdes pelo contante incentivo e apoio financeiro;

□ aos meus irmãos: Jumar Luís, Madalena, Davi Felipe e Gilberto Fortunato;

□ à Silviane Meneghetti de Freitas pelas preciosas sugestões;

□ aos alunos bolsistas: Juliano Telmo Carvalho e Maíra de Moura Gonçalves;

□ ao diretor do Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC), Paulo Obregon do Carmo, Mauro L. Just e aos funcionários: João, Marialva, Vitor, Ricardo e Luciano;

□ ao secretário do curso do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Eliomar, por agilizar os trâmites legais junto à instituição;

□ à CAPES e FATEC;

□ à Prefeitura da Cidade Universitária, especialmente ao prefeito Valmir Brondani;

□ ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, que propiciou a realização deste trabalho e também aos alunos e professores deste Curso;

□ à Universidade Federal de Santa Maria, por viabilizar a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil;

□ enfim, a todos aqueles que de alguma maneira, direta ou indiretamente, contribuíram para a efetivação de mais esta etapa de minha vida.

O meu muito obrigado!

“É impossível para um homem aprender
aquilo que ele acha que já sabe”.
(Epíteto)

RESUMO

Dissertação de Mestrado
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Santa Maria, RS, Brasil

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE SOLOS ATRAVÉS DE ENSAIOS DE PLACA DE DIFERENTES DIÂMETROS

AUTOR: DANIEL RUSSI

ORIENTADOR: JOSÉ MARIO DOLEYS SOARES

Data e Local da Defesa: Santa Maria, 15 de Junho de 2007

O dimensionamento de fundações superficiais requer que o profissional defina de forma clara e objetiva, para o solo em questão, a capacidade de carga e a previsão dos recalques que se submete à estrutura, baseando-se em suas propriedades mecânicas obtidas em investigações de campo e/ou laboratório. Uma das formas mais seguras de se tomar essa decisão está baseada nas informações advindas do ensaio de carregamento direto sobre placas, pois, através dele, se reproduz em escala reduzida o comportamento real da futura fundação, podendo servir como ferramenta de auxílio na tomada de decisão para o dimensionamento de fundações superficiais, contribuindo para o desenvolvimento mais eficaz das obras de fundação. O presente trabalho trata da análise do comportamento do solo do CEEG/UFSM através do ensaio de prova de carga direta sobre terreno de fundação (ensaio de placa). A pesquisa dividiu-se basicamente em duas grandes etapas. Uma etapa experimental, a qual compreendeu ensaios de caracterização geotécnica e ensaios de placa para a avaliação do comportamento tensão-recalque. Realizou-se 7 ensaios de placa em três trincheiras escavadas manualmente até a profundidade de 0,7 metros. Utilizou-se placas de 15, 30 e 50 cm de diâmetro e o sistema de reação compreendia estacas de reação unidas por uma viga de reação. A segunda etapa consistiu na análise dos resultados obtidos, analisados através de curvas tensão-recalque, as quais se aplicaram alguns critérios para definir a tensão de ruptura e fez-se algumas considerações sobre a previsão de recalques e o efeito escala.

Palavras-chaves: Fundações superficiais, ensaios de placa, capacidade de carga.

ABSTRACT

Mastering Dissertation
Post-Graduation Program in Civil Engineering
Universidade Federal de Santa Maria, RS, Brazil

STUDY ON SOIL BEHAVIOR THROUGH PLATE LOAD TESTS WITH DIFFERENT DIAMETERS

AUTHOR: DANIEL RUSSI

ADVISER: JOSÉ MARIO DOLEYS SOARES

Date and Local of Defense: Santa Maria, June 15TH, 2007.

The dimensioning of shallow foundations requires the professional to define clearly and objectively, for the soil in question, the load capacity and forecast the settlements of the foundation submitted to the structure having as base its mechanical properties obtained through field and/or laboratory investigation. One of the safest ways to take this decision is based on information from plate load tests because through this it is possible to reproduce in a minor proportion the real behavior of the future foundation, perhaps using this as a tool to help in the decision making to dimension shallow foundations, contributing to a more efficient development of the foundation work. The present work is about the analysis of the CEEG/UFSM soil behavior through tests on direct load proof on foundation field (plate load test). The research is divided, basically into two great phases. There was an experimental phase which comprehended geotechnical characterization trials and plate load tests to evaluate the behavior tension-settling of foundation. There were 7 plate load tests in 3 ditches dug manually up to 0,7 m depth. Plates with 15, 30 and 50 cm diameter were used and the reaction system was formed by reaction piles united by a reaction beam. The second phase was the analysis of the results obtained, analyzed through curves tension-settling of foundation, where some criteria were applied to define the rupture tension and some considerations were done on the settling of foundation forecast and scale effect.

Key-words: Shallow foundations, plate load tests, load capacity.

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 2

Figura 2. 1 – Cuidados na interpretação dos ensaios de placa: diferentes bulbos de pressão	26
Figura 2. 2 – Tipos de ensaios de placas quanto à localização	27
Figura 2. 3 – Tipos de ensaios de placas quanto ao tipo de placa	27
Figura 2. 4 – Tipos de ensaios de placas quanto ao modo de carregamento: Deformação controlada	27
Figura 2. 5 – Tipos de ensaios de placas quanto ao modo de carregamento	28
Figura 2. 6 – Reação com cargueira	31
Figura 2. 7 – Esquema do ensaio com estacas de reação	31
Figura 2. 8 – Curva tensão-recalque	34
Figura 2. 9 – Ensaio de placa para obtenção de k_v	35
Figura 2. 10 – Prova de carga em placa e sapata em argila (Adaptado de Taylor, 1946)	40
Figura 2. 11 – Prova de carga em placa e sapata no caso de areia (Adaptado de Taylor, 1946)	42
Figura 2. 12 – Ruptura geral (Vesic, 1975)	44
Figura 2. 13 – Ruptura por puncionamento (Vesic, 1975)	45
Figura 2. 14 – Ruptura local (Vesic, 1975)	45
Figura 2. 15 – Condições de ocorrência dos modos de ruptura em areias (Vesic, 1975)	46
Figura 2. 16 – Recalque máximo igual a $d/30$	51
Figura 2. 17 – Método de De Beer	51
Figura 2. 18 – Métodos de Fuller e Hoy e Butler e Hoy	52
Figura 2. 19 – Interseção das tangentes dos trechos inicial e final da curva carga-recalque	52
Figura 2. 20 – Gráfico de Van der Veen	53
Figura 2. 21 – Carga de ruptura segundo Chin	54
Figura 2. 22 – Carga de ruptura segundo Mazurkiewicz	55
Figura 2. 23 – Método de Massad	55
Figura 2. 24 - Gráfico de Rigidez	56

Capítulo 3

Figura 3. 1 – Equipamentos para a realização dos ensaios de placa	59
Figura 3. 2 – Escavação das estacas de reação	59
Figura 3. 3 – Posicionamento das armaduras das estacas de reação	60
Figura 3. 4 – Concretagem das estacas de reação	60
Figura 3. 5 – Vigas de reação	61
Figura 3. 6 – Soldagem e nivelamento das vigas de reação	61
Figura 3. 7 – Sistema de transmissão de cargas: Placa de 15, 30 e 50 cm	62
Figura 3. 8 – Verificação de cargas – E1 (15) e E3 (15)	63
Figura 3. 9 – Verificação de cargas – E2 (50)	63
Figura 3. 10 – Sistema de leitura (Placa de 15, 30 e 50 cm)	65
Figura 3. 11 – Esquema básico dos ensaios	66
Figura 3. 12 – Sondagem a trado ST-1, localizada na área de estudo	67

Capítulo 4

Figura 4. 1 – Localização do município de Santa Maria no mapa das regiões do Estado do Rio Grande do Sul ..	69
Figura 4. 2 – Localização do município de Santa Maria na Região AM-Centro	70
Figura 4. 3 – Vista área do campus da Universidade Federal de Santa Maria	70
Figura 4. 4 – Croqui do campo experimental	71
Figura 4. 5 – Localização dos ensaios de placa e da sondagem a trado ST-1	72
Figura 4. 6 – Relevo do CEEG/UFSM	72
Figura 4. 7 – Perfil da trincheira profunda TP-1, localizada na área 1 do CEEG/UFSM	74
Figura 4. 8 – Variação do limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP) e teor de umidade natural (w_n) com a profundidade	75
Figura 4. 9 – Interpretação das sondagens a percussão do CEEG/UFSM	76

Capítulo 5

Figura 5. 1 – Curva tensão-recalque do ensaio E1 (15).....	83
Figura 5. 2 – Curva tensão-recalque do ensaio E1 (15) - leituras finais	83
Figura 5. 3 – Curva tensão-recalque do ensaio E2 (50).....	84
Figura 5. 4 – Curva tensão-recalque do ensaio E2 (50) - leituras finais	84
Figura 5. 5 – Curva tensão-recalque do ensaio E3 (15).....	85
Figura 5. 6 – Curva tensão-recalque do ensaio E3 (15) - leituras finais	85
Figura 5. 7 – Curva tensão-recalque do ensaio E4 (30).....	86
Figura 5. 8 – Curva tensão-recalque do ensaio E4 (30) - leituras finais	86
Figura 5. 9 – Curva tensão-recalque do ensaio E5 (30).....	87
Figura 5. 10 – Curva tensão-recalque do ensaio E5 (30) - leituras finais	87
Figura 5. 11 – Curva tensão-recalque do ensaio E6 (50).....	88
Figura 5. 12 – Curva tensão-recalque do ensaio E6 (50) - leituras finais	88
Figura 5. 13 – Curva tensão-recalque do ensaio E7 (50).....	89
Figura 5. 14 – Curva tensão-recalque do ensaio E7 (50) - leituras finais	89

Capítulo 6

Figura 6. 1 – Comportamento dos deflectômetros para o Ensaio E1 (15).....	91
Figura 6. 2 – Comportamento dos deflectômetros para o Ensaio E3 (15).....	91
Figura 6. 3 – Comportamento dos deflectômetros para o Ensaio E4 (30).....	92
Figura 6. 4 – Comportamento dos deflectômetros para o Ensaio E5 (30).....	92
Figura 6. 5 – Comportamento dos deflectômetros para o Ensaio E2 (50).....	93
Figura 6. 6 – Comportamento dos deflectômetros para o Ensaio E6 (50).....	93
Figura 6. 7 – Comportamento dos deflectômetros para o Ensaio E7 (50).....	94
Figura 6. 8 – Fase final do ensaio E1 (15).....	95
Figura 6. 9 – Fase final do ensaio E3 (15).....	95
Figura 6. 10 – Fase final do ensaio E4 (30).....	96
Figura 6. 11 – Fase final do ensaio E5 (30).....	96
Figura 6. 12 – Fase final do ensaio E2 (50).....	97
Figura 6. 13 – Fase final do ensaio E6 (50).....	97
Figura 6. 14 – Fase final do ensaio E7 (50).....	98
Figura 6. 15 – Comparação entre os ensaios E1 (15) e E3 (15).....	99
Figura 6. 16 – Comparação entre os ensaios E4 (30) e E5 (30).....	99
Figura 6. 17 – Comparação entre os ensaios E2 (50), E6 (50) e E7 (50).....	100
Figura 6. 18 – Comparação entre todos os ensaios.....	100
Figura 6. 19 – Comparação entre os ensaios através de curvas médias.....	101
Figura 6. 20 – Aplicação dos quatro critérios de ruptura.....	103
Figura 6. 21 – Resultados da aplicação dos quatro critérios de ruptura.....	103
Figura 6. 22 – Curvas tensão x Recalque relativo.....	105
Figura 6. 23 – Curvas tensão normalizada x Recalque relativo.....	105
Figura 6. 24 – Curvas tensão normalizada x Recalque relativo.....	106

LISTA DE TABELAS

Capítulo 2

Tabela 2. 1 - Valores do coeficiente I para placas quadradas rígidas.....	20
---	----

Capítulo 3

Tabela 3. 1 – Resumo dos ensaios.....	58
---------------------------------------	----

Capítulo 4

Tabela 4. 1– Descrição morfológica parcial, trincheira profunda TP-1, da camada superficial.....	74
Tabela 4. 2 – Umidade natural, peso específico real dos grãos e limites de consistência com a profundidade no local de execução das estacas	75

Capítulo 5

Tabela 5. 1 – Resumo dos resultados da sondagem a trado ST-1.....	77
Tabela 5. 2 – Resumo dos resultados das trincheiras dos ensaios de placa (0,7 m).....	78
Tabela 5. 3 – Planilha do ensaio E1 (15).....	78
Tabela 5. 4 – Planilha do ensaio E2 (50).....	79
Tabela 5. 5 – Planilha do ensaio E3 (15).....	79
Tabela 5. 6 – Planilha do ensaio E4 (30).....	80
Tabela 5. 7 – Planilha do ensaio E5 (30).....	81
Tabela 5. 8 – Planilha do ensaio E6 (50).....	81
Tabela 5. 9 – Planilha do ensaio E7 (50).....	82

Capítulo 6

Tabela 6. 1 – Resultados da aplicação dos critérios de ruptura	103
Tabela 6. 2 – Estudo de recalques	108

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas
CEEG/UFSM: Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria
E: Módulo de Deformabilidade ou Módulo de Young
 Δl : encurtamento
 l_0 : comprimento inicial
 ϵ_1 : Deformação específica na direção 1
 ϵ_2 : Deformação específica normal à direção em que a tensão 1 é aplicada
 ϵ_3 : Deformação específica normal à direção em que a tensão 1 é aplicada
 ν : Coeficiente de Poisson
 σ_1 : Tensão aplicada na direção 1
 σ_2 : Tensão aplicada em direção normal à direção 1
 σ_3 : Tensão aplicada em direção normal à direção 1
d: diâmetro da placa
 σ : tensão aplicada à placa
 ρ : recalque
 δ : recalque
B: lado do quadrado
I: coeficiente
 k_v : Coeficiente de reação vertical
 E_v : Módulo de elasticidade volumétrico
 ϵ_v : Deformação volumétrica
 σ : Tensão aplicada ortogonalmente
D: Módulo Edométrico
G: Módulo de Cisalhamento
 I_s : Correção quanto à forma da fundação
 B_p : Diâmetro de uma placa circular
 B_s : Diâmetro de uma sapata circular ou largura da sapata
 B' : Menor dimensão da sapata
h: Embutimento
L: dimensão da sapata
 ρ_p : Recalque numa placa
 ρ_s : Recalque numa sapata
 σ_a : Tensão admissível
 σ_r : Tensão de ruptura
 β : B_s/B_p
 σ_{pmax} : Tensão que provoca o recalque máximo
 ρ_a : recalque admissível
r: Recalque provocado por uma determinada Carga P
 P_r : Carga de ruptura
 α : Coeficiente que depende da forma da curva
P: carga aplicada ao solo
a: intersecção da reta com o eixo das ordenadas (r/P)
b: coeficiente angular da reta
ER1, ER2, ER3, ER4: estacas de reação
ST-1: sondagem a trado
 L_n : leitura no instante n qualquer

L_{n-1} : leitura imediatamente anterior à leitura L_n
 L_1 : primeira leitura após a aplicação do carregamento
 γ_{nat} : peso específico aparente natural ou úmido
 γ_s : peso específico real dos grãos
 w_{nat} : umidade natural
LL: limite de liquidez
LP: limite de plasticidade
IP: índice de plasticidade
R: rigidez
Prof.: profundidade

SUMÁRIO

RESUMO	6
ABSTRACT	7
LISTA DE FIGURAS	8
LISTA DE TABELAS	10
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS	11
1 INTRODUÇÃO	15
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	15
1.2 OBJETIVOS	16
1.2.1 <i>Objetivo Geral</i>	16
1.2.2 <i>Objetivos específicos</i>	16
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	17
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	18
2.2 ESTUDO DAS DEFORMAÇÕES DO SOLO	18
2.2.1 <i>Módulo de Deformabilidade</i>	18
2.2.2 <i>Módulo de Elasticidade Volumétrico</i>	21
2.2.3 <i>Módulo Edométrico</i>	22
2.2.4 <i>Módulo de Cisalhamento</i>	22
2.3 ENSAIO DE PLACAS	23
2.3.1 <i>Considerações iniciais</i>	23
2.3.2 <i>Prova de carga em placa</i>	24
2.3.3 <i>Equipamentos</i>	30
2.3.4 <i>Procedimentos e normas</i>	32
2.3.4.1 Para a instalação e aparelhamento da prova de carga:	32
2.3.4.2 Para a execução da prova deve-se observar o seguinte processo:	33
2.3.4.3 Apresentação dos resultados:	33
2.3.5 <i>Interpretação dos resultados</i>	34
2.3.5.1 Coeficiente de reação vertical do solo	34
2.3.5.2 Efeito escala	37
2.3.5.3 Previsão de recalques	38
2.3.5.4 Efeito da dimensão	40
2.3.5.5 Tensão admissível	42
2.3.6 <i>Cuidados na execução e interpretação</i>	43
2.4 RUPTURA DO SOLO	44
2.4.1 <i>Mecanismos de ruptura</i>	44
2.4.2 <i>Definição da carga de ruptura</i>	46
2.4.3 <i>Critérios para definir a carga de ruptura</i>	50
2.4.3.1 Critérios que se baseiam em valores absolutos ou relativos de recalques	50
a) Critério que limita o recalque máximo a $d/30$	50
2.4.3.2 Critérios que aplicam uma regra geométrica à curva	51
a) Método de De Beer	51
b) Método de Butler e Hoy	52
c) Ponto de interseção das tangentes dos trechos inicial e final da curva carga-recalque	52
2.4.3.3 Critérios que buscam uma assíntota vertical	53
a) Método de Van der Veen (1953)	53
b) Método de Chin	53
c) Método de Mazurkiewicz	54
d) Método de Massad	55
e) Método da rigidez	56

3 METODOLOGIA.....	57
3.1 ETAPA EXPERIMENTAL	57
3.1.1 <i>Ensaio de placa</i>	57
3.1.1.1 Equipamentos	58
3.1.1.2 Execução dos ensaios de placa.....	65
3.1.1.3 Etapa analítica.....	66
3.1.2 <i>Ensaio de caracterização geotécnica</i>	66
4 CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL E LOCAIS DE ENSAIO	69
4.1 LOCALIZAÇÃO DO CEEG/UFMS	69
4.2 LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE ESTUDOS.....	71
4.3 CARACTERÍSTICAS DO LOCAL DE ESTUDO	72
4.3.1 <i>Relevo e geomorfologia</i>	72
4.3.2 <i>Condições fisiográficas</i>	73
4.3.3 <i>Geologia</i>	73
4.3.4 <i>Pedologia</i>	73
4.4 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	74
4.5 SONDAÇÃO DE SIMPLES RECONHECIMENTO.....	76
5 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	77
5.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	77
5.2 PLANILHAS DE ENSAIO	78
5.3 COMPORTAMENTO TENSÃO-RECALQUE.....	82
6 ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS	90
6.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	90
6.2 COMPORTAMENTO DOS DEFLECTÔMETROS	90
6.3 ENSAIO DE PLACA – MODO DE RUPTURA	94
6.4 COMPARAÇÃO ENTRE OS ENSAIOS.....	98
6.5 DEFINIÇÃO DA CARGA DE RUPTURA	102
6.6 CONSIDERAÇÕES SOBRE O EFEITO ESCALA.....	104
6.7 CONSIDERAÇÕES RELATIVAS À VELOCIDADE DE CARREGAMENTO	106
6.8 ESTUDO DE RECALQUES.....	107
6.8.1 <i>Previsão de recalques para uma sapata circular de 1,5 m de diâmetro</i>	108
6.8.2 <i>Previsão de recalques para as placas de 30 e 50 cm de diâmetro</i>	108
7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	110
7.1 CONCLUSÕES.....	110
7.1.1 <i>Quanto aos ensaios de caracterização geotécnica</i>	110
7.1.2 <i>Quanto ao comportamento dos deflectômetros</i>	110
7.1.3 <i>Quanto à caracterização visual do solo da região de ensaio na fase final</i>	110
7.1.4 <i>Quanto à comparação entre os resultados dos ensaios</i>	111
7.1.5 <i>Quanto à definição da carga de ruptura</i>	111
7.1.6 <i>Quanto ao efeito escala</i>	112
7.1.7 <i>Quanto à velocidade de carregamento</i>	112
7.1.8 <i>Quanto ao estudo de recalques</i>	113
7.2 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	113
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	114
APÊNDICE A – LOCALIZAÇÃO DOS ENSAIOS.....	120
APÊNDICE B – PLANILHAS COMPLETAS DOS ENSAIOS DE PLACA.....	121
APÊNDICE C – APLICAÇÃO DOS CRITÉRIOS DE RUPTURA	136

1 INTRODUÇÃO

1.1 Problema e relevância da pesquisa

O avanço tecnológico que vem sendo alcançado na construção civil (seja através da aplicação de novos métodos construtivos, seja através de novos processos de cálculo) deve ser acompanhado pelo desenvolvimento e aplicação de ensaios específicos para a determinação de parâmetros do comportamento e da capacidade de carga do solo, juntamente com o estudo de recalques.

O dimensionamento de fundações superficiais requer que o profissional defina de forma clara e objetiva, para o solo em questão, a capacidade de carga e a previsão dos recalques que se submete a estrutura, baseado em suas propriedades mecânicas obtidas em investigações de campo e/ou laboratório.

Uma das formas mais seguras de se tomar essa decisão está baseada nas informações advindas do ensaio de carregamento direto sobre placas, pois, através dele, se reproduz em escala reduzida o comportamento real da futura fundação, podendo servir como uma poderosa ferramenta de auxílio na tomada de decisão para o dimensionamento de fundações superficiais, contribuindo para o desenvolvimento mais eficaz das obras de fundação.

A não realização do ensaio de placas em obras corriqueiras se deve, na maioria das vezes, ao alto custo para a realização do ensaio, demandando uma certa disponibilidade de tempo, juntamente com a necessidade de se dispor de um sistema de reação compatível com as tensões que se deseja mobilizar no ensaio. Além desse inconveniente, existe a necessidade de se definir a tensão de ruptura com base na observação da curva carga-recalque, que, em muitos dos casos, não se caracteriza claramente.

Este trabalho se propõe a fazer um estudo voltado à capacidade de carga e recalques de fundações superficiais com base em ensaios de placa com diferentes diâmetros ao recomendado pela NBR 6489/84, ou seja, serão utilizadas placas de 15, 30 e 50 cm de diâmetro, para as quais se observará a adequabilidade de sua utilização.

A aplicação de ensaios utilizando placas de menor diâmetro implica na necessidade de se imprimir cargas menores ao sistema de transmissão de cargas, o que possibilita reduzir a capacidade do sistema de reação.

Outro ponto importante para a realização de um estudo do comportamento de solos com base em ensaios de placa é a busca de soluções cada vez mais viáveis economicamente para as obras de engenharia. Dessa forma, é importante que a engenharia de fundações evolua no sentido de reduzir coeficientes de segurança, colaborando, assim, para a redução de custos e para a otimização dos processos. Uma maneira de se alcançar esse objetivo está no emprego dos ensaios de placa para a determinação da pressão admissível do solo.

Este trabalho também tem sua importância no fato de que incrementará o banco de dados do Campo de Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria, iniciado por Emmer (2004) e seguido por Nienov (2006) e Miozzo (2007), o que contribuirá substancialmente para o desenvolvimento de novos trabalhos para aquele tipo de solo naquele local.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

Estudar o comportamento geotécnico de um solo em Santa Maria através de ensaios de placa de diferentes diâmetros.

1.2.2 Objetivos específicos

- Comparar os resultados obtidos com placas de diferentes diâmetros;
- Aplicar critérios para a definição da carga de ruptura;
- Avaliar a adequabilidade da utilização de ensaios de placa de pequenos diâmetros através da observação do efeito escala;
- Verificar o efeito da velocidade de carregamento;
- Fazer um estudo teórico dos recalques para uma sapata de diâmetro 1,5 m.

1.3 Organização da dissertação

A presente dissertação está dividida em 7 capítulos.

O primeiro capítulo inicia com uma breve introdução que define o problema da pesquisa e os objetivos geral e específicos.

No segundo capítulo, é apresentada a revisão bibliográfica e os principais tópicos relativos aos ensaios de placa, buscando contemplar os principais itens abordados na pesquisa.

No terceiro capítulo, encontra-se uma descrição da metodologia utilizada nesta dissertação para a realização dos ensaios de campo e os estudos analíticos.

O quarto capítulo traz a caracterização do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM, baseada principalmente nos trabalhos de Emmer (2004) e Nienov (2006).

O quinto capítulo consiste na apresentação dos resultados desta dissertação, contemplando ensaios de campo e de laboratório.

No sexto capítulo, encontra-se a análise e interpretação dos resultados experimentais.

O sétimo capítulo é reservado para as conclusões e sugestões para futuros trabalhos.

No final, encontram-se as referências bibliográficas que foram utilizadas no desenvolvimento da dissertação.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações iniciais

Buscou-se, neste capítulo, fazer um apanhado geral a respeito dos ensaios de placa, dando ênfase aos principais estudos já realizados no Brasil. São feitos, também, alguns comentários sobre o comportamento da tensão-deformação do solo e os critérios de ruptura.

2.2 Estudo das deformações do solo

2.2.1 Módulo de Deformabilidade

Pinto (1998) exemplifica que um corpo de prova de um determinado material, submetido a uma força normal de compressão, deforma-se, encurtando. Esse encurtamento dividido pelo comprimento inicial (deformação específica), é proporcional à tensão que atua na seção transversal, segundo as equações abaixo:

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta l}{l_0} \quad (2.1)$$

$$\sigma_1 = E \cdot \frac{\Delta l}{l_0} \quad (2.2)$$

$$E = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1} \quad (2.3)$$

Onde:

E: Módulo de Deformabilidade ou Módulo de Young

Δl : encurtamento

l_0 : comprimento inicial

σ_1 : Tensão aplicada na direção 1

ε_1 : Deformação específica na direção 1

O autor chama atenção ao fato de que, ao ocorrerem deformações na direção em que é aplicada a força, ocorrem também deformações laterais. As deformações normais à direção em que a força é aplicada (ε_2 e ε_3) são proporcionais a ε_1 e expressas por $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = -\nu\varepsilon_1$, onde ν é o coeficiente de Poisson definido por Alonso (1991) pela expressão abaixo, apenas válida para o caso de corpos de prova sujeitos à compressão simples ($\sigma_3=0$):

$$\nu = \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} = \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} = -\frac{\sigma_2}{\sigma_1} \quad (2.4)$$

Onde:

ε_1 : Deformação específica na direção 1

ε_2 : Deformação específica normal à direção em que a tensão 1 é aplicada

ε_3 : Deformação específica normal à direção em que a tensão 1 é aplicada

σ_1 : Tensão aplicada na direção 1

ν : Coeficiente de Poisson

E: Módulo de Deformabilidade ou Módulo de Young

Alonso (1991) apresenta uma expressão geral para o módulo de elasticidade de um corpo de prova cilíndrico, ao qual é aplicado uma tensão confinante ($\sigma_3 = \sigma_2$), caracterizando um estado triplo de tensões:

$$E = \frac{\sigma_1 - 2\nu\sigma_3}{\varepsilon_1} \quad (2.5)$$

Onde:

E: Módulo de Deformabilidade ou Módulo de Young

ν : Coeficiente de Poisson

ε_1 : Deformação específica na direção 1

σ_1 : Tensão aplicada na direção 1

σ_2 : Tensão aplicada em direção normal à direção 1

σ_3 : Tensão aplicada em direção normal à direção 1

E alerta que:

- O módulo de elasticidade do solo não é uma constante. Ele depende também do nível de deformações, da velocidade de aplicação das cargas, da pressão confinante, etc;
- O solo não é um material elástico, apesar de que, para pequenos níveis de carregamento, admite-se uma certa proporcionalidade entre tensões e deformações, mas que, ao cessar essas tensões, as deformações não voltam a zero. Por esse motivo,

alguns autores utilizam a denominação “Módulo de Deformabilidade” no lugar de “Módulo de Elasticidade”. Nessa dissertação, será utilizada a nomenclatura “Módulo de Deformabilidade”.

Quaresma et al. (1998) ressaltam que o módulo de deformabilidade não é uma constante. Varia significativamente com o nível de deformação (ou tensão) considerado e apresentam as expressões abaixo para os seguintes casos:

Para placas circulares rígidas:

$$E = \frac{\pi}{4} * \frac{\sigma \cdot d}{\rho} (1 - \nu^2) \quad (2.6)$$

Para placas quadradas rígidas:

$$E = \frac{\sigma \cdot B \cdot I}{\rho} (1 - \nu^2) \quad (2.7)$$

Onde:

E: Módulo de Deformabilidade ou Módulo de Young

d: diâmetro da placa

σ : tensão aplicada à placa

ν : coeficiente de Poisson

ρ : recalque

B: lado do quadrado

I: coeficiente segundo tabela abaixo

Tabela 2. 1 - Valores do coeficiente I para placas quadradas rígidas

Autor	I	Média
OSTERBERG (1948)	0,850	0,846
LEONARDS (1962)	0,800	
MILOVIC (1992)	0,920	
HANSBO (1994)	0,815	

Fonte: Quaresma et al. (1998)

Para os autores, ao invés de usar a Tabela 2.1, pode-se determinar o coeficiente I a partir de comparação com o recalque de placa circular rígida, aplicando ao terreno a mesma tensão σ aplicada pela placa quadrada de mesma área, encontrando $I \approx 0,84$, que também se aproxima da média dos valores propostos pelos autores acima citados.

Cintra et al. (2003) afirmam que, para argilas, o módulo de deformabilidade não se altera ($E_{\text{sapata}} = E_{\text{placa}}$), ou seja, ele é obtido pelo ensaio de placas e pode ser utilizado sem

nenhum tratamento no cálculo de recalque imediato de sapatas em argilas. Segundo eles, o módulo de deformabilidade não varia com a dimensão, tendo em vista que, se ele é constante com a profundidade não é afetado pela dimensão dos bulbos da placa e da sapata.

Já para o caso de areias, os mesmos autores afirmam que o coeficiente de reação vertical (k_v), que será definido em 2.3.5.1, pode se situar entre dois limites, dependendo da lei de variação do Módulo de Deformabilidade com a profundidade

($k_{v(sapata)} = \frac{B_p}{B_s} k_{v(placa)} \leftrightarrow k_{v(sapata)} = k_{v(placa)}$). Dessa maneira, o módulo de deformabilidade da

areia sempre aumentará com a dimensão, variando entre os limites:

$$E_{sapata} = E_{placa} \leftrightarrow E_{sapata} = \frac{B_s}{B_p} E_{placa} \quad (2.8)$$

Onde:

E: Módulo de Deformabilidade ou Módulo de Young

k_v : Coeficiente de reação vertical

B_p : Diâmetro de uma placa circular

B_s : Diâmetro de uma sapata circular

Assim, se o módulo de deformabilidade da placa for utilizado diretamente no cálculo do recalque imediato de sapatas em areias, pode-se conduzir os cálculos a resultados exagerados.

2.2.2 Módulo de Elasticidade Volumétrico

Segundo Pinto (1998), ao se aplicar três tensões ortogonais de igual valor (compressão isotrópica), obtém-se a deformação volumétrica, que é expressa por $\varepsilon_v = 3\varepsilon_1(1-2\nu)$. E de maneira análoga ao módulo de deformabilidade, define-se o Módulo de Elasticidade Volumétrico como:

$$E_v = \frac{\sigma}{\varepsilon_v} = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (2.9)$$

Onde:

E_v : Módulo de elasticidade volumétrico

ε_v : Deformação volumétrica

ε_1 : Deformação específica na direção 1

- ν : Coeficiente de Poisson
- E : Módulo de deformabilidade ou Módulo de Young
- σ : Tensão aplicada ortogonalmente

2.2.3 Módulo Edométrico

Segundo Pinto (1998), define-se Módulo Edométrico (D), no caso de um material ao qual se submete um carregamento em uma direção, impedindo-se as deformações nas direções normais ao carregamento, como sendo a relação entre a tensão aplicada e a deformação correspondente. Considerando $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$, obtém-se:

$$D = \frac{1-\nu}{1-\nu-2\nu^2} E \quad (2.10)$$

Onde:

- D : Módulo Edométrico
- ε_2 : Deformação normal à direção em que a tensão 1 é aplicada
- ε_3 : Deformação normal à direção em que a tensão 1 é aplicada
- ν : Coeficiente de Poisson
- E : Módulo de deformabilidade ou Módulo de Young

2.2.4 Módulo de Cisalhamento

Pinto (1998) também apresenta uma relação para o Módulo de Cisalhamento (G), que é definido pela relação entre uma tensão cisalhante aplicada e a distorção que ela provoca. Esse módulo de cisalhamento se relaciona aos parâmetros previamente definidos, tendo em vista que na compressão também ocorre cisalhamento.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.11)$$

Onde:

- G : Módulo de Cisalhamento
- E : Módulo de deformabilidade ou Módulo de Young
- ν : Coeficiente de Poisson

2.3 Ensaio de placas

2.3.1 Considerações iniciais

Segundo Décourt e Quaresma Filho (1996), o ensaio de placa constitui a maneira mais adequada para se estabelecer as características carga-recalque para fundações. A utilização não freqüente desse ensaio se deve a dificuldades nas áreas técnica e econômica. Na área econômica, deve-se ao alto custo do ensaio e o longo tempo de execução. Esses fatores econômicos impedem que os ensaios sejam feitos em uma quantidade estatisticamente significativa, gerando limitações de ordem técnica. Outras limitações de ordem técnica são a necessidade de extrapolação dos resultados e a identificação do conceito de ruptura.

Segundo Cintra et al. (2003), “as provas de carga em sapatas reais de concreto armado praticamente não são realizadas, a não ser em alguns raros casos de pesquisa”.

Caputo (1978) alerta que há uma influência apreciável, sobre os valores obtidos pelo ensaio de placa, da dimensão e da forma da placa, juntamente com o tipo de carga (se ela é estática ou dinâmica) e o número de repetições da carga.

Terzaghi e Peck (1962) afirmam que o passo mais importante no caso de fundação superficial em sapatas é a avaliação da maior pressão que possa ser aplicada ao solo sem atingir a ruptura do solo e nem sofrer recalques excessivos.

A NBR 6122 de 1996 sugere, para a determinação da pressão admissível de uma fundação superficial¹, quatro métodos distintos que serão descritos abaixo:

a) Por métodos teóricos: baseiam-se nas características de compressibilidade e resistência ao cisalhamento do solo, juntamente com outros parâmetros. A pressão admissível é determinada por meio de teorias desenvolvidas na Mecânica dos Solos, levando-se em consideração as eventuais inclinações da carga do terreno e excentricidades.

b) Prova de carga sobre placa: consiste num método experimental para determinação da pressão admissível e é regido pela NBR 6489 de 1984. Os resultados devem ser interpretados levando-se em conta as relações de comportamento entre a placa e a fundação real, juntamente com as características das camadas de solo influenciadas pela placa e pela fundação.

¹ A NBR 6122/96 conceitua pressão admissível de uma fundação superficial como a “tensão aplicada por uma fundação superficial ao terreno, provocando apenas recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes e oferecendo, simultaneamente, segurança satisfatória contra a ruptura ou o escoamento do solo ou do elemento estrutural de fundação”.

c) Métodos Semi-Empíricos: “as propriedades dos materiais são estimadas com base em correlações, e são usadas em teorias de Mecânica dos Solos, adaptadas para incluir a natureza semi-empírica do método”.

d) Métodos Empíricos: nesses métodos se chega a uma pressão admissível para o solo com base na descrição do terreno. Nessa descrição, entram critérios de classificação e determinação da compacidade ou consistência, através de investigações de campo e/ou de laboratório. Normalmente, são apresentadas sob forma de tabelas de pressões básicas.

2.3.2 Prova de carga em placa

Segundo Fellenius (1975), pode-se identificar quatro grupos diferentes de metodologias para o carregamento de placas. São eles:

- SM ou SML (Slow Maintained Load Test): ensaio no qual os incrementos de carga são iguais até um determinado nível de carga, maior que o nível de trabalho. Os incrementos são mantidos até que se atinja a estabilização dos deslocamentos de acordo com determinado critério.
- QM ou QML (Quick Maintained Load Test): faz-se o carregamento em incrementos iguais até determinado nível de carga, maior que o nível de trabalho. Esta carga é mantida por um intervalo de tempo pré-determinado.
- CRP (Constant Rate of Penetration): mede-se a força necessária para o solo recalcar em velocidade constante. O ensaio é conduzido até um determinado nível de deslocamento.
- CLT ou SCT (Cyclic Load Test ou Swedish Cyclic Test): neste ensaio, o solo é carregado a 1/3 da carga de projeto, em seguida, descarrega-se até a metade da carga e repete-se o ciclo por 20 vezes. Em seguida, aumenta-se a carga limite superior em 50%, repetindo-se o procedimento até que se atinja a ruptura.

Barata (1984) menciona que o ensaio de placa é o mais antigo ensaio *in situ* de compressão. Destaca também que, no Brasil, um dos mais antigos trabalhos escritos sobre o assunto pertence ao professor Domingos José da Silva Cunha de 1920. Cita, também, outro trabalho pioneiro que é o pertencente a Nápoles Neto de 1954. No exterior, são pioneiros os trabalhos de Enger de 1916, de Goldbeck de 1917, de Terzaghi de 1925 e 1932, de Kögler e Scheidig de 1927, 1928, 1929 e 1938, Pihera de 1928, Housel de 1929, Press de 1930, Schleicher de 1933 e Terzaghi e Peck de 1948.

Para Teixeira (1966), a execução de carregamento experimental do solo através de placas, utilizado para a fixação das pressões para o dimensionamento de fundações, é um dos mais antigos ensaios de campo realizados na Engenharia. Entretanto, existe o problema causado pela diferença de escalas entre o protótipo e o ensaio, que é a maior dificuldade que se antepõe ao estabelecimento de correlações gerais entre a capacidade de carga e o ensaio de placa, especialmente no caso de solos arenosos.

Para Lancellota (1995), o ensaio de placa é um dos primeiros ensaios “in situ” para avaliar a deformação do solo.

O ensaio de placa propriamente dito, descrito pela NBR 6489 de 1984, consiste, basicamente, na instalação de uma placa rígida com uma área não inferior $0,5 \text{ m}^2$, instalada sobre o solo natural na mesma cota prevista no projeto das fundações superficiais. Aplicam-se cargas verticalmente no centro da placa, em estágios, e medem-se as deformações simultaneamente com os incrementos de carga. Os resultados são apresentados em gráficos de pressão x recalque.

A aplicabilidade dos ensaios de placa, segundo Barata (1966), ocorre com maior intensidade em terrenos cuja deformabilidade é praticamente imediata à ação das cargas, ou seja, em primeiro lugar, em terrenos pedregulhosos, arenosos e silto-arenosos, em qualquer grau de saturação, e, em segundo lugar, em terrenos argilosos e silto-argilosos, em baixo grau de saturação.

Cintra e Albiero (1998) salientam que as provas de carga não servem apenas para se estimar o recalque imediato de uma fundação, mas ela se destina, inclusive, para se determinar a taxa de trabalho do solo.

Barata (1984) relaciona alguns aspectos importantes no ensaio de placas, ressaltando o fato de que ele é um ensaio de compressão com confinamento parcial, devido ao terreno adjacente (ou justaposto) à massa de solo situada diretamente abaixo da placa.

Para Mello e Teixeira (1968), o ensaio de placas nada mais é do que um ensaio feito em um modelo que procura reproduzir o comportamento de uma fundação em escala quase natural. As deformações do solo subjacente à sapata podem ser de dois tipos: uma é resultado da redução de volume por compressibilidade, e outra deformação do tipo cisalhante, resultando uma mudança de forma. Os recalques totais podem ser representados pela soma desses dois tipos de deformação.

Barata (1984) classifica as deformações do solo em deformações com mudança de volume e deformações sem mudança de volume, deformações estas que podem ocorrer devido a esforços de compressão, tração ou cisalhamento.

Cintra et al. (2003) chamam atenção para o fato de que o ensaio de placas só é aplicável para solos razoavelmente uniformes em profundidade, pois o bulbo de pressões² mobilizado pela placa é bem menor (menos profundo) que o bulbo gerado pelas sapatas.

Alonso (1991), por sua vez, menciona que o resultado obtido em uma prova de carga sobre placas só pode ser estendido para a fundação real quando os bulbos de pressões de ambos estiverem inseridos em solos com as mesmas características de resistência e deformabilidade³. Ele alerta sobre a importância de se conhecer o perfil geotécnico do solo para evitar interpretações errôneas sobre o seu comportamento. Dessa maneira, se existirem, no subsolo, camadas compressíveis mais profundas que não sejam solicitadas pela placa mas que sejam solicitadas pela fundação, essa prova de carga não terá valor, a menos que se aumente o tamanho da placa para que o bulbo de pressões englobe a camada compressível, concordando com os trabalhos de Mello e Teixeira (1968) e de Velloso e Lopes (1996), conforme Figura 2.1.

Segundo Lambe e Whitman (1979), para obter resultados mais fidedignos a partir de um ensaio de placa, deve-se ter certeza que o solo abaixo da placa não esteja perturbado e que mantenha uma certa homogeneidade em profundidade.

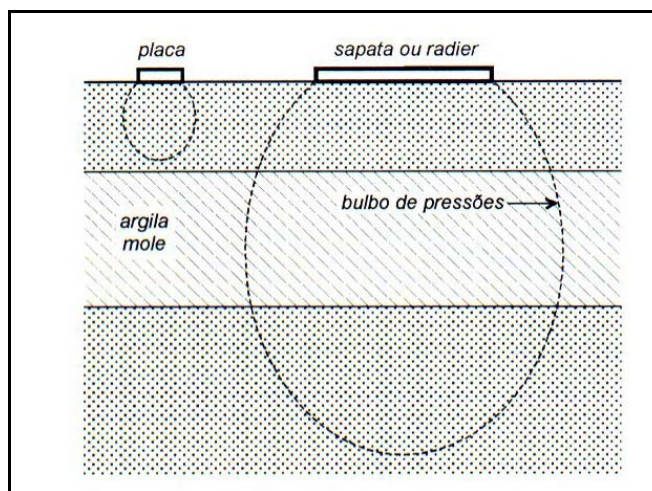


Figura 2. 1 – Cuidados na interpretação dos ensaios de placa: diferentes bulbos de pressão
Fonte: Velloso e Lopes, 1996

Velloso e Lopes (1996) classificam os ensaios de placa segundo:

² BARATA (1984) considera que para efeitos práticos, os valores de pressões inferiores a $(0,1p_0)$ não produzem mais efeito na deformabilidade do solo de fundação. Dessa maneira o bulbo de pressões é a figura formada pela isóbara $(\sigma_z=0,1p_0)$ que limitaria a zona do solo sujeita a deformações. Conceito esse já utilizado por Taylor em 1948.

³ BARATA (1984) define deformabilidade como “a propriedade que os materiais (em geral) têm de mudar de forma, ou seja, de sofrer deformações, por ação de cargas”.

a) A sua localização: podendo ser “na superfície”, “em cavas” ou “em furos” (Figura 2.2).

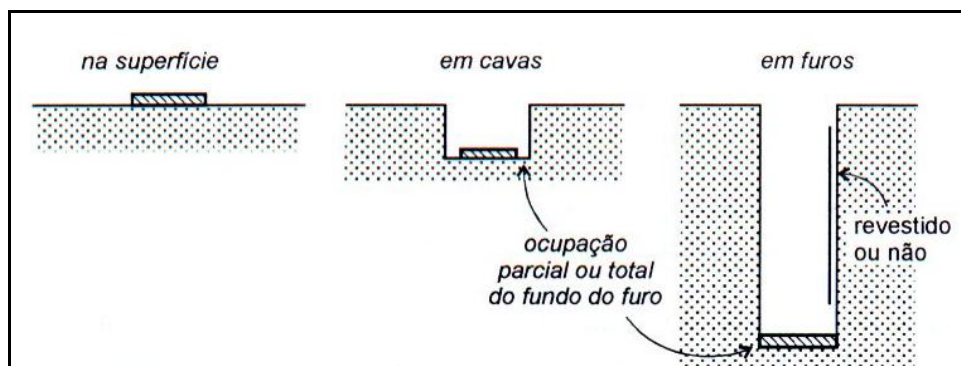


Figura 2. 2 – Tipos de ensaios de placas quanto à localização
Fonte: Velloso e Lopes, 1996

b) O tipo de placa: podendo ser “placa convencional” ou “placa parafuso (screw-plate)” (Figura 2.3).

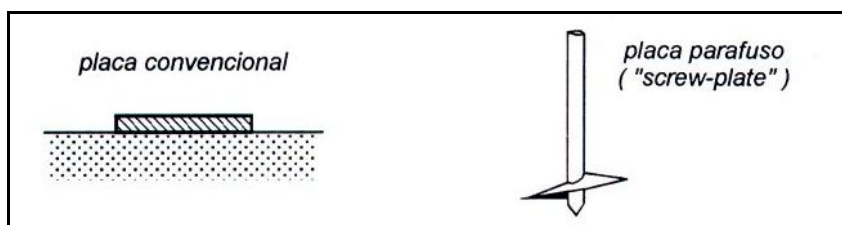


Figura 2. 3 – Tipos de ensaios de placas quanto ao tipo de placa
Fonte: Velloso e Lopes, 1996

c) O modo de carregamento: podendo ser “carga controlada” ou “deformação controlada”. Para o caso de deformação controlada tem-se a Figura 2.4.

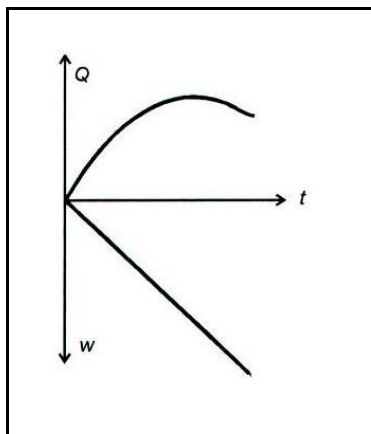


Figura 2. 4 – Tipos de ensaios de placas quanto ao modo de carregamento: Deformação controlada
Fonte: Velloso e Lopes, 1996

No caso da carga controlada, pode ocorrer “carga incremental mantida (por períodos de tempo preestabelecidos ou até a quase estabilização)”, ou “carga cíclica (com diferentes padrões de ciclagem)” (Figura 2.5).

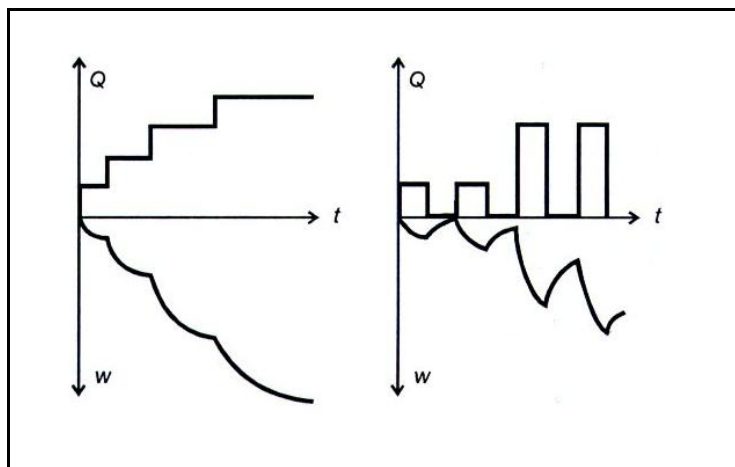


Figura 2. 5 – Tipos de ensaios de placas quanto ao modo de carregamento
a) carga incremental mantida; b) carga cíclica
Fonte: Velloso e Lopes, 1996

Cudmani (1994) realizou ensaios de provas de carga à compressão, utilizando placas circulares de diâmetro de 30, 45 e 60 cm e uma placa quadrada com lado igual a 40 cm (área equivalente à área da placa circular de diâmetro 45 cm). Utilizou dois pontos de medição de deslocamentos na placa de 30 cm e três pontos em cada uma das placas restantes, concluindo a respeito da adequabilidade e comportamento observado que:

O ensaio de placa demonstrou ser adequado ao estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos residuais parcialmente saturados. A correta interpretação dos resultados exige a determinação da estratigrafia do solo no local, o conhecimento do mecanismo de ruptura, e a previsão de propriedades do material através de ensaios de campo e de laboratório convencionais.

Décourt e Quaresma Filho (1996) propõem a prova de carga em mini placa. Trata-se da utilização de um ensaio de placas com uma placa de diâmetro de 12,7 cm e com espessura de aproximadamente 1 cm, das quais se obteve as seguintes conclusões:

- I. Fica evidenciada a clara necessidade da execução de sondagens SPT-T ao invés dos SPT tradicionais que nesse caso conduziriam sempre a previsões contra a segurança.
- II. A unicidade da curva $q/q_u \times s/B_{eq}$ foi verificada. As dispersões existentes necessitam de discussões muito mais abrangentes, mas não invalidam o princípio básico da unicidade.
- III. Ficou claramente evidenciado que os resultados das provas de carga em mini placa são praticamente idênticos aos da placa de tamanho padrão, não obstante existirem relações de área e de diâmetro de 40,2 e 6,3 vezes, respectivamente.
- IV. Fica também evidenciada de forma bem clara a importância da interpretação estatística dos dados, pois as dispersões entre ensaios individuais de placas de

mesmo tamanho são muitíssimo maiores do que as das médias dos ensaios em placas de tamanhos muito diferentes.

V. Fica também mais uma vez evidenciada a exagerada importância que se tem dado ao “embutimento” da fundação no solo, que embora seis vezes maiores no caso das provas da Engesolos em relação as de Agnelli, nem por isso deixaram de conduzir à resultados sensivelmente iguais.

Cudmani et al. (1994) comentam que, tratando-se especialmente do estudo do comportamento de fundações superficiais, podem se substituir, sob certas condições, as provas de carga em verdadeira grandeza por ensaios de placa de menores dimensões. Os autores analisaram 18 provas de carga em placas circulares de 30, 45 e 60 cm e uma placa quadrada de área equivalente à circular de diâmetro de 45 cm (Cudmani, 1994) e provas de carga em sapatas quadradas concreto de 0,7 e 1,0 m de lado, em profundidades variando em ambos os casos, entre 0,4 e 1,6 m (Luzzardi e Milititsky, 1994). Os autores perceberam que as dispersões dos resultados foram inversamente proporcionais ao diâmetro da placa, ocorrendo provavelmente por dois fatores: o primeiro é devido ao amolgamento durante a preparação do solo e a montagem do sistema de transmissão de cargas, e, o segundo, a própria heterogeneidade do solo.

Agnelli e Albiero (1994) analisaram os resultados de 12 provas de carga em seis poços com o terreno em seu estado natural, sendo três na profundidade de 1 m e três na profundidade de 2 m. Em seguida, executaram provas de carga em seis outros poços com inundação do terreno (três na profundidade de 1 m e três na profundidade de 2 m). O pH da água era de 9,1 (alcalino) com uma lâmina constante de 4 cm sobre a placa. O colapso se deu com saturação parcial, tendo o solo um grau de saturação de 62%. Os autores concluíram que o terreno apresenta uma baixa capacidade de carga nas profundidades de 1 e 2 m e uma ocorrência instantânea de recalques quando inundado. Dessa maneira, não recomendam utilizar fundações superficiais em terrenos que apresentem essas características geotécnicas.

Dalla Rosa e Thomé (2004) realizaram provas de carga sobre placas com diâmetros de 30, 60 e 90 cm numa profundidade de 80 cm. Observou-se que a ruptura do solo foi típica de ruptura por puncionamento, ou seja, houve o afundamento da placa no solo, para o qual não se observou movimentações externas à placa.

Gouvêa (2002) realizou uma prova de carga em verdadeira grandeza de uma sapata quadrada rígida (de lados iguais a um metro) em concreto armado à uma profundidade de 1,75 m. A prova de carga se deu em um perfil coluvionar areno-argiloso. O autor observou que o retorno das deformações sofridas pelo solo foi muito pequeno, e, para carga de ruptura, considerou-se a carga de 474,0 kN como valor aceitável.

Lopes et al. (1998) estudaram o comportamento de uma sapata quadrada rígida com lados iguais a 1,20 m apoiada em solo residual jovem, não saturado, proveniente de gnaiss. Realizaram ensaios do tipo lento até um determinado nível de carregamento, passando posteriormente a rápido.

Goulart et al. (2006) realizaram duas provas de carga direta com placas de 0,80 m a uma profundidade de 2 m em areia fina, com o objetivo de determinar o comportamento carga-recalque até tensões da ordem de duas vezes a tensão de trabalho definida pelo projeto original para fundações superficiais do tipo sapata. O estudo foi realizado com o objetivo de realizar uma simulação por meio de análise numérica.

Vianna (2005) analisa a influência da sucção matricial e da dimensão de sapatas no estudo da capacidade de carga e recalques de fundações rasas em areia não-saturada no campo experimental de fundações da USP / São Carlos. Foram analisadas 14 provas de carga em placa na profundidade de 1,5 metro, com placas de 20, 40 e 80 cm de diâmetro e uma sapata circular de concreto de diâmetro 1,5 m.

Costa (1999) apresenta resultados realizados de ensaios de placa com monitoramento do teor de umidade e de sucção matricial do solo, realizadas a uma profundidade de 1,5 m em solo não saturado e colapsível. Executou ensaios do tipo SML (lento), QML (rápido) e misto, com e sem inundação da cava.

Alcântara (1998) faz uma comparação entre o ensaio pressiométrico e o ensaio de prova de carga sobre placa em solo argiloso para o estudo de capacidade de carga de fundações rasas. Observou que o ensaio pressiométrico via pressiômetro de Briaud é muito simples ao ser comparado com os ensaios de placa.

2.3.3 Equipamentos

Os equipamentos utilizados para a realização do ensaio de prova de carga sobre placas são compostos basicamente por 3 sistemas:

Sistema de reação: formado geralmente de duas formas distintas, podendo ser composta por uma cargueira, que pode ser um caminhão carregado ou uma caixa com areia, brita ou solo (Figura 2.6), ou utilizando a reação de elementos ancorados (estacas) unidos por uma viga de reação (Figura 2.7). O sistema de reação tem a finalidade de garantir ao sistema de transmissão de carga, uma reação capaz de contrapor as cargas solicitadas pelo macaco hidráulico.



Figura 2. 6 – Reação com cargueira

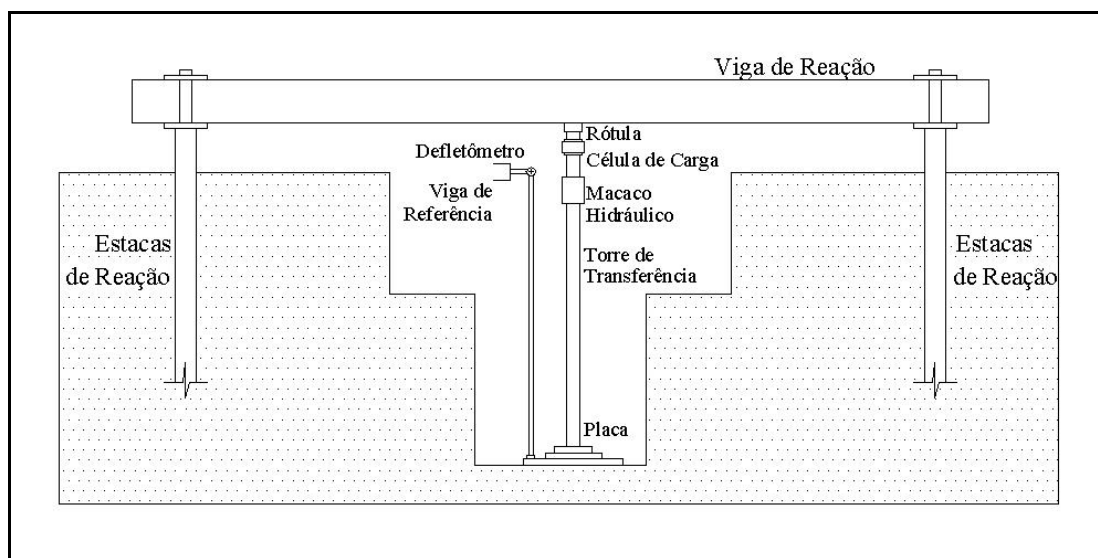


Figura 2. 7 – Esquema do ensaio com estacas de reação

Sistema de transmissão de cargas: é composto geralmente por uma rótula, um macaco hidráulico, uma célula de carga, uma torre de transferência de carga e a placa propriamente dita.

Sistema de leitura: é composto por medidores de deslocamento (deflectômetros ou dispositivos eletrônicos do tipo LVDT) que são fixados em pontos distintos da placa e por uma viga de referência. A viga de referência consiste em uma estrutura montada de tal maneira que fique completamente isolada e livre de qualquer deformação provinda do sistema

de reação, do sistema de transmissão de carga, da deformação gerada pelo solo circunvizinho à placa, ou de qualquer outro tipo de perturbação provocada pelo meio externo ao ensaio. Os medidores de deslocamento são fixados a essa viga de referência, fazendo com que as leituras sejam as mais confiáveis possíveis.

Quando forem utilizadas células de carga e medidores de deslocamento tipo LVDT, há necessidade de um sistema de aquisição de dados para leitura da instrumentação.

2.3.4 Procedimentos e normas

A Norma 6489/84, prova de carga direta sobre terreno de fundação, fixa as condições que devem ser satisfeitas para o caso de fundações por sapatas rasas, assim como as demais informações que devem constar no registro da mesma.

2.3.4.1 Para a instalação e aparelhamento da prova de carga:

- A cota da superfície de carga deverá ser a mesma que a provável cota para a base das sapatas da futura fundação;
- A placa de transferência da carga ao solo deverá ser rígida e com uma área não inferior a 0,5 m², colocada sobre o solo em seu estado natural devidamente nivelado, ocupando a área total do fundo de um poço. A relação entre a largura e a profundidade do poço deve ser a mesma que entre a largura e a profundidade da futura fundação;
- Deve-se tomar todos os cuidados necessários, ao se abrir o poço, para evitar a alteração do grau de umidade natural e amolgamento do solo na superfície de carga;
- Ao redor da placa, ou poço, deve-se aplainar o terreno, e não deverão existir cargas aplicadas em uma faixa de largura de pelo menos um diâmetro ou lado da placa;
- O dispositivo de transmissão de cargas deve garantir que a mesma seja aplicada verticalmente e no centro da placa de tal maneira que não sejam produzidos choques ou trepidações. Aconselha-se o uso de macaco hidráulico provido de bomba e manômetro cuidadosamente aferidos, reagindo contra uma carga de reação que pode ser caixão carregado, ancoragem, etc;
- Os extensômetros deverão ser sensíveis a 0,01 mm e colocados em pelo menos dois pontos diametralmente opostos da placa para a medição dos recalques;
- Os dispositivos de referência utilizados para a medida dos recalques deverão estar livres da influência de qualquer movimento produzido pela placa, pelo terreno

circunvizinho, pelo caixão ou ancoragens, e seus apoios devem encontrar-se a uma distância de pelo menos 1,5 vezes o diâmetro ou lado da placa, medidas a partir do centro desta última;

- Deve-se evitar qualquer espécie de trepidação durante a execução das provas de carga.

2.3.4.2 Para a execução da prova deve-se observar o seguinte processo:

- A carga deve ser aplicada à placa em estágio sucessivos definidos no máximo a 20% da taxa admissível provável do solo;
- Para cada estágio de carga, os recalques devem ser lidos imediatamente após a aplicação dessa carga e após intervalos de tempo sucessivamente dobrados, nos tempos de 1, 2, 4, 8, 15 min, e assim sucessivamente. Aplicar-se-á um novo acréscimo de carga depois de verificada a estabilização dos recalques, obedecendo a uma tolerância máxima de 5% do recalque total nesse estágio entre leituras sucessivas.
- O ensaio deverá ser levado até se observar um recalque total de 25 mm, ou até se atingir o dobro da taxa admitida prevista para o solo;
- Caso o solo não vá até a ruptura, a carga máxima alcançada no ensaio deverá ser mantida pelo menos durante 12 horas;
- A descarga deverá ser feita de maneira idêntica ao carregamento. Os estágios sucessivos não deverão ser superiores a 25 % da carga total, lendo-se os recalques e mantendo-se cada estágio até a estabilização das deformações dentro da precisão admitida.

2.3.4.3 Apresentação dos resultados:

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas, através da NBR 6489, os resultados obtidos com o ensaio consistem em apresentar uma curva tensão-recalque (Figura 2.8) na qual devem constar as observações feitas no início e no fim de cada estágio de carga, com indicação dos tempos decorridos. Em anexo à curva, deverão ser fornecidas as seguintes informações:

- dia e hora do início e fim da prova;
- situação do local da prova no terreno e cota da superfície carregada em relação a um RN bem determinado;

- corte do poço de prova com indicação de dimensões e natureza do terreno até, pelo menos, uma vez e meia a menor dimensão da placa abaixo da superfície de carga;
- referência aos dispositivos de carga e de medida;
- ocorrências excepcionais durante a carga, como, por exemplo: perturbação nos dispositivos de carga e de medida, modificações na superfície do terreno adjacente à prova, ect.

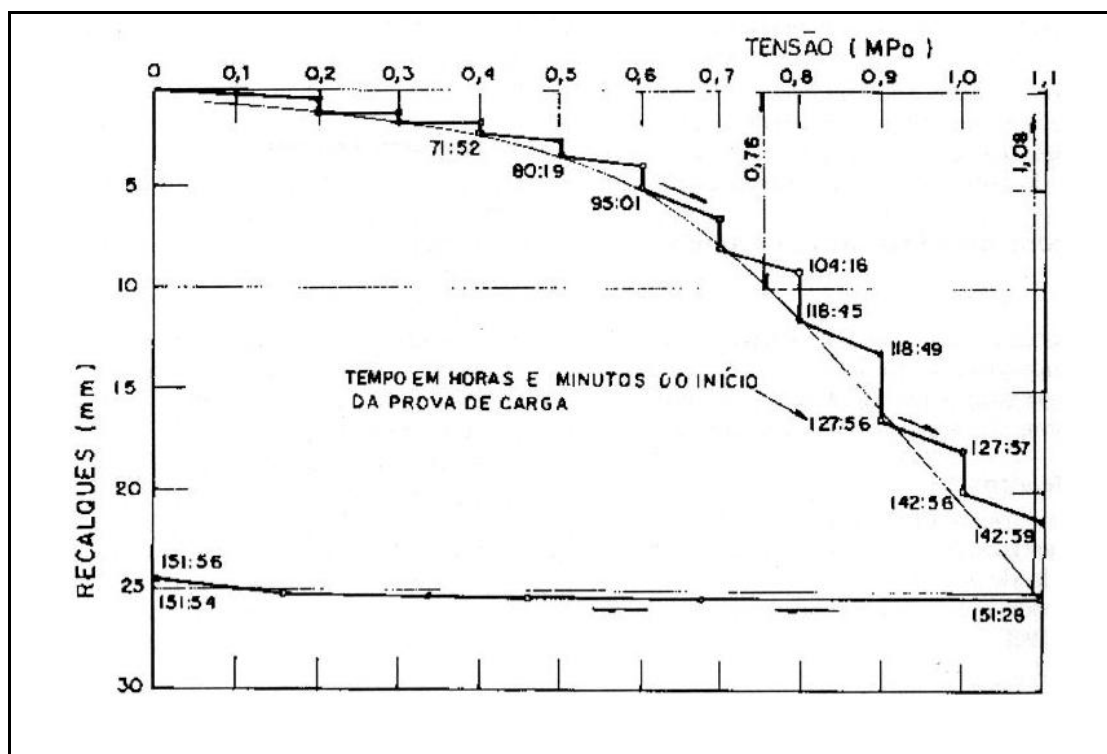


Figura 2. 8 – Curva tensão-recalque
Fonte: Teixeira e Godoy, 1998

2.3.5 Interpretação dos resultados

2.3.5.1 Coeficiente de reação vertical do solo

Velloso e Lopes (1996) discorrem sobre a constante de proporcionalidade k_v , chamada de coeficiente de reação vertical, recebendo, também, as denominações de coeficiente de recalque, módulo de reação ou coeficiente de mola. Para os autores, esse modelo é conhecido, também, como modelo do fluido denso, pois seu comportamento é bastante parecido com o de uma membrana assente sobre fluido denso, além de possuir a mesma unidade de peso específico.

Cintra et al. (2003) afirmam que, através de uma prova de carga sobre placa, pode-se obter o coeficiente de reação vertical do solo (k_v), ajustando-se uma reta ao trecho inicial da curva tensão-recalque, sendo este calculado através da expressão:

$$k_v = \frac{\sigma}{\rho} \text{ (MPa/m)} \quad (2.12)$$

Onde:

k_v : Coeficiente de reação vertical

ρ : Recalque

σ : Tensão aplicada à placa

Velloso et al. (1998) descrevem que, para uma dada curva pressão-recalque, a inclinação em seu trecho inicial é o próprio coeficiente. Se, por acaso, a curva pressão-recalque apresentar uma forte não-linearidade, o valor k_v representativo se obtém a partir da faixa de pressões previstas, após ciclos de carga (Figura 2.9).

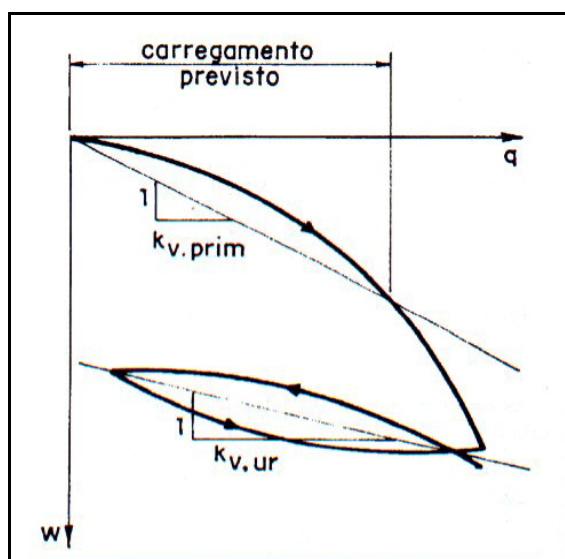


Figura 2.9 – Ensaio de placa para obtenção de k_v
a) interpretação pelo trecho de interesse de um ensaio com estabilização;
b) pelo trecho de descarregamento-recarregamento

Fonte: Velloso et al., 1998

Velloso e Lopes (1996) chamam atenção ao fato de que este coeficiente deve ser corrigido para a forma e as dimensões da fundação real, de tal maneira que o coeficiente de reação vertical não representa uma propriedade apenas do solo, mas, também, da forma (I_s) e da dimensão (B) da fundação. Obtém-se para um meio elástico, homogêneo e semi-infinito:

$$k_v = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot \frac{1}{I_s} \cdot \frac{1}{B} \quad (2.15)$$

Onde:

k_v : Coeficiente de reação vertical

E: Módulo de deformabilidade ou Módulo de Young

ν : Coeficiente de Poisson

I_s : Correção quanto à forma da fundação

B: Correção quanto à dimensão da fundação

a) Para argilas:

Considerando k_v (placa) e k_v (sapata) os coeficientes de reação vertical médio do solo sob a placa e sob a sapata, respectivamente, e conhecendo-se o comportamento do solo mostrado na Figura 2.10, Cintra et al. (2003) concluem que, no caso de argilas, o coeficiente de reação vertical do solo diminui inversamente com o aumento da dimensão de acordo com a seguinte equação:

$$k_{v(sapata)} = \frac{B_p}{B_s} k_{v(placa)} \quad (2.13)$$

Onde:

k_v : Coeficiente de reação vertical

B_p : Diâmetro de uma placa circular

B_s : Diâmetro de uma sapata circular

b) Para areias:

Já para o caso de areias, Cintra et al. (2003) afirmam que, dependendo da lei de variação do Módulo de Deformabilidade (E) com a profundidade, o k_v pode variar entre dois limites:

$$k_{v(sapata)} = \frac{B_p}{B_s} k_{v(placa)} \leftrightarrow k_{v(sapata)} = k_{v(placa)} \quad (2.14)$$

Onde:

k_v : Coeficiente de reação vertical

B_p : Diâmetro de uma placa circular

B_s : Diâmetro de uma sapata circular

2.3.5.2 Efeito escala

Para Teixeira (1966), a utilização do ensaio de placas para a determinação das pressões empregadas no dimensionamento de fundações é bastante antiga. Para o autor, a maior dificuldade encontrada para se estabelecerem correlações gerais entre a capacidade de carga da fundação e os ensaios de placas está na diferença de escalas entre o ensaio e o protótipo, sendo mais perceptível no caso de solos arenosos.

Comenta que a ruptura completa por cisalhamento em um terreno arenoso de fundação real é rara, e, talvez, até desconhecida, pois a capacidade de carga aumenta linearmente com o tamanho da fundação. Mesmo sabendo isso, foram feitas muitas investigações utilizando placas de pequenas dimensões em areias, cujos resultados não podem ser estendidos sem nenhuma correção para fundações reais. Já para o caso de solos argilosos os casos de ruptura por cisalhamento são mais frequentes. Para fundações rasas, nesse tipo de solo, o aumento das dimensões da fundação não representa um grande aumento na capacidade de carga, não necessitando grandes correções dos resultados do ensaio com relação à fundação real.

De uma maneira geral, se os gráficos de carga ou tensão-recalque forem apresentados de maneira adimensional, normalizando as tensões através da tensão de ruptura convencional ou física e normalizando as deformações pela largura da fundação, a curva carga-recalque torna-se única independente das dimensões da fundação (DÉCOURT, 1994).

De acordo com Thomé et al. (2002), pode-se normalizar o resultado de provas de carga, dividindo-se os recalques pelo diâmetro da placa e a carga pela carga máxima obtida no ensaio ou a carga dividida pela carga obtida a 2% do recalque relativo.

Décourt e Quaresma Filho (1996) adimensionalizaram a tensão dividindo-a pela tensão de ruptura convencional e adimensionalizaram os recalques através da largura equivalente da placa.

Briaud e Jeanjean (1994, apud Décourt, 1994) “demonstraram que o chamado efeito escala na realidade prática não existe desde que ao invés de deformações absolutas sejam consideradas as deformações relativas (deformações reais divididas pela largura da fundação)”.

Ruver e Consoli (2004) analisaram provas de carga executadas sobre um solo residual de origem basáltica na região metropolitana de Porto Alegre – RS, juntamente com dois solos residuais de gneiss da região metropolitana do Rio de Janeiro. Os autores apresentaram os resultados na forma de curvas normalizadas em função do recalque relativo. Eles reforçam a importância da representação dos resultados das provas de carga em função de recalques

relativos, pois, dessa maneira, as curvas geradas para diferentes diâmetros em uma mesma profundidade se sobrepõem. Assim, a partir de uma prova de carga em uma única placa, pode-se definir o comportamento de sapatas e placas de várias dimensões (desde que exista uma certa homogeneidade do solo abaixo da base da fundação).

Cudmani (1994), ao trabalhar com placas circulares de 0,30, 0,45 e 0,60 m, observou que as previsões feitas a partir dos ensaios de placa de 0,3 m de diâmetro e com diferentes procedimentos de análise, foram comparáveis às obtidas com as placas de 0,45 e 0,60 m. Tal observação, segundo ele, “pode ter um considerável efeito prático justificando a execução de ensaios em placas de pequeno diâmetro como ferramenta para projetos de fundações superficiais”. Tal afirmação é válida apenas para depósitos relativamente homogêneos, nos quais a estratigrafia do perfil não afete a interpretação dos resultados.

De acordo com Vianna (2005), ocorre o efeito escala se as curvas tensão x recalque de placas e sapatas com diferentes dimensões não convergirem para uma única curva quando adimensionalizadas. A autora adimensionalizou as tensões, dividindo-as pela capacidade de carga e adimensionalizou os recalques dividindo-os pelo diâmetro da placa.

2.3.5.3 Previsão de recalques

a) Argilas

Segundo Cintra et al. (2003), para o caso de argilas sobreadensadas, pode-se supor que os recalques imediatos cresçam linearmente com a dimensão da sapata, considerando-se que seja aplicada uma mesma tensão. Dessa maneira, para uma determinada tensão σ obtém-se a seguinte expressão:

$$\rho_s = \rho_p \frac{B_s}{B_p} \quad (2.16)$$

Onde:

B_p : Diâmetro de uma placa circular

ρ_p : Recalque numa placa circular de diâmetro B_p

B_s : Diâmetro de uma sapata circular

ρ_s : Recalque imediato numa sapata de diâmetro B_s

Segundo os autores, em sapatas retangulares ou de forma irregular, pode-se considerar a sapata circular de área equivalente.

b) Areias

Terzaghi & Peck (1948, apud Cintra et al. 2003) apresentaram a equação abaixo, baseados especialmente em dados empíricos, para extrapolar o recalque de uma placa quadrada de 0,30 m de lado.

$$\rho_s = \rho_p \left(\frac{2B_s}{B_s + 0,30} \right)^2 \quad (2.17)$$

Onde:

ρ_p = recalque de placa (quadrada de 0,3 m de lado)

ρ_s = recalque de sapata (quadrada com largura B_s)

B_s = largura da sapata

Sowers (1962, apud Cintra et al. 2003) generalizou a equação de Terzaghi-Peck para placas quadradas de qualquer dimensão (B_p) para uma sapata quadrada de lado B_s .

$$\rho_s = \rho_p \left[\frac{B_s (B_p + 0,30)}{B_p (B_s + 0,30)} \right]^2 \quad (2.18)$$

Onde:

ρ_p : Recalque numa placa (quadrada de dimensão B_p)

ρ_s : Recalque numa sapata (quadrada de dimensão B_s)

B_s : Dimensão de uma sapata quadrada

B_p : Dimensão de uma placa quadrada

Permanece atual a afirmação de D'Appolonia et al. (1968, apud Cintra et al. 2003) que afirma que ainda não há uma equação geral que se possa aplicar com relação à extrapolação de recalques. Tal equação deverá considerar fatores como a compacidade da areia, o tamanho das partículas e a degradação, juntamente com a geometria da sapata.

c) Solos residuais

Para solos residuais, é importante o tempo de estabilização dos recalques durante os estágios da prova de carga. Caso a estabilização seja rápida, é indicado um comportamento semelhante ao arenoso e a prova de carga deveria ser interpretada como se o solo fosse uma

areia. Já um longo tempo de estabilização se deveria a um comportamento típico de solo argiloso, devendo o solo ser tratado como uma argila (Teixeira e Godoy, 1998).

2.3.5.4 Efeito da dimensão

Décourt (1994) afirma que:

De uma maneira geral os gráficos carga (ou pressão) x recalque devem ser sempre apresentados de forma adimensional, com as tensões normalizadas pela tensão de ruptura convencional ou física e as deformações normalizadas pela largura da fundação. Se isso for feito, pelo menos na faixa que interessa a prática da engenharia, ou seja, para deformações compreendidas entre zero e 10% da largura da fundação, a curva carga x recalque é única, independente portanto das dimensões da fundação.

Cintra et al. (2003) fizeram uma comparação entre duas provas de carga. Uma delas em placa (pequena dimensão) e outra em sapata (grande dimensão), ambas apoiadas na superfície do terreno, fazendo a distinção entre argilas e areias.

a) Argilas

Segundo Cintra et al. (2003), para o caso de solos puramente coesivos, a capacidade de carga independe da dimensão, ou seja, é a mesma para ambos os ensaios. Já os recalques serão proporcionais à dimensão, pois o módulo de deformabilidade é constante com a profundidade e os bulbos de pressão são proporcionais à largura da placa e da sapata (Figura 2.10).

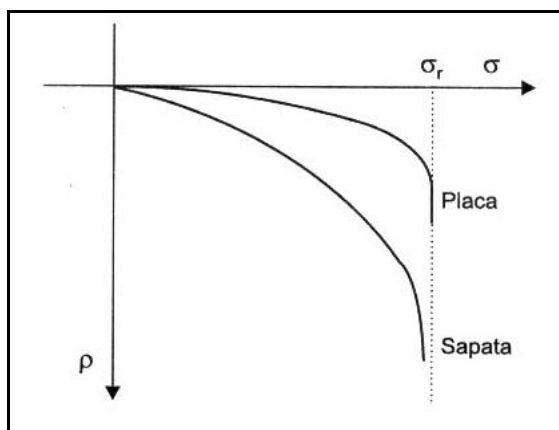


Figura 2. 10 – Prova de carga em placa e sapata em argila (Adaptado de Taylor, 1946)
Fonte: Cintra et al., 2003

b) Areias

No caso de solos não-coesivos, a capacidade de carga é proporcional à dimensão. Como o módulo de deformabilidade cresce com a profundidade, os recalques não aumentam em proporção direta com a dimensão. Dessa maneira, os bulbos maiores alcançam solos menos deformáveis, fazendo com que o recalque não aumente proporcionalmente ao bulbo. Se o módulo de deformabilidade aumentar diretamente com a profundidade z ($E = k.z$, com k em MPa/m e z em metros), os recalques sofridos pela placa e pela sapata serão iguais para uma mesma tensão aplicada, pois o aumento do bulbo de tensões é compensado pelo aumento do Módulo de Deformabilidade. (CINTRA et al., 2003).

Para Cintra et al. (2003), a deformabilidade situa-se entre esses dois extremos: um onde E aumenta diretamente com a profundidade ($E = k.z$), e outro em que E é constante com a profundidade, como no caso de argilas sobreadensadas ($E = E_0 + kz$). Dessa maneira, para uma mesma tensão, os recalques da sapata serão maiores do que os obtidos pelo ensaio de placa, mas menores do que os valores obtidos pela proporção direta do aumento da dimensão (Figura 2.11), obedecendo às equações.

$$\rho_s = \rho_p \leftrightarrow \rho_s = \rho_p \frac{B_s}{B_p} \quad (2.19)$$

ou

$$\rho_s = \beta \cdot \rho_p \quad (2.20)$$

Em que:

B_p : Diâmetro de uma placa circular

ρ_p : Recalque numa placa circular de diâmetro B_p

B_s : Diâmetro de uma sapata circular

ρ_s : Recalque imediato numa sapata de diâmetro B_s

$$k \rightarrow 0: \beta \rightarrow \frac{B_s}{B_p}$$

$$E_0 \rightarrow 0: \beta \rightarrow 1$$

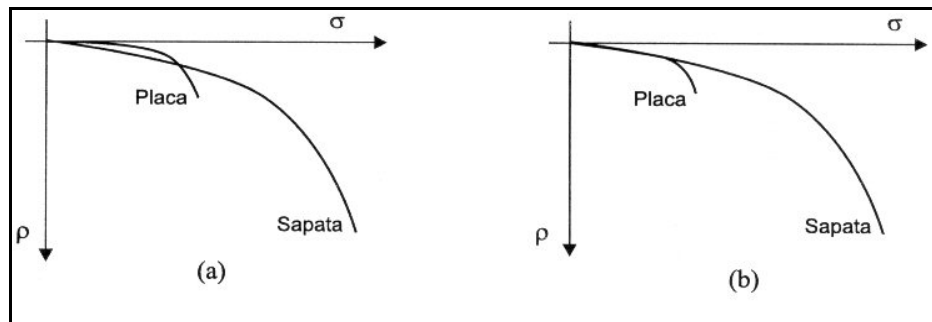


Figura 2. 11 – Prova de carga em placa e sapata no caso de areia (Adaptado de Taylor, 1946)
 a) curvas tensão x recalque típicas; b) caso particular de E aumentando em proporção direta com a profundidade.

Fonte: Cintra et al., 2003

2.3.5.5 Tensão admissível

a) Argila

Segundo Cintra et al. (2003), a tensão admissível (σ_a) pode ser obtida aplicando-se um fator de segurança 2 ao valor da tensão de ruptura (σ_r) nos casos em que a curva tensão-recalque obtida através da prova de carga sobre placa evidencia a ruptura, cuja ocorrência mais comum se dá em argilas sobreadensadas.

$$\sigma_a \leq \frac{\sigma_r}{2} \quad (2.21)$$

Onde:

σ_a : Tensão admissível

σ_r : Tensão de ruptura

Eles alertam que, também, deve ser satisfeito o critério de recalque, utilizando-se um fator de segurança de 1,5 à tensão que provoca o recalque máximo.

$$\sigma_a \leq \frac{\sigma_{\rho_{\max}}}{1,5} \quad (2.22)$$

σ_a : Tensão admissível

$\sigma_{\rho_{\max}}$: Tensão que provoca o recalque máximo

Ou ainda, com a determinação da tensão correspondente ao recalque admissível ($\rho_a \rightarrow \sigma_a$).

σ_a : Tensão admissível

ρ_a : recalque admissível

b) Areias

Há provas de carga em que a tensão aumenta de forma quase linear com os recalques. Nestes casos, a curva tensão-recalque não evidencia a ruptura. Cintra et al. (2003) citam e descrevem alguns critérios práticos para a definição da tensão admissível, são eles:

Critério de Boston: inicialmente, são considerados dois valores de recalques (10 mm e 25 mm) e suas tensões correspondentes (σ_{10} e σ_{25}) obtidas na curva tensão-recalque. A tensão admissível será dada pelo menor dos seguintes valores: σ_{10} e $\frac{1}{2}\sigma_{25}$. (CINTRA et al. 2003).

Critério de Terzaghi-Peck: a tensão admissível será a tensão que causará um recalque admissível igual a 25 mm na maior sapata da obra, mesmo que esta esteja localizada na parte mais fofa do depósito arenoso (TERZAGHI & PECK, 1967, apud Cintra et al. 2003).

Critério de Terzaghi: Terzaghi (1943, apud Cintra et al. 2003) considera o ponto a partir do qual a curva tensão-recalque se torna retilínea como o critério de ruptura convencional. Dessa maneira, a abscissa (σ_r) desse ponto indica a ruptura local, ou seja, a capacidade de carga do sistema placa-solo. A tensão admissível é obtida através da equação abaixo.

$$\sigma_a \leq \frac{\sigma_r}{2} \quad (2.23)$$

σ_a : Tensão admissível

σ_r : Tensão de ruptura

2.3.6 Cuidados na execução e interpretação

Velloso e Lopes (1996) chamam atenção aos principais cuidados que devem ser tomados no momento da execução e interpretação dos ensaios de placa. São eles:

- Heterogeneidade: deve ser observada a possibilidade de estratificação do terreno (ou a variação linear do Módulo de Deformabilidade em função do eixo z), o que poderá modificar o comportamento da fundação real com relação ao ensaio;
- Presença de lençol d'água: Terzaghi e Peck (1948, 1967, apud Velloso e Lopes 1996) já alertavam que as deformações geradas por placas ensaiadas sobre areias submersas podem ser até duas vezes maiores que em areias secas ou úmidas;
- Drenagem parcial: para o caso de ensaios em solos argilosos, dependendo do critério de estabilização utilizado, pode estar ocorrendo adensamento e, dessa maneira, o recalque estará entre o instantâneo e o final, ou drenado;

- Não linearidade da curva carga-recalque: pode ocorrer uma forte não linearidade da curva carga recalque, até mesmo na parte inicial da curva, e é possível que ocorra também uma mudança de comportamento quando se atingir a tensão de pré-adensamento.

Milititsky (1991) alerta para a importância de se seguir rigorosamente os procedimentos preconizados pelas normas para que os resultados possam ser comparados uns com os outros.

2.4 Ruptura do solo

A execução de ensaios de placa nem sempre é conduzida até níveis de carregamento que caracterizem claramente a carga de ruptura. Esta pode ser estimada através de métodos de ruptura.

2.4.1 Mecanismos de ruptura

Vesic (1975) considera três maneiras distintas de ruptura do maciço de solo de um elemento de fundação: rupturas geral, local e por puncionamento.

A ruptura geral ocorre quando se forma uma superfície de deslizamento contínua, partindo da borda da base do elemento estrutural de fundação, estendendo-se até a superfície do terreno. A carga é bem definida e a ruptura é repentina, observando-se uma considerável protuberância na superfície do terreno. A ruptura do solo é acompanhada pelo tombamento do elemento estrutural (Figura 2.12).

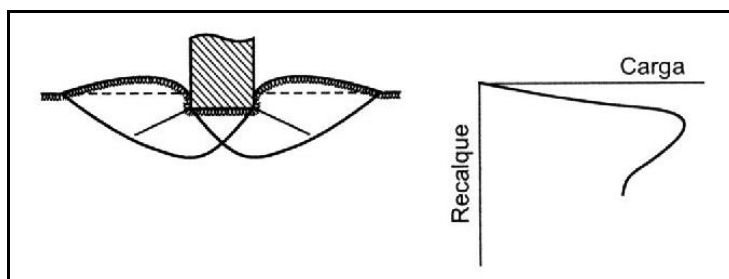


Figura 2. 12 – Ruptura geral (Vesic, 1975)
Fonte: Cintra et al. 2003

A ruptura por puncionamento apresenta um significativo afundamento do elemento estrutural quando se aplica uma determinada carga. O solo ao redor da área carregada

praticamente não é afetado, não havendo assim movimentos de solo na superfície. É mantido o equilíbrio do elemento estrutural nos sentidos vertical e horizontal (Figura 2.13).

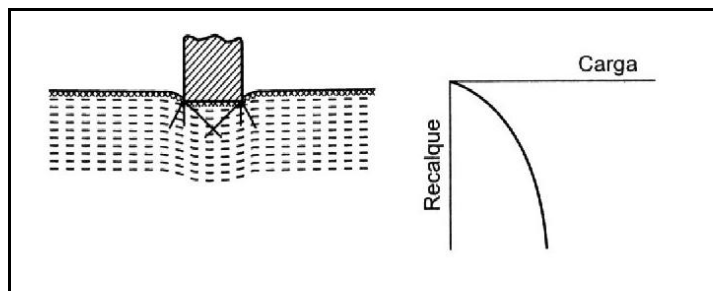


Figura 2. 13 – Ruptura por punção (Vesic, 1975)
Fonte: Cintra et al. 2003

A ruptura local é definida claramente apenas sob a base do elemento estrutural. Constitui-se num caso intermediário, apresentando características dos dois outros modos de ruptura (Figura 2.14).

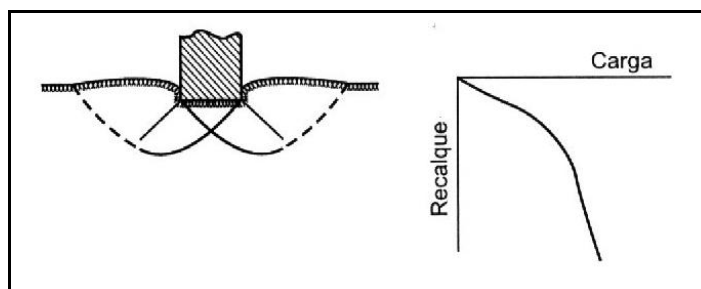


Figura 2. 14 – Ruptura local (Vesic, 1975)
Fonte: Cintra et al. 2003

O mesmo autor alerta que, no caso de sapatas rasas, ocorre ruptura geral em solos pouco compressíveis, ou seja, em areias compactas e argilas rijas. Já, a ruptura por punção ocorre em solos muito compressíveis, ou seja, em areias fofas e argilas moles. Lembrando que, além da compressibilidade do solo, o modo de ruptura também depende da profundidade.

A Figura 2.15 estabelece, em areias, as condições de ocorrência dos modos de ruptura, em função da compacidade relativa e do embutimento relativo h/B^* , onde B' e L são as dimensões da sapata, sendo que B' é a menor dimensão e h é o embutimento do solo.

$$B^* = \frac{2B'L}{B'+L} \quad (2.24)$$

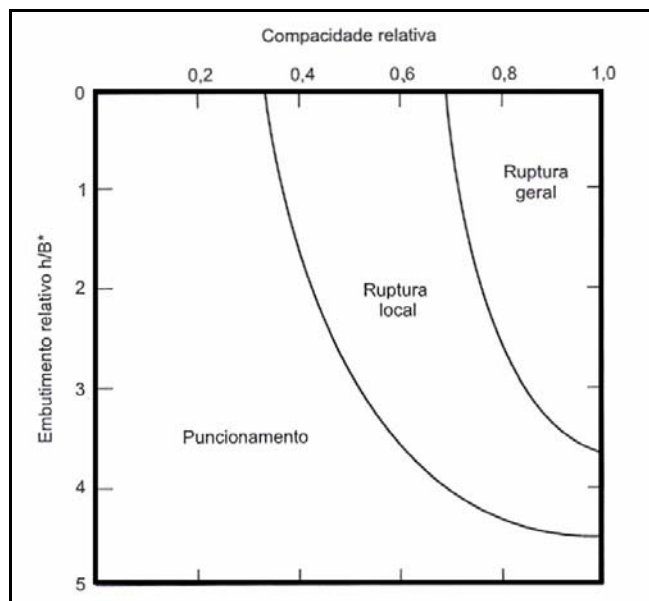


Figura 2. 15 – Condições de ocorrência dos modos de ruptura em areias (Vesic, 1975)
Fonte: Cintra et al. 2003

2.4.2 Definição da carga de ruptura

Décourt (1996) comenta que as provas de carga estáticas são as melhores formas de se avaliar a capacidade de carga de uma fundação, porém, dificilmente ocorre a ruptura física, exigindo que se adotem alguns critérios de ruptura ou de extrapolação da curva carga – recalque.

A definição da carga de ruptura não é única ou universal, cabe fazer referência ao critério utilizado. Ao se aplicar diferentes propostas a uma mesma curva carga x recalque, resultam valores de ruptura diferentes. (Milititsky, 1991).

Segundo Milititsky e Soares (1992), a carga limite dificilmente está bem definida na curva carga x deslocamento e, na maioria das vezes, não há colapso claramente definido. Para os autores, a tomada de decisão baseada apenas na análise visual do desenho plotado em duas escalas diferentes pode ser inadequada.

Quando a carga de ruptura não está perfeitamente caracterizada no gráfico carga x recalque, e como não existe na literatura recomendações bem definidas para a interpretação dos resultados para estes casos, se faz necessário a utilização de critérios de definição da carga de ruptura. (CUDMANI et al., 1994).

Segundo Cudmani (1994), têm sido usadas muitas regras, geralmente arbitrárias ou empíricas, para a determinação da carga ruptura a partir de provas de carga. Com base nos

trabalhos de Gutierrez (1993) e Jimenez (1981), Cudmani cita e agrupa esses critérios de definição da carga de ruptura da seguinte maneira:

1. Limitação do recalque total
 - Absoluto: 25 mm (Código de Nova Iorque)
 - Relativo:
 - 10% do diâmetro (Inglaterra)
 - d/30 (Norma brasileira)
 - 5% do diâmetro (Companucci e Gómez, 1980)
2. Limitação do recalque plástico
3. Limitação do recalque elástico
4. Máximo da razão incremento recalque elástico/incremento recalque plástico
5. Limitação da relação carga/recalque
6. Limitação da razão carga/recalque plástico
7. Máximo do incremento de carga/incremento de recalque
8. Curvatura máxima da curva log (P) vs. Log (δ) (De Beer, 1965)
9. Postulado de Van der Veen (Van der Veen, 1953, $\delta = \ln(1-P/P_{\text{máx}})$)
10. Critérios baseados na tangente da curva carga-recalque
 - A carga admissível está na interseção das tangentes inicial e final da curva carga x recalque.
 - A pente da curva carga x recalque alcança um valor constante
11. Critérios que consideram o fator tempo
 - Cambefort e Chadeisson (Gutierrez, 1993) supõem que o recalque em cada estágio de carga segue a equação $\delta_m = \delta_1 + \log(1 + m\sqrt{t})$.
 - O método do Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
12. Critério de Brinch Hansen (Jimenez, 1981). A carga de ruptura é aquela correspondente a um recalque que é o dobro do que havia sido produzida com 90% da mesma carga.

Cudmani (1994) lembra que a maioria destes critérios foram criados na sua origem para aplicação em fundações profundas e que deve-se estudar a sua adequabilidade quando aplicados a fundações superficiais. Ele utilizou 5 critérios escolhidos dentre os vários disponíveis na literatura, esta escolha se baseou no fato de que estes cinco critérios, no entendimento do autor, sintetizam as diferentes formas de definição da carga de ruptura. São eles:

- Critério 1: Limitar o recalque máximo a $d/30$
- Critério 2: Limitar o recalque máximo a $10\%d$
- Critério 3: Tangente da curva tensão x recalque constante
- Critério 4: Critério do tempo (Método do Laboratoire Central des Ponts et Chaussées)
- Critério 5: Ponto de inflexão da curva $\log(P) \times \log(\delta)$

Onde:

d: diâmetro da placa

P: Carga

δ : recalque

O autor constatou, para aqueles casos específicos, que:

- de maneira geral, diferentes critérios de ruptura conduzem a diferentes valores de capacidade de carga;
- o critério 5 conduziu a valores de carga de ruptura muito menores que os valores obtidos pelos demais critérios;
- desconsiderando o critério 5, o critério 1 conduziu a valores mais conservadores;
- o critério 2 constituiu um limite superior para as previsões de carga de ruptura;
- considerando uma mesma placa, a aplicação do critério 4 conduziu a uma menor dispersão para os valores da carga de ruptura;
- com relação ao critério 5, observou-se que a carga de ruptura correspondeu, aproximadamente ao final do tramo linear das curvas carga x recalque. Segundo a definição de Lambe e Whitman (1969, apud Cudmani 1994), ocorre a ruptura localizada quando aparece a primeira não linearidade importante na curva pressão x recalque. Dessa maneira, Cudmani reinterpretou o valor obtido pelo critério 5 como sendo a carga que provoca a ruptura localizada;
- este estudo realizado, permitiu determinar uma faixa de variação das cargas de ruptura previstas a partir dos resultados de um ensaio.

Cudmani (1994), após a aplicação dos cinco critérios, passou a utilizar apenas o critério 4 para efeito do estudo da capacidade de carga, baseando-se nas seguintes razões:

- É um critério menos arbitrário que os outros, pois, leva em consideração o comportamento do solo;
- Este critério conduz a menores dispersões da carga de ruptura prevista a partir de ensaios executados em uma mesma profundidade, utilizando-se a mesma placa.

Milititsky (1991) chama atenção para as velocidades de carregamento, pois as fundações reais são submetidas a carregamentos de longa duração, enquanto os ensaios de placa conduzem o sistema à ruptura em questão de poucas horas. Para ele, de uma maneira geral, altas velocidades de carregamento implicam no aumento da capacidade de carga e da rigidez. Já, velocidades baixas resultam em redução da capacidade de carga e da rigidez.

Sales (1998) aplicou quatro critérios para a definição da carga de ruptura. São eles:

- Limitar o recalque máximo a $d/30$;
- Ponto de interseção das tangentes dos trechos inicial e final da curva carga-recalque;
- Ponto de inflexão da curva $\log(\text{carga}) \times \log(\text{recalque})$;
- Critério do tempo (Método do Laboratoire Central des Ponts et Chaussées).

Para ele, o critério que conduziu a menores dispersões foi o do ponto de interseção das tangentes dos trechos inicial e final da curva carga-recalque, sendo adotado como referência para a carga de ruptura.

Vendruscolo (1996) utilizou o critério de limitar o recalque máximo a $d/30$ para definir a carga de ruptura de ensaios de placa de 30 cm em solos melhorados.

Dalla Rosa e Thomé (2004) fizeram ensaios de placa com diâmetros de 30, 60 e 90 cm em uma profundidade de 80 cm em solo argiloso. Definiram a ruptura através de três critérios. São eles:

- Limitar o recalque máximo a $d/30$;
- Limitar o recalque máximo a $10\%d$;
- Limitar o recalque relativo a $2\%d$.

Mello Júnior (2002) utilizou os quatro critérios abaixo em solo não saturado:

- Terzaghi & Peck (1967);
- Sowers (1979);
- Ruptura convencional (é a tensão que corresponde a um recalque equivalente a 10% do diâmetro da placa);
- Décourt (1996).

Velloso et al. (1978), ao trabalhar com sapatas de concreto armado de 2 x 2 m e de 1 x 1 m e com placa metálica de 30 x 30 cm, utilizaram os seguintes critérios para a determinação da pressão crítica:

- 1 – Pressão correspondente ao ponto de maior curvatura na curva que relaciona os logaritmos das pressões com os dos recalques.
- 2 – Pressão correspondente à interseção da tangente à parte elásto-plástica da curva pressão aplicada-recalque com a tangente à parte visco-plástica dessa curva.

Os mesmos autores determinaram a pressão de ruptura generalizada através da extrapolação da curva pressão-recalque, a partir do último recalque estabilizado, através dos seguintes critérios:

- Critério de Mazurkiewicz;
- Critério de Van der Veen.

Ferreira et al. (1986) trabalharam com placas circulares rígidas com diâmetros de 72 e 81 cm, sendo que uma foi executada com a placa de 72 cm e sete com 81 cm. Os autores utilizaram os seguintes critérios para a determinação da carga de ruptura:

- Carga obtida na intersecção dos trechos elástico e de ruptura da curva tensão-deformação;
- Carga correspondente a um recalque de 25 mm da sapata (deformação mínima para conclusão da prova de carga em sapata).

2.4.3 Critérios para definir a carga de ruptura

Buscou-se, neste item, distribuir os critérios para definição de ruptura com base no trabalho de Velloso e Lopes (2002), que subdividem os critérios da seguinte maneira:

3.4.3.1 Critérios que se baseiam em valores absolutos ou relativos de recalques

a) Critério que limita o recalque máximo a $d/30$

Vários pesquisadores, dentre eles: Cudmani (1994), Sales (1998), Vendruscolo (1996), Dalla Rosa e Thomé (2004) utilizaram o critério de limitar o recalque máximo a $d/30$. O método consiste em definir a carga ou tensão que produz o recalque de $d/30$, sendo d o diâmetro da placa ou fundação (Figura 2.16).

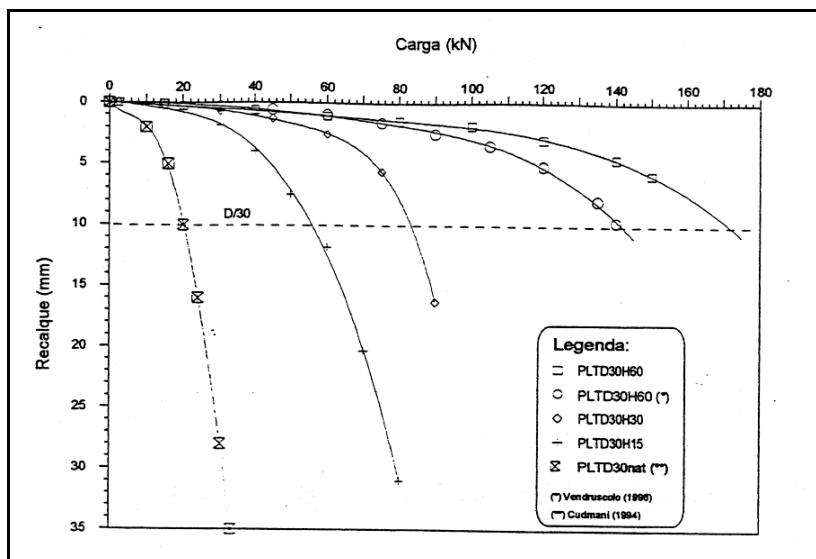


Figura 2. 16 – Recalque máximo igual a $d/30$
 Fonte: Sales, 1998

2.4.3.2 Critérios que aplicam uma regra geométrica à curva

a) Método de De Beer

Milititsky e Soares (1992) descrevem o método proposto por De Beer em 1967 e De Beer e Wallays em 1972. O método consiste na plotagem de um gráfico com os logaritmos das cargas versus logaritmos dos recalques, que resulta em duas retas das quais o ponto de interseção é o logaritmo da carga de ruptura. Foi originalmente proposto para ensaios lentos (Figura 2.17).

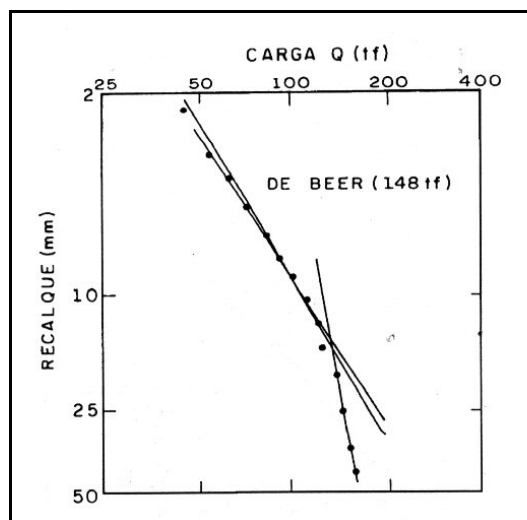


Figura 2. 17 – Método de De Beer
 Fonte: Niyama et al., 1998

b) Método de Butler e Hoy

Por este método, a carga de ruptura se obtém partindo da intersecção da tangente à curva carga x deslocamento, com declividade de 0,05 pol/t (0,14 mm/kN) com a tangente da porção reta inicial da curva, ou para a linha que é paralela à linha elástica (Figura 2.18). (BUTLER & HOY, 1977).

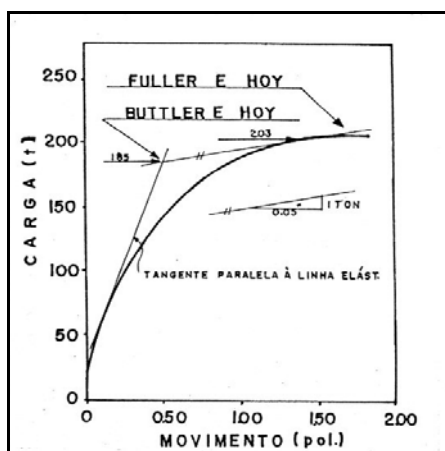


Figura 2. 18 – Métodos de Fuller e Hoy e Butler e Hoy
Fonte: Fellenius, 1980

c) Ponto de intersecção das tangentes dos trechos inicial e final da curva carga-recalque

Nienov (2006) descreve, dentre outros, o método de intersecção das tangentes proposto por Mansur e Kaufman (1956). O critério se baseia em tangentes à curva tensão-recalque. A tensão de ruptura se define a partir da intersecção de duas tangentes, uma traçada no trecho inicial da curva, e outra a partir do trecho final (Figura 2.19).

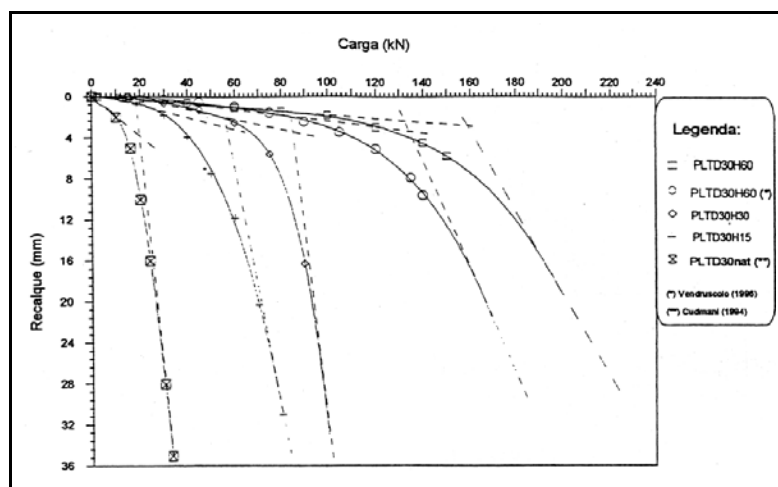


Figura 2. 19 – Intersecção das tangentes dos trechos inicial e final da curva carga-recalque
Fonte: Sales, 1998

2.4.3.3 Critérios que buscam uma assíntota vertical

a) Método de Van der Veen (1953)

Van der Veen (1953) descreve o método através da expressão:

$$P = P_r(1 - e^{-\alpha \cdot r}) \quad (2.25)$$

Onde:

P: Carga aplicada ao solo

r: Recalque provocado por uma determinada Carga P

P_r : Carga de ruptura

α : Coeficiente que depende da forma da curva

O processo consiste em arbitrar valores para P_r e verificar qual valor resulta em uma reta quando plotada num gráfico com abscissas $-\ln(1 - P/P_r)$ e de ordenadas r (Figura 2.20).

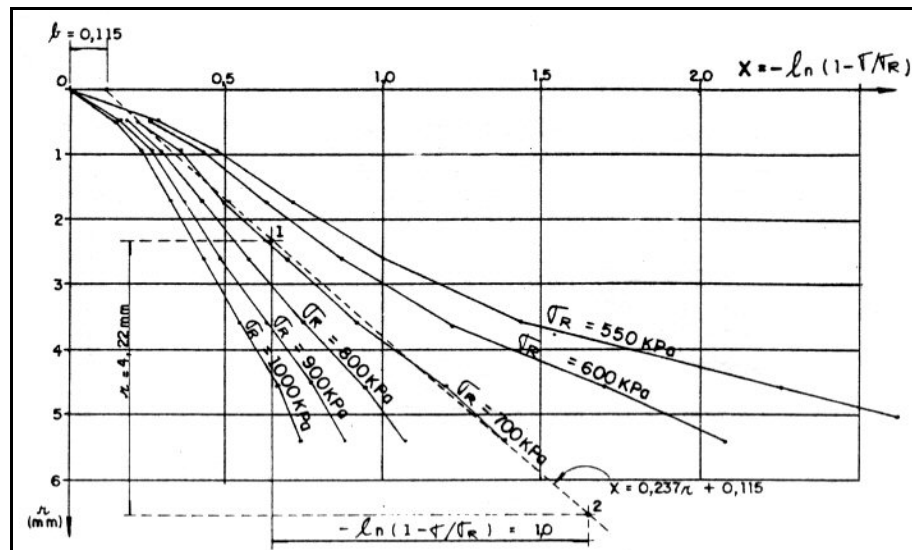


Figura 2. 20 – Gráfico de Van der Veen
Fonte: Alonso, 1991

b) Método de Chin

Segundo Chin (1970), o trecho final da curva carga x recalque pode ser representada pela hipérbole:

$$P = \frac{r}{a + b \cdot r} \quad (2.26)$$

Plota-se em um gráfico r/P (razão entre o recalque e a carga que o provoca) versus r (recalque), para o qual, no trecho final, pode-se interpolar uma reta. A carga de ruptura P_r corresponde ao limite dessa expressão quando se impõe $r \rightarrow \infty$, ou seja $P_r = 1/b$ (Figura 2.21).

Onde:

P : carga aplicada ao solo

r : recalque provocado pela aplicação da carga P

a : intersecção da reta com o eixo das ordenadas (r/P)

b : coeficiente angular da reta

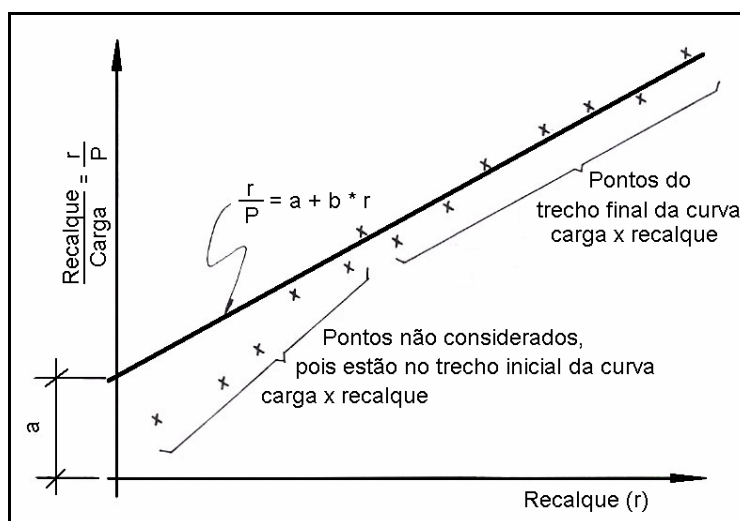


Figura 2. 21 – Carga de ruptura segundo Chin
Fonte: Alonso, 1991

c) Método de Mazurkiewicz

Segundo Mazurkiewicz (1972, apud Fellenius, 1975), a carga de ruptura é determinada por um procedimento gráfico, no qual se plota um gráfico carga versus recalque, dividindo-se o eixo dos recalques em unidades iguais que vão de encontro à curva. Ao tocarem a curva, traça-se perpendiculares ao eixo das cargas até os pontos 1, 2, 3, etc. A partir de cada um desses pontos, traçam-se retas inclinadas a 45° que se estendem até encontrarem as retas verticais relativas a 1, 2, 3, etc, obtendo-se os pontos 1', 2', 3', etc. Unindo-se estes pontos, obtém-se uma reta que ao cortar o eixo das cargas define a provável carga de ruptura (Figura 2.22).

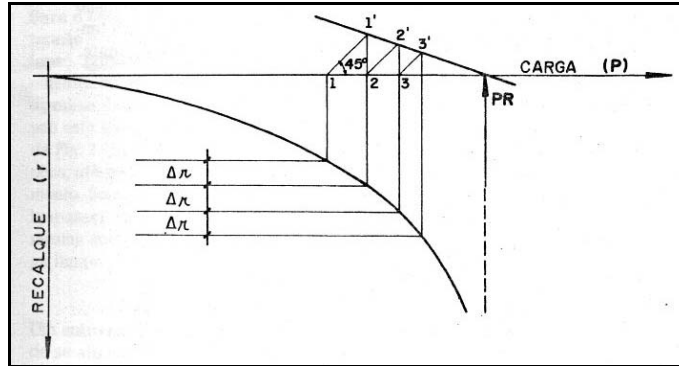


Figura 2.22 – Carga de ruptura segundo Mazurkiewicz
Fonte: Alonso, 1991

d) Método de Massad

Para Massad (1986), os métodos propostos por Van der Veen e Mazurkiewicz são equivalentes. O método consiste em relacionar uma série de recalques, espaçados igualmente, com valores de carga associados e plotados em um gráfico de P_{n+1} como uma função de P_n . Esse procedimento deve gerar pontos que resultem em uma reta. A intersecção dessa reta com uma linha a 45° define a carga de ruptura (Figura 2.23). De acordo com o autor, pode-se obter uma maior precisão de cálculo através de uma regressão linear pelo método dos mínimos quadrados conforme a equação:

$$P_{n+1} = a + b.P_n \quad (2.27)$$

Onde os valores a e b são obtidos da regressão linear e a carga de ruptura é dada por:

$$Pr = \frac{a}{1-b} \quad (2.28)$$

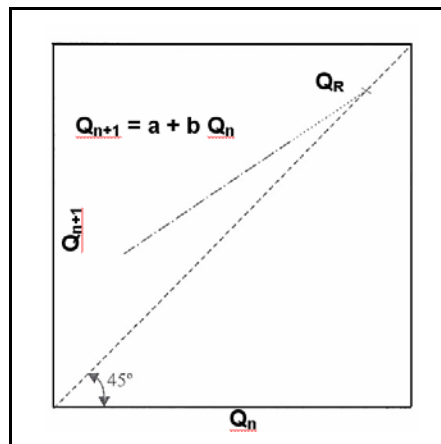


Figura 2.23 – Método de Massad
Fonte: Nienov, 2006

e) Método da rigidez

Décourt (1996) propõe uma maneira de se avaliar a ruptura física de fundações. O critério se baseia no conceito de rigidez (R) de uma fundação definida como sendo a relação entre a carga aplicada e o recalque que ela provoca. De acordo com o autor, a tendência geral é de que a rigidez diminua à medida que os recalques aumentam. A ruptura é definida, então, como sendo a carga correspondente a um valor de rigidez nulo. Na prática, plotando-se em um gráfico os valores da Rigidez em ordenadas versus a carga em abcissas, se a prova de carga for conduzida até valores suficientemente pequenos de rigidez, pode-se obter uma boa estimativa da carga de ruptura física, aplicando-se à curva uma extrapolação linear ou logarítmica (Figura 2.24).

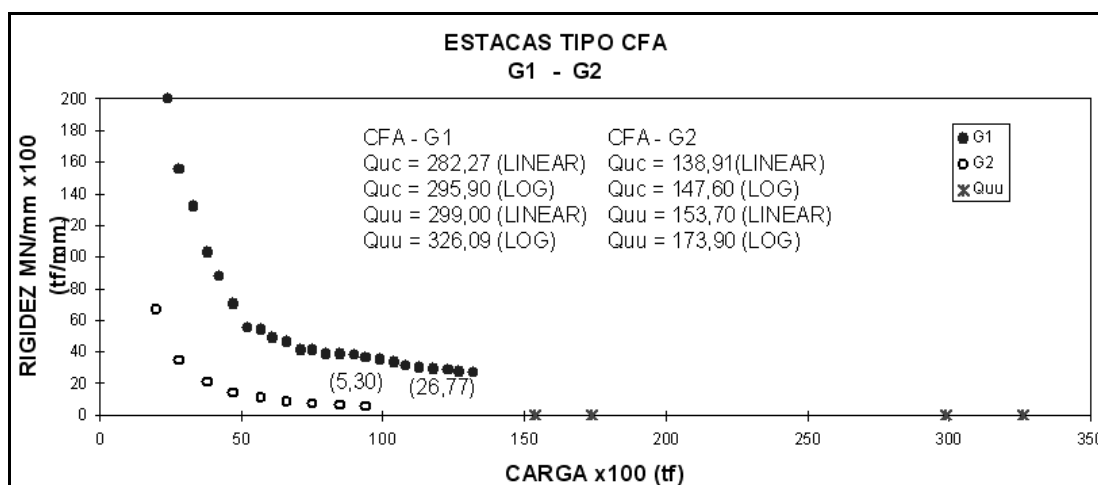


Figura 2. 24 - Gráfico de Rigidez
Fonte: Décourt (1996)

3 METODOLOGIA

A Universidade Federal de Santa Maria, através do programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, implantou em 2003 um Campo Experimental de Engenharia Geotécnica – (CEEG) para o desenvolvimento de pesquisas sobre comportamento de solos, especialmente para fundações.

Diversas pesquisas já foram realizadas no CEEG/UFSM, como: Emmer (2004), Nienov (2006) - estacas escavadas de pequenos diâmetros, Miozzo (2007) - sapatas de concreto armado e o trabalho de Gonçalves (2007) - estacas metálicas, ainda em andamento (Apêndice A – Localização dos ensaios).

O presente trabalho trata da análise do comportamento do solo do CEEG/UFSM através de ensaios de prova de carga direta sobre terreno de fundação (ensaio de placa).

A pesquisa foi dividida em duas grandes etapas. Uma etapa experimental, que compreendeu uma bateria de ensaios de caracterização geotécnica e os ensaios de placa para a avaliação do comportamento tensão x recalque, e uma etapa analítica, que consistiu na análise dos resultados obtidos (Capítulo 6).

3.1 Etapa experimental

Na etapa experimental desta dissertação, foram contemplados os ensaios de placa e ensaios de caracterização geotécnica, descritos e comentados separadamente nos itens 3.1.1 e 3.1.2.

3.1.1 Ensaios de placa

Na etapa experimental, foram executados 7 ensaios de prova de carga direta em terreno de fundação (ensaio de placa) em solo natural no CEEG/UFSM na profundidade de 0,7 m. Foram realizados ensaios do tipo SM ou SML (Slow Maintained Load Test).

Os ensaios foram realizados em trincheiras (conjunto 1, 2 e 3) escavadas manualmente até a profundidade de 0,7 m. O terreno apresentava aterro até a profundidade de 30 a 35 cm e, abaixo, encontrava-se o solo natural (Figura 4.5).

Definiu-se essa cota de ensaios em função de restrições técnicas e econômicas, pois, ao definir uma profundidade maior (acima de 1,5 m, de acordo com recomendações da norma NBR – 6122/1996) demandaria uma quantidade muito maior de tempo, movimento de terras, disponibilidade de máquinas e geraria, principalmente, instabilidade do sistema de transmissão de carga (situação enfrentada na execução do ensaio E2 (50) que, ao solicitar cargas maiores, precisou-se interromper prematuramente o ensaio).

Outro motivo para definir os ensaios nesta cota foi para que a umidade natural do terreno pudesse ser controlada mais facilmente, pois a trincheira após aberta ficava exposta às intempéries, sendo necessária a intervenção humana para a sua secagem após a chuva e para evitar a perda de água excessiva por evaporação em dias muito quentes, com esses cuidados, realizou-se os ensaios de maneira que os resultados pudessem ser comparados entre si.

A Tabela 3.1 traz um resumo dos ensaios realizados, relacionando cada ensaio com seu diâmetro de placa e a sua respectiva profundidade.

Tabela 3. 1 – Resumo dos ensaios

Trincheiras	Ensaio	Diâmetro da placa (cm)	Profundidade (cm)
Conjunto 1	E1 (15)	15	70
	E2 (50)	50	70
	E3 (15)	15	70
Conjunto 2	E4 (30)	30	70
	E5 (30)	30	70
Conjunto 3	E6 (50)	50	70
	E7 (50)	50	70

A nomenclatura utilizada EX (yy) significa: E = Ensaio de Placa; X = Número do ensaio e yy = diâmetro da placa em centímetros.

3.1.1.1 Equipamentos

Os ensaios foram realizados utilizando-se um conjunto de equipamentos (Figura 3.1) composto por três sistemas básicos:



Figura 3. 1 – Equipamentos para a realização dos ensaios de placa

a) Sistema de reação

Estacas de reação: utilizou-se um sistema de reação composto por 4 estacas escavadas de reação com 6 metros de profundidade ER1, ER2, ER3 e ER4 (Figura 3.2 a 3.4). Cada uma foi armada longitudinalmente com $6\phi 10,0$ mm e estribos circulares com $\phi 5,0$ mm a cada 50 cm. As esperas dos pilaretes foram confeccionadas com $4\phi 20,0$ mm e estribos de $\phi 5,0$ mm a cada 20 cm. Pelo fato de as estacas de reação não serem objeto do nosso estudo, utilizou-se concreto dosado em central com um f_{ck} de 15 MPa.



Figura 3. 2 – Escavação das estacas de reação

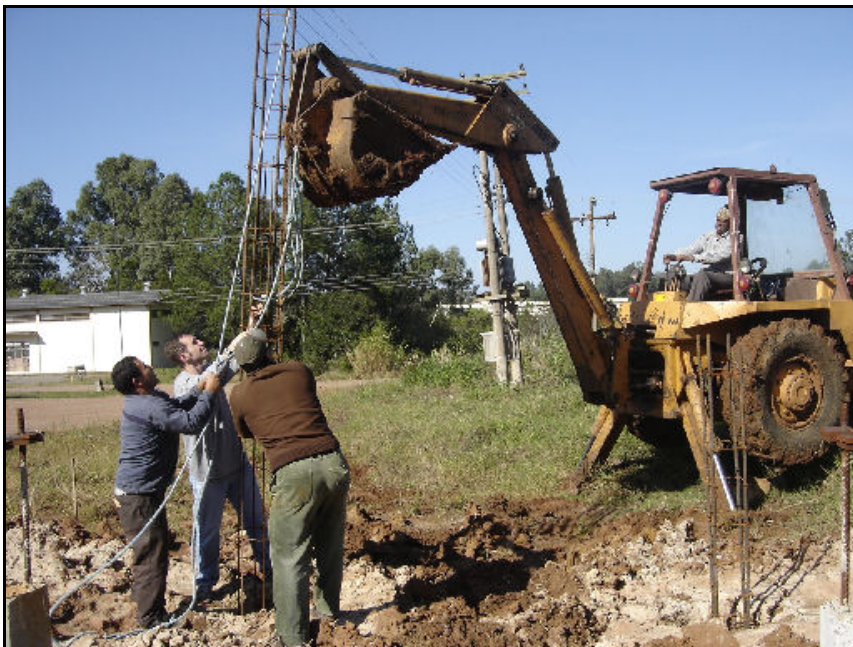


Figura 3.3 – Posicionamento das armaduras das estacas de reação



Figura 3.4 – Concretagem das estacas de reação

Viga de reação: utilizou-se dois perfis “I” metálicos de diferentes seções como viga de reação posicionados manualmente (Figura 3.5). Para os ensaios levados a cargas menores (até 15 toneladas), utilizou-se um perfil menos robusto (254 mm de altura, 115 mm de base e 2,72 m de comprimento), já para os ensaios E6 (50) e E7 (50), cujas cargas passaram de 25

toneladas, foi necessário utilizar uma viga mais reforçada (460 mm de altura, 150 mm de base e 3,19 m de comprimento).



Figura 3. 5 – Vigas de reação

Tomou-se o devido cuidado na soldagem e no nivelamento das barras de aço que serviram de ancoragem para a viga de reação, pois, qualquer descuido, poderia gerar excentricidades ou até mesmo o rompimento do sistema (Figura 3.6).



Figura 3. 6 – Soldagem e nivelamento das vigas de reação

b) Sistema de transmissão de cargas

Foi utilizado um conjunto que compreendia uma rótula, um macaco hidráulico para 500 kN marca Europress, uma bomba hidráulica de até 700 MPa, marca Wille-Geotechnik,

células de carga, um conjunto de hastes cilíndricas e as placas propriamente ditas com 15, 30 e 50 cm de diâmetro (Figura 3.7).



Figura 3. 7 – Sistema de transmissão de cargas: Placa de 15, 30 e 50 cm

Célula de carga: foi utilizado nos ensaios duas células de carga de diferentes capacidades. Uma com capacidade de 100 kN (marca Kratos), e outra com capacidade de 500 kN (marca Gunt).

b.1) Ensaios E1 (15) e E3 (15)

Para o ensaio E1 (15) e E3 (15), utilizou-se a célula com capacidade de 100 kN ligada a um Indicador Universal modelo N1500 da Novus, pois era previsto para estes ensaios cargas máximas de 30 kN.

Este conjunto, célula mais Indicador Universal, foi levado à prensa do Laboratório de Materiais de Construção Civil/UFSM, onde realizou-se uma verificação das cargas, resultando no gráfico da Figura 3.8.

Esta verificação se deu pela aplicação, através do macaco hidráulico, de incrementos de 5 kN, para os quais se fazia a leitura no Indicador Universal. Aplicou-se carga até 80 kN, e repetia-se mais duas vezes o procedimento.

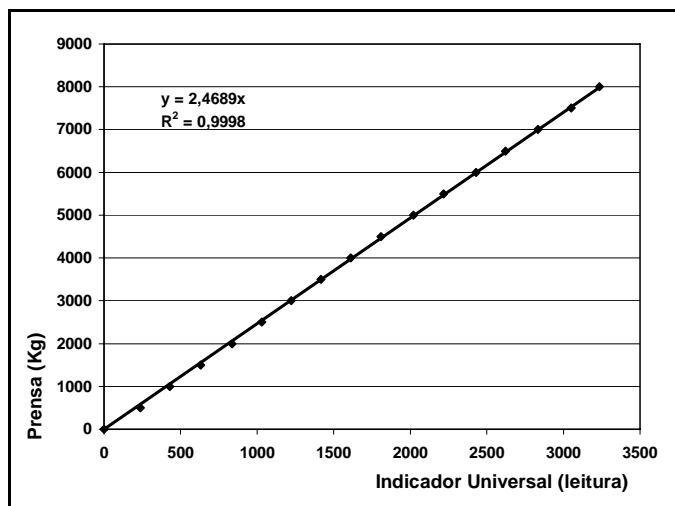


Figura 3. 8 – Verificação de cargas – E1 (15) e E3 (15)

b.2) Ensaio E2 (50)

Para o ensaio E2 (50), utilizou-se a célula de carga de 500 kN também ligada ao Indicador Universal N1500 da Novus. Levou-se ao laboratório, e submeteu-se o conjunto ao mesmo procedimento descrito anteriormente (Figura 3.9).

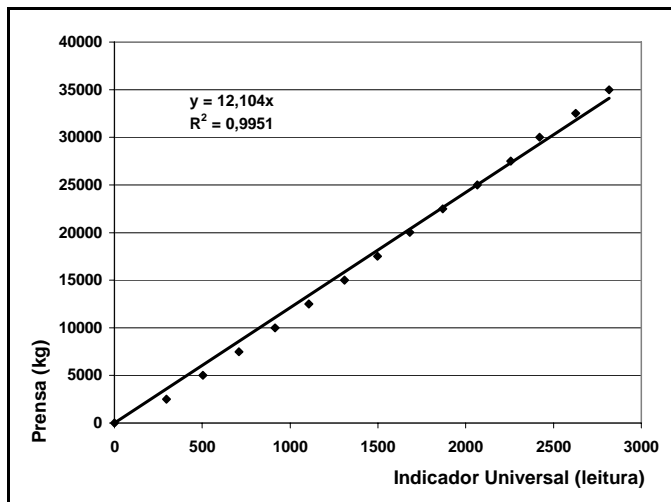


Figura 3. 9 – Verificação de cargas – E2 (50)

b.3) Ensaio E4 (30) e E5 (30)

Nos ensaios E4 (30) e E5 (30), utilizou-se a célula de carga de 500 kN, mas ela não conduziu a leituras suficientemente confiáveis. Dessa forma, realizaram-se os ensaios tomando como base as leituras do manômetro, e as leituras do Indicador Universal que, por

ser mais sensível, serviam apenas como base de leitura para manter a carga em um determinado nível de carregamento.

b.4) Ensaios E6 (50) e E7(50)

Para os ensaios E6 (50) e E7 (50), utilizou-se a célula de 500 kN, a mesma do ensaio E2 (50), E4 (30) e E5(30). Ao se proceder a verificação de cargas na prensa, observou-se que o comportamento não foi semelhante ao obtido pelo ensaio E2 (50), apesar de serem utilizados os mesmos equipamentos. Optou-se, então, por se fazer o ensaio da mesma forma que fôra feito nos ensaios E4 (30) e E5 (30), ou seja, fazia-se as leituras através do manômetro, com a utilização do Indicador Universal como base de leitura para manter a carga em um determinado nível de carregamento.

c) Sistema de leitura

Foram utilizados três deflectômetros com resolução de 0,01 mm e curso máximo de 30 mm, dispostos a 120° na placa e fixados em uma viga de referência (Figura 3.10). Dessa maneira, qualquer deformação seria percebida e, posteriormente, conduziria a resultados tecnicamente mais precisos.

Empregou-se uma viga de referência cilíndrica, metálica de aproximadamente 1,20 m bi-apoiada, posicionada dentro das trincheiras, buscando que ela ficasse completamente isolada e livre de qualquer deformação provinda do sistema de reação, do sistema de transmissão de carga, da deformação gerada pelo solo circunvizinho à placa ou de qualquer outro tipo de perturbação provocada pelo meio externo ao ensaio. A viga de referência tem a função de apoiar os deflectômetros que fazem a leitura das deformações. Além de se posicionar a viga de referência dentro da trincheira, usou-se também uma lona plástica que cobria os sistemas de: reação, de transmissão de cargas e de leitura, para minimizar o aquecimento da viga de referência pelo sol, evitando, assim, deformações geradas por dilatações térmicas.



Figura 3. 10 – Sistema de leitura (Placa de 15, 30 e 50 cm)

3.1.1.2 Execução dos ensaios de placa

Buscou-se obedecer as recomendações constantes na norma técnica NBR 6489/84 – Prova de carga direta sobre terreno de fundação, descrita no Capítulo 2 (Revisão Bibliográfica), item 2.3.4 – Procedimentos e Normas da presente dissertação. Foi observado também, o disposto na NBR 6122/96 – Projeto e execução de fundações, no que diz respeito a fundações superficiais e ensaios de prova de carga.

A carga foi aplicada à placa em estágios sucessivos, com incrementos diferenciados para cada diâmetro de placa, mas sempre respeitando a recomendação de que eles não ultrapassassem 20% da taxa admissível máxima prevista para o terreno.

Em cada estágio de carga, os recalques eram lidos nos tempos de 1, 2, 4, 8, 15, 30, 45, 60, 90 minutos, etc, dependendo da estabilização dos recalques (maiores detalhes nas Tabelas do Apêndice B – Planilhas completas dos ensaios de placa). Um novo acréscimo de carga só era aplicado depois de verificada a estabilização das deformações, buscando-se contemplar a equação:

$$L_n - L_{n-1} \leq 5\%(L_n - L_1) \quad (3.1)$$

Onde:

L_n = leitura no instante “n” qualquer

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

L_1 = primeira leitura após a aplicação do carregamento

O ensaio foi conduzido até, pelo menos, observar-se um recalque total em torno de 25 mm caracterizando a ruptura por puncionamento do solo.

Na Figura 3.11 apresenta-se um esquema básico da montagem dos ensaios dando ênfase aos seguintes sistemas: reação, transmissão de cargas e leitura, juntamente com a ilustração da trincheira e do assentamento da placa no terreno devidamente nivelado.

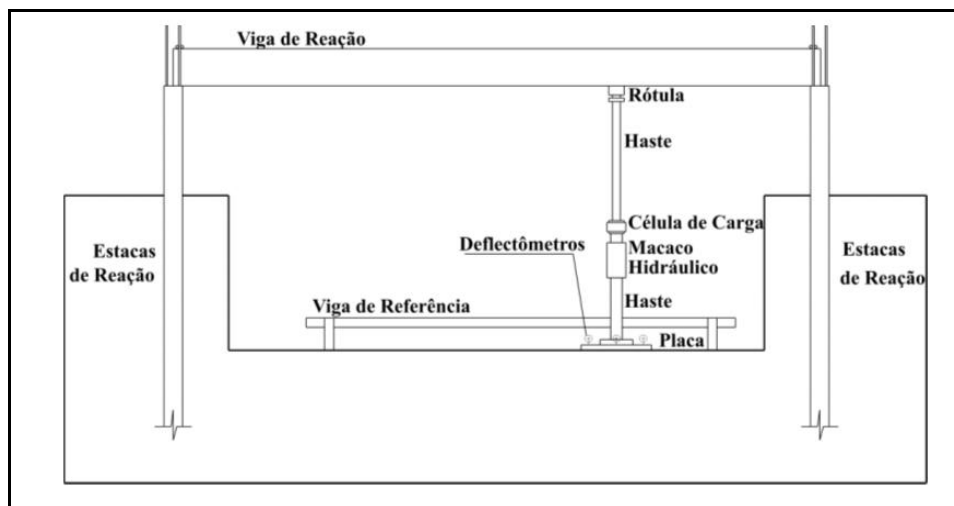


Figura 3. 11 – Esquema básico dos ensaios

3.1.1.3 Etapa analítica

Nesta etapa, foram avaliados os valores da carga de ruptura para cada um dos 7 ensaios⁴ realizados no CEEG/UFSM, detalhados no Capítulo 6 (Análise e interpretação dos resultados).

Serão aplicados os quatro critérios abaixo para a definição da carga de ruptura:

- Limitar o recalque máximo a $d/30$;
- Ponto de interseção das tangentes dos trechos inicial e final da curva carga recalque;
- Postulado de Van der Veen (1953);
- Método da Rigidez (1996).

3.1.2 Ensaios de caracterização geotécnica

Foi realizada uma sondagem a trado ST-1 (Figura 3.12). Esta sondagem foi conduzida até 4,1 metros de profundidade, da qual obteve-se 4 amostras distintas que foram levadas ao laboratório para obtenção da umidade natural, do peso específico real dos grãos, análise granulométrica e limites de consistência. Aceitou-se, esta única amostragem, como representativa, pois os ensaios propostos por este trabalho se dariam basicamente ao redor desta sondagem (Figura 4.5).

⁴ Observa-se que, para o ensaio E2 (50) não foi possível calcular a carga de ruptura pois o ensaio não foi levado à tensões suficientemente altas que a caracterizassem.



Figura 3. 12 – Sondagem a trado ST-1, localizada na área de estudo

Foram também extraídas amostras na profundidade de 70 cm ao final de cada ensaio de placa em cada trincheira (conjunto 1, 2 e 3), para a realização dos ensaios citados acima mais o peso específico aparente natural ou úmido. Os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica se encontram no Capítulo 5 (Apresentação dos resultados) nas Tabelas 5.1 e 5.2.

a) Umidade natural

Na determinação da umidade natural, foram utilizadas as prescrições da NBR 6457/86. No momento da sondagem ST-1, foram separadas e pesadas amostras para cada um dos quatro grupos.

b) Análise granulométrica

Os ensaios de granulometria foram realizados de acordo com os procedimentos da norma NBR 7181/84. Em todos os ensaios foi utilizado o defloculante hexafosfato de sódio, na concentração de 45,7 g/L de água destilada adicionada a 80 gramas de amostra, deixado-a em descanso por 12 horas.

c) Limites de consistência

Os ensaios de limites de consistência foram realizados de acordo com as normas NBR 6459/84 e NBR 7180/84, para a determinação dos limite de liquidez e limites de plasticidade, respectivamente.

d) Peso específico real dos grãos

Os ensaios de peso específico real dos grãos foram fundamentadas nas preconizações da NBR 6508/84, realizados em amostras de 50 g passantes na peneira 10.

e) Massa específica aparente natural ou úmida

Após os ensaios de placa, foram cravados anéis de aproximadamente 8 cm de diâmetro por 2 cm de altura, obtendo-se amostras indeformadas, das quais se determinava a massa de solo e o volume do anel, resultando na massa específica aparente natural ou úmida.

4 CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL E LOCAIS DE ENSAIO

O presente capítulo tem como objetivo apresentar as principais características do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria, CEEG/UFSM. Este capítulo foi extraído principalmente de duas dissertações já defendidas, a de Emmer (2004) e de Nienov (2006).

4.1 Localização do CEEG/UFSM

O Município de Santa Maria se localiza no centro do Estado do Rio Grande do Sul, entre as coordenadas geográficas 53°30'44'' e 54°19'32'', longitude oeste e 29°20'28'' e 30°00'16'', latitude sul. Possui uma área total de 1823,1 km², com altitude média de 113 m acima do nível do mar, sua população gira em torno de 245.000 habitantes e está distante aproximadamente 300 km da capital Porto Alegre. Tem como limites geográficos ao Norte: Itaara, Júlio de Castilhos e São Martinho da Serra; Sul: São Gabriel e São Sepé; ao Leste: Silveira Martins, Restinga Seca e Formigueiro; e a Oeste: São Pedro do Sul e Dilermando de Aguiar (EMMER, 2004).

Na Figura 4.1 encontra-se um mapa com as regiões do Estado do Rio Grande do Sul com destaque para a localização do município de Santa Maria. Já, na Figura 4.2, está em destaque o bairro Camobi, onde se localiza o Campus da Universidade Federal juntamente com o CEEG/UFSM.

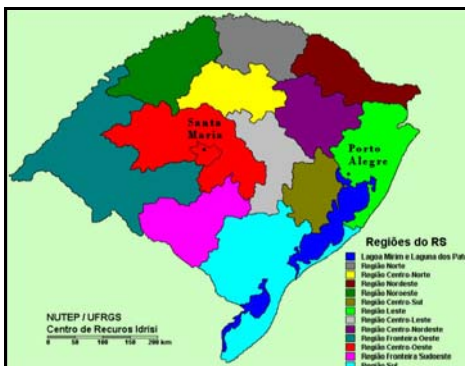


Figura 4. 1 – Localização do município de Santa Maria no mapa das regiões do Estado do Rio Grande do Sul
Fonte: Emmer, 2004

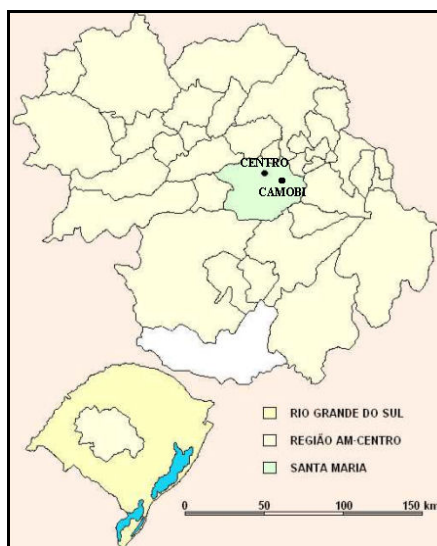


Figura 4. 2 – Localização do município de Santa Maria na Região AM-Centro
Fonte: Emmer, 2004

O CEEG/UFSM localiza-se dentro do Campus da Universidade Federal de Santa Maria, destacado na Figura 4.3 com um círculo no canto superior esquerdo, e a Reitoria com um círculo na parte central inferior, na esquina das ruas E e P (Figura 4.4), com uma área de aproximadamente 5.250 m². Possui as seguintes medidas: 70 m ao Norte; 70 m ao Sul; 75 m ao Leste e 75 m a Oeste (EMMER, 2004).

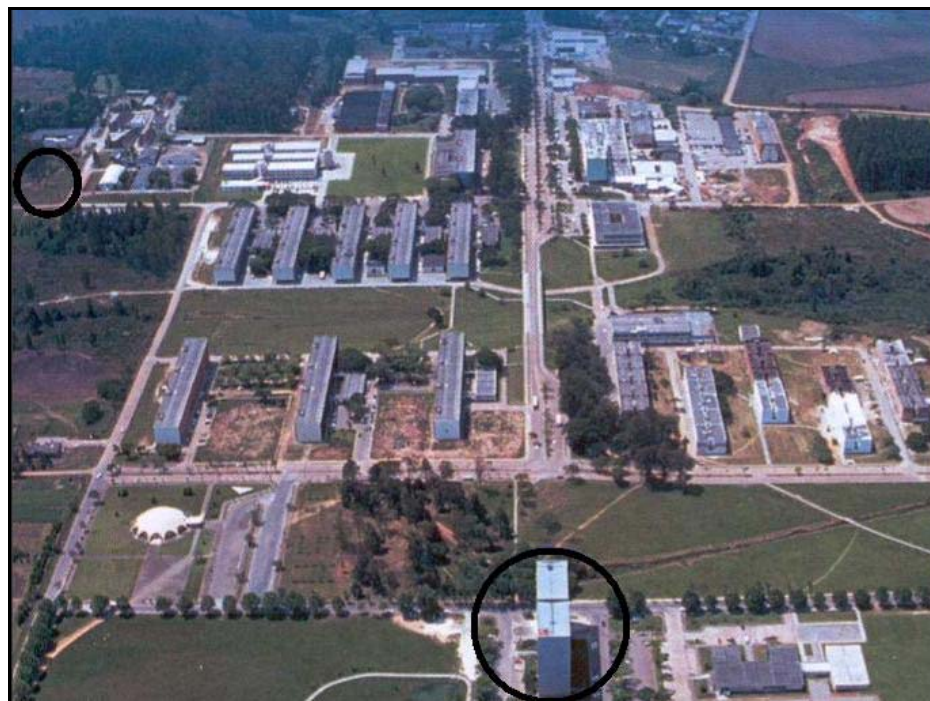


Figura 4. 3 – Vista área do campus da Universidade Federal de Santa Maria
Fonte: Emmer, 2004

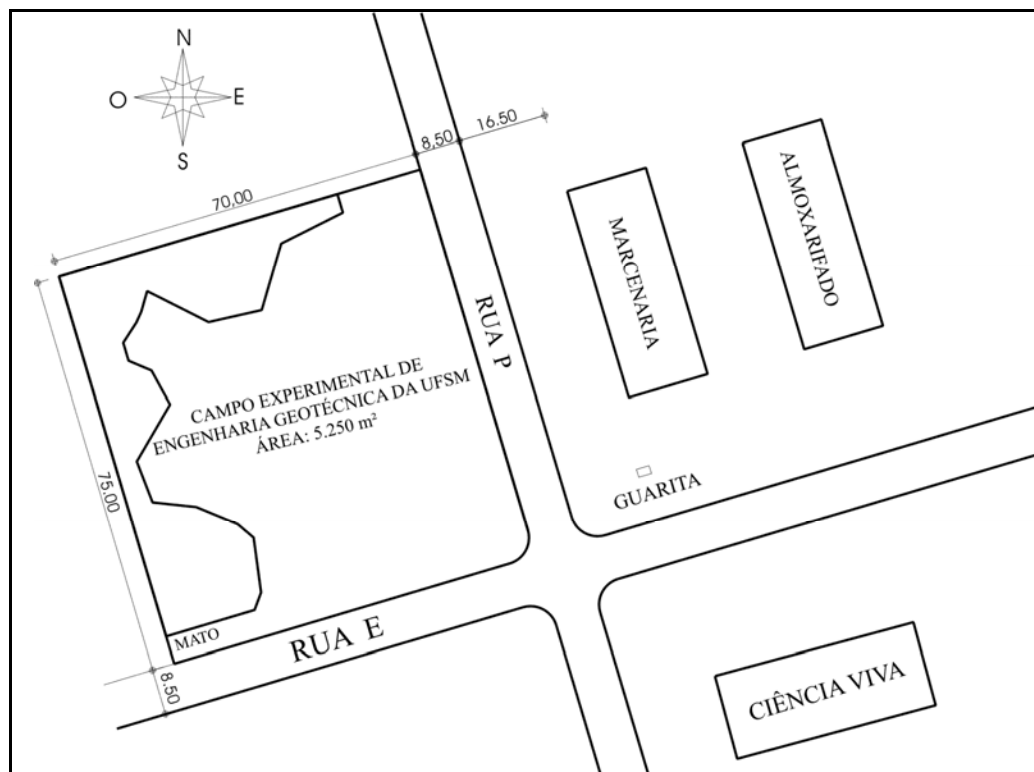


Figura 4. 4 – Croqui do campo experimental
Fonte: Emmer, 2004

4.2 Localização dos pontos de estudos

Os sete ensaios de placa e os pontos de coleta de amostras para os ensaios de laboratório desta dissertação foram localizados no CEEG/UFSM. Todos os ensaios foram executados em uma área de aproximadamente seis metros quadrados. A distribuição exata dos sete ensaios de placa nesta área se encontra na Figura 4.5, juntamente com localização da sondagem a trado ST-1. Foram extraídas amostras deformadas e indeformadas das trincheiras (conjuntos 1, 2 e 3) após os ensaios de placa para a realização de ensaios de laboratório. No Apêndice A se encontra um croqui que mostra a posição dos ensaios realizados por Emmer (2004), Nienov (2006), Miozzo (2007), Gonçalves⁵ (2007) e os ensaios desta dissertação.

⁵ Dissertação em andamento.

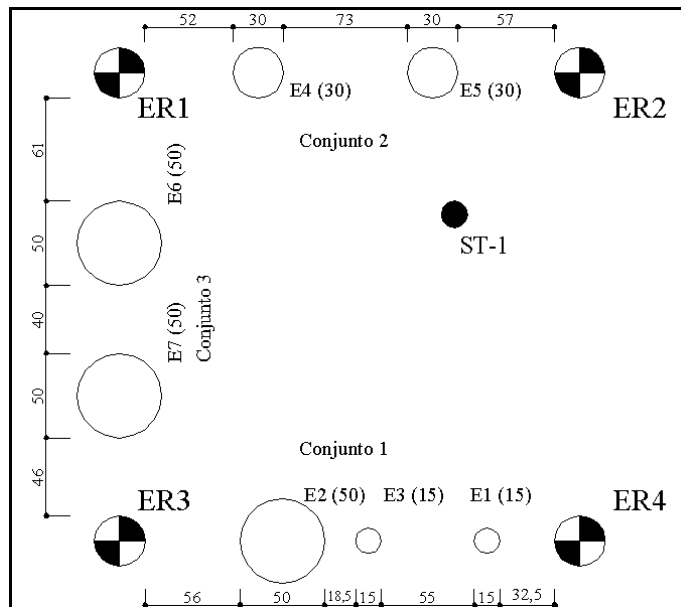


Figura 4.5 – Localização dos ensaios de placa e da sondagem a trado ST-1

4.3 Características do local de estudo

4.3.1 Relevo e geomorfologia

Encontra-se, no CEEG/UFSM, um relevo alterado (provável topo ou terço superior) plano a suave ondulado (Figura 4.6). Apresenta altitude em torno de 120 m com erosão não determinada. O horizonte A foi removido pela retirada de material. (EMMER, 2004).



Figura 4.6 – Relevo do CEEG/UFSM

4.3.2 Condições fisiográficas

Segundo Emmer (2004), não existe no local nenhum curso d'água, apenas uma vala que atravessa o terreno no sentido Norte-Sul, que serve para dar escoamento aos fluídos do terreno vizinho. Quanto à drenagem, o local pode ser classificado como bem a imperfeitamente drenado. Apresenta cobertura vegetal alterada, não existindo vegetação em aproximadamente três quartos da área. No entanto, há povoamento de pinus e eucalipto.

4.3.3 Geologia

Segundo Maciel Filho (1988), o local é composto por uma seqüência de arenitos e argilas arenosas de coloração variegada, permitindo duas interpretações: através dos mapas editados pelo Departamento de Geociência da UFSM, admitia-se ser o arenito basal da Formação Santa Maria e, mais recentemente, através de trabalhos não publicados, admite-se uma formação mais jovem que a Santa Maria, possivelmente Terciário ou Pleistoceno. Dessa forma, predominam arenitos de constituição variegada, com a presença de feldspatos. Abaixo dessa seqüência, pode-se encontrar o lamito vermelho, que é típico da fácies do membro superior Alemoa da Formação Santa Maria ou o arenito da fácies do membro inferior Passo das Tropas.

4.3.4 Pedologia

Azevedo e Dalmolin (2004, apud Emmer, 2004) descrevem esta área como:

Classificação: perfil decepado. Provável Alissolo Hipocrômico; *Unidade de Mapeamento:* Santa Maria (provável); *Litologia* - Lamitos da Formação Santa Maria (membro Alemoa). Ver sondagem para maiores detalhes; *Formação geológica:* Formação Santa Maria (membro Alemoa). ... *Período:* Jurássico – Triássico; *Material de Origem:* Idem litologia; *Pedregosidade:* Nula; *Rochosidade:* Nula.

Emmer (2004) apresenta a Tabela abaixo com as camadas e a descrição morfológica de um perfil característico da área de estudo. Este perfil foi obtido após a escavação de uma trincheira profunda (Figura 4.7).

Tabela 4. 1– Descrição morfológica parcial, trincheira profunda TP-1, da camada superficial

Camada	Descrição
1	0-10 cm. Deposição de material exógeno, entulhos.
2	10-100 cm. Cinzento-claro (10YR 6/1), mosqueado abundante, médio, proeminente, vermelho (2,5YR 4/8), argilo-siltoso, maciça que se desfaz em blocos angulares pequenos e médios moderada a forte e prismas médios moderada a forte, (consistência não descrita, ver testes laboratório), cerosidade não aparente, transição plana e difusa.
3	100-135 cm. Cinzento-claro (10YR 6/1), mosqueado abundante, grande, proeminente, vermelho amarelado (5YR 5/6), franco argilo-siltoso, maciça que se desfaz em blocos angulares pequenos e médios moderada a forte e prismas médios moderada a forte, (consistência não descrita, ver testes laboratório), cerosidade não aparente, transição plana e clara.
4	135-207 cm. Cinzento-claro (10YR 6/1), mosqueado abundante, grande, distinto, bruno-amarelado (10YR 5/5), argilo siltoso, maciça que se desfaz em prismas grandes e fortes, (consistência não descrita, ver testes laboratório), cerosidade não aparente.
Obs.:	1. Em todas as camadas, raízes finas, fasciculadas e raras. 2. Aparente local fonte de material para aterro. Perfil de solo decepado. Descrição do saprólito. Informações adicionais em ensaios de laboratório e sondagem realizados.

Fonte: Emmer, 2004



Figura 4. 7 – Perfil da trincheira profunda TP-1, localizada na área 1 do CEEG/UFSM
Fonte: Emmer, 2004

4.4 Ensaios de caracterização geotécnica

Nienov (2006) executou um conjunto de ensaios de caracterização do qual retirou amostras deformadas através de trado mecânico a cada 0,5 m, resultando na Tabela 4.2, com resultados para umidade natural, peso específico real dos grãos e limites de consistência⁶.

⁶ Esse conjunto de ensaios realizados por Nienov (2006) se localizou bem próximo do local onde se realizou os ensaios desta dissertação.

Obteve o limite de liquidez variando entre 31 e 56%, caracterizando dessa forma uma camada superficial de média a alta plasticidade com teor de umidade natural entre 19 e 33%.

Tabela 4. 2 – Umidade natural, peso específico real dos grãos e limites de consistência com a profundidade no local de execução das estacas

Camadas	Prof. (m) das amostras	Umidade Natural wn (%)	Peso espec. real grãos γ_s (N/m ³)	Limites de consistência		
				LL (%)	LP (%)	IP (%)
Camada superior	0,0-0,5	19,12	26,95	31	28	3
	0,5-1,0	23,18	27,67	48	27	21
	1,0-1,5	25,39	27,77	51	18	33
	1,5-2,0	28,07	26,84	47	20	27
	2,0-2,5	32,92	27,57	47	19	28
	2,5-3,0	27,99	27,20	56	21	35
	3,0-3,5	25,61	27,00	49	20	29
	3,5-4,0	22,53	26,95	31	16	15
	4,0-4,5	21,92	27,95	37	18	19
	4,5-5,0	18,81	27,80	42	22	20
Contato	5,0-5,5	14,89	26,30	24	13	11
Camada inferior	>5,5	-	-	N.P.	N.P.	N.P.

Fonte: Nienov (2006)

A Figura 4.8 apresenta, na forma de gráfico, a variação da umidade, limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade, caracterizando a camada superficial e profunda do CEEG/UFSM. (NIENOV, 2006).

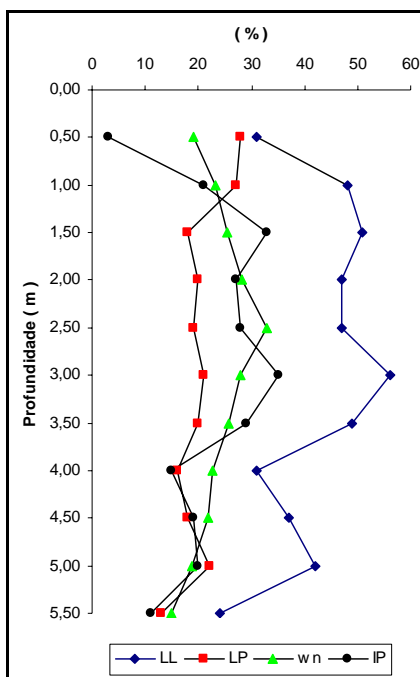


Figura 4. 8 – Variação do limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP) e teor de umidade natural (wn) com a profundidade

Fonte: Nienov, 2006

4.5 Sondagem de simples reconhecimento

Emmer (2004) realizou três sondagens de simples reconhecimento, SP-1, SP-2 e SP-3, das quais obteve a conclusão de que, de uma maneira geral, o CEEG/UFSM apresenta duas camadas distintas. A camada superficial (aproximadamente 5,0 m) é classificada, através de classificação táctil visual, como argila arenosa, variegada, plástica, de consistência média a rija possui N_{SPT} , variando entre 8 e 16 golpes com valor médio de 13. A camada inferior, classificada como areia fina a média, variegada, friável, apresenta compactidade muito compacta com valores de N_{SPT} que variam de 22/15 a 29/3 golpes e valor médio correspondente a 31/6 golpes. Nienov (2006) interpreta esses ensaios e os resume na Figura 4.9.

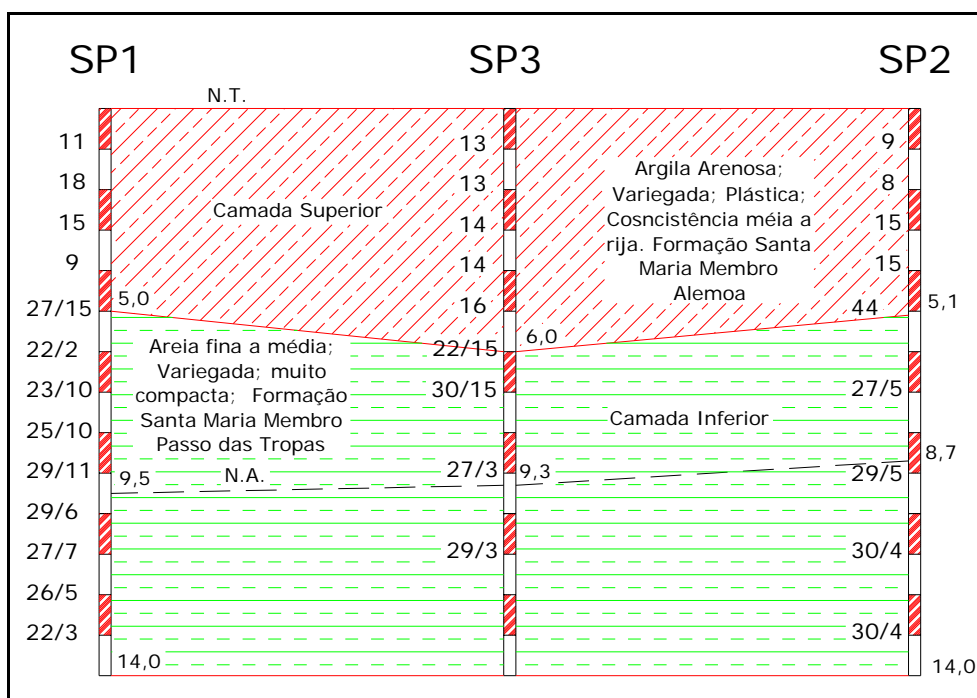


Figura 4. 9 – Interpretação das sondagens a percussão do CEEG/UFSM
Fonte: Nienov, 2006

5 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Este capítulo consiste na apresentação dos resultados obtidos pelos ensaios de caracterização geotécnica e pelos ensaios de placa realizados em terreno natural, com placas de 15, 30, 50 cm de diâmetro. Posteriormente, no Capítulo 6, esses resultados serão analisados e interpretados, buscando atingir os itens propostos nos objetivos específicos deste trabalho.

5.1 Ensaio de caracterização

As Tabelas 5.1 e 5.2 apresentam um resumo dos resultados dos ensaios de caracterização, realizados com as amostras provenientes da sondagem a trado ST-1 e das amostras provenientes do fundo da trincheira ao final dos ensaios, respectivamente.

Observou-se, para a sondagem a trado ST-1, uma predominância de argila e silte até a profundidade de 320 cm, a partir daí, predominou a areia fina. O limite de liquidez em todo o perfil variou entre 36 e 54 %, o limite de plasticidade variou de 14 a 18 %, o índice de plasticidade variou de 18 a 38 %. O peso específico real dos grãos variou de 25,87 a 27,38 kN/m³ e a umidade natural variou de 23,2 a 30,1 %.

Tabela 5.1 – Resumo dos resultados da sondagem a trado ST-1

Profundidade (cm)	Análise granulométrica						Lim. de consistência			Índices físicos	
	Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)	Areia grossa (%)	Pedregulho (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	γ_s^* (kN/m ³)	w_{nat} (%)
0 - 80	37	29	27	3	3	1	54	16	38	25,87	30,1
80 - 140	38	39	18	3	2	-	46	14	32	27,38	26,9
140 - 320	35	34	29	1	1	-	36	18	18	27,23	23,2
320 - 410	28	19	50	2	1	-	50	17	33	26,51	24,9

* γ_s : Peso específico real dos grãos

Para as amostras extraídas no fundo das trincheiras, houve uma predominância de argila. O limite de liquidez variou de 40 a 49 %, o limite de plasticidade variou de 19 a 27 %, o índice de plasticidade variou de 15 a 30 %. O peso específico natural ou úmido variou de

18,41 a 21,75 kN/m³, o peso específico real dos grãos variou entre 26,92 e 27,61 kN/m³. A umidade natural variou de 21,2 a 26,2 %.

Tabela 5.2 – Resumo dos resultados das trincheiras dos ensaios de placa (prof. 0,7 m)

Amostra	Ensaio	Análise granulométrica						Lim. de consistência			Índices físicos		
		Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)	Areia grossa (%)	Pedregulho (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	γ_{nat}^* (kN/m ³)	γ_s^{**} (kN/m ³)	W_{nat} (%)
Conjunto 1	E1 (15)	36	22	39	2	1	-	44	20	24	20,78	27,06	26,2
	E2 (50)												
	E3 (15)												
Conjunto 2	E4 (30)	58	15	26	1	-	-	48	22	26	20,33	26,92	24,0
	E5 (30)	49	32	17	2	1	-	49	19	30	21,75	27,61	21,2
Conjunto 3	E6 (50)	45	29	23	2	1	-	40	25	15	18,41	27,47	21,8
	E7 (50)	54	24	18	3	1	-	45	27	18	20,08	27,26	21,3

* γ_{nat} : Peso específico aparente natural ou úmido

** γ_s : Peso específico real dos grãos

5.2 Planilhas de ensaio

Observa-se, nas Tabelas 5.3 a 5.9, as planilhas de campo do ensaio E1 (15), E2 (50), E3 (15), E4 (30), E5 (30), E6 (50) e E7 (50). No Apêndice B, encontram-se as planilhas completas (com os recalques parciais para cada incremento de carga). Decidiu-se apresentá-las na íntegra para auxiliar no entendimento dos gráficos.

Tabela 5.3 – Planilha do ensaio E1 (15)

Carga (kN)	Tensão (MPa)	Tempo (min)	R1 (10 ⁻² mm)	R2 (10 ⁻² mm)	R3 (10 ⁻² mm)	R _{Médio} (10 ⁻² mm)	Recalque (mm)
0,00	0,00	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
0,49	0,03	4	0,5	0,5	0,0	0,3	0,00
0,99	0,06	8	1,0	2,5	1,0	1,5	-0,02
1,48	0,08	4	1,5	5,5	4,5	3,8	-0,04
1,98	0,11	4	5,0	11,0	9,0	8,3	-0,08
2,47	0,14	15	10,0	19,0	14,0	14,3	-0,14
2,96	0,17	4	12,0	21,5	14,0	15,8	-0,16
3,46	0,20	4	16,0	24,0	14,0	18,0	-0,18
3,95	0,22	4	20,0	27,0	14,0	20,3	-0,20
4,44	0,25	4	25,0	29,0	15,0	23,0	-0,23
4,94	0,28	8	31,0	34,0	18,0	27,7	-0,28
5,43	0,31	4	34,5	38,5	21,5	31,5	-0,32
5,93	0,34	45	46,0	58,0	31,0	45,0	-0,45
6,42	0,36	4	48,0	61,5	33,0	47,5	-0,48
6,91	0,39	4	52,0	66,0	37,0	51,7	-0,52
7,41	0,42	15	58,5	72,5	44,0	58,3	-0,58

7,90	0,45	8	62,5	76,5	49,0	62,7	-0,63
8,89	0,50	8	71,0	87,0	73,0	77,0	-0,77
9,88	0,56	8	82,0	100,0	84,0	88,7	-0,89
10,86	0,61	8	91,5	113,0	95,0	99,8	-1,00
11,85	0,67	8	106,0	129,0	100,0	111,7	-1,12
12,84	0,73	8	122,0	146,0	115,0	127,7	-1,28
13,83	0,78	8	144,0	166,0	129,0	146,3	-1,46
14,81	0,84	8	164,0	188,0	162,0	171,3	-1,71
16,05	0,91	15	193,5	221,0	183,0	199,2	-1,99
17,28	0,98	15	226,0	256,0	213,0	231,7	-2,32
18,52	1,05	15	268,0	295,5	253,0	272,2	-2,72
19,75	1,12	45	329,0	361,0	313,5	334,5	-3,35
20,99	1,19	45	380,0	413,0	365,0	386,0	-3,86
22,22	1,26	30	442,0	476,0	425,0	447,7	-4,48
23,45	1,33	30	503,0	540,0	493,0	512,0	-5,12
24,69	1,40	45	607,5	643,5	605,0	618,7	-6,19
27,16	1,54	60	859,0	884,0	840,0	861,0	-8,61
29,63	1,68	8	3000,0	3000,0	3000,0	3000,0	-30,00

Tabela 5. 4 – Planilha do ensaio E2 (50)

Carga (kN)	Tensão (MPa)	Tempo (min)	R1 (10^{-2} mm)	R2 (10^{-2} mm)	R3 (10^{-2} mm)	R _{Médio} (10^{-2} mm)	Recalque (mm)
1,33	0,01	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
18,16	0,09	4	60,0	26,0	50,0	45,3	-0,45
36,31	0,18	60	126,0	63,0	115,0	101,3	-1,01
54,47	0,28	4	175,0	65,0	145,0	128,3	-1,28
72,62	0,37	4	244,0	90,0	198,0	177,3	-1,77
90,78	0,46	4	309,0	131,0	240,0	226,7	-2,27
108,94	0,55	30	388,0	175,0	291,0	284,7	-2,85
127,09	0,65	8	442,5	236,0	337,0	338,5	-3,39
145,25	0,74	15	488,5	331,0	345,0	388,2	-3,88

Tabela 5. 5 – Planilha do ensaio E3 (15)

Carga (kN)	Tensão (MPa)	Tempo (min)	R1 (10^{-2} mm)	R2 (10^{-2} mm)	R3 (10^{-2} mm)	R _{Médio} (10^{-2} mm)	Recalque (mm)
0,00	0,00	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
1,23	0,07	4	4,0	3,0	6,0	4,3	-0,04
2,47	0,14	2	4,0	7,0	6,0	5,7	-0,06
3,70	0,21	2	9,0	11,0	10,0	10,0	-0,10
4,94	0,28	8	18,0	16,0	16,0	16,7	-0,17
6,17	0,35	4	18,0	22,0	21,0	20,3	-0,20
7,41	0,42	4	24,0	29,0	27,0	26,7	-0,27
8,64	0,49	4	30,0	35,0	34,0	33,0	-0,33
9,88	0,56	4	37,0	41,0	42,0	40,0	-0,40

11,11	0,63	8	46,0	50,0	52,0	49,3	-0,49
12,34	0,70	15	57,0	59,0	64,0	60,0	-0,60
13,58	0,77	15	70,0	69,0	77,0	72,0	-0,72
14,81	0,84	30	86,0	86,0	93,0	88,3	-0,88
16,05	0,91	30	106,0	106,0	111,0	107,7	-1,08
17,28	0,98	30	130,0	128,0	134,0	130,7	-1,31
18,52	1,05	45	155,0	151,0	162,0	156,0	-1,56
19,75	1,12	45	179,5	177,0	184,0	180,2	-1,80
21,48	1,22	45	223,0	220,5	224,0	222,5	-2,23
23,21	1,31	45	275,0	270,0	273,0	272,7	-2,73
27,90	1,58	45	497,0	490,0	490,0	492,3	-4,92
30,12	1,70	45	665,0	658,0	655,0	659,3	-6,59
32,34	1,83	45	976,0	966,5	959,0	967,2	-9,67
33,33	1,89	4	3000,0	3000,0	3000,0	3000,0	-30,00

Tabela 5. 6 – Planilha do ensaio E4 (30)

Carga (kN)	Tensão (MPa)	Tempo (min)	R1 (10^{-2} mm)	R2 (10^{-2} mm)	R3 (10^{-2} mm)	R _{Médio} (10^{-2} mm)	Recalque (mm)
0	0,00	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
5	0,07	8	16,0	14,0	13,0	14,3	-0,14
10	0,14	4	26,0	22,0	29,0	25,7	-0,26
15	0,21	4	38,0	32,0	45,0	38,3	-0,38
20	0,28	4	49,0	42,0	56,0	49,0	-0,49
25	0,35	4	69,0	51,0	70,0	63,3	-0,63
30	0,42	4	81,0	63,0	81,0	75,0	-0,75
35	0,50	15	101,0	75,0	94,0	90,0	-0,90
40	0,57	4	110,0	79,0	95,5	94,8	-0,95
45	0,64	30	145,0	98,0	109,5	117,5	-1,18
50	0,71	4	164,5	105,0	116,0	128,5	-1,29
55	0,78	45	219,0	146,5	158,0	174,5	-1,75
60	0,85	45	274,0	199,5	202,0	225,2	-2,25
65	0,92	45	312,5	235,0	239,5	262,3	-2,62
70	0,99	45	371,0	298,0	296,0	321,7	-3,22
75	1,06	45	436,5	369,0	362,0	389,2	-3,89
80	1,13	45	520,0	448,0	433,0	467,0	-4,67
85	1,20	45	616,0	533,0	524,0	557,7	-5,58
90	1,27	45	715,0	627,0	619,0	653,7	-6,54
95	1,34	45	832,0	733,0	729,0	764,7	-7,65
100	1,41	45	940,0	828,0	829,0	865,7	-8,66
105	1,49	45	1136,0	1014,0	1013,0	1054,3	-10,54
110	1,56	45	1359,0	1210,0	1217,0	1262,0	-12,62
115	1,63	45	1920,0	1714,0	1755,0	1796,3	-17,96
120	1,70	8	2840,0	2840,0	2840,0	2840,0	-28,40

Tabela 5.7 – Planilha do ensaio E5 (30)

Carga (kN)	Tensão (MPa)	Tempo (min)	R1 (10 ⁻² mm)	R2 (10 ⁻² mm)	R3 (10 ⁻² mm)	R _{Médio} (10 ⁻² mm)	Recalque (mm)
0	0,00	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
5	0,07	4	0,0	14,0	0,0	7,0	-0,07
10	0,14	4	2,0	34,0	0,0	18,0	-0,18
15	0,21	4	14,0	49,0	0,0	31,5	-0,32
20	0,28	8	39,0	80,0	40,0	53,0	-0,53
25	0,35	4	39,0	94,0	54,0	62,3	-0,62
30	0,42	4	50,0	111,0	71,0	77,3	-0,77
35	0,50	8	69,0	137,0	93,0	99,7	-1,00
40	0,57	8	82,0	151,0	106,0	113,0	-1,13
45	0,64	30	101,0	177,0	127,0	135,0	-1,35
50	0,71	15	115,0	198,5	145,0	152,8	-1,53
55	0,78	15	134,0	221,0	167,0	174,0	-1,74
60	0,85	15	152,0	245,0	191,0	196,0	-1,96
65	0,92	45	183,5	284,0	229,0	232,2	-2,32
70	0,99	45	208,5	314,5	260,0	261,0	-2,61
75	1,06	45	237,5	348,0	297,5	294,3	-2,94
85	1,20	45	326,0	439,0	398,0	387,7	-3,88
95	1,34	45	452,5	562,0	519,0	511,2	-5,11
105	1,49	45	623,0	735,0	692,0	683,3	-6,83
115	1,63	45	830,0	959,0	913,0	900,7	-9,01
125	1,77	45	1124,0	1272,0	1228,0	1208,0	-12,08
135	1,91	45	0,0	1714,0	1623,0	1668,5	-16,69
145	2,05	120	0,0	2464,0	2326,0	2395,0	-23,95

Obs.: Ensaio realizado após inundação e secagem da trincheira devido a chuva.

R3 ficou travado até os 8 min da carga 20 kN, a partir daí iniciou na medição 40.

R1 travou aos 4 min da carga 135 kN.

Tabela 5.8 – Planilha do ensaio E6 (50)

Carga (kN)	Tensão (MPa)	Tempo (min)	R1 (10 ⁻² mm)	R2 (10 ⁻² mm)	R3 (10 ⁻² mm)	R _{Médio} (10 ⁻² mm)	Recalque (mm)
0,00	0,00	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
15,00	0,08	8	25,0	29,0	21,0	25,0	-0,25
30,00	0,15	8	65,0	66,0	51,5	60,8	-0,61
45,00	0,23	15	99,5	91,5	86,0	92,3	-0,92
60,00	0,31	30	137,0	134,0	122,0	131,0	-1,31
75,00	0,38	15	166,0	150,0	154,0	156,7	-1,57
90,00	0,46	15	205,0	185,0	198,0	196,0	-1,96
105,00	0,53	30	241,0	236,0	246,0	241,0	-2,41
120,00	0,61	30	292,0	270,0	305,0	289,0	-2,89
135,00	0,69	15	339,0	326,0	364,0	343,0	-3,43
150,00	0,76	45	413,0	385,0	449,0	415,7	-4,16
165,00	0,84	45	483,5	462,0	544,0	496,5	-4,97

180,00	0,92	45	573,5	556,0	652,0	593,8	-5,94
195,00	0,99	45	700,0	680,0	797,0	725,7	-7,26
210,00	1,07	45	850,0	842,0	983,0	891,7	-8,92
225,00	1,15	60	1092,0	1075,0	1271,0	1146,0	-11,46
240,00	1,22	60	1394,0	1385,0	1665,0	1481,3	-14,81
255,00	1,30	120	2150,0	2229,0	2580,0	2319,7	-23,20
270,00	1,38	-				3668,0	-36,68

Obs.: Ensaio realizado após inundação e secagem da trincheira devido a chuva.

Tabela 5. 9 – Planilha do ensaio E7 (50)

Carga (kN)	Tensão (MPa)	Tempo (min)	R1 (10 ⁻² mm)	R2 (10 ⁻² mm)	R3 (10 ⁻² mm)	R _{Médio} (10 ⁻² mm)	Recalque (mm)
0,00	0,00	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
15,00	0,08	4	44,5	39,5	29,0	37,7	-0,38
30,00	0,15	8	87,0	97,5	76,5	87,0	-0,87
45,00	0,23	8	124,5	156,0	131,5	137,3	-1,37
60,00	0,31	30	163,0	197,0	187,0	182,3	-1,82
75,00	0,38	30	203,5	246,0	249,0	232,8	-2,33
90,00	0,46	30	244,0	282,0	292,0	272,7	-2,73
105,00	0,53	15	288,5	329,0	338,0	318,5	-3,19
120,00	0,61	30	342,0	379,0	379,0	366,7	-3,67
135,00	0,69	45	406,0	446,0	441,5	431,2	-4,31
150,00	0,76	90	475,0	508,0	489,0	490,7	-4,91
180,00	0,92	90	643,0	680,5	639,0	654,2	-6,54
210,00	1,07	90	894,0	959,0	869,0	907,3	-9,07
240,00	1,22	120	1276,0	1386,0	1259,0	1307,0	-13,07
270,00	1,38	120	2000,0	2217,0	1963,0	2060,0	-20,60
295,00	1,50	-				3206,7	-32,07

Obs.: Ensaio realizado após inundação e secagem da trincheira devido a chuva, e R3 travou à 1 minuto da carga 295 kN

5.3 Comportamento tensão-recalque

Nas Figuras 5.1 a 5.14, apresenta-se através de dois gráficos para cada ensaio, o comportamento tensão-recalque. No primeiro gráfico, foram plotados todos os valores lidos constantes nas Tabelas do Apêndice B, e, no segundo, apenas a última leitura do recalque para cada estágio de carga (Tabelas 5.3 a 5.9).

No Ensaio E1 (15), foram aplicados um total de 33 incrementos de carga, sendo que 16 incrementos foram de 0,494 kN, 7 incrementos de 0,988 kN, 8 incrementos de 1,235 kN e 2 incremento de 2,469 kN. O ensaio foi conduzido até um recalque de 30 mm.

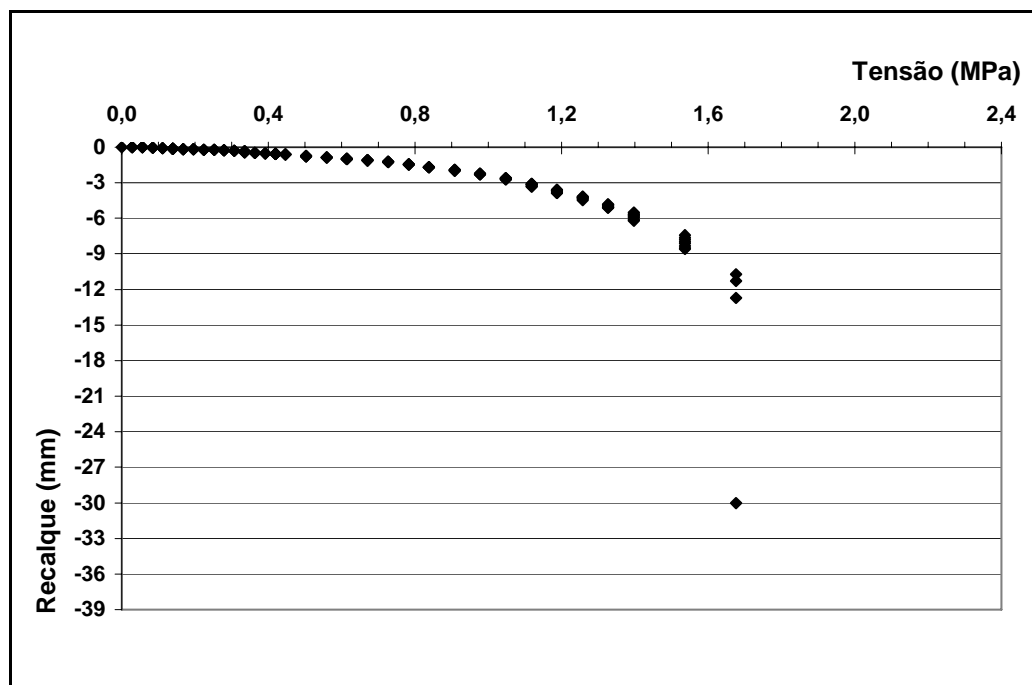


Figura 5. 1 – Curva tensão-recalque do ensaio E1 (15)

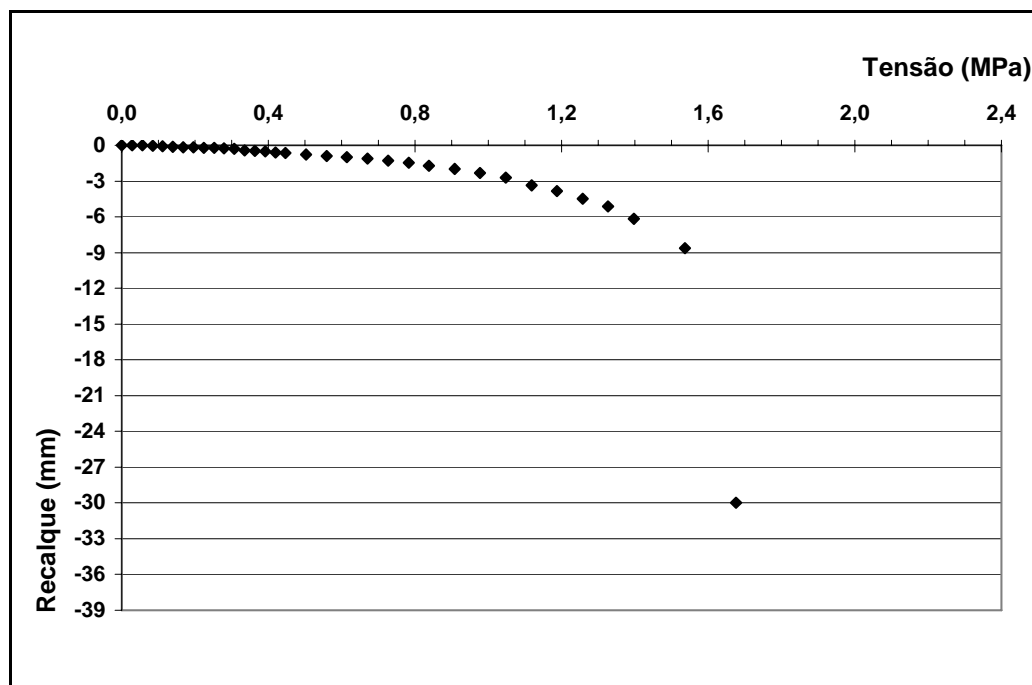


Figura 5. 2 – Curva tensão-recalque do ensaio E1 (15) - leituras finais

No ensaio E2 (50), foram aplicados 8 incrementos de 18,16 kN, atingindo deformações de aproximadamente 4 mm. O ensaio foi interrompido prematuramente, devido à instabilidade do sistema de transmissão de carga.

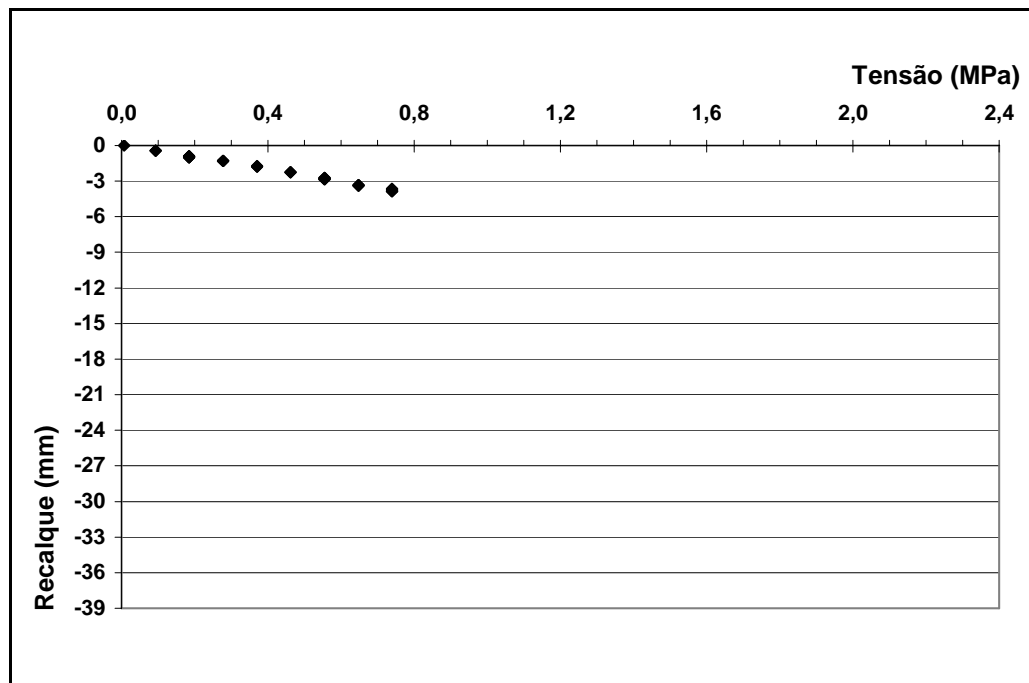


Figura 5. 3 – Curva tensão-recalque do ensaio E2 (50)

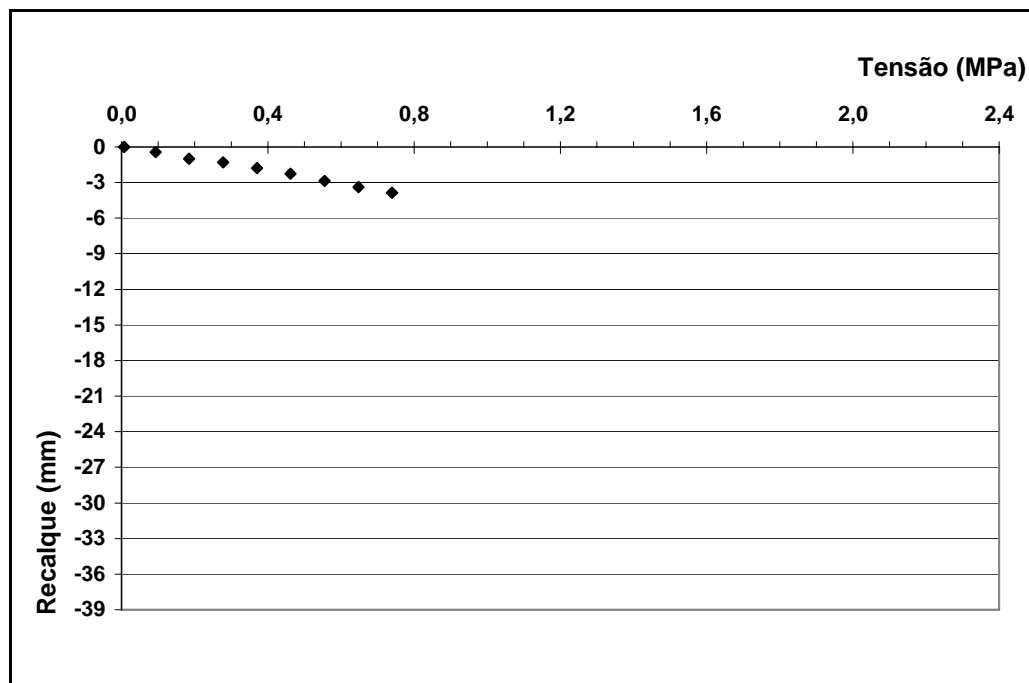


Figura 5. 4 – Curva tensão-recalque do ensaio E2 (50) - leituras finais

No Ensaio E3 (15), foram aplicados um total de 21 incrementos de carga, sendo que 16 incrementos foram de 1,234 kN, 2 incrementos de 1,728 kN, 1 incremento de 4,691 kN, 2 incrementos de 2,222 kN e 1 incremento de 0,987 kN. Num total de 21 incrementos. Ao final do ensaio, observou-se um recalque de 30 mm.

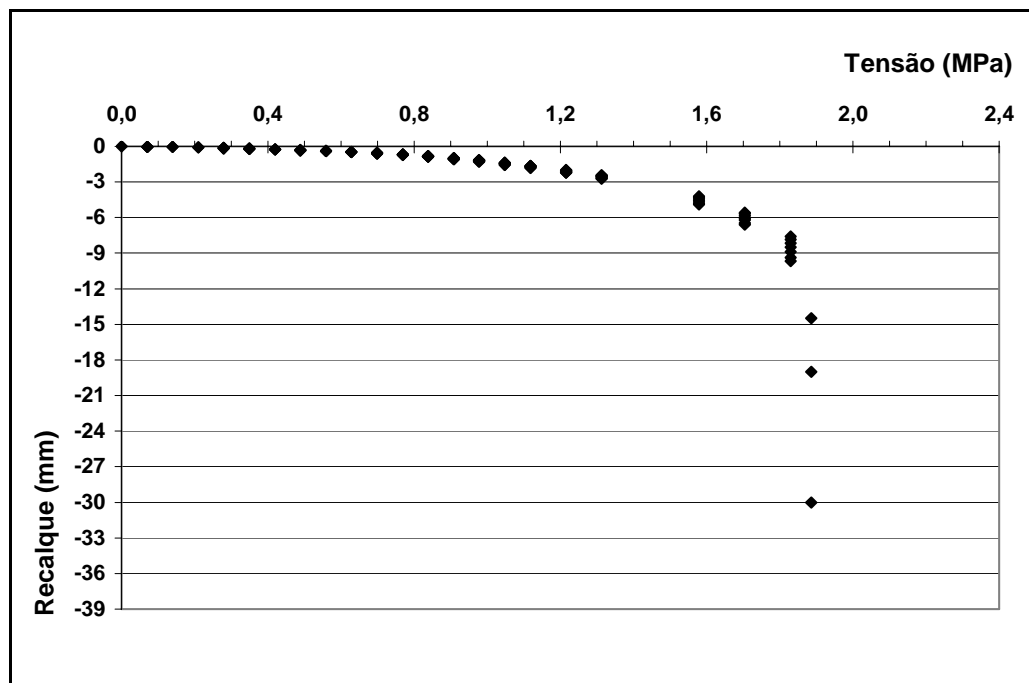


Figura 5. 5 – Curva tensão-recalque do ensaio E3 (15)

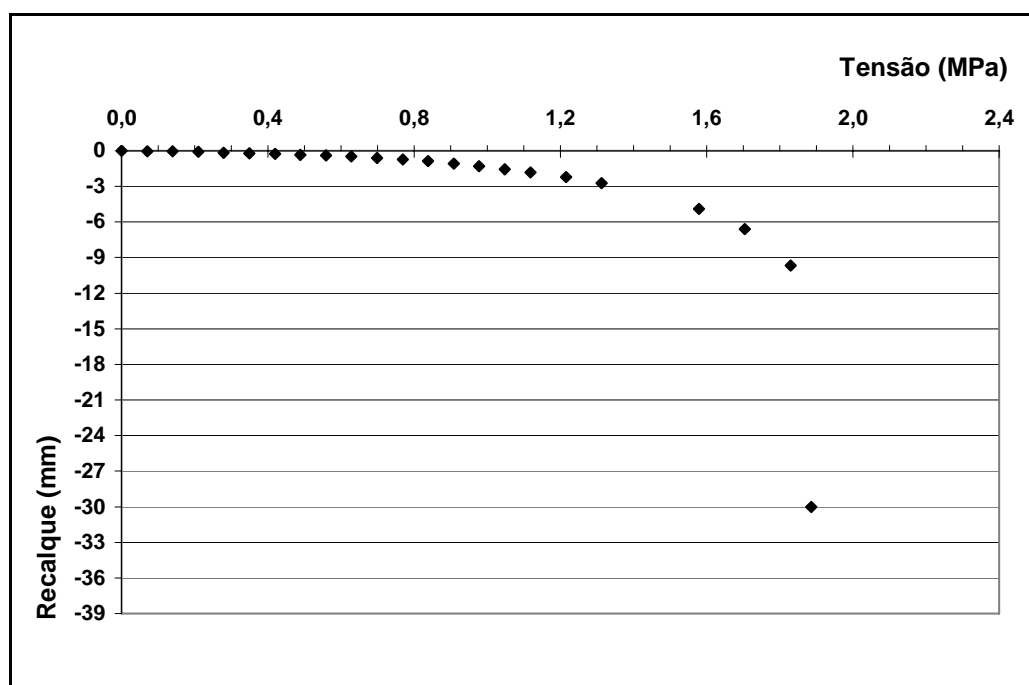


Figura 5. 6 – Curva tensão-recalque do ensaio E3 (15) - leituras finais

No Ensaio E4 (30), foram aplicados 24 incrementos de 5 kN. Observou-se, ao final do ensaio, um recalque de aproximadamente 29 mm.

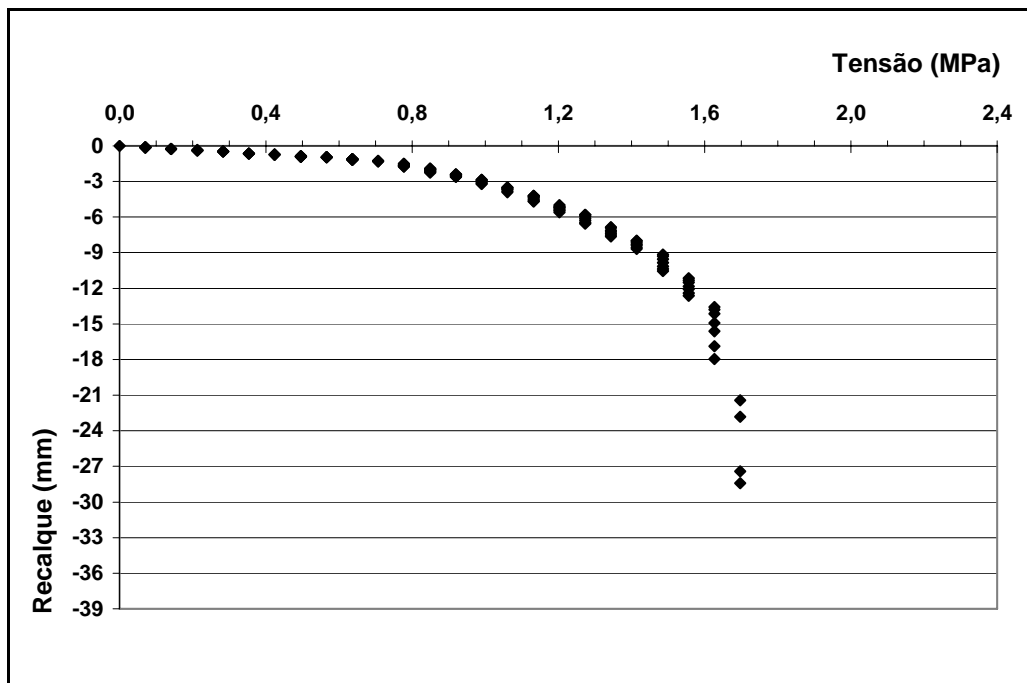


Figura 5. 7 – Curva tensão-recalque do ensaio E4 (30)

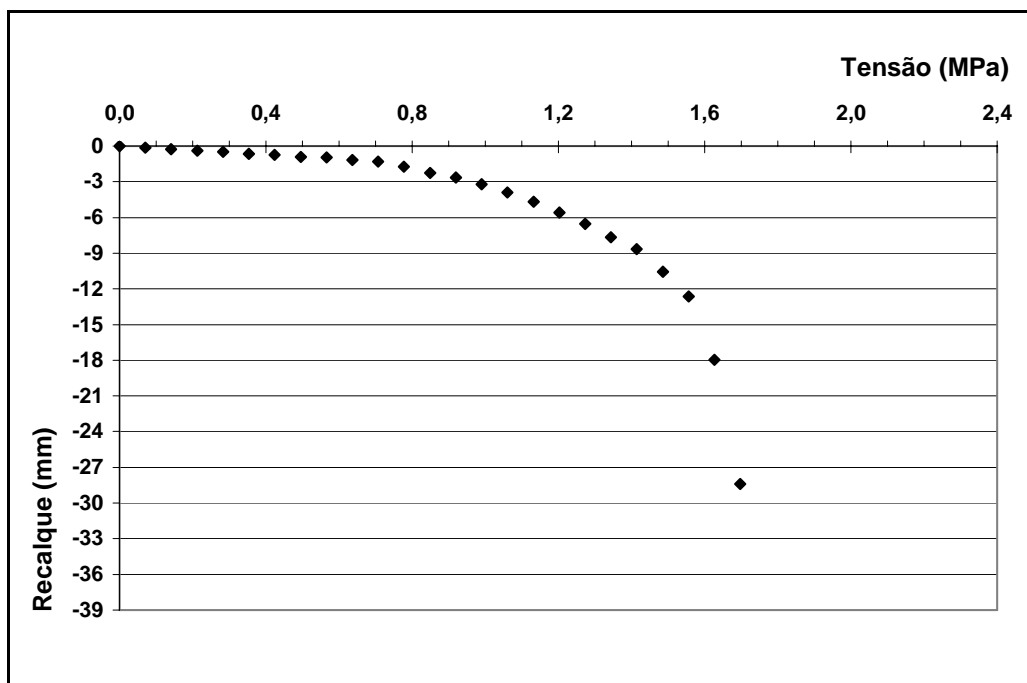


Figura 5. 8 – Curva tensão-recalque do ensaio E4 (30) - leituras finais

No Ensaio E5 (30), foram aplicados um total de 22 incrementos, sendo que 15 destes foram de 5 kN e 7 foram de 10 kN. Observou-se, ao final do ensaio, um recalque de aproximadamente 24 mm.

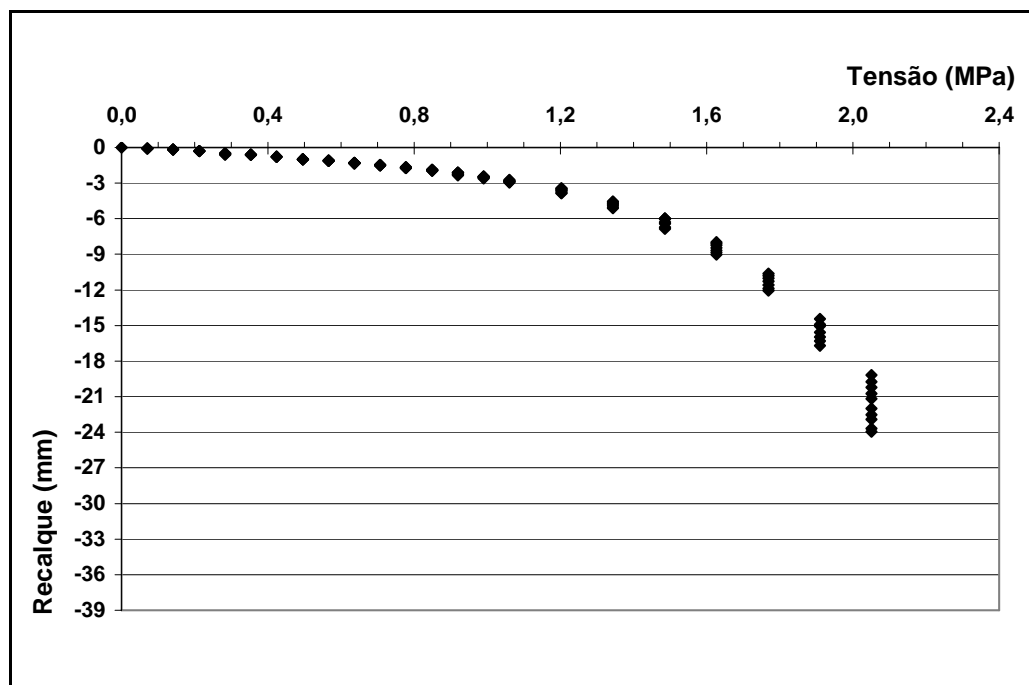


Figura 5. 9 – Curva tensão-recalque do ensaio E5 (30)

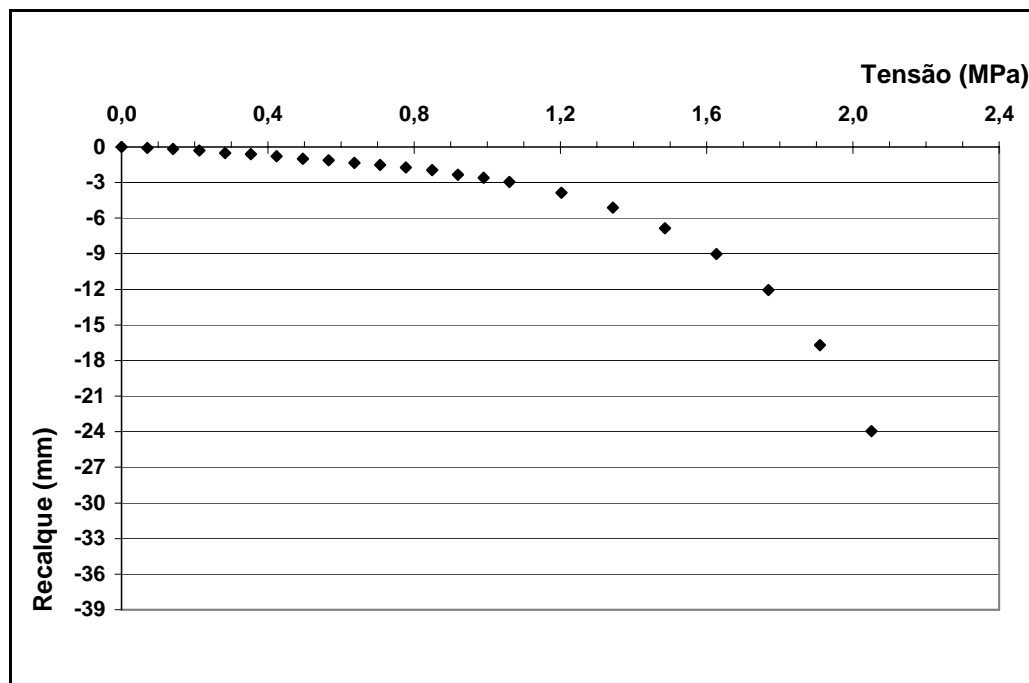


Figura 5. 10 – Curva tensão-recalque do ensaio E5 (30) - leituras finais

No Ensaio E6 (50), foram aplicados no total 18 incrementos de 15 kN cada. Observou-se, ao final do ensaio, um recalque de aproximadamente 37 mm.

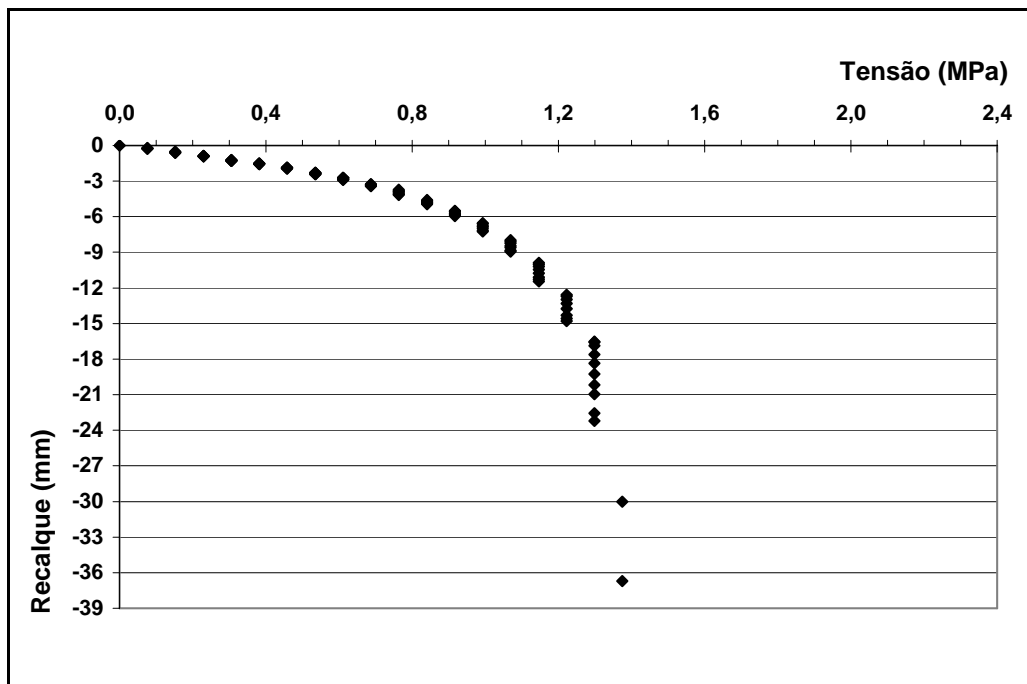


Figura 5. 11 – Curva tensão-recalque do ensaio E6 (50)

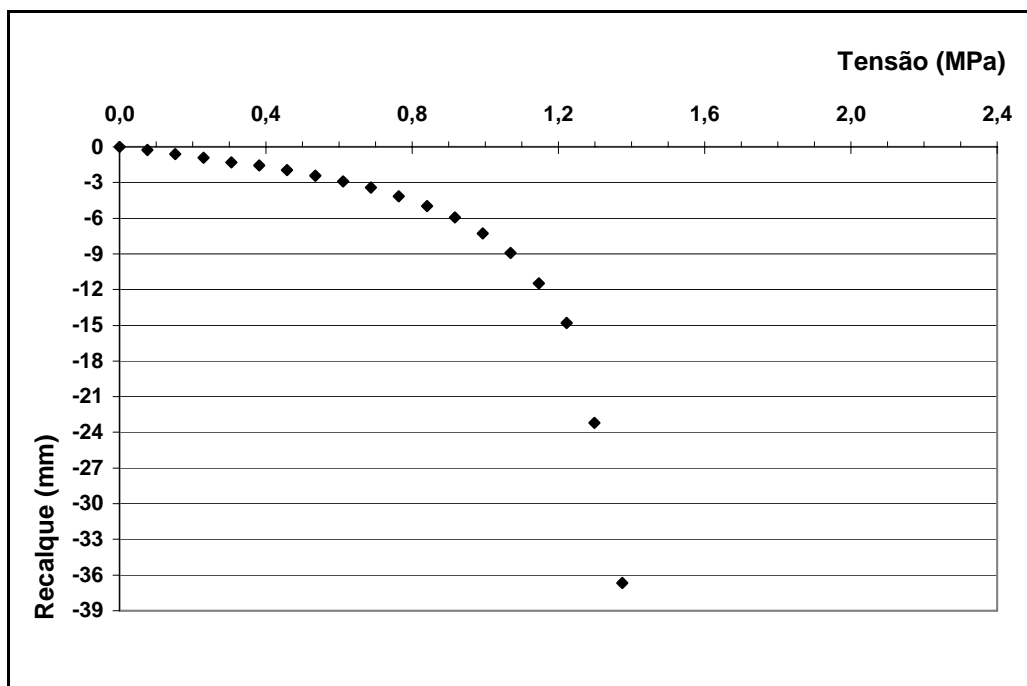


Figura 5. 12 – Curva tensão-recalque do ensaio E6 (50) - leituras finais

No Ensaio E7 (50), foram aplicados no total 15 incrementos de carga, dentre eles, 10 incrementos de 15 kN, 4 incrementos de 30 kN e 1 incremento de 25 kN. Ao final do ensaio, observou-se um recalque de aproximadamente 32 mm.

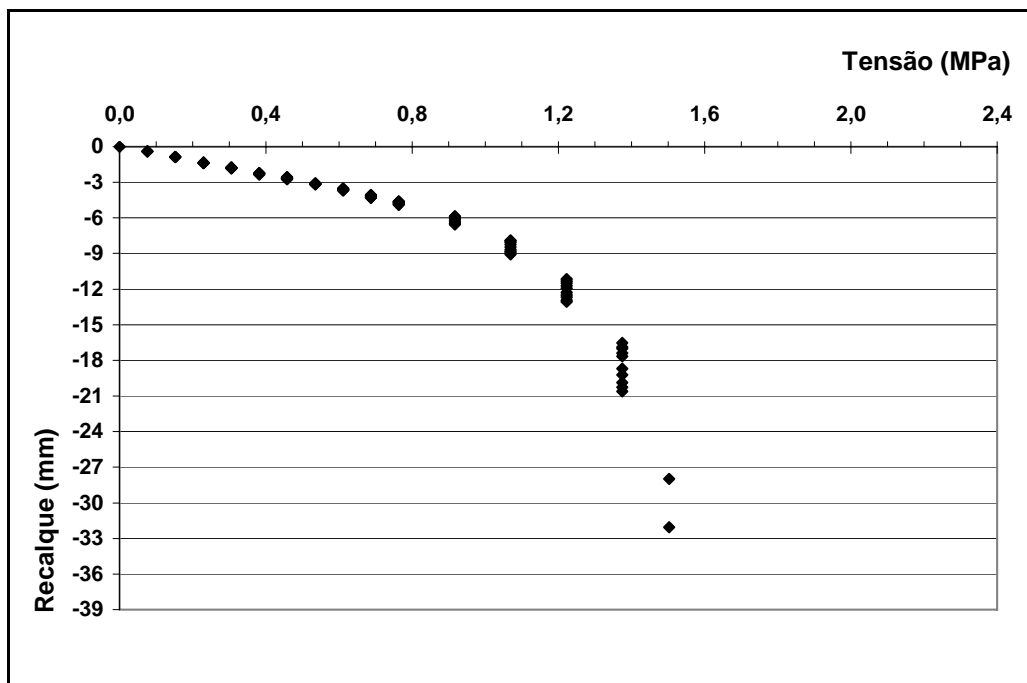


Figura 5. 13 – Curva tensão-recalque do ensaio E7 (50)

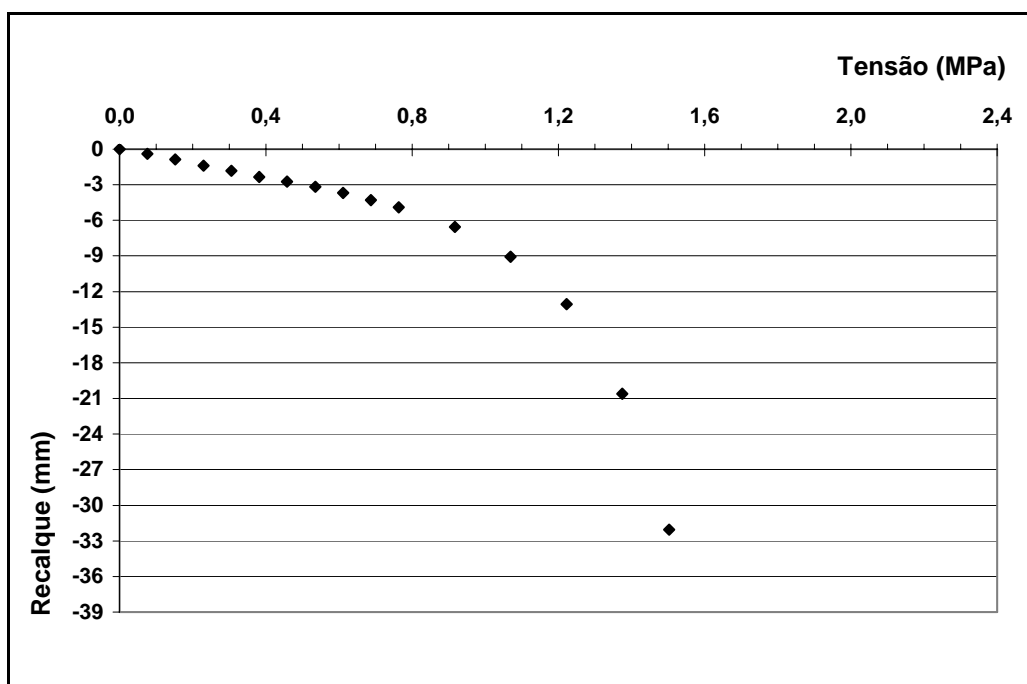


Figura 5. 14 – Curva tensão-recalque do ensaio E7 (50) - leituras finais

6 ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

Este capítulo tem por objetivo discutir, analisar e interpretar os resultados dos 7 ensaios de placa realizados no CEEG/UFSM, a partir da observação do comportamento Tensão x Recalque.

6.1 Ensaios de caracterização

Os ensaios de caracterização geotécnica do CEEG/UFSM realizados com as amostras obtidas através da sondagem ST-1 e obtidas na coleta de amostras das trincheiras ao final de cada ensaio de placa, cujos resultados se encontram nas Tabelas 5.1 e 5.2, apresentaram-se compatíveis aos obtidos por Emmer (2004) e Nienov (2006), com alguma pequena dispersão.

6.2 Comportamento dos deflectômetros

Nos sete ensaios de placa realizados no CEEG/UFSM, foram utilizados 3 deflectômetros posicionados a 120°, buscando, dessa forma, resultados médios mais representativos. Nas Figuras 6.1 a 6.7, encontra-se ilustrado separadamente o comportamento dos três deflectômetros, juntamente com o valor médio entre eles, para todos os ensaios.

Pode-se observar nesses gráficos que nos ensaios E1 (15) e E3 (15), como a placa é de 15 cm de diâmetro, houve uma pequena dispersão das leituras dos deflectômetros. Já, os ensaios E4 (30), E5 (30), E2 (50), E6 (50) e E7 (50) apresentaram uma maior dispersão nas leituras. Tal comportamento pode ter origem na maior distância entre os deflectômetros, que conduz a maiores variações dos recalques lidos, devido a pequenas rotações da placa.

Pode-se concluir que a dispersão dos resultados de recalques, obtidos pelos deflectômetros nas placas de 15 cm de diâmetro, foram menores que os obtidos pelas placas de 30 e 50 cm.

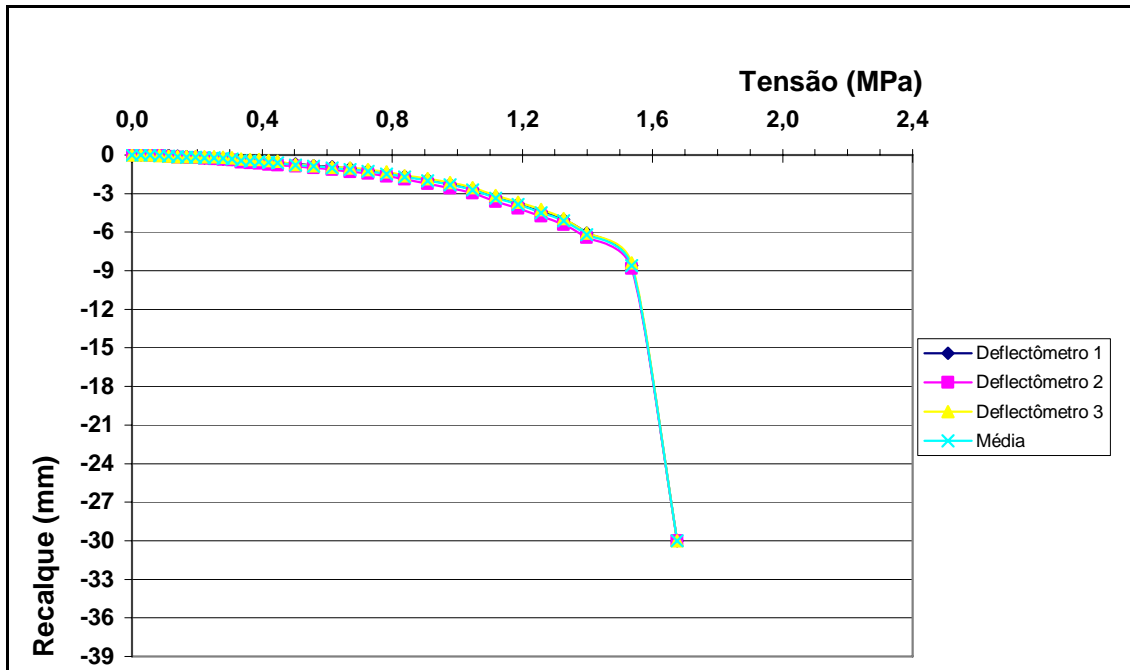


Figura 6. 1 – Comportamento dos defletores para o Ensaio E1 (15)

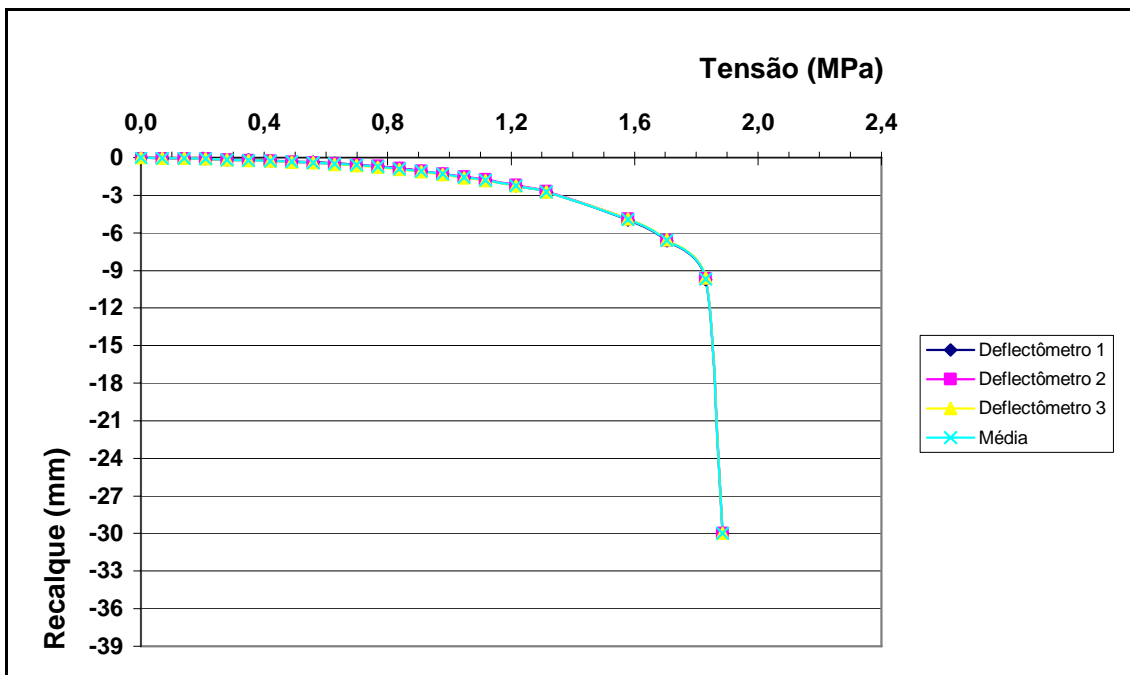


Figura 6. 2 – Comportamento dos defletores para o Ensaio E3 (15)

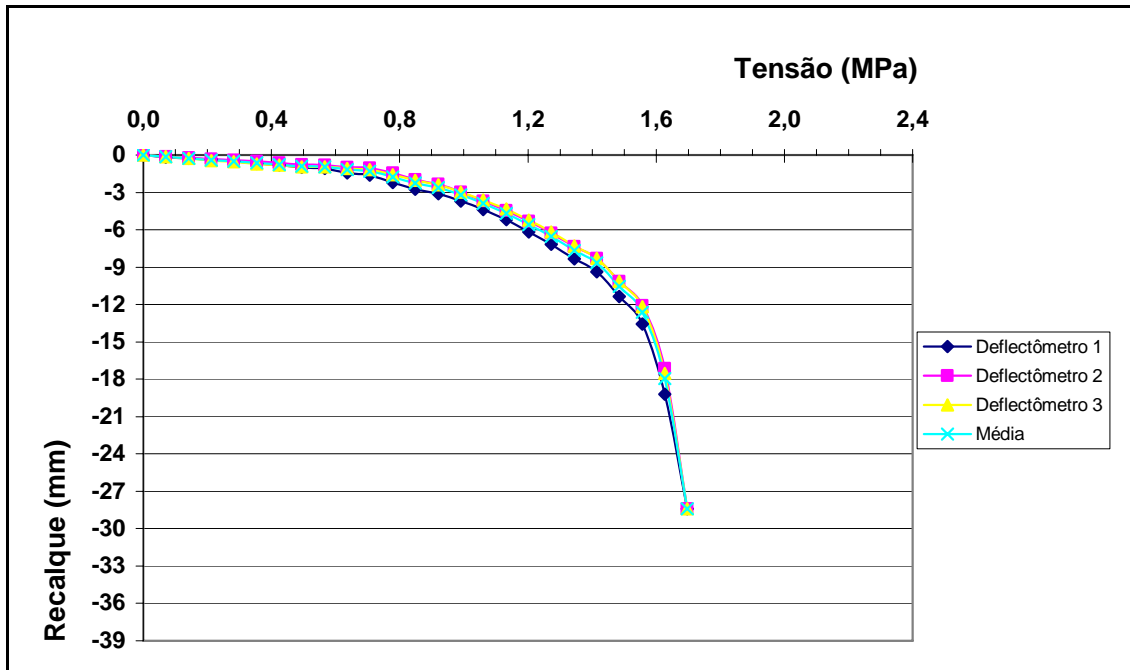


Figura 6. 3 – Comportamento dos deflectômetros para o Ensaio E4 (30)

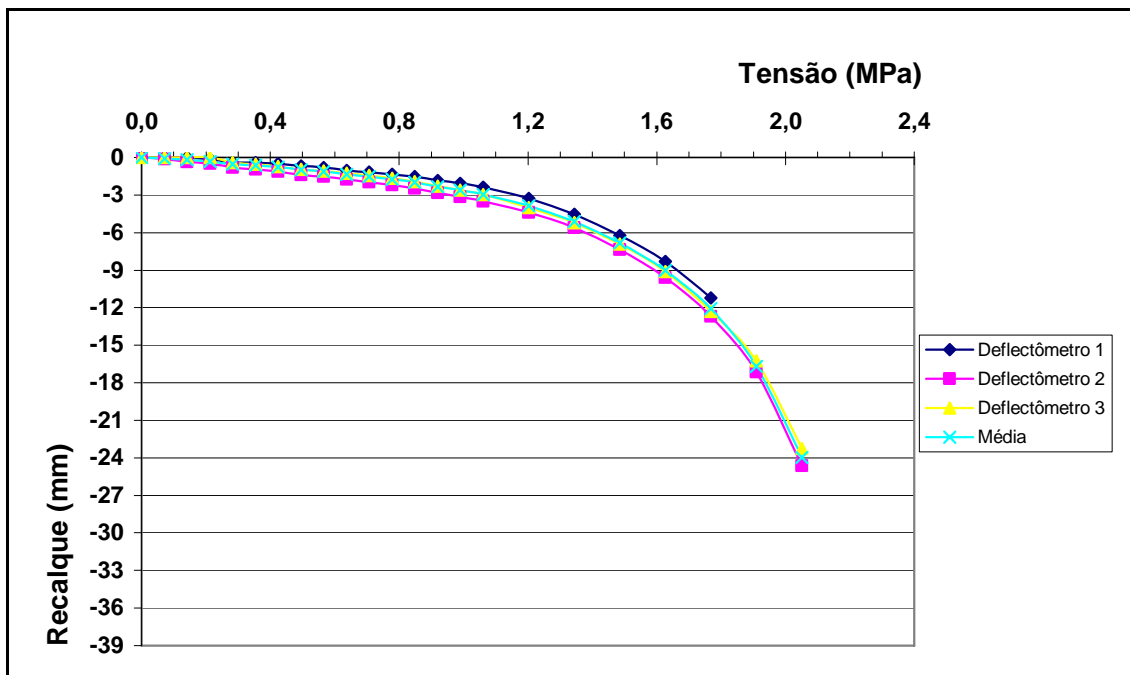


Figura 6. 4 – Comportamento dos deflectômetros para o Ensaio E5 (30)

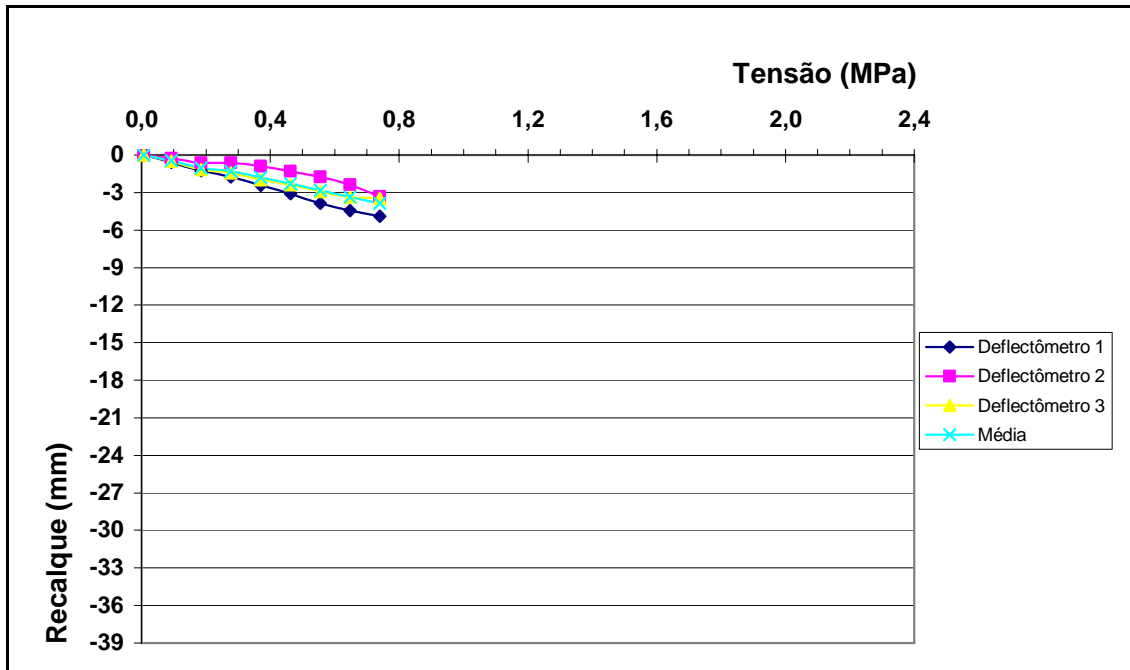


Figura 6. 5 – Comportamento dos deflectômetros para o Ensaio E2 (50)

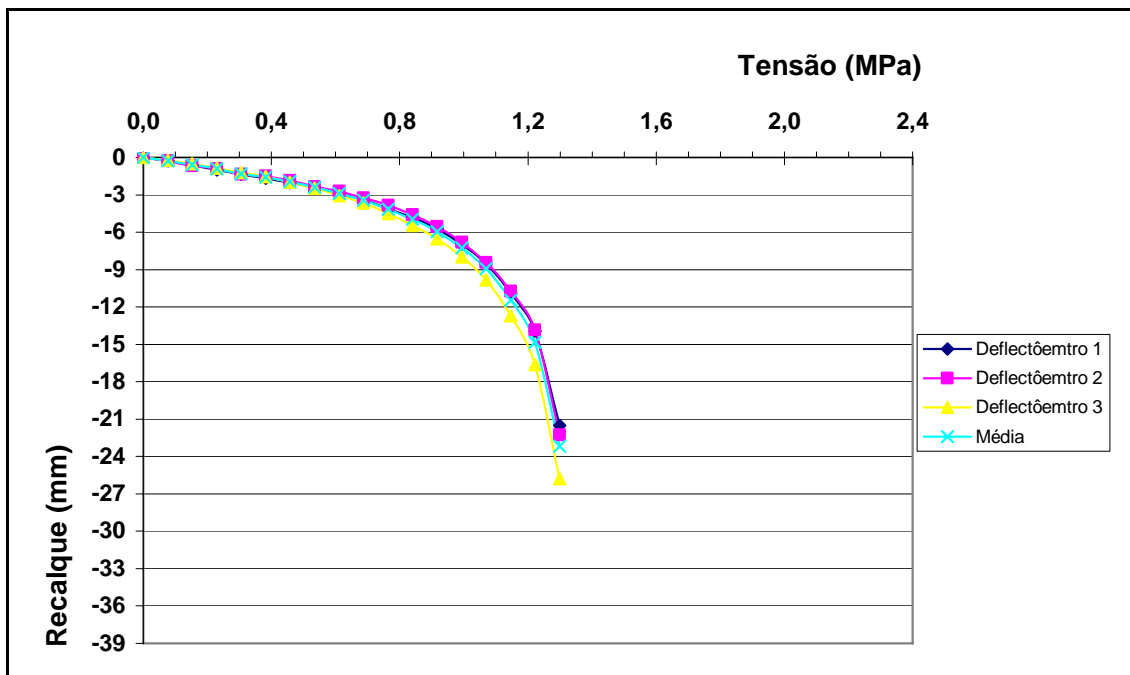


Figura 6. 6 – Comportamento dos deflectômetros para o Ensaio E6 (50)

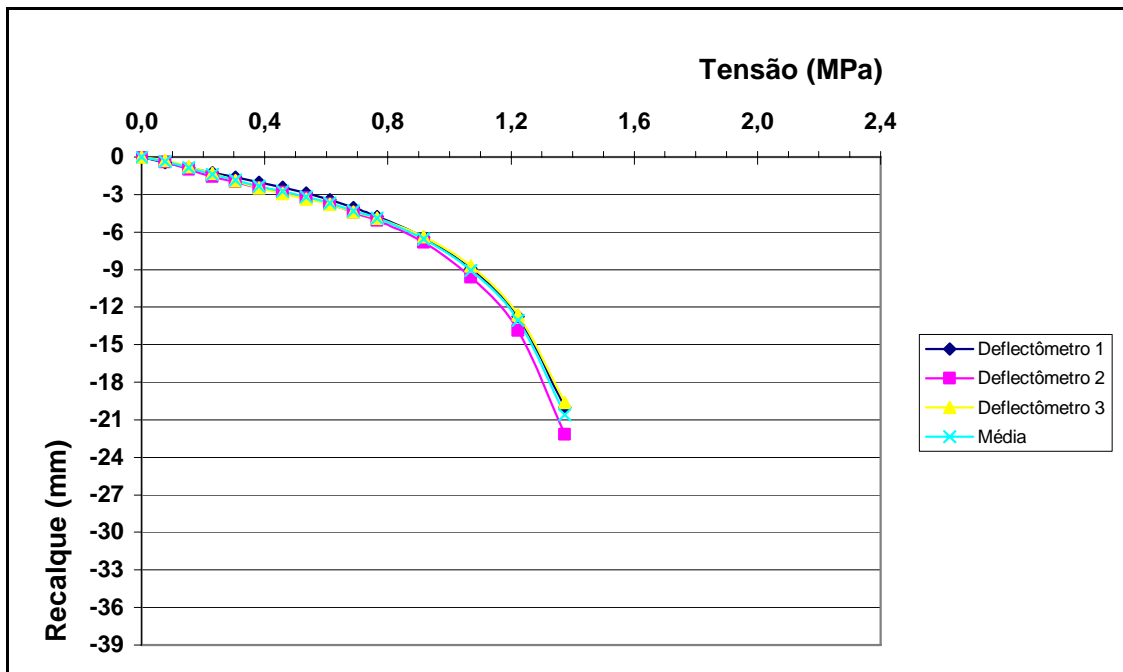


Figura 6. 7 – Comportamento dos defletores para o Ensaio E7 (50)

6.3 Ensaio de placa – modo de ruptura

As Figuras 6.8 e 6.9 mostram o solo depois de descarregado com a placa já removida para os ensaios E1 (15) e E3 (15), respectivamente. O solo apresentou nos dois ensaios algumas fissuras do tipo radiais e com carga bem definida, observando-se que as placas experimentaram um significativo afundamento no solo, cisalhando-o rente às suas bordas, caracterizando uma ruptura por punção.

As Figuras 6.10 e 6.11 mostram o afundamento da placa de 30 cm de diâmetro nos ensaios E4 (30) e E5 (30). O ensaio E4 (30) apresentou algumas fissuras radiais, mas menos pronunciadas que as placas de 15 cm de diâmetro, já, o ensaio E5 (30) apresentou menos fissuras ainda que o ensaio E4 (30). Os ensaios com placa de 30 cm de diâmetro, E4 (30) e E5 (30), tiveram um comportamento típico de ruptura por punção, nos quais se observou o afundamento da placa no solo, cisalhando-o rente às bordas.

As Figuras 6.12 a 6.14 mostram o comportamento dos ensaios E2 (50), E6 (50) e E7 (50). O ensaio E2 (50) foi interrompido prematuramente, devido à instabilidade do sistema de transmissão de cargas, não chegando a deformações maiores que 4 mm. Já, para os ensaios E6 (50) e E7 (50), foram medidas deformações maiores que 30 mm que causaram um afundamento da placa com o aparecimento de pequenas fissuras radiais em torno da placa,

mas de menor magnitude que o ocorrido nas placas de 15 cm. O comportamento observado caracterizou uma ruptura por puncionamento, igual aos ensaios de placa de diâmetro 15 e 30 cm de diâmetro, onde se observou o afundamento da placa com o mínimo movimento do solo da superfície.



Figura 6. 8 – Fase final do ensaio E1 (15)



Figura 6. 9 – Fase final do ensaio E3 (15)



Figura 6. 10 – Fase final do ensaio E4 (30)



Figura 6. 11 – Fase final do ensaio E5 (30)



Figura 6. 12 – Fase final do ensaio E2 (50)



Figura 6. 13 – Fase final do ensaio E6 (50)



Figura 6. 14 – Fase final do ensaio E7 (50)

6.4 Comparação entre os ensaios

A Figura 6.15 mostra a comparação dos ensaios E1 (15) e E3 (15), ambas com o mesmo diâmetro de placa (15 cm) e assentes à mesma profundidade (aproximadamente 70 cm). Observa-se que, geometricamente, os ensaios geraram curvas semelhantes e, até uma tensão de 0,6 MPa, apresentam praticamente uma superposição. Observa-se, também, que o último incremento de carga gerou um recalque de 21,39 mm para o ensaio E1 (15) e de 20,33 mm para o ensaio E3 (15), ou seja, 71,3 e 67,8 % do recalque total, respectivamente.

Na Figura 6.16, encontram-se os gráficos dos ensaios E4 (30) e E5 (30), ambas ensaiadas com a placa de diâmetro igual a 30 cm e assentes à mesma profundidade (aproximadamente 70 cm). Pode-se observar a semelhança das curvas entre si e a sua superposição até uma tensão de 0,9 MPa. O último incremento de carga gerou um recalque de 10,44 mm para o ensaio E4 (30) e de 7,26 mm para o ensaio E5 (30), ou seja, 36,8 e 30,3% do recalque total, respectivamente.

Na Figura 6.17, encontra-se a comparação entre os ensaios E2 (50), E6 (50) e E7 (50), todas de diâmetro 50 cm e assentes à profundidade de aproximadamente 70 cm. Pode-se observar a semelhança geométrica dos três ensaios (sendo que o E2 (50) foi interrompido prematuramente). A sobreposição das curvas se deu até a tensão de 1,1 MPa, mas é

importante ressaltar que existem deformações um pouco mais acentuadas na curva do ensaio E7 (50) para tensões na faixa de 0,1 a 0,9 MPa. Para os ensaios E6 (50) e E7 (50), que foram levados até maiores deformações, observou-se que o último incremento gerou recalques 13,48 mm para o ensaio E6 (50) e de 11,47 mm para o ensaio E7 (50), ou seja, 36,8 e 35,8 % do recalque total, respectivamente.

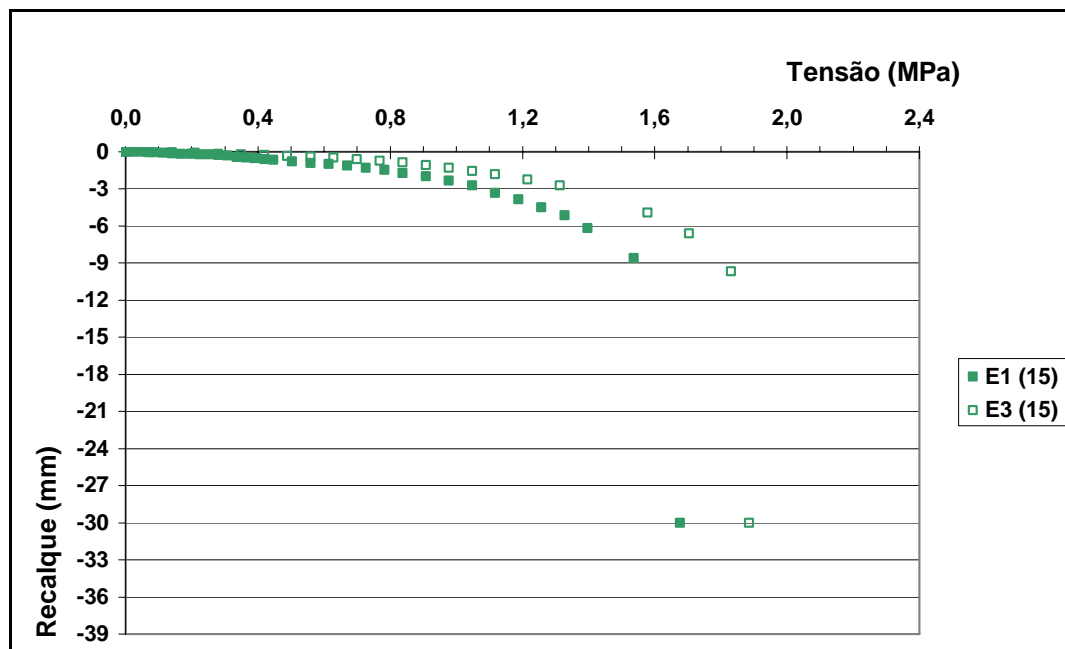


Figura 6. 15 – Comparação entre os ensaios E1 (15) e E3 (15)

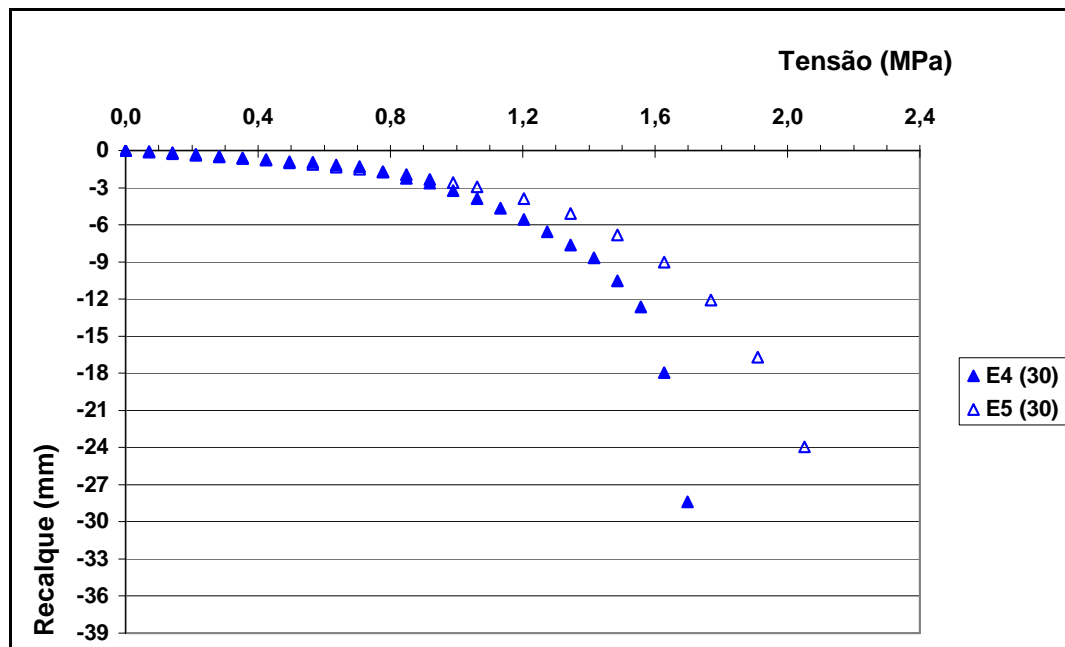


Figura 6. 16 – Comparação entre os ensaios E4 (30) e E5 (30)

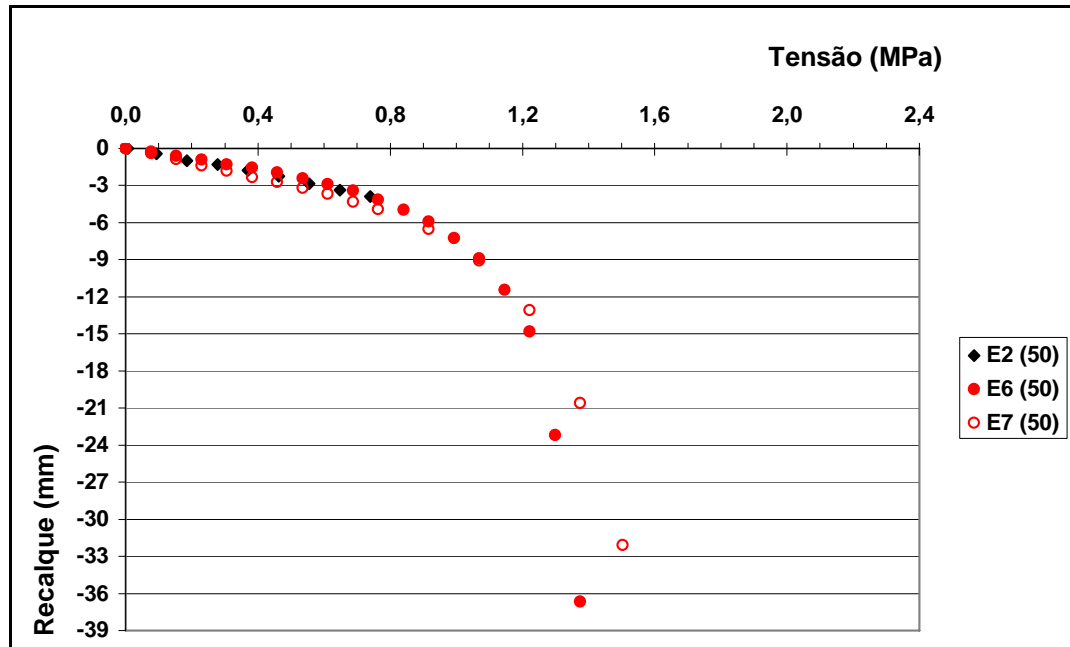


Figura 6. 17 – Comparação entre os ensaios E2 (50), E6 (50) e E7 (50)

A Figura 6.18 apresenta uma comparação entre todos os gráficos gerados pelos ensaios de placa realizados no CEEG/UFSM. Plotou-se as curvas em função da tensão em MPa para que os resultados pudessem ser comparados entre si, visto que, se fossem plotados em função da carga em kN, essa comparação não seria possível, pois placas de maior diâmetro suportam cargas maiores.

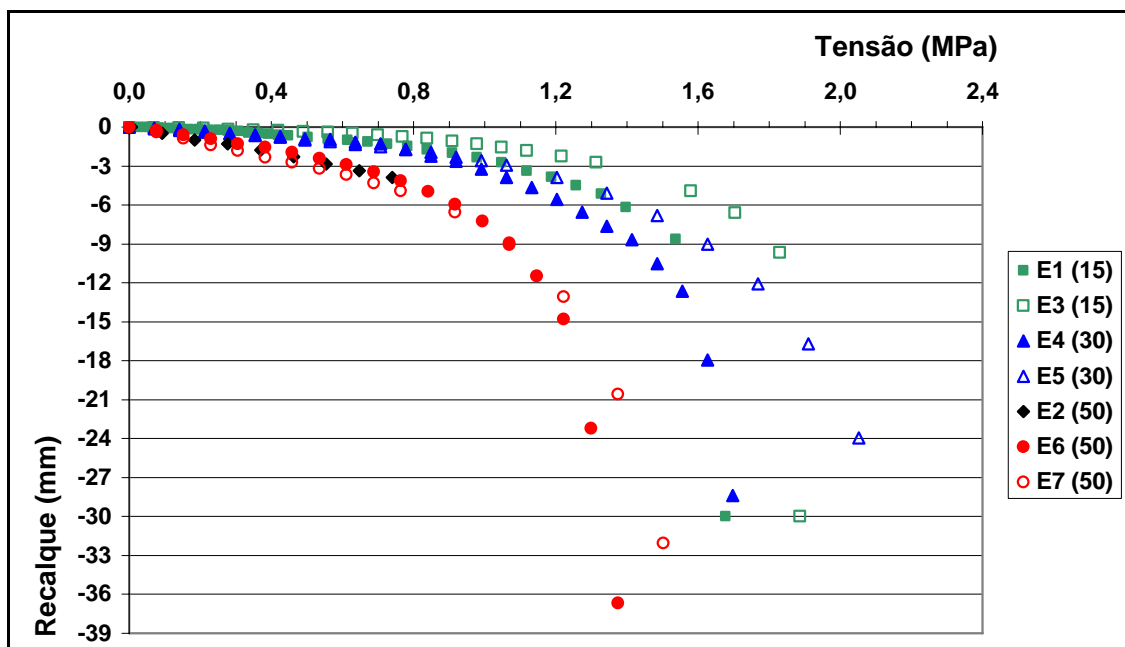


Figura 6. 18 – Comparação entre todos os ensaios

Partindo-se do gráfico apresentado na Figura 6.18, gerou-se o gráfico da Figura 6.19, que faz uma comparação entre os sete ensaios realizados no CEEG/UFSM através de curvas médias, curvas estas geradas a partir de uma interpolação visual em um programa de edição de imagens.

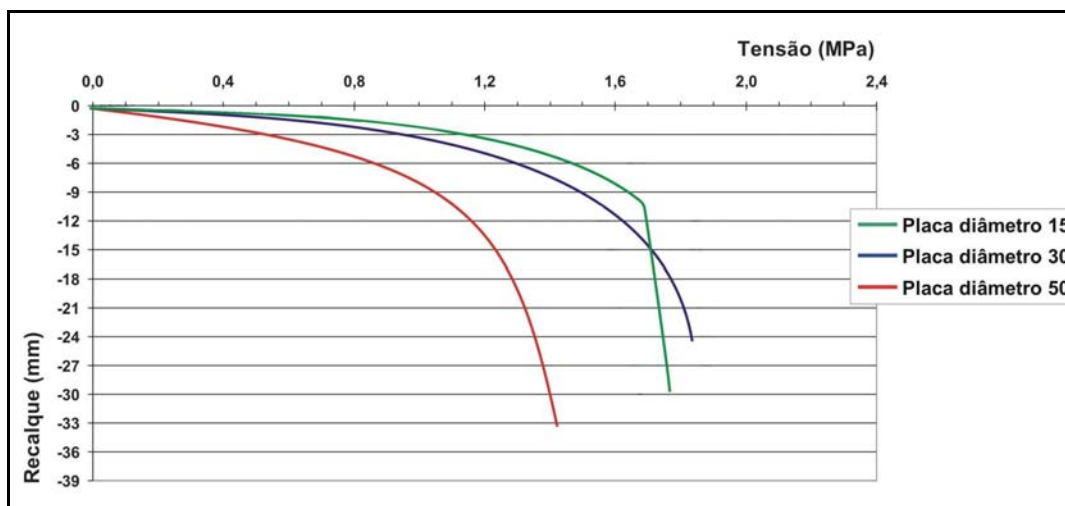


Figura 6. 19 – Comparação entre os ensaios através de curvas médias

A partir dos gráficos apresentados nas Figuras 6.18 e 6.19, pode-se fazer as seguintes afirmações.

Os ensaios com placa de 15 cm de diâmetro apresentaram, no último incremento de carga, um aumento indefinido de deformação. Tal fato se traduziu num traçado quase vertical no trecho final da curva, pode-se verificar o ocorrido nas Figuras 6.15, 6.18 e 6.19, onde, o último incremento de carga gerou um recalque de aproximadamente 20 mm.

Na Figura 6.18, pode-se observar que os ensaios E1 (15) e E5 (30) tiveram um comportamento bastante interessante. Os gráficos praticamente se sobrepõem até tensões da ordem de 1,55 MPa, embora tenham sido executados com placas de diâmetros diferentes.

Observa-se, facilmente, nas Figuras 6.18 e 6.19, que os ensaios com placa de 50 cm de diâmetro, ensaios E6 (50) e E7 (50), atingiram tensões menores que os demais ensaios (os com placas de 15 e 30 cm de diâmetro).

Fazendo essa comparação entre as placas de 15 e 30 cm de diâmetro, esse comportamento não foi tão perceptível, visto que o ensaio E1 (15) e E4 (30) alcançaram tensões de 1,68 e 1,70 MPa, respectivamente, embora a relação entre a área das duas placas seja da ordem 4.

Com relação aos recalques, observa-se claramente que os ensaios com placa de 50 cm, para um mesmo nível de tensão e a uma mesma profundidade, resultaram em recalques mais

pronunciados do que para os outros ensaios (Figura 6.18 e 6.19). Segundo Cintra et al. (2003), tal comportamento realmente é observado para solos puramente coesivos (item 2.3.5.4).

Nos ensaios com placas de 15 e 30 cm de diâmetro, esta observação não ficou facilmente caracterizada.

6.5 Definição da carga de ruptura

Os sete ensaios de placa foram conduzidos até apresentarem um recalque total variando entre 24 a 37 mm, com exceção do ensaio E2 (50), que foi interrompido prematuramente. Apenas os ensaios com placa de 15 cm de diâmetro, E1 (15) e E3 (15), caracterizaram melhor a ruptura, ou seja, chegou-se ao ponto em que, para um determinado nível de tensão, corresponderia a um aumento indefinido de deformação. Situação que não foi detectada nos demais ensaios (placas de 30 e 50 cm de diâmetro).

Como as normas NBR 6489/84 (Prova de carga direta sobre terreno de fundação) e a NBR 6122/96 (Projeto e execução de fundações) não estabelecem nenhum critério para caracterizar a carga última do solo, buscou-se definir a carga de ruptura através da aplicação de critérios já consagrados pela bibliografia.

Tomando como base os trabalhos dos seguintes pesquisadores: Cudmani (1994), Sales (1998), Vendruscolo (1996), Dalla Rosa e Thomé (2004) e Mello Júnior (2002), adotou-se para esta dissertação os seguintes critérios:

1. Limitar o recalque máximo a $d/30$;
2. Ponto de interseção das tangentes dos trechos inicial e final da curva carga-recalque;
3. Postulado de Van der Veen (1953);
4. Método da Rigidez (Décourt, 1996).

Inicialmente, foi aplicado, também, o método do ponto de inflexão da curva \log (Carga) x \log (Recalque), mas tal método foi desconsiderado deste estudo por ter apresentado resultados bastante distoantes dos demais critérios.

A Tabela 6.1 apresenta um resumo da aplicação dos quatro critérios para a definição da tensão de ruptura para cada um dos ensaios. As Figuras 6.20 e 6.21 apresentam graficamente o comportamento gerado pela aplicação dos diferentes critérios.

Tabela 6. 1 – Resultados da aplicação dos critérios de ruptura

Critérios	Tensão de ruptura (MPa)					
	E1 (15)	E3 (15)	E4 (30)	E5 (30)	E6 (50)	E7 (50)
1 - d/30	1,30	1,58	1,45	1,67	1,24	1,31
2 - Int. das tangentes.	1,50	1,81	1,47	1,55	1,15	1,16
3 - Van der Veen	1,68	1,89	1,70	2,11	1,38	1,55
4 - Rigidez	1,82	2,05	1,92	2,41	1,53	1,79
Tensão de ruptura média	1,58	1,83	1,64	1,94	1,33	1,45

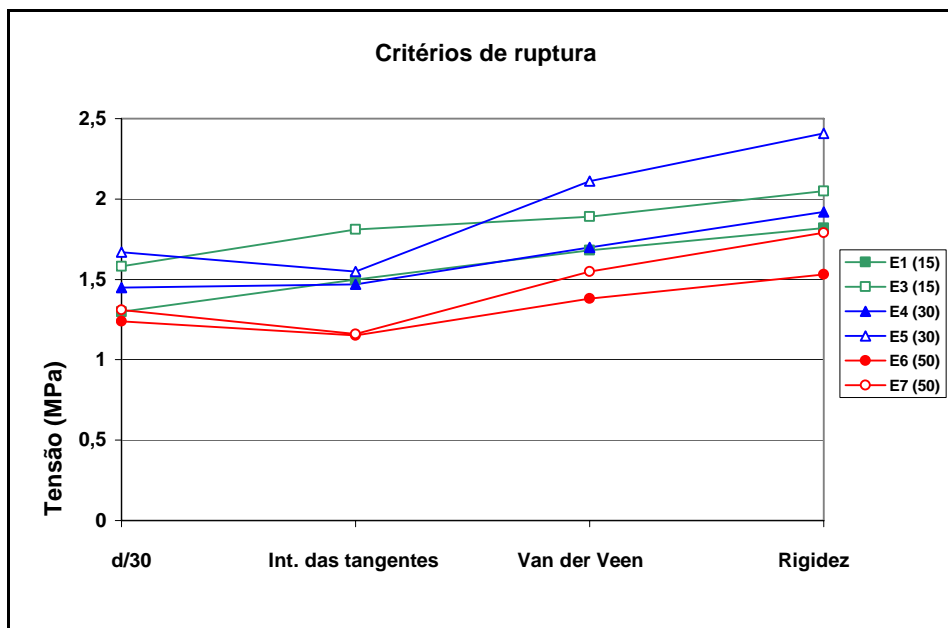


Figura 6. 20 – Aplicação dos quatro critérios de ruptura

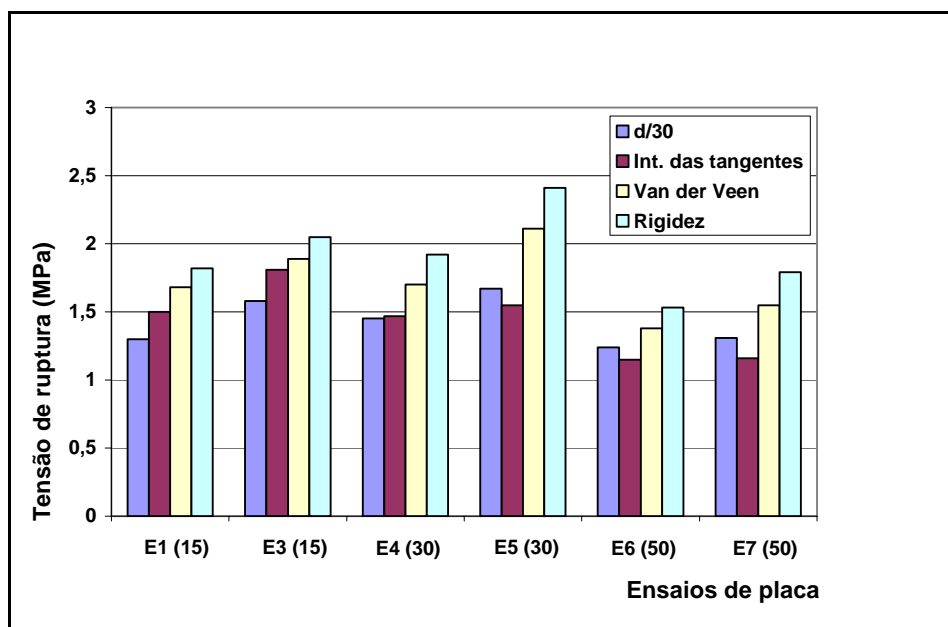


Figura 6. 21 – Resultados da aplicação dos quatro critérios de ruptura

A partir da Tabela 6.1 e das Figuras 6.20 e 6.21, pode-se concluir que a aplicação de diferentes critérios de ruptura conduzem a valores diferentes para a tensão de ruptura. Observou-se, também, que na aplicação dos quatro métodos para os seis ensaios⁷ a tensão de ruptura máxima e mínima foram de 1,15 e 2,41 MPa, respectivamente.

Quanto à adequabilidade da aplicação dos critérios, percebeu-se que os critérios d/30 e Interseção das tangentes apresentaram valores menores para a tensão de ruptura, ou seja, valores mais conservadores, enquanto que o critério da Rigidez apresentou os valores maiores para todos os ensaios, ou seja, mais arrojados.

Quanto à dispersão gerada pela aplicação dos métodos, o que se demonstrou mais adequado, ou seja, o que apresentou menores dispersões, foi o critério d/30. Já, o critério da Rigidez foi o que conduziu a valores mais dispersos para a tensão de ruptura.

Na Figura 6.20, pode-se observar que, com relação a todos os critérios de ruptura, o ensaio E4 (30) foi o que teve um comportamento mais próximo da média para cada critério.

6.6 Considerações sobre o efeito escala

Neste item, buscou-se avaliar o efeito escala com base nas curvas tensão-recalque. Alguns autores adimensionalizam apenas o recalque, dividindo-o pelo diâmetro da placa (recalque relativo) e outros se baseiam na adimensionalização tanto dos recalques (recalque relativo) quanto a adimensionalização das tensões. Nesta dissertação, buscou-se contemplar ambos os casos.

Nas Figuras 6.22 a 6.24, encontram-se gráficos de comparação entre os sete ensaios realizados no CEEG/UFSM similares aos apresentados na Figura 6.18, tendo como diferença o fato de que foram plotadas:

- Na Figura 6.22, a tensão versus recalque relativo (recalque dividido pelo diâmetro da placa).
- Na Figura 6.23, a tensão normalizada⁸ versus recalque relativo.
- Na Figura 6.24, encontra-se plotada a tensão normalizada⁹ versus recalque relativo.

⁷ Considerou-se o total de seis ensaios pois o ensaio E2 (50) não foi contemplado pela Tabela 6.1 e pelas Figuras 6.20 e 6.21 devido à sua interrupção prematura originada na instabilidade do sistema de transmissão de carga.

⁸ Normalizou-se a tensão, para a Figura 6.23, dividindo-se a tensão pela tensão de ruptura média apresentada na Tabela 6.1, para cada ensaio. Para o ensaio E2 (50), que não está contemplado na Tabela 6.1, utilizou-se a média entre a tensão de ruptura média do ensaio E6 (50) e E7(50).

⁹ Neste caso, Figura 6.24, normalizou-se a tensão dividindo-se a tensão pela tensão última aplicada em cada ensaio de campo. Para o ensaio E2 (50), como foi interrompido prematuramente, fez-se a média entre os ensaios E6 (50) e E7 (50).

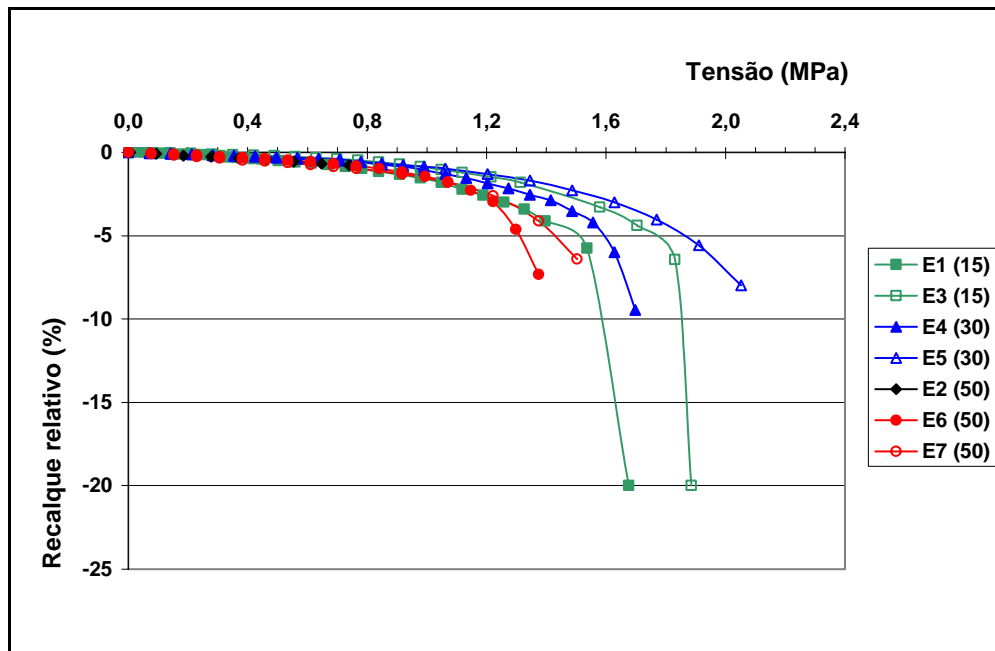


Figura 6. 22 – Curvas tensão x Recalque relativo

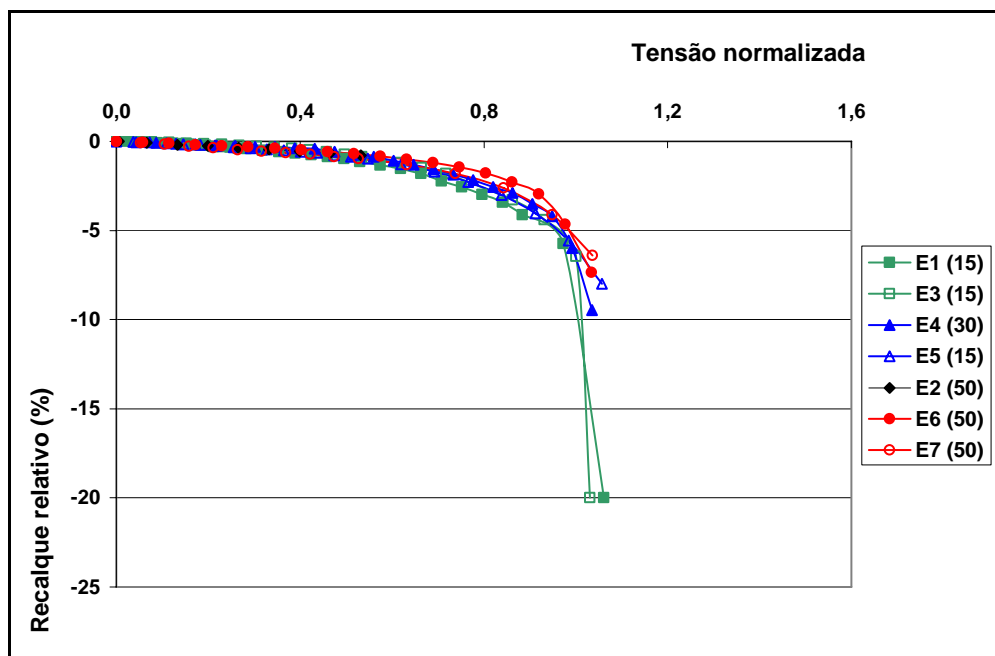


Figura 6. 23 – Curvas tensão normalizada x Recalque relativo

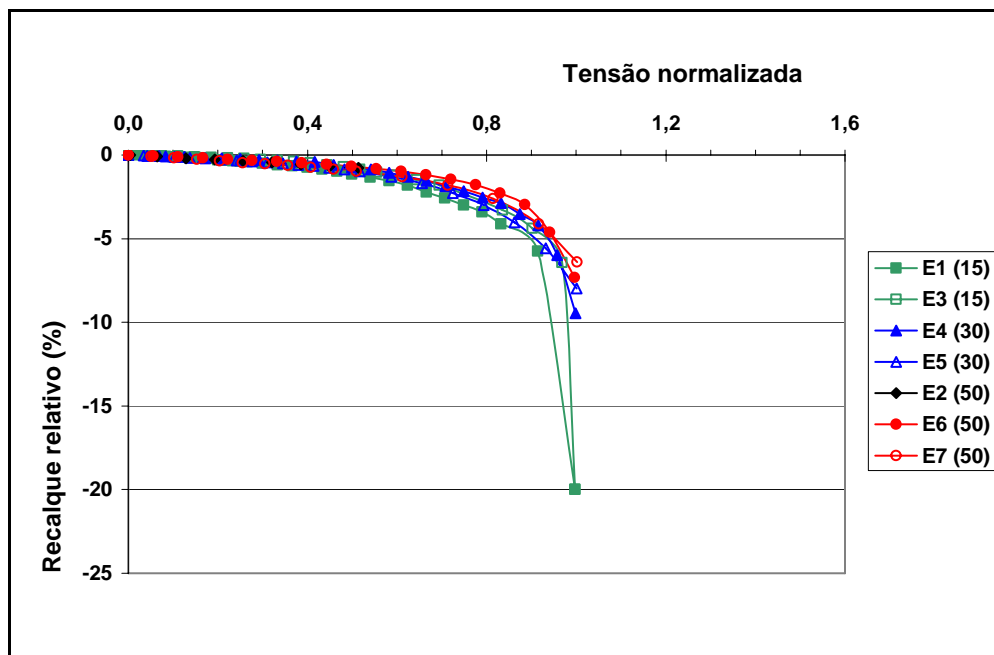


Figura 6. 24 – Curvas tensão normalizada x Recalque relativo

Partindo-se da Figura 6.22, pode-se observar que as curvas dos ensaios tornaram-se únicas até tensões da ordem de 0,9 MPa, havendo pequenas dispersões, ou seja, se os ensaios tivessem sido conduzidos apenas até tensões dessa ordem de grandeza não teria ocorrido o efeito escala. A partir das tensões de 0,9 MPa, ocorreu uma dispersão maior das curvas, o que se traduz na ocorrência do efeito escala para essas tensões.

Quanto às Figuras 6.23 e 6.24, percebe-se que a adimensionalização das tensões (através da tensão de ruptura média da Tabela 6.1 e através da tensão última aplicada em cada ensaio) fez com que as curvas passassem a convergir de forma mais acentuada para tensões maiores que 0,9 MPa, caracterizando a eliminação do efeito escala.

6.7 Considerações relativas à velocidade de carregamento

Optou-se, nesta dissertação, fazer os ensaios com diferentes velocidades de carregamento para observar o seu comportamento frente a esta condição.

De acordo com Milititsky (1991), a velocidade de carregamento afeta a capacidade de carga, visto que as fundações reais são submetidas a carregamentos de longa duração, enquanto nos ensaios de placa se alcança a ruptura em poucas horas. De uma maneira geral, altas velocidades de carregamento implicam no aumento da capacidade de carga e da rigidez. Já, velocidades baixas resultam em redução da capacidade de carga e da rigidez.

Partindo das Tabelas 5.3 a 5.9 do Capítulo 5, pode-se extrair os seguintes dados para os sete ensaios de placa¹⁰:

Para as placas de 15 cm de diâmetro:

- Ensaio E1 (15) foram aplicados 16 incrementos de 0,494 kN, 7 incrementos de 0,988 kN, 8 incrementos de 1,235 kN e 2 incremento de 2,469 kN. Perfazendo um total de 33 incrementos.
- Ensaio E3 (15) foram aplicados 16 incrementos de 1,234 kN, 2 incrementos de 1,728 kN, 1 incremento de 4,691 kN, 2 incremento de 2,222 kN e 1 incremento de 0,987 kN. Num total de 21 incrementos.

Para as placas de 30 cm de diâmetro:

- Ensaio E4 (30) foram aplicados 24 incrementos de 5 kN.
- Ensaio E5 (30) foram aplicados 15 incrementos de 5 kN e 7 incrementos de 10 kN. Num total de 22 incrementos.

Para as placas de 50 cm de diâmetros:

- Ensaio E6 (50) foram aplicados 18 incrementos de 15 kN.
- Ensaio E7 (50) foram aplicados 10 incrementos de 15 kN, 4 incrementos de 30 kN e 1 incremento de 25 kN. Num total de 15 incrementos.

Observa-se que, para cada conjunto de ensaios com o mesmo diâmetro, aplicou-se no segundo ensaio¹¹, um número menor de incrementos com o aumento na sua magnitude, caracterizando dessa forma um aumento da velocidade de ensaio.

Partindo dos valores de tensão de ruptura média apresentados na Tabela 6.1, pode-se observar que a capacidade de carga sofreu um aumento significativo ao se aumentar a velocidade de carregamento, concordando com a afirmação de Milititsky (1991). Ou seja, para os ensaios com placa de 15 cm de diâmetro, a capacidade de carga aumentou 15,82 %. Para os ensaios com placa de 30 cm de diâmetro, o aumento da capacidade de carga foi de 18,29 %. Para os ensaios com placa de 50 cm de diâmetro, esse aumento foi de 9,02 %.

6.8 Estudo de recalques

Este item tem por objetivo fazer um estudo de recalques baseado na revisão bibliográfica (2.3.5.3), fazendo uma previsão de recalques para uma sapata circular de diâmetro de 1,5 m. Foi feito, também, um estudo comparando os resultados obtidos pela

¹⁰ Não foi considerado o ensaio E2 (50) nesta análise porque este foi encerrado prematuramente.

¹¹ Entende-se por segundo ensaio os ensaios E3 (15), E5 (30) e E7 (50).

previsão de recalques das placas de 30 e 50 cm, tomando-se como base o ensaio da placa de 15 cm de diâmetro com os resultados obtidos pelos ensaios de campo.

6.8.1 Previsão de recalques para uma sapata circular de 1,5 m de diâmetro

Partindo das Figuras 5.2, 5.4, 5.6, 5.8, 5.10, 5.12 e 5.14, pode-se extrair valores para o recalque para uma tensão de 0,3 MPa¹² (Tabela 6.2).

Tabela 6.2 – Estudo de recalques

	E1 (15)	E3 (15)	E4 (30)	E5 (30)	E2 (50)	E6 (50)	E7 (50)
Recalque (mm)	0,4	0,2	0,5	0,5	1,4	1,2	1,7
Média do recalque por placa (mm)	0,3		0,5		1,43		

Ao se aplicar na equação 2.16 ($\rho_s = \rho_p \frac{B_s}{B_p}$) os dados relativos à:

- Placa de 50 cm ($B_p = 50$ cm, e $\rho_p = 1,43$ mm) obtém-se a previsão de um recalque de 4,29 mm para uma sapata de 1,5 m de diâmetro.
- Placa de 30 cm ($B_p = 30$ cm, e $\rho_p = 0,5$ mm) obtém-se a previsão de um recalque de 2,5 mm para uma sapata de 1,5 m de diâmetro.
- Placa de 15 cm ($B_p = 15$ cm e $\rho_p = 0,3$ mm) obtém-se a previsão de um recalque de 3 mm para uma sapata de 1,5 m de diâmetro.

Com base nos cálculos, partindo de placas de diferentes diâmetros, obtém-se uma média de 3,26 mm para uma sapata de 1,5 m de diâmetro. Observa-se dessa forma, que o resultado obtido condiz com o que foi descrito por Cintra et al. (2003) no item 2.3.5.4, Efeito da dimensão, que diz que os recalques são proporcionais à dimensão, ou seja, ao aumentar a dimensão, aumenta também os recalques.

6.8.2 Previsão de recalques para as placas de 30 e 50 cm de diâmetro

Tomando-se como base os resultados da placa de 15 cm ($B_p = 15$ cm e $\rho_p = 0,3$ mm) e aplicando a equação 2.16, pode-se fazer um estudo de previsão do recalque da placa de 30 cm

¹² Utiliza-se a tensão de 0,3 MPa como base para esse estudo pois este valor está abaixo da tensão de pré-adensamento (0,465 MPa) obtida por Emmer (2004) .

e da placa de 50 cm e compará-los com os valores médios de recalques descritos na Tabela 6.2.

- Placa de 30 cm ($B_p = 30$ cm, e $\rho_p = 0,5$ mm) obtém-se a previsão de um recalque de 0,6 mm para uma placa de 30 cm de diâmetro.
- Placa de 50 cm ($B_p = 50$ cm, e $\rho_p = 1,43$ mm) obtém-se a previsão de um recalque de 1 mm para uma placa de 50 cm de diâmetro.

Observa-se, partindo da Tabela 6.2, que o resultado obtido pelos ensaios de placa de 30 cm de diâmetro resultaram num recalque de 0,5 mm, enquanto que a previsão de recalque foi de 0,6 mm. A previsão de recalques superestimou os recalques em 20 %.

Para o caso da placa de 50 cm de diâmetro, se obteve dos ensaios de placa um recalque médio de 1,43 mm, enquanto a previsão de recalques resultou em 1 mm. A previsão subestimou o recalque em 30%.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

7.1 Conclusões

Este capítulo apresenta as principais conclusões a que se chegou neste trabalho, envolvendo os sete ensaios de placa e os ensaios de laboratório, bem como sugestões para futuros trabalhos.

7.1.1 Quanto aos ensaios de caracterização geotécnica

Os ensaios de caracterização geotécnica, realizados com as amostras obtidas através da sondagem ST-1, e obtidas na coleta de amostras do fundo das trincheiras, ao final de cada ensaio de placa, apresentaram-se compatíveis aos obtidos por Emmer (2004) e Nienov (2006) com alguma pequena dispersão.

7.1.2 Quanto ao comportamento dos deflectômetros

Pôde-se observar que os gráficos gerados pelos ensaios com placa de 15 cm de diâmetro conduziram a uma menor dispersão das leituras dos deflectômetros. Já, os ensaios com placas de 30 e 50 cm de diâmetro apresentaram uma dispersão maior. Tal comportamento pode ter origem na maior distância entre os deflectômetros, onde um pequeno giro na placa implica em maiores variações nas leituras.

7.1.3 Quanto à caracterização visual do solo da região de ensaio na fase final

Para os ensaios com placas de 15 cm de diâmetro, o solo apresentou fissuras do tipo radiais e com carga bem definida. As placas experimentaram um significativo afundamento no solo, cisalhando-o rente às suas bordas, caracterizando uma ruptura por puncionamento.

Os ensaios com placas de 30 cm de diâmetro apresentaram algumas fissuras radiais, mas menos pronunciadas que as placas de 15 cm de diâmetro. Tiveram um comportamento típico de ruptura por punção, onde se observou o afundamento da placa no solo.

Os ensaios com placas de 50 cm de diâmetro apresentaram pequenas fissuras radiais em torno da placa (de menor magnitude que nos ensaios com placa de 15 cm de diâmetro). O comportamento observado caracterizou uma ruptura por punção, junto com o afundamento da placa e com pouco movimento do solo da superfície.

7.1.4 Quanto à comparação entre os resultados dos ensaios

Os ensaios com placa de 15 cm de diâmetro apresentaram, no último incremento de carga, um aumento contínuo de deformação. Tal fato se traduziu num traçado quase vertical no trecho final da curva.

Os ensaios E1 (15) e E5 (30) tiveram um comportamento bastante parecido. Os gráficos praticamente se sobrepõem até tensões da ordem de 1,55 MPa, embora tenham sido executados com placas de diâmetros diferentes.

Os ensaios com placa de 50 cm de diâmetro atingiram tensões menores que os ensaios com placa de 15 e 30 cm de diâmetro. Fazendo essa comparação entre as placas de 15 e 30 cm de diâmetro, esse comportamento não foi tão perceptível, visto que os ensaios E1 (15) e E4 (30) alcançaram tensões de 1,68 e 1,70 MPa, respectivamente, embora a relação entre a área das duas placas seja da ordem 4.

Com relação aos recalques, observa-se, claramente, que os ensaios com placa de 50 cm, para um mesmo nível de tensão e a uma mesma profundidade, resultaram em recalques mais pronunciados quando comparados aos outros ensaios (realizados com placas de 15 e 30 cm de diâmetro). Entre os ensaios com placas de 15 e 30 cm de diâmetro, esta observação não ficou facilmente caracterizada.

7.1.5 Quanto à definição da carga de ruptura

Os sete ensaios de placa foram conduzidos até apresentarem um recalque total variando entre 24 a 37 mm, com exceção do ensaio E2 (50), que foi interrompido prematuramente, devido à instabilidade do sistema de transmissão de cargas. Apenas os ensaios com placa de 15 cm de diâmetro caracterizaram melhor o momento de ruptura, ou seja, chegou-se ao ponto em que para um determinado nível de tensão corresponderia a um

aumento indefinido de deformação. Situação que não foi detectada nos demais ensaios (placas de 30 e 50 cm de diâmetro).

A aplicação de diferentes critérios de ruptura conduziu a valores diferentes para a tensão de ruptura. Observou-se, também, que na aplicação dos quatro métodos a tensão de ruptura máxima e mínima foram de 1,15 e 2,41 MPa, respectivamente.

Quanto à adequabilidade da aplicação dos critérios, percebeu-se que os critérios d/30 e interseção das tangentes apresentaram valores mais conservadores, enquanto que o critério da rigidez apresentou valores mais arrojados.

Quanto à dispersão gerada pela aplicação dos métodos, o que se demonstrou mais adequado, ou seja, o que apresentou menores dispersões foi o critério d/30. Já, o critério da rigidez foi o que conduziu a valores mais dispersos para a tensão de ruptura.

Com relação a todos os critérios de ruptura, o ensaio E4 (30) foi o que teve um comportamento mais próximo da média para cada critério.

7.1.6 Quanto ao efeito escala

Ao plotar um gráfico tensão versus recalque relativo, observou-se que as curvas tornaram-se únicas até tensões da ordem de 0,9 MPa, havendo pequenas dispersões, ou seja, se os ensaios tivessem sido conduzidos apenas até tensões dessa ordem de grandeza não teria ocorrido o efeito escala. A partir das tensões de 0,9 MPa, ocorreu uma dispersão maior das curvas, o que se traduz na ocorrência do efeito escala para essas tensões.

Quando se adimensionalizou as tensões, resultou que as curvas passaram a convergir de forma mais acentuada, inclusive para as tensões maiores que 0,9 MPa, caracterizando uma técnica de eliminação do efeito escala.

1.1.7 Quanto à velocidade de carregamento

Pôde-se observar que a capacidade de carga sofreu um aumento significativo ao se aumentar a velocidade de carregamento, concordando com a afirmação de Milititsky (1991). Ou seja, para os ensaios com placa de 15 cm de diâmetro a capacidade de carga aumentou 15,82 %. Para os ensaios com placa de 30 cm de diâmetro, o aumento da capacidade de carga foi de 18,29 %. Para os ensaios com placa de 50 cm de diâmetro, esse aumento foi de 9,02 %.

7.1.8 Quanto ao estudo de recalques

Para o caso de uma sapata circular de 1,5 m de diâmetro a uma tensão de 0,3 MPa, obteve-se, utilizando-se os ensaios de placa de 50 cm de diâmetro, um recalque previsto de 4,29 mm. Utilizando-se os ensaios com placas de 30 cm de diâmetro, um recalque de 2,5 mm. Utilizando-se os ensaios com placa de 15 cm, um recalque de 3,0 mm. Com base nos cálculos anteriores, obtém-se uma média de 3,26 mm de recalque para uma sapata de 1,5 m de diâmetro a uma tensão de 0,3 MPa.

Com relação à previsão de recalques para as placas de 30 e 50 cm de diâmetro, com base na placa de 15 cm, e a uma tensão de 0,3 MPa, observou-se que o resultado obtido pelos ensaios de placa de 30 cm de diâmetro resultaram num recalque de 0,5 mm, enquanto que a previsão de recalque foi de 0,6 mm. A previsão de recalques superestimou os recalques em 20 %. Para o caso da placa de 50 cm de diâmetro, obteve-se, dos ensaios de placa, um recalque médio de 1,43 mm, enquanto a previsão de recalques resultou em 1 mm. A previsão subestimou o recalque em 30%.

7.2 Sugestões para futuros trabalhos

Sugere-se os tópicos abaixo para complementar os estudos no CEEG/UFSM:

- Complementar a descrição geotécnica do local com investigações que não foram efetuadas, entre elas os ensaios laboratoriais de resistência ao cisalhamento em equipamento de compressão triaxial, permeabilidade e compactação, e, "in situ", sondagens de simples reconhecimento com aplicação de torque (SPT-T), sondagem de penetração do cone tipo CPT e ensaios pressiométricos e dilatométricos;
- Realizar ensaios de placa em diferentes profundidades;
- Realizar provas de carga em verdadeira grandeza, e à mesma profundidade para comparar com os ensaios já realizados;
- Fazer um estudo comparando os resultados experimentais com métodos teóricos ou empíricos para fundações superficiais;
- Estudar o comportamento de fundações superficiais submetidos à tração;
- Analisar provas de carga em fundação direta através da aplicação de métodos de elementos finitos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.

____. **NBR 6489**: prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984.

____. **NBR 7181**: solo - análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

____. **NBR 6459**: solo - determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

____. **NBR 7180**: solo - determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

____. **NBR 6508**: grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

____. **NBR 6457**: Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

AGNELLI, N; ALBIERO, J. H. Efeito da colapsividade no resultado de provas de carga diretas. In: X COBRAMSEF, 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: ABMS, 1994. v. 1, p. 167-174.

ALCÂNTARA, P. B. Avaliação da capacidade de carga de fundações rasas em solo argiloso através do ensaio pressiométrico e da prova de carga sobre placas. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 1998, Brasília. **Anais...** Brasília, 1998.

ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 1991.

BARATA, F. E. Ensaio de placa para fixação de taxa admissível de fundações diretas. In: III Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, 1966, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte, 1966, p. 1-37, Vol 1.

BARATA, F. E. **Propriedades mecânicas dos solos**: uma introdução ao projeto de fundações. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1984.

BUTLER, H. D; HOY, H. E. **Users manual for the Texas quick-load method for foundation load testing**. Federal Highway Administration. Office of development, Washington. 1977. 59 pp.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Vol 1. Rio de Janeiro: Livros técnicos e científicos S.A., 1978.

CHIN, F. K. **Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure**. Proc. 2nd. Southeast Asian Conf. On Soil Engineering, pp. 81-90. 1970.

CINTRA, J. C. A; ALBIERO, J. H. **Capacidade de carga e recalques de fundações diretas**. São Carlos: Polígrafo Escola de engenharia de São Carlos, 1998.

CINTRA, J. C. A; AOKI, N; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos: RiMa, 2003. 135. p.

COSTA, Y. D. J. **Estudo do comportamento de solo não saturado através de provas de carga em placa**. 1999. 138f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1999.

CUDMANI, R. O. **Estudo do comportamento de sapatas assentes em solos residuais parcialmente saturados através de ensaios de placa**. 1994. 150f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

CUDMANI, R. O; SCHNAID, F; CONSOLI, N. C. Comportamento sapatas assentes em um bloco estruturado através de ensaios de placa. In: X COBRAMSEF, 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: ABMS, 1994. v. 1, p. 127-134.

DALLA ROSA, F; THOMÉ, A. Obtenção das características de resistência e deformabilidade de um solo residual de basalto através de ensaios de placa. In: XXXI JORNADAS SUD-AMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 2004, Mendoza (Argentina).

DÉCOURT, L. A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. In: III SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1996. CD-ROM.

DÉCOURT, L. Fundações e interação solo-estrutura. In: X COBRANSEF, 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu, 1994, p. 179-206, Vol Pós-Congresso.

DÉCOURT, L; QUARESMA FILHO, A. R. Estabelecimento das curvas carga – recalque de fundações através de provas de carga em mini placa. In: III SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1996. CD-ROM.

EMMER, R. **Implantação do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM.** 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2004.

FELLENIUS, B. H. **Test loading of piles and new proof testing procedure.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, New York, ASCE, v. 101, n. 9, p. 855-869, 1975.

FELLENIUS, B. H. **The analysis of results from routine pile load tests.** Ground Engineering. p. 19-31. 1980.

FERREIRA, R. C; PERES, J. E. E; OGNEBENE, W. A determinação da capacidade de carga em solos porosos através da resistência à penetração do cone (CPT), para projeto de fundações rasas. In: VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1986, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABMS, 1986, v. VI, p. 201-212.

GONÇALVES, S. F. **Estudo do comportamento de estacas metálicas em diferentes profundidades, através de ensaios de compressão estática.** 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007. (previsão de defesa).

GOULART, M. R. M; KOPPE, J. C; ZINGANO, A. C; COSTA, J. F. C. L; GOULART, K. C. C; MÁNTARAS, F. M. Análise numérica do comportamento de fundações superficiais do tipo sapata. In: XIII COBRAMSEG, 2006, Curitiba. **Anais...** Curitiba, 2006.

GOUVÊA, M. A. de S. Prova de carga em verdadeira grandeza de fundação rasa – montagem e execução. In: V CONGRESSO DE ENGENHARIA CIVIL, 2002, Juiz de Fora.

LAMBE, T. W; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics, SI Version.** Cidade: editora, 1979.

LANCELLOTTA, R. **Geotechnical Engineering.** AA. BALKEMA/ ROTTERDAM/ BROOKFIELD: 1995.

LOPES, G. S; ROCHA, E. M. da; MINETTE, E; AZEVEDO, R. F. de. Análise, em termos de capacidade de carga, em uma prova de carga direta em verdadeira grandeza em solo residual de gnaíse. In: XI COBRANSEG, 1998, Brasília. **Anais...** Brasília: ABMS, 1998.

MACIEL FILHO, C. L. et al. **Mapa geológico da folha de Camobi**. Texto Explicativo. Santa Maria: Imprensa Universitária/UFSM, 1988. mapa n. 1, 10p.

MASSAD, F. **Notes on the interpretation of failure load from routine pile loads tests**. Solos e Rochas, v. 9, n. 1, p. 33-36. 1986.

MELLO JÚNIOR, J. de O. **Estudo da capacidade de carga quanto à ruptura de fundações superficiais em um solo não saturado**. 2002. 198f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória, 2002.

MELLO, V. F. B. de; TEIXEIRA, A. H. **Fundações e obras de terra**. São Carlos: Serviço de publicações e encadernação da Escola de Engenharia de São Carlos, 1968.

MILITITSKY, J. Provas de carga estáticas. In: SEFE II, 1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF/ABMS, 1991. p. 203-228.

MILITITSKY, J; SOARES, J. M. D. **Provas de carga estáticas em estacas**. Porto Alegre: Polígrafo Pós-Graduação em Engenharia Civil, 1992.

MIOZZO, L. G. **Estudo do comportamento de sapatas de concreto armado assentes sobre solo sedimentar da região de Santa Maria**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.

NIENOV, F. A. **Comportamento à Compressão de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro em Solo Sedimentar na Região de Santa Maria**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2006.

NIYAMA, S; AOKI, N; CHAMECKI, P. R. Verificação de desempenho. In: **Fundações: Teoria e prática**. São Paulo: Pini/ABMS/ABEF, 1998. cap. 20, p. 723-751.

PINHEIRO, R. J. B; SOARES, J. M. D; EMMER, R; NIENOV, F. A. **Campo Experimental de Engenharia Geotécnica na Região Central do Rio Grande do Sul**. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2006, Curitiba. **Anais...** Curitiba, 2006, p. 763-768, Vol II.

PINTO, C. de S. Propriedades dos solos. In: **Fundações: Teoria e prática**. São Paulo: Pini/ABMS/ABEF, 1998. cap. 2, p. 51-118.

QUARESMA, A. R; DÉCOURT, L; QUARESMA FILHO, A. R; ALMEIDA, M. de S. S; DANZIGER, F. Investigações geotécnicas. In: **Fundações: Teoria e prática**. São Paulo: Pini/ABMS/ABEF, 1998. cap. 3, p. 119-162.

RUVER, C. A; CONSOLI, N. C. Comportamento de fundações diretas em solos residuais. In: GEOSUL, 2004, Curitiba. **Anais...** Curitiba, 2004.

SALES, L. F. P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados**. 1998. 129f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1998.

TEIXEIRA, A. H. Fundações rasas. In: III Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos, 1966, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte, 1966, p. 73-89, Vol II.

TEIXEIRA, A. H; GODOY, N. S. de. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: **Fundações: Teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini/ABMS/ABEF, 1998. cap. 7, p. 227-264.

TERZAGHI, K; PECK, R. B. **Mecânica dos solos na prática da engenharia**. Rio de Janeiro: Livro técnico S. A., 1962.

THOMÉ, A; CONSOLI, N. C; PRIETTO, P. D. M. Previsão do comportamento de fundações superficiais apoiadas em sistema de dupla camada. In: XII COBRAMSEG, 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2002 p. 1447-1457.

VAN DER VEEN, C. **The bearing capacity of a pile**. Proc. 3rd. ICSMFE, Zurich, vol. 2, pp. 84-90. 1953.

VELLOSO, D. A; LOPES, F. R. **Fundações**. Vol 1. Rio de Janeiro: COPPE, 1996.

VELLOSO, D. A; LOPES, F. R. **Fundações**. Vol 2. Rio de Janeiro: COPPE, 2002.

VELLOSO, D. A; SANTA MARIA, P. E. L. de; LOPES, F. de R. Princípios e modelos básicos de análise. In: **Fundações: Teoria e prática**. São Paulo: Pini/ABMS/ABEF, 1998. cap. 4, p. 163-196.

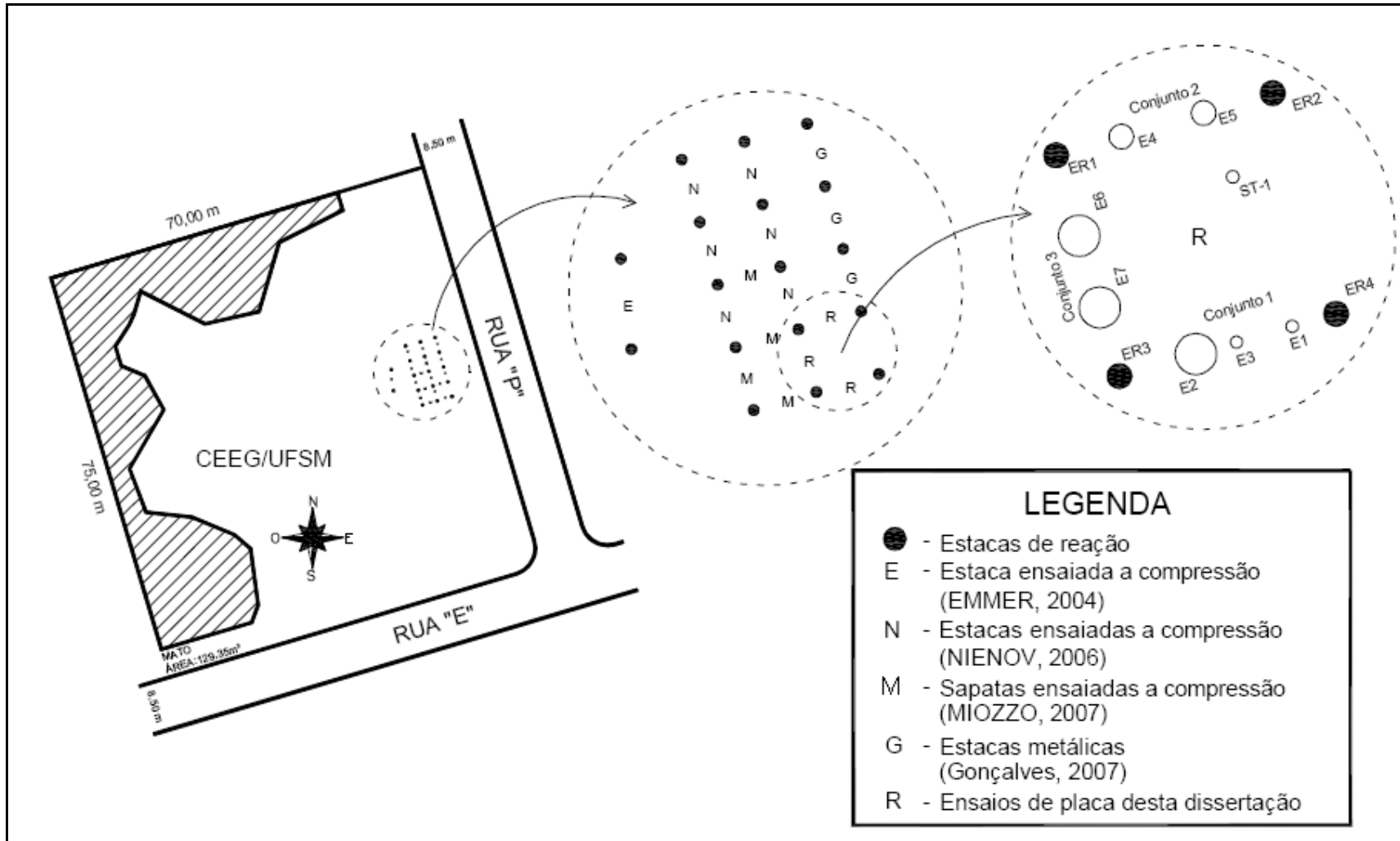
VELLOSO, P. P.; GRILLO, S de Q; PENEDO. Observações sobre a capacidade de carga e o módulo de deformação de solo por meio de provas de carga e ensaios de laboratório. In: 6º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1978, v. 1, p. 305-328.

VENDRUSCOLO, M. A. **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado.** 1996. 141f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1996.

VESIC, A. S. **Bearing capacity of shallow foundations.** In: WINTERKORN, H. F.; FANG, H. Y. (eds.) Foundation engineering handbook. New York: Ed. Van Nostrand Reinhold Co. Cap. 3, p.121-147. 1975.

VIANNA, A. P. F. **Influência da dimensão e da sucção matricial no comportamento de fundações superficiais assentes em solo arenoso não saturado.** 2005. 170f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2005.

Apêndice A – Localização dos ensaios



Apêndice B – Planilhas completas dos ensaios de placa

Tabela 1 – Planilha de campo do ensaio E1 (15)

Carga (kN)	Tensão (MPa)	Tempo (min)	R1 (10⁻²mm)	R2 (10⁻²mm)	R3 (10⁻²mm)	R_{Médio} (10⁻²mm)	Recalque (mm)
0,00	0,00	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
0,49	0,03	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
0,49	0,03	2	0,5	0,5	0,0	0,3	0,00
0,49	0,03	4	0,5	0,5	0,0	0,3	0,00
0,99	0,06	1	1,0	2,0	0,0	1,0	-0,01
0,99	0,06	2	1,0	2,0	0,5	1,2	-0,01
0,99	0,06	4	1,0	2,5	1,0	1,5	-0,02
0,99	0,06	8	1,0	2,5	1,0	1,5	-0,02
1,48	0,08	1	1,0	5,0	4,0	3,3	-0,03
1,48	0,08	2	1,0	5,5	4,5	3,7	-0,04
1,48	0,08	4	1,5	5,5	4,5	3,8	-0,04
1,98	0,11	1	5,0	11,0	9,0	8,3	-0,08
1,98	0,11	2	5,0	11,0	9,0	8,3	-0,08
1,98	0,11	4	5,0	11,0	9,0	8,3	-0,08
2,47	0,14	1	8,0	15,0	11,0	11,3	-0,11
2,47	0,14	2	8,0	15,0	11,0	11,3	-0,11
2,47	0,14	4	10,0	18,5	13,5	14,0	-0,14
2,47	0,14	8	10,0	19,0	14,0	14,3	-0,14
2,47	0,14	15	10,0	19,0	14,0	14,3	-0,14
2,96	0,17	1	11,5	21,0	14,0	15,5	-0,16
2,96	0,17	2	12,0	21,5	14,0	15,8	-0,16
2,96	0,17	4	12,0	21,5	14,0	15,8	-0,16
3,46	0,20	1	15,5	24,0	14,0	17,8	-0,18
3,46	0,20	2	16,0	24,0	14,0	18,0	-0,18
3,46	0,20	4	16,0	24,0	14,0	18,0	-0,18
3,95	0,22	1	19,0	27,0	14,0	20,0	-0,20
3,95	0,22	2	19,5	27,0	14,0	20,2	-0,20
3,95	0,22	4	20,0	27,0	14,0	20,3	-0,20
4,44	0,25	1	25,0	29,0	14,0	22,7	-0,23
4,44	0,25	2	25,0	29,0	14,0	22,7	-0,23
4,44	0,25	4	25,0	29,0	15,0	23,0	-0,23
4,94	0,28	1	27,0	30,5	17,0	24,8	-0,25
4,94	0,28	2	27,0	30,5	17,0	24,8	-0,25
4,94	0,28	4	31,0	34,0	18,0	27,7	-0,28
4,94	0,28	8	31,0	34,0	18,0	27,7	-0,28
5,43	0,31	1	34,0	37,5	21,5	31,0	-0,31
5,43	0,31	2	34,5	38,0	21,5	31,3	-0,31
5,43	0,31	4	34,5	38,5	21,5	31,5	-0,32
5,93	0,34	1	40,0	41,5	26,0	35,8	-0,36
5,93	0,34	2	40,0	42,0	26,0	36,0	-0,36
5,93	0,34	4	40,0	43,0	27,0	36,7	-0,37
5,93	0,34	8	40,0	44,0	28,0	37,3	-0,37
5,93	0,34	15	43,0	58,0	29,5	43,5	-0,44
5,93	0,34	30	46,0	58,0	31,0	45,0	-0,45
5,93	0,34	45	46,0	58,0	31,0	45,0	-0,45
6,42	0,36	1	48,0	61,0	33,0	47,3	-0,47
6,42	0,36	2	48,0	61,0	33,0	47,3	-0,47

6,42	0,36	4	48,0	61,5	33,0	47,5	-0,48
6,91	0,39	1	51,5	65,0	37,0	51,2	-0,51
6,91	0,39	2	52,0	65,5	37,0	51,5	-0,52
6,91	0,39	4	52,0	66,0	37,0	51,7	-0,52
7,41	0,42	1	56,0	70,5	40,0	55,5	-0,56
7,41	0,42	2	56,0	70,5	41,0	55,8	-0,56
7,41	0,42	4	57,0	71,5	42,0	56,8	-0,57
7,41	0,42	8	58,0	72,0	43,5	57,8	-0,58
7,41	0,42	15	58,5	72,5	44,0	58,3	-0,58
7,90	0,45	1	61,0	76,0	47,0	61,3	-0,61
7,90	0,45	2	61,5	76,0	47,0	61,5	-0,62
7,90	0,45	4	62,0	76,0	48,0	62,0	-0,62
7,90	0,45	8	62,5	76,5	49,0	62,7	-0,63
8,89	0,50	1	69,0	85,0	69,0	74,3	-0,74
8,89	0,50	2	70,0	86,0	71,0	75,7	-0,76
8,89	0,50	4	71,0	86,0	72,0	76,3	-0,76
8,89	0,50	8	71,0	87,0	73,0	77,0	-0,77
9,88	0,56	1	78,5	97,0	81,0	85,5	-0,86
9,88	0,56	2	78,5	97,5	82,0	86,0	-0,86
9,88	0,56	4	79,0	99,0	83,0	87,0	-0,87
9,88	0,56	8	82,0	100,0	84,0	88,7	-0,89
10,86	0,61	1	89,0	110,5	93,0	97,5	-0,98
10,86	0,61	2	90,0	111,0	94,0	98,3	-0,98
10,86	0,61	4	91,0	113,0	95,0	99,7	-1,00
10,86	0,61	8	91,5	113,0	95,0	99,8	-1,00
11,85	0,67	1	103,0	126,0	100,0	109,7	-1,10
11,85	0,67	2	104,0	127,0	100,0	110,3	-1,10
11,85	0,67	4	106,0	129,0	100,0	111,7	-1,12
11,85	0,67	8	106,0	129,0	100,0	111,7	-1,12
12,84	0,73	1	119,0	143,0	108,0	123,3	-1,23
12,84	0,73	2	119,5	143,0	108,0	123,5	-1,24
12,84	0,73	4	121,0	145,0	115,0	127,0	-1,27
12,84	0,73	8	122,0	146,0	115,0	127,7	-1,28
13,83	0,78	1	139,5	161,0	125,0	141,8	-1,42
13,83	0,78	2	139,5	162,5	126,0	142,7	-1,43
13,83	0,78	4	144,0	165,0	128,0	145,7	-1,46
13,83	0,78	8	144,0	166,0	129,0	146,3	-1,46
14,81	0,84	1	162,0	186,0	161,0	169,7	-1,70
14,81	0,84	2	163,0	186,0	161,0	170,0	-1,70
14,81	0,84	4	164,0	187,0	162,0	171,0	-1,71
14,81	0,84	8	164,0	188,0	162,0	171,3	-1,71
16,05	0,91	1	182,0	208,0	182,0	190,7	-1,91
16,05	0,91	2	184,0	211,0	183,0	192,7	-1,93
16,05	0,91	4	186,0	214,0	183,0	194,3	-1,94
16,05	0,91	8	189,0	217,0	183,0	196,3	-1,96
16,05	0,91	15	193,5	221,0	183,0	199,2	-1,99
17,28	0,98	1	214,5	246,0	209,0	223,2	-2,23
17,28	0,98	2	218,0	249,0	209,0	225,3	-2,25
17,28	0,98	4	221,0	251,5	209,0	227,2	-2,27
17,28	0,98	8	223,5	254,0	211,0	229,5	-2,30
17,28	0,98	15	226,0	256,0	213,0	231,7	-2,32
18,52	1,05	1	253,5	284,0	240,0	259,2	-2,59
18,52	1,05	2	254,0	286,5	243,0	261,2	-2,61

18,52	1,05	4	261,0	290,0	249,0	266,7	-2,67
18,52	1,05	8	265,0	293,0	250,5	269,5	-2,70
18,52	1,05	15	268,0	295,5	253,0	272,2	-2,72
19,75	1,12	1	296,0	330,0	296,5	307,5	-3,08
19,75	1,12	2	300,0	334,0	298,0	310,7	-3,11
19,75	1,12	4	304,0	337,5	298,0	313,2	-3,13
19,75	1,12	8	309,5	342,5	298,0	316,7	-3,17
19,75	1,12	15	317,0	350,0	304,5	323,8	-3,24
19,75	1,12	30	324,0	355,5	310,5	330,0	-3,30
19,75	1,12	45	329,0	361,0	313,5	334,5	-3,35
20,99	1,19	1	355,0	385,0	336,5	358,8	-3,59
20,99	1,19	2	358,5	388,5	339,0	362,0	-3,62
20,99	1,19	4	362,0	392,0	342,5	365,5	-3,66
20,99	1,19	8	365,0	397,0	347,0	369,7	-3,70
20,99	1,19	15	372,0	401,5	364,5	379,3	-3,79
20,99	1,19	30	379,0	410,5	365,0	384,8	-3,85
20,99	1,19	45	380,0	413,0	365,0	386,0	-3,86
22,22	1,26	1	407,5	444,0	400,0	417,2	-4,17
22,22	1,26	2	411,5	448,0	400,0	419,8	-4,20
22,22	1,26	4	419,0	455,0	402,0	425,3	-4,25
22,22	1,26	8	425,0	461,0	408,0	431,3	-4,31
22,22	1,26	15	434,5	469,0	415,0	439,5	-4,40
22,22	1,26	30	442,0	476,0	425,0	447,7	-4,48
23,45	1,33	1	474,0	508,0	461,0	481,0	-4,81
23,45	1,33	2	480,0	514,5	463,0	485,8	-4,86
23,45	1,33	4	484,0	521,0	481,0	495,3	-4,95
23,45	1,33	8	492,0	529,0	488,0	503,0	-5,03
23,45	1,33	15	498,0	536,0	493,0	509,0	-5,09
23,45	1,33	30	503,0	540,0	493,0	512,0	-5,12
24,69	1,40	1	549,0	581,0	529,0	553,0	-5,53
24,69	1,40	2	559,0	589,0	550,0	566,0	-5,66
24,69	1,40	4	568,0	598,5	550,0	572,2	-5,72
24,69	1,40	8	579,0	610,0	560,0	583,0	-5,83
24,69	1,40	15	584,5	620,0	583,0	595,8	-5,96
24,69	1,40	30	600,0	635,5	596,0	610,5	-6,11
24,69	1,40	45	607,5	643,5	605,0	618,7	-6,19
27,16	1,54	1	732,0	768,0	726,0	742,0	-7,42
27,16	1,54	2	760,0	785,0	742,0	762,3	-7,62
27,16	1,54	4	776,0	800,0	771,0	782,3	-7,82
27,16	1,54	8	791,0	819,0	789,5	799,8	-8,00
27,16	1,54	15	809,0	836,0	795,0	813,3	-8,13
27,16	1,54	30	830,0	860,0	815,0	835,0	-8,35
27,16	1,54	45	850,0	873,0	829,0	850,7	-8,51
27,16	1,54	60	859,0	884,0	840,0	861,0	-8,61
29,63	1,68	1	1065,0	1085,0	1065,0	1071,7	-10,72
29,63	1,68	2	1120,0	1148,0	1115,0	1127,7	-11,28
29,63	1,68	4	1260,0	1285,0	1273,0	1272,7	-12,73
29,63	1,68	8	3000,0	3000,0	3000,0	3000,0	-30,00

Tabela 2 – Planilha de campo do ensaio E2 (50)

Carga (kN)	Tensão (MPa)	Tempo (min)	R1 (10^{-2} mm)	R2 (10^{-2} mm)	R3 (10^{-2} mm)	R _{Médio} (10^{-2} mm)	Recalque (mm)
1,33	0,01	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
18,16	0,09	1	59,0	26,0	50,0	45,0	-0,45
18,16	0,09	2	59,0	26,0	50,0	45,0	-0,45
18,16	0,09	4	60,0	26,0	50,0	45,3	-0,45
36,31	0,18	1	110,0	56,5	105,0	90,5	-0,91
36,31	0,18	2	111,5	56,5	106,0	91,3	-0,91
36,31	0,18	4	114,5	57,0	107,0	92,8	-0,93
36,31	0,18	8	116,0	57,0	108,0	93,7	-0,94
36,31	0,18	15	118,0	57,0	110,0	95,0	-0,95
36,31	0,18	30	126,0	57,0	111,0	98,0	-0,98
36,31	0,18	45	126,0	63,0	115,0	101,3	-1,01
36,31	0,18	60	126,0	63,0	115,0	101,3	-1,01
54,47	0,28	1	174,0	65,0	145,0	128,0	-1,28
54,47	0,28	2	175,0	65,0	145,0	128,3	-1,28
54,47	0,28	4	175,0	65,0	145,0	128,3	-1,28
72,62	0,37	1	238,0	81,0	196,0	171,7	-1,72
72,62	0,37	2	243,0	89,0	197,0	176,3	-1,76
72,62	0,37	4	244,0	90,0	198,0	177,3	-1,77
90,78	0,46	1	304,0	131,0	240,0	225,0	-2,25
90,78	0,46	2	307,0	131,0	240,0	226,0	-2,26
90,78	0,46	4	309,0	131,0	240,0	226,7	-2,27
108,94	0,55	1	367,0	167,0	284,0	272,7	-2,73
108,94	0,55	2	371,5	167,0	285,0	274,5	-2,75
108,94	0,55	4	374,0	167,0	286,5	275,8	-2,76
108,94	0,55	8	379,5	175,0	286,5	280,3	-2,80
108,94	0,55	15	385,0	175,0	291,0	283,7	-2,84
108,94	0,55	30	388,0	175,0	291,0	284,7	-2,85
127,09	0,65	1	433,0	235,0	331,0	333,0	-3,33
127,09	0,65	2	436,0	236,0	333,0	335,0	-3,35
127,09	0,65	4	439,0	236,0	335,0	336,7	-3,37
127,09	0,65	8	442,5	236,0	337,0	338,5	-3,39
145,25	0,74	1	458,5	296,0	337,0	363,8	-3,64
145,25	0,74	2	469,5	308,2	342,0	373,2	-3,73
145,25	0,74	4	474,5	327,0	345,0	382,2	-3,82
145,25	0,74	8	481,5	331,0	345,0	385,8	-3,86
145,25	0,74	15	488,5	331,0	345,0	388,2	-3,88

Tabela 3 – Planilha de campo do ensaio E3 (15)

Carga (kN)	Tensão (MPa)	Tempo (min)	R1 (10^{-2} mm)	R2 (10^{-2} mm)	R3 (10^{-2} mm)	R _{Médio} (10^{-2} mm)	Recalque (mm)
0,00	0,00	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
1,23	0,07	1	4,0	3,0	6,0	4,3	-0,04
1,23	0,07	2	4,0	3,0	6,0	4,3	-0,04
1,23	0,07	4	4,0	3,0	6,0	4,3	-0,04
2,47	0,14	1	4,0	7,0	6,0	5,7	-0,06
2,47	0,14	2	4,0	7,0	6,0	5,7	-0,06
3,70	0,21	1	9,0	11,0	10,0	10,0	-0,10
3,70	0,21	2	9,0	11,0	10,0	10,0	-0,10
4,94	0,28	1	12,0	16,0	15,0	14,3	-0,14

4,94	0,28	2	13,0	16,0	16,0	15,0	-0,15
4,94	0,28	4	18,0	16,0	16,0	16,7	-0,17
4,94	0,28	8	18,0	16,0	16,0	16,7	-0,17
6,17	0,35	1	18,0	17,5	20,0	18,5	-0,19
6,17	0,35	2	18,0	22,0	21,0	20,3	-0,20
6,17	0,35	4	18,0	22,0	21,0	20,3	-0,20
7,41	0,42	1	22,0	27,5	26,0	25,2	-0,25
7,41	0,42	2	23,0	29,0	27,0	26,3	-0,26
7,41	0,42	4	24,0	29,0	27,0	26,7	-0,27
8,64	0,49	1	29,0	34,5	33,0	32,2	-0,32
8,64	0,49	2	30,0	35,0	34,0	33,0	-0,33
8,64	0,49	4	30,0	35,0	34,0	33,0	-0,33
9,88	0,56	1	36,0	41,0	41,0	39,3	-0,39
9,88	0,56	2	37,0	41,0	41,0	39,7	-0,40
9,88	0,56	4	37,0	41,0	42,0	40,0	-0,40
11,11	0,63	1	42,0	47,0	49,0	46,0	-0,46
11,11	0,63	2	43,0	47,0	49,5	46,5	-0,47
11,11	0,63	4	45,0	49,0	51,0	48,3	-0,48
11,11	0,63	8	46,0	50,0	52,0	49,3	-0,49
12,34	0,70	1	53,0	56,0	60,0	56,3	-0,56
12,34	0,70	2	54,0	57,0	60,0	57,0	-0,57
12,34	0,70	4	55,0	57,0	61,0	57,7	-0,58
12,34	0,70	8	56,0	59,0	63,0	59,3	-0,59
12,34	0,70	15	57,0	59,0	64,0	60,0	-0,60
13,58	0,77	1	65,0	65,0	72,0	67,3	-0,67
13,58	0,77	2	66,0	67,0	73,0	68,7	-0,69
13,58	0,77	4	67,0	67,0	74,0	69,3	-0,69
13,58	0,77	8	68,0	68,0	75,0	70,3	-0,70
13,58	0,77	15	70,0	69,0	77,0	72,0	-0,72
14,81	0,84	1	78,0	77,0	86,0	80,3	-0,80
14,81	0,84	2	79,0	79,0	87,0	81,7	-0,82
14,81	0,84	4	80,0	81,0	88,0	83,0	-0,83
14,81	0,84	8	83,0	83,0	90,0	85,3	-0,85
14,81	0,84	15	85,0	85,0	92,0	87,3	-0,87
14,81	0,84	30	86,0	86,0	93,0	88,3	-0,88
16,05	0,91	1	97,0	99,0	103,0	99,7	-1,00
16,05	0,91	2	98,0	99,0	104,0	100,3	-1,00
16,05	0,91	4	100,0	101,0	106,0	102,3	-1,02
16,05	0,91	8	101,0	101,0	108,0	103,3	-1,03
16,05	0,91	15	105,0	106,0	110,0	107,0	-1,07
16,05	0,91	30	106,0	106,0	111,0	107,7	-1,08
17,28	0,98	1	116,0	115,0	121,0	117,3	-1,17
17,28	0,98	2	119,0	115,0	123,0	119,0	-1,19
17,28	0,98	4	120,0	116,0	125,0	120,3	-1,20
17,28	0,98	8	123,0	120,0	127,0	123,3	-1,23
17,28	0,98	15	125,0	125,0	130,0	126,7	-1,27
17,28	0,98	30	130,0	128,0	134,0	130,7	-1,31
18,52	1,05	1	138,0	135,0	144,0	139,0	-1,39
18,52	1,05	2	138,0	138,0	146,0	140,7	-1,41
18,52	1,05	4	142,0	139,0	147,0	142,7	-1,43
18,52	1,05	8	142,0	139,0	149,5	143,5	-1,44
18,52	1,05	15	148,0	145,0	153,0	148,7	-1,49
18,52	1,05	30	153,5	149,0	160,0	154,2	-1,54

18,52	1,05	45	155,0	151,0	162,0	156,0	-1,56
19,75	1,12	1	164,5	162,0	170,0	165,5	-1,66
19,75	1,12	2	166,0	162,0	171,0	166,3	-1,66
19,75	1,12	4	168,0	164,0	171,0	167,7	-1,68
19,75	1,12	8	170,0	166,0	173,0	169,7	-1,70
19,75	1,12	15	174,0	171,0	177,0	174,0	-1,74
19,75	1,12	30	178,0	174,0	180,0	177,3	-1,77
19,75	1,12	45	179,5	177,0	184,0	180,2	-1,80
21,48	1,22	1	200,0	195,0	204,0	199,7	-2,00
21,48	1,22	2	203,5	199,0	206,0	202,8	-2,03
21,48	1,22	4	207,0	206,0	209,0	207,3	-2,07
21,48	1,22	8	211,5	210,0	213,0	211,5	-2,12
21,48	1,22	15	215,0	214,5	216,0	215,2	-2,15
21,48	1,22	30	220,0	218,0	222,0	220,0	-2,20
21,48	1,22	45	223,0	220,5	224,0	222,5	-2,23
23,21	1,31	1	244,0	240,5	244,0	242,8	-2,43
23,21	1,31	2	248,0	242,0	247,0	245,7	-2,46
23,21	1,31	4	252,5	247,5	250,5	250,2	-2,50
23,21	1,31	8	258,0	252,5	256,5	255,7	-2,56
23,21	1,31	15	265,0	259,5	262,5	262,3	-2,62
23,21	1,31	30	270,0	265,0	267,5	267,5	-2,68
23,21	1,31	45	275,0	270,0	273,0	272,7	-2,73
27,90	1,58	1	422,0	420,0	418,0	420,0	-4,20
27,90	1,58	2	432,0	431,0	430,0	431,0	-4,31
27,90	1,58	4	446,0	443,0	440,0	443,0	-4,43
27,90	1,58	8	458,0	455,0	454,0	455,7	-4,56
27,90	1,58	15	471,0	465,0	466,0	467,3	-4,67
27,90	1,58	30	487,0	480,0	481,5	482,8	-4,83
27,90	1,58	45	497,0	490,0	490,0	492,3	-4,92
30,12	1,70	1	556,0	560,0	560,0	558,7	-5,59
30,12	1,70	2	571,0	566,0	566,0	567,7	-5,68
30,12	1,70	4	588,0	582,0	582,0	584,0	-5,84
30,12	1,70	8	610,0	607,0	601,0	606,0	-6,06
30,12	1,70	15	629,0	620,0	617,0	622,0	-6,22
30,12	1,70	30	650,5	644,0	641,0	645,2	-6,45
30,12	1,70	45	665,0	658,0	655,0	659,3	-6,59
32,34	1,83	1	760,0	759,0	757,0	758,7	-7,59
32,34	1,83	2	789,0	783,0	780,0	784,0	-7,84
32,34	1,83	4	820,0	815,0	809,0	814,7	-8,15
32,34	1,83	8	858,0	849,0	843,0	850,0	-8,50
32,34	1,83	15	896,0	887,0	881,0	888,0	-8,88
32,34	1,83	30	945,0	935,0	928,0	936,0	-9,36
32,34	1,83	45	976,0	966,5	959,0	967,2	-9,67
33,33	1,89	1	1450,0	1450,0	1450,0	1450,0	-14,50
33,33	1,89	2	1900,0	1900,0	1900,0	1900,0	-19,00
33,33	1,89	4	3000,0	3000,0	3000,0	3000,0	-30,00

Tabela 4 – Planilha de campo do ensaio E4 (30)

Carga (kN)	Tensão (MPa)	Tempo (min)	R1 (10 ⁻² mm)	R2 (10 ⁻² mm)	R3 (10 ⁻² mm)	R _{Médio} (10 ⁻² mm)	Recalque (mm)
0	0,00	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
5	0,07	1	15,0	11,0	13,0	13,0	-0,13
5	0,07	2	15,0	12,0	13,0	13,3	-0,13
5	0,07	4	16,0	13,0	13,0	14,0	-0,14
5	0,07	8	16,0	14,0	13,0	14,3	-0,14
10	0,14	1	25,0	21,0	29,0	25,0	-0,25
10	0,14	2	26,0	21,0	29,0	25,3	-0,25
10	0,14	4	26,0	22,0	29,0	25,7	-0,26
15	0,21	1	38,0	31,0	40,0	36,3	-0,36
15	0,21	2	38,0	32,0	45,0	38,3	-0,38
15	0,21	4	38,0	32,0	45,0	38,3	-0,38
20	0,28	1	49,0	42,0	56,0	49,0	-0,49
20	0,28	2	49,0	42,0	56,0	49,0	-0,49
20	0,28	4	49,0	42,0	56,0	49,0	-0,49
25	0,35	1	68,0	51,0	70,0	63,0	-0,63
25	0,35	2	69,0	51,0	70,0	63,3	-0,63
25	0,35	4	69,0	51,0	70,0	63,3	-0,63
30	0,42	1	81,0	63,0	81,0	75,0	-0,75
30	0,42	2	81,0	63,0	81,0	75,0	-0,75
30	0,42	4	81,0	63,0	81,0	75,0	-0,75
35	0,50	1	99,0	74,0	92,0	88,3	-0,88
35	0,50	2	100,0	74,0	92,0	88,7	-0,89
35	0,50	4	100,0	75,0	93,0	89,3	-0,89
35	0,50	8	101,0	75,0	94,0	90,0	-0,90
35	0,50	15	101,0	75,0	94,0	90,0	-0,90
40	0,57	1	110,0	78,0	95,0	94,3	-0,94
40	0,57	2	110,0	79,0	95,5	94,8	-0,95
40	0,57	4	110,0	79,0	95,5	94,8	-0,95
45	0,64	1	132,0	94,0	106,0	110,7	-1,11
45	0,64	2	133,0	95,5	106,0	111,5	-1,12
45	0,64	4	134,0	96,0	107,5	112,5	-1,13
45	0,64	8	137,5	97,0	108,0	114,2	-1,14
45	0,64	15	141,0	98,0	109,5	116,2	-1,16
45	0,64	30	145,0	98,0	109,5	117,5	-1,18
50	0,71	1	163,0	105,0	115,0	127,7	-1,28
50	0,71	2	164,0	105,0	116,0	128,3	-1,28
50	0,71	4	164,5	105,0	116,0	128,5	-1,29
55	0,78	1	192,0	127,0	136,0	151,7	-1,52
55	0,78	2	194,0	129,0	137,0	153,3	-1,53
55	0,78	4	201,0	135,0	143,0	159,7	-1,60
55	0,78	8	205,0	141,0	146,0	164,0	-1,64
55	0,78	15	209,0	141,5	149,0	166,5	-1,67
55	0,78	30	214,0	145,0	157,0	172,0	-1,72
55	0,78	45	219,0	146,5	158,0	174,5	-1,75
60	0,85	1	235,0	160,0	172,0	189,0	-1,89
60	0,85	2	244,0	165,0	178,0	195,7	-1,96
60	0,85	4	248,0	171,0	182,0	200,3	-2,00
60	0,85	8	253,0	177,0	187,0	205,7	-2,06
60	0,85	15	260,0	185,0	193,0	212,7	-2,13
60	0,85	30	267,0	191,0	198,0	218,7	-2,19

60	0,85	45	274,0	199,5	202,0	225,2	-2,25
65	0,92	1	290,5	211,0	218,0	239,8	-2,40
65	0,92	2	292,0	213,5	218,0	241,2	-2,41
65	0,92	4	294,0	215,5	219,5	243,0	-2,43
65	0,92	8	296,0	219,0	223,0	246,0	-2,46
65	0,92	15	303,0	225,0	230,0	252,7	-2,53
65	0,92	30	309,5	232,0	237,0	259,5	-2,60
65	0,92	45	312,5	235,0	239,5	262,3	-2,62
70	0,99	1	333,0	261,0	263,5	285,8	-2,86
70	0,99	2	335,5	264,0	265,5	288,3	-2,88
70	0,99	4	340,5	270,0	271,0	293,8	-2,94
70	0,99	8	350,0	277,5	277,0	301,5	-3,02
70	0,99	15	351,0	284,5	282,5	306,0	-3,06
70	0,99	30	363,0	294,0	292,0	316,3	-3,16
70	0,99	45	371,0	298,0	296,0	321,7	-3,22
75	1,06	1	402,0	329,0	324,0	351,7	-3,52
75	1,06	2	402,0	332,0	325,0	353,0	-3,53
75	1,06	4	402,0	335,5	327,5	355,0	-3,55
75	1,06	8	411,5	342,5	335,0	363,0	-3,63
75	1,06	15	417,0	350,0	340,0	369,0	-3,69
75	1,06	30	428,0	361,0	353,0	380,7	-3,81
75	1,06	45	436,5	369,0	362,0	389,2	-3,89
80	1,13	1	472,5	396,5	387,0	418,7	-4,19
80	1,13	2	473,5	398,0	389,5	420,3	-4,20
80	1,13	4	486,0	408,0	400,5	431,5	-4,32
80	1,13	8	490,0	414,5	406,0	436,8	-4,37
80	1,13	15	503,0	429,0	421,0	451,0	-4,51
80	1,13	30	515,0	444,0	428,0	462,3	-4,62
80	1,13	45	520,0	448,0	433,0	467,0	-4,67
85	1,20	1	553,0	477,5	471,0	500,5	-5,01
85	1,20	2	568,0	486,0	477,0	510,3	-5,10
85	1,20	4	575,0	490,0	483,0	516,0	-5,16
85	1,20	8	585,0	502,0	493,0	526,7	-5,27
85	1,20	15	594,5	512,0	504,0	536,8	-5,37
85	1,20	30	604,0	524,0	516,0	548,0	-5,48
85	1,20	45	616,0	533,0	524,0	557,7	-5,58
90	1,27	1	638,0	554,0	548,0	580,0	-5,80
90	1,27	2	640,0	555,0	550,0	581,7	-5,82
90	1,27	4	652,0	569,0	561,0	594,0	-5,94
90	1,27	8	672,0	583,0	575,0	610,0	-6,10
90	1,27	15	691,0	602,0	598,0	630,3	-6,30
90	1,27	30	708,0	617,0	614,0	646,3	-6,46
90	1,27	45	715,0	627,0	619,0	653,7	-6,54
95	1,34	1	749,0	657,0	652,0	686,0	-6,86
95	1,34	2	750,0	660,0	654,0	688,0	-6,88
95	1,34	4	777,0	681,0	677,0	711,7	-7,12
95	1,34	8	792,0	696,0	691,0	726,3	-7,26
95	1,34	15	802,0	706,0	703,0	737,0	-7,37
95	1,34	30	819,0	720,0	717,0	752,0	-7,52
95	1,34	45	832,0	733,0	729,0	764,7	-7,65
100	1,41	1	870,0	763,0	760,0	797,7	-7,98
100	1,41	2	873,0	766,0	763,0	800,7	-8,01
100	1,41	4	889,0	779,0	778,0	815,3	-8,15

100	1,41	8	901,0	791,0	790,0	827,3	-8,27
100	1,41	15	907,0	799,0	800,0	835,3	-8,35
100	1,41	30	929,0	819,0	820,0	856,0	-8,56
100	1,41	45	940,0	828,0	829,0	865,7	-8,66
105	1,49	1	990,0	873,0	878,0	913,7	-9,14
105	1,49	2	1005,0	888,0	893,0	928,7	-9,29
105	1,49	4	1031,0	915,0	919,0	955,0	-9,55
105	1,49	8	1064,0	943,0	946,0	984,3	-9,84
105	1,49	15	1095,0	971,0	974,0	1013,3	-10,13
105	1,49	30	1120,0	998,0	998,0	1038,7	-10,39
105	1,49	45	1136,0	1014,0	1013,0	1054,3	-10,54
110	1,56	1	1200,0	1074,0	1076,0	1116,7	-11,17
110	1,56	2	1221,0	1088,0	1091,0	1133,3	-11,33
110	1,56	4	1241,0	1104,0	1110,0	1151,7	-11,52
110	1,56	8	1275,0	1135,0	1139,0	1183,0	-11,83
110	1,56	15	1295,0	1156,0	1161,0	1204,0	-12,04
110	1,56	30	1334,0	1190,0	1195,0	1239,7	-12,40
110	1,56	45	1359,0	1210,0	1217,0	1262,0	-12,62
115	1,63	1	1464,0	1295,0	1313,0	1357,3	-13,57
115	1,63	2	1485,0	1320,0	1330,0	1378,3	-13,78
115	1,63	4	1524,0	1348,0	1365,0	1412,3	-14,12
115	1,63	8	1606,0	1423,0	1443,0	1490,7	-14,91
115	1,63	15	1685,0	1490,0	1516,0	1563,7	-15,64
115	1,63	30	1812,0	1612,0	1641,0	1688,3	-16,88
115	1,63	45	1920,0	1714,0	1755,0	1796,3	-17,96
120	1,70	1	2145,0	2145,0	2145,0	2145,0	-21,45
120	1,70	2	2280,0	2280,0	2280,0	2280,0	-22,80
120	1,70	4	2740,0	2740,0	2740,0	2740,0	-27,40
120	1,70	8	2840,0	2840,0	2840,0	2840,0	-28,40

Tabela 5 – Planilha de campo do ensaio E5 (30)

Carga (kN)	Tensão (MPa)	Tempo (min)	R1 (10^{-2} mm)	R2 (10^{-2} mm)	R3 (10^{-2} mm)	R _{Médio} (10^{-2} mm)	Recalque (mm)
0	0,00	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
5	0,07	1	0,0	14,0	0,0	7,0	-0,07
5	0,07	2	0,0	14,0	0,0	7,0	-0,07
5	0,07	4	0,0	14,0	0,0	7,0	-0,07
10	0,14	1	2,0	31,0	0,0	16,5	-0,17
10	0,14	2	2,0	33,0	0,0	17,5	-0,18
10	0,14	4	2,0	34,0	0,0	18,0	-0,18
15	0,21	1	14,0	47,0	0,0	30,5	-0,31
15	0,21	2	14,0	48,0	0,0	31,0	-0,31
15	0,21	4	14,0	49,0	0,0	31,5	-0,32
20	0,28	1	27,0	69,0	0,0	48,0	-0,48
20	0,28	2	38,0	77,0	0,0	57,5	-0,58
20	0,28	4	39,0	79,0	0,0	59,0	-0,59
20	0,28	8	39,0	80,0	40,0	53,0	-0,53
25	0,35	1	39,0	94,0	53,0	62,0	-0,62
25	0,35	2	39,0	94,0	53,0	62,0	-0,62
25	0,35	4	39,0	94,0	54,0	62,3	-0,62
30	0,42	1	50,0	110,0	70,0	76,7	-0,77
30	0,42	2	50,0	111,0	71,0	77,3	-0,77
30	0,42	4	50,0	111,0	71,0	77,3	-0,77

35	0,50	1	67,0	135,0	91,0	97,7	-0,98
35	0,50	2	67,0	135,0	91,0	97,7	-0,98
35	0,50	4	69,0	137,0	93,0	99,7	-1,00
35	0,50	8	69,0	137,0	93,0	99,7	-1,00
40	0,57	1	79,0	148,0	103,0	110,0	-1,10
40	0,57	2	81,0	149,0	104,0	111,3	-1,11
40	0,57	4	81,0	150,0	105,0	112,0	-1,12
40	0,57	8	82,0	151,0	106,0	113,0	-1,13
45	0,64	1	95,0	168,0	121,0	128,0	-1,28
45	0,64	2	95,0	169,0	121,0	128,3	-1,28
45	0,64	4	95,0	170,0	122,0	129,0	-1,29
45	0,64	8	95,0	173,0	125,0	131,0	-1,31
45	0,64	15	100,0	176,0	126,0	134,0	-1,34
45	0,64	30	101,0	177,0	127,0	135,0	-1,35
50	0,71	1	110,0	190,0	138,0	146,0	-1,46
50	0,71	2	110,5	190,0	139,0	146,5	-1,47
50	0,71	4	112,0	193,0	140,0	148,3	-1,48
50	0,71	8	114,0	197,0	143,0	151,3	-1,51
50	0,71	15	115,0	198,5	145,0	152,8	-1,53
55	0,78	1	127,0	213,0	159,0	166,3	-1,66
55	0,78	2	128,0	214,0	160,0	167,3	-1,67
55	0,78	4	131,0	217,0	163,0	170,3	-1,70
55	0,78	8	133,0	219,0	165,0	172,3	-1,72
55	0,78	15	134,0	221,0	167,0	174,0	-1,74
60	0,85	1	145,0	236,0	184,0	188,3	-1,88
60	0,85	2	146,0	237,0	187,0	190,0	-1,90
60	0,85	4	149,0	239,0	187,0	191,7	-1,92
60	0,85	8	150,0	242,0	189,0	193,7	-1,94
60	0,85	15	152,0	245,0	191,0	196,0	-1,96
65	0,92	1	167,0	261,0	207,0	211,7	-2,12
65	0,92	2	169,0	263,0	209,0	213,7	-2,14
65	0,92	4	169,0	265,0	210,0	214,7	-2,15
65	0,92	8	174,0	272,0	219,0	221,7	-2,22
65	0,92	15	178,0	275,0	221,0	224,7	-2,25
65	0,92	30	182,0	279,5	226,0	229,2	-2,29
65	0,92	45	183,5	284,0	229,0	232,2	-2,32
70	0,99	1	193,0	295,0	244,0	244,0	-2,44
70	0,99	2	195,0	297,0	245,5	245,8	-2,46
70	0,99	4	196,0	298,0	246,5	246,8	-2,47
70	0,99	8	197,0	299,5	247,5	248,0	-2,48
70	0,99	15	201,5	305,0	252,0	252,8	-2,53
70	0,99	30	207,0	310,0	257,0	258,0	-2,58
70	0,99	45	208,5	314,5	260,0	261,0	-2,61
75	1,06	1	220,0	326,0	276,0	274,0	-2,74
75	1,06	2	222,0	329,0	279,5	276,8	-2,77
75	1,06	4	225,0	332,0	282,5	279,8	-2,80
75	1,06	8	229,0	337,0	289,0	285,0	-2,85
75	1,06	15	230,0	337,0	289,0	285,3	-2,85
75	1,06	30	234,0	345,0	295,0	291,3	-2,91
75	1,06	45	237,5	348,0	297,5	294,3	-2,94
85	1,20	1	286,0	396,0	352,0	344,7	-3,45
85	1,20	2	289,0	398,0	354,0	347,0	-3,47
85	1,20	4	295,5	406,0	365,5	355,7	-3,56

85	1,20	8	302,0	413,0	370,0	361,7	-3,62
85	1,20	15	309,0	422,0	375,0	368,7	-3,69
85	1,20	30	319,0	433,5	392,0	381,5	-3,82
85	1,20	45	326,0	439,0	398,0	387,7	-3,88
95	1,34	1	390,0	505,0	469,0	454,7	-4,55
95	1,34	2	396,0	509,5	472,0	459,2	-4,59
95	1,34	4	408,0	521,5	483,0	470,8	-4,71
95	1,34	8	416,0	530,0	491,0	479,0	-4,79
95	1,34	15	427,5	541,0	500,0	489,5	-4,90
95	1,34	30	441,0	554,0	512,0	502,3	-5,02
95	1,34	45	452,5	562,0	519,0	511,2	-5,11
105	1,49	1	534,0	648,0	608,0	596,7	-5,97
105	1,49	2	540,0	652,0	608,0	600,0	-6,00
105	1,49	4	545,0	657,0	613,0	605,0	-6,05
105	1,49	8	572,0	680,0	636,0	629,3	-6,29
105	1,49	15	585,5	694,0	650,0	643,2	-6,43
105	1,49	30	611,0	720,0	681,0	670,7	-6,71
105	1,49	45	623,0	735,0	692,0	683,3	-6,83
115	1,63	1	729,0	850,0	812,0	797,0	-7,97
115	1,63	2	745,0	865,0	821,0	810,3	-8,10
115	1,63	4	762,0	881,0	836,0	826,3	-8,26
115	1,63	8	781,0	901,0	855,5	845,8	-8,46
115	1,63	15	798,0	924,0	881,5	867,8	-8,68
115	1,63	30	813,0	942,0	898,0	884,3	-8,84
115	1,63	45	830,0	959,0	913,0	900,7	-9,01
125	1,77	1	977,0	1125,0	1086,0	1062,7	-10,63
125	1,77	2	997,0	1147,0	1103,0	1082,3	-10,82
125	1,77	4	1021,0	1168,0	1120,0	1103,0	-11,03
125	1,77	8	1049,0	1192,0	1144,0	1128,3	-11,28
125	1,77	15	1076,0	1225,0	1175,0	1158,7	-11,59
125	1,77	30	1098,0	1262,0	1207,0	1189,0	-11,89
125	1,77	45	1124,0	1272,0	1228,0	1208,0	-12,08
135	1,91	1	1400,0	1490,0	1445,0	1445,0	-14,45
135	1,91	2	1446,0	1546,0	1479,0	1490,3	-14,90
135	1,91	4	1455,0	1566,0	1495,0	1505,3	-15,05
135	1,91	8	0,0	1588,0	1525,0	1556,5	-15,57
135	1,91	15	0,0	1636,0	1559,0	1597,5	-15,98
135	1,91	30	0,0	1670,0	1595,0	1632,5	-16,33
135	1,91	45	0,0	1714,0	1623,0	1668,5	-16,69
145	2,05	1	0,0	1965,0	1870,0	1917,5	-19,18
145	2,05	2	0,0	2035,0	1915,0	1975,0	-19,75
145	2,05	4	0,0	2075,0	1969,0	2022,0	-20,22
145	2,05	8	0,0	2140,0	2010,0	2075,0	-20,75
145	2,05	15	0,0	2177,0	2059,0	2118,0	-21,18
145	2,05	30	0,0	2262,0	2133,0	2197,5	-21,98
145	2,05	45	0,0	2320,0	2181,0	2250,5	-22,51
145	2,05	60	0,0	2356,0	2228,0	2292,0	-22,92
145	2,05	105	0,0	2442,0	2299,0	2370,5	-23,71
145	2,05	120	0,0	2464,0	2326,0	2395,0	-23,95

Tabela 6 – Planilha de campo do ensaio E6 (50)

Carga (kN)	Tensão (MPa)	Tempo (min)	R1 (10⁻²mm)	R2 (10⁻²mm)	R3 (10⁻²mm)	R_{Médio} (10⁻²mm)	Recalque (mm)
0	0,00	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
15	0,08	1	25,0	26,5	20,0	23,8	-0,24
15	0,08	2	25,0	27,5	20,0	24,2	-0,24
15	0,08	4	25,0	28,0	21,0	24,7	-0,25
15	0,08	8	25,0	29,0	21,0	25,0	-0,25
30	0,15	1	59,0	53,0	50,0	54,0	-0,54
30	0,15	2	59,0	66,0	50,0	58,3	-0,58
30	0,15	4	65,0	66,0	51,0	60,7	-0,61
30	0,15	8	65,0	66,0	51,5	60,8	-0,61
45	0,23	1	95,5	87,5	81,0	88,0	-0,88
45	0,23	2	96,5	91,0	81,5	89,7	-0,90
45	0,23	4	97,0	91,0	82,0	90,0	-0,90
45	0,23	8	99,0	91,0	85,0	91,7	-0,92
45	0,23	15	99,5	91,5	86,0	92,3	-0,92
60	0,31	1	124,0	128,0	115,0	122,3	-1,22
60	0,31	2	126,0	129,5	116,0	123,8	-1,24
60	0,31	4	127,5	131,0	118,0	125,5	-1,26
60	0,31	8	129,5	133,0	119,5	127,3	-1,27
60	0,31	15	133,0	133,5	121,0	129,2	-1,29
60	0,31	30	137,0	134,0	122,0	131,0	-1,31
75	0,38	1	154,0	150,0	148,0	150,7	-1,51
75	0,38	2	160,5	150,0	150,0	153,5	-1,54
75	0,38	4	161,0	150,0	151,5	154,2	-1,54
75	0,38	8	165,0	150,0	153,0	156,0	-1,56
75	0,38	15	166,0	150,0	154,0	156,7	-1,57
90	0,46	1	195,0	176,0	187,0	186,0	-1,86
90	0,46	2	196,0	177,0	188,0	187,0	-1,87
90	0,46	4	198,0	180,0	191,0	189,7	-1,90
90	0,46	8	203,0	182,0	194,0	193,0	-1,93
90	0,46	15	205,0	185,0	198,0	196,0	-1,96
105	0,53	1	232,0	225,0	230,0	229,0	-2,29
105	0,53	2	234,0	227,0	232,0	231,0	-2,31
105	0,53	4	236,5	229,5	236,5	234,2	-2,34
105	0,53	8	240,0	234,0	240,0	238,0	-2,38
105	0,53	15	241,0	236,0	245,0	240,7	-2,41
105	0,53	30	241,0	236,0	246,0	241,0	-2,41
120	0,61	1	275,0	260,5	284,0	273,2	-2,73
120	0,61	2	275,0	260,5	285,0	273,5	-2,74
120	0,61	4	275,0	260,5	289,0	274,8	-2,75
120	0,61	8	284,0	263,0	296,0	281,0	-2,81
120	0,61	15	288,5	266,0	300,0	284,8	-2,85
120	0,61	30	292,0	270,0	305,0	289,0	-2,89
135	0,69	1	323,0	313,0	344,0	326,7	-3,27
135	0,69	2	325,0	314,0	346,0	328,3	-3,28
135	0,69	4	330,0	320,0	354,0	334,7	-3,35
135	0,69	8	335,0	325,0	359,5	339,8	-3,40
135	0,69	15	339,0	326,0	364,0	343,0	-3,43
150	0,76	1	367,0	350,5	408,0	375,2	-3,75
150	0,76	2	375,0	352,0	412,0	379,7	-3,80
150	0,76	4	379,0	358,0	419,0	385,3	-3,85
150	0,76	8	388,5	364,0	426,0	392,8	-3,93
150	0,76	15	398,0	372,0	436,0	402,0	-4,02

150	0,76	30	405,0	380,0	445,0	410,0	-4,10
150	0,76	45	413,0	385,0	449,0	415,7	-4,16
165	0,84	1	447,0	439,0	500,0	462,0	-4,62
165	0,84	2	451,5	444,5	506,0	467,3	-4,67
165	0,84	4	453,0	447,0	511,0	470,3	-4,70
165	0,84	8	458,0	453,5	519,0	476,8	-4,77
165	0,84	15	463,0	458,0	527,0	482,7	-4,83
165	0,84	30	475,0	458,0	538,0	490,3	-4,90
165	0,84	45	483,5	462,0	544,0	496,5	-4,97
180	0,92	1	530,5	524,0	602,0	552,2	-5,52
180	0,92	2	533,0	528,0	605,0	555,3	-5,55
180	0,92	4	539,0	534,0	611,5	561,5	-5,62
180	0,92	8	549,0	542,0	621,0	570,7	-5,71
180	0,92	15	555,0	543,0	627,0	575,0	-5,75
180	0,92	30	564,0	555,0	643,0	587,3	-5,87
180	0,92	45	573,5	556,0	652,0	593,8	-5,94
195	0,99	1	630,0	616,0	720,0	655,3	-6,55
195	0,99	2	634,5	618,0	724,0	658,8	-6,59
195	0,99	4	642,0	644,0	738,0	674,7	-6,75
195	0,99	8	655,0	646,0	750,0	683,7	-6,84
195	0,99	15	667,0	657,0	765,0	696,3	-6,96
195	0,99	30	689,0	677,0	786,0	717,3	-7,17
195	0,99	45	700,0	680,0	797,0	725,7	-7,26
210	1,07	1	761,0	755,0	881,0	799,0	-7,99
210	1,07	2	775,0	765,0	890,5	810,2	-8,10
210	1,07	4	791,0	776,0	906,0	824,3	-8,24
210	1,07	8	810,0	798,0	926,0	844,7	-8,45
210	1,07	15	820,0	822,0	936,0	859,3	-8,59
210	1,07	30	841,5	842,0	969,0	884,2	-8,84
210	1,07	45	850,0	842,0	983,0	891,7	-8,92
225	1,15	1	933,0	941,0	1089,0	987,7	-9,88
225	1,15	2	950,0	955,0	1106,0	1003,7	-10,04
225	1,15	4	964,5	963,0	1127,0	1018,2	-10,18
225	1,15	8	998,0	985,0	1154,0	1045,7	-10,46
225	1,15	15	1023,0	1023,0	1185,0	1077,0	-10,77
225	1,15	30	1051,0	1050,0	1225,0	1108,7	-11,09
225	1,15	45	1071,0	1062,0	1255,0	1129,3	-11,29
225	1,15	60	1092,0	1075,0	1271,0	1146,0	-11,46
240	1,22	1	1187,0	1179,0	1405,0	1257,0	-12,57
240	1,22	2	1205,0	1190,0	1422,0	1272,3	-12,72
240	1,22	4	1225,0	1222,0	1446,0	1297,7	-12,98
240	1,22	8	1255,0	1250,0	1488,0	1331,0	-13,31
240	1,22	15	1298,0	1288,0	1536,0	1374,0	-13,74
240	1,22	30	1344,0	1348,0	1600,0	1430,7	-14,31
240	1,22	45	1370,0	1365,0	1635,0	1456,7	-14,57
240	1,22	60	1394,0	1385,0	1665,0	1481,3	-14,81
255	1,30	1	1545,0	1553,0	1857,0	1651,7	-16,52
255	1,30	2	1554,0	1558,0	1864,0	1658,7	-16,59
255	1,30	4	1583,0	1584,0	1900,0	1689,0	-16,89
255	1,30	8	1646,0	1655,0	1980,0	1760,3	-17,60
255	1,30	15	1715,0	1734,0	2062,0	1837,0	-18,37
255	1,30	30	1800,0	1818,0	2165,0	1927,7	-19,28
255	1,30	45	1870,0	1920,0	2262,0	2017,3	-20,17
255	1,30	60	1947,0	1991,0	2352,5	2096,8	-20,97
255	1,30	105	2095,0	2154,0	2513,0	2254,0	-22,54

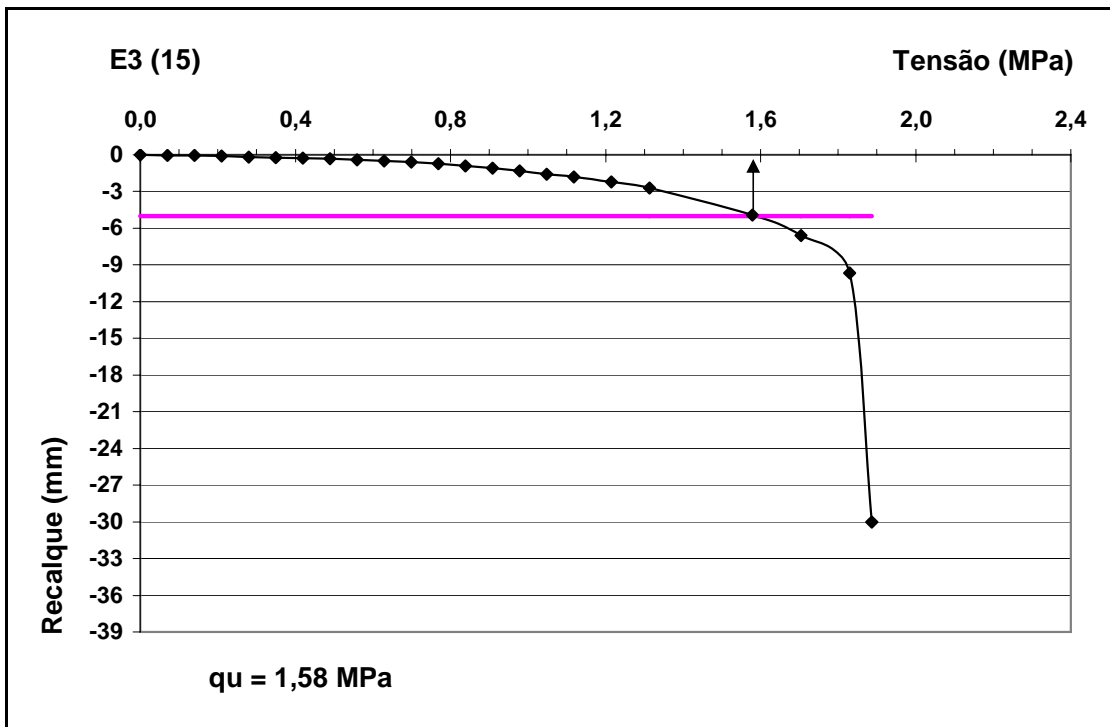
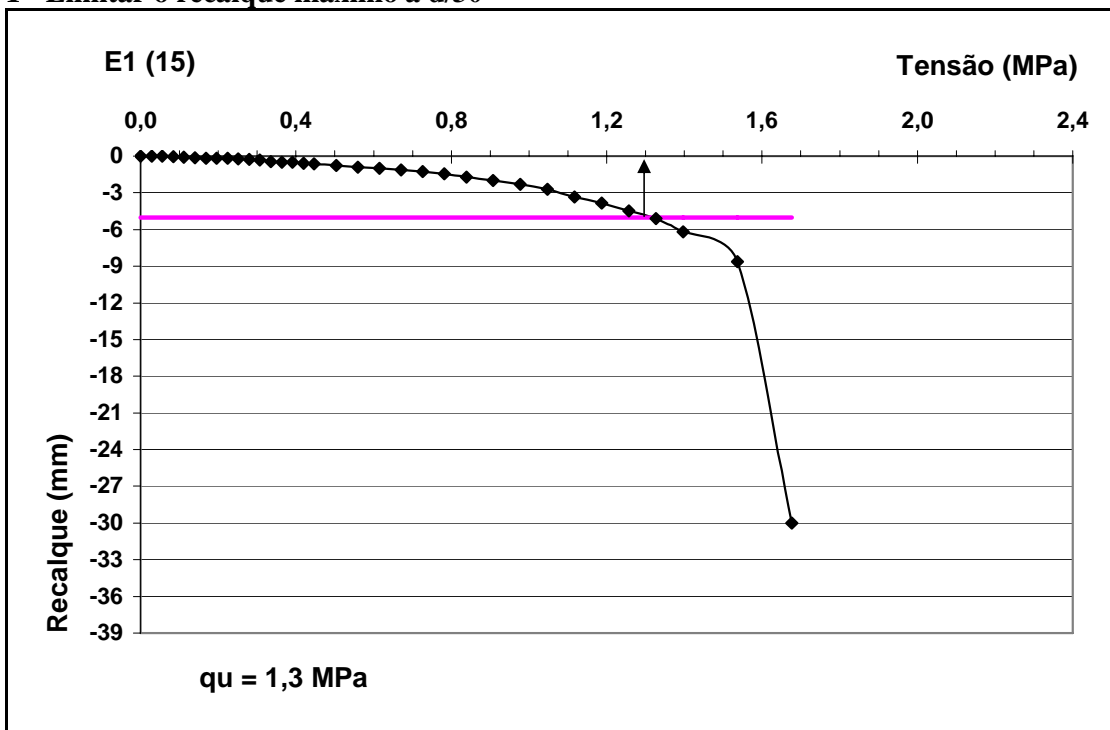
255	1,30	120	2150,0	2229,0	2580,0	2319,7	-23,20
270	1,38	1	3000,0	3000,0	3000,0	3000,0	-30,00
270	1,38	-				3668,0	-36,68

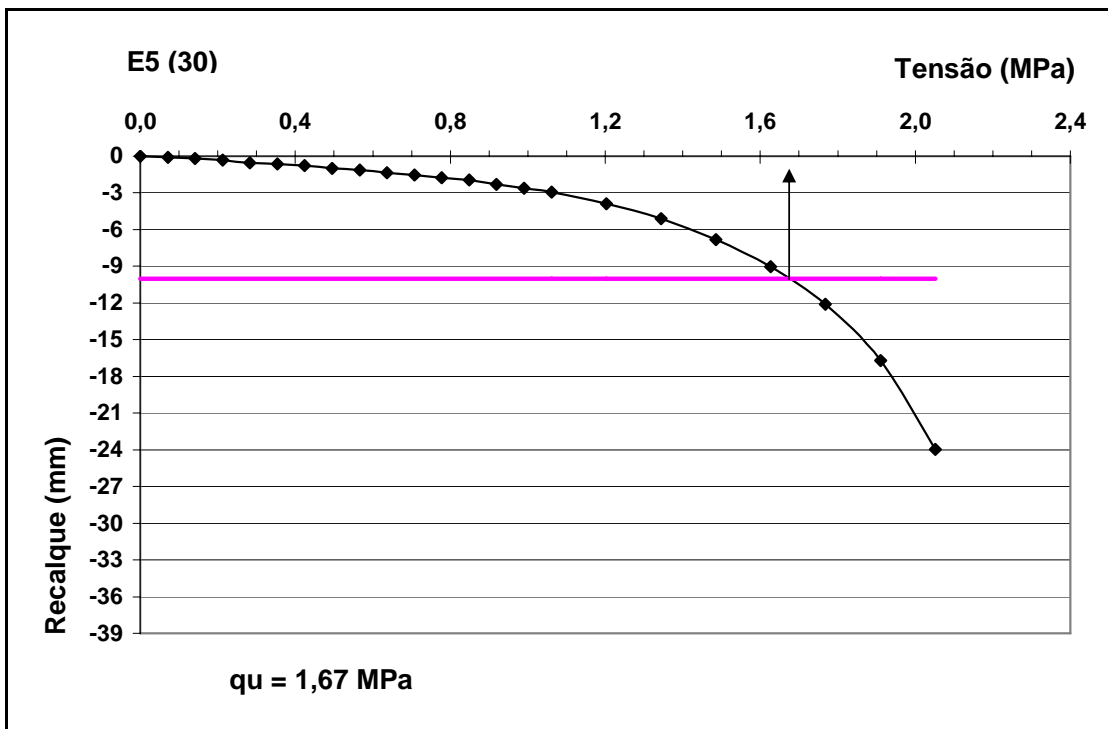
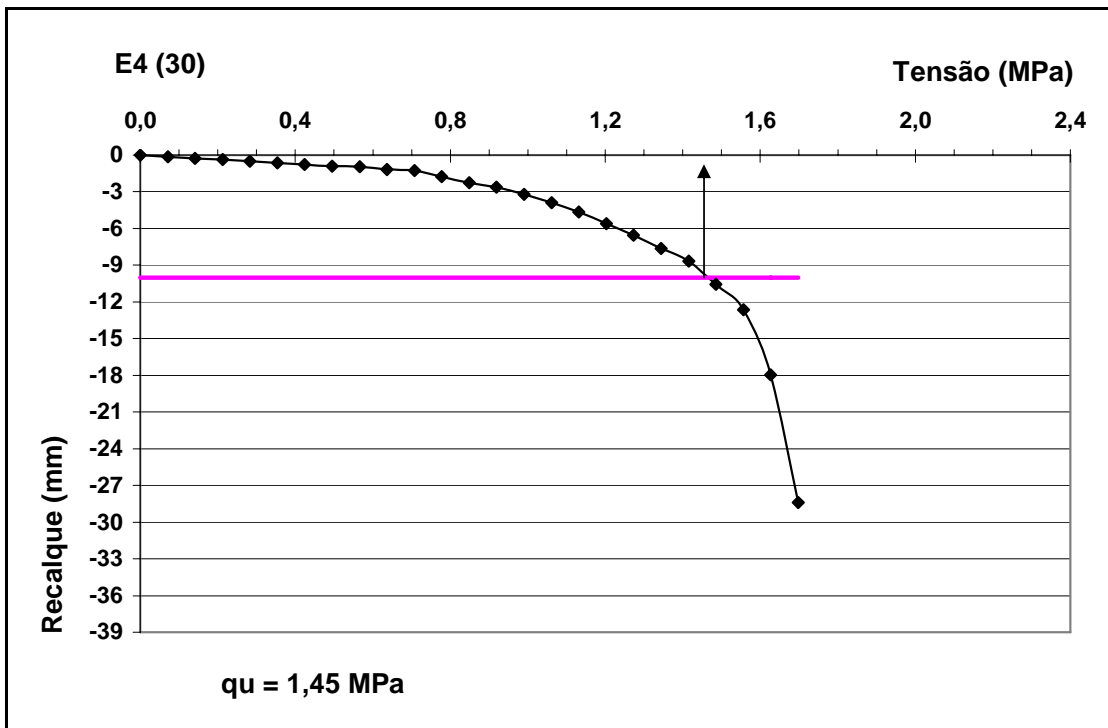
Tabela 7 – Planilha de campo do ensaio E7 (50)

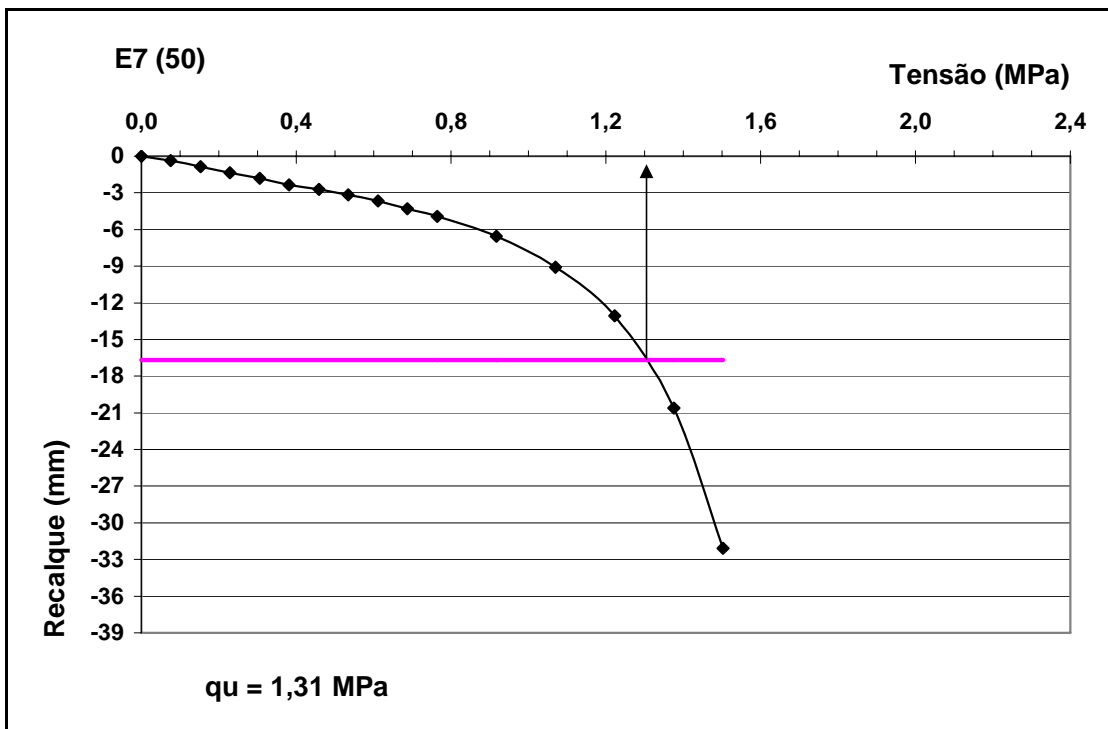
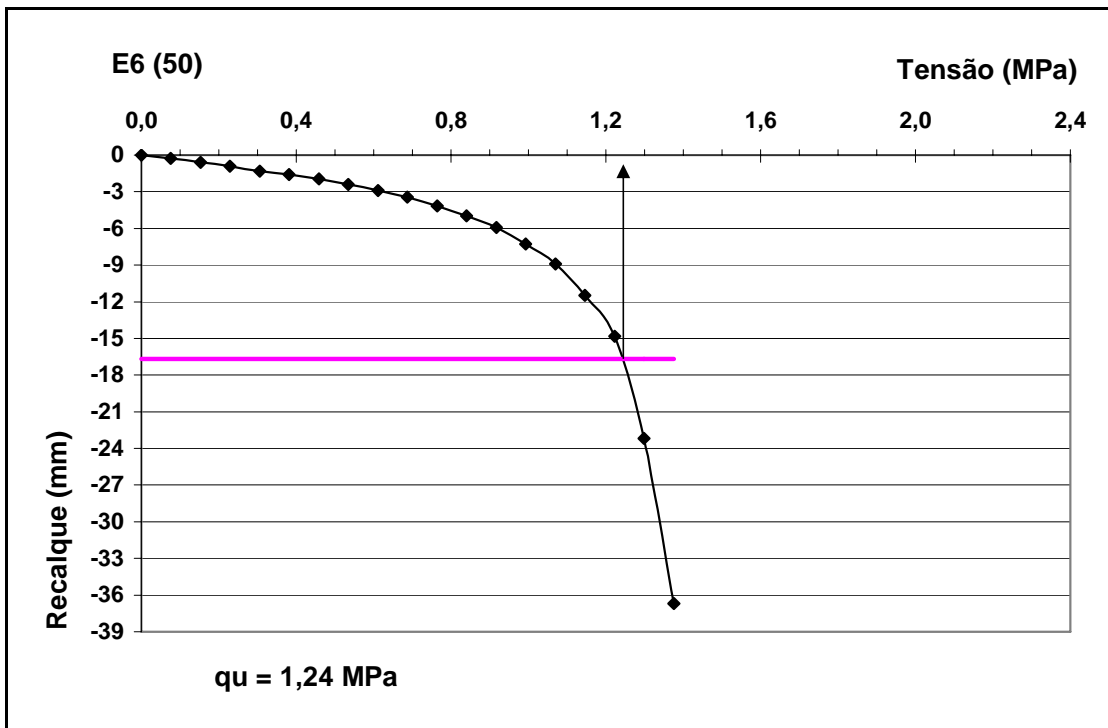
Carga (kN)	Tensão (MPa)	Tempo (min)	R1 (10 ⁻² mm)	R2 (10 ⁻² mm)	R3 (10 ⁻² mm)	R _{Médio} (10 ⁻² mm)	Recalque (mm)
0	0,00	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
15	0,08	1	44,0	38,0	29,0	37,0	-0,37
15	0,08	2	44,0	39,5	29,0	37,5	-0,38
15	0,08	4	44,5	39,5	29,0	37,7	-0,38
30	0,15	1	84,0	95,0	75,0	84,7	-0,85
30	0,15	2	85,0	96,5	76,0	85,8	-0,86
30	0,15	4	86,0	97,0	76,0	86,3	-0,86
30	0,15	8	87,0	97,5	76,5	87,0	-0,87
45	0,23	1	121,0	151,0	129,0	133,7	-1,34
45	0,23	2	122,0	153,0	129,0	134,7	-1,35
45	0,23	4	123,0	154,0	131,0	136,0	-1,36
45	0,23	8	124,5	156,0	131,5	137,3	-1,37
60	0,31	1	156,0	190,0	181,0	175,7	-1,76
60	0,31	2	156,5	190,0	181,0	175,8	-1,76
60	0,31	4	158,0	191,5	182,0	177,2	-1,77
60	0,31	8	159,5	194,0	182,0	178,5	-1,79
60	0,31	15	162,0	196,0	185,0	181,0	-1,81
60	0,31	30	163,0	197,0	187,0	182,3	-1,82
75	0,38	1	192,0	235,0	235,0	220,7	-2,21
75	0,38	2	195,0	237,0	238,5	223,5	-2,24
75	0,38	4	196,0	239,0	241,0	225,3	-2,25
75	0,38	8	199,0	239,0	244,0	227,3	-2,27
75	0,38	15	201,0	244,0	246,0	230,3	-2,30
75	0,38	30	203,5	246,0	249,0	232,8	-2,33
90	0,46	1	229,0	268,5	276,5	258,0	-2,58
90	0,46	2	230,0	269,5	277,5	259,0	-2,59
90	0,46	4	235,0	275,0	283,0	264,3	-2,64
90	0,46	8	238,0	278,5	285,0	267,2	-2,67
90	0,46	15	241,0	279,5	289,0	269,8	-2,70
90	0,46	30	244,0	282,0	292,0	272,7	-2,73
105	0,53	1	276,0	320,0	331,0	309,0	-3,09
105	0,53	2	279,0	323,0	334,0	312,0	-3,12
105	0,53	4	281,0	325,0	334,0	313,3	-3,13
105	0,53	8	285,0	329,0	336,5	316,8	-3,17
105	0,53	15	288,5	329,0	338,0	318,5	-3,19
120	0,61	1	322,0	366,0	370,0	352,7	-3,53
120	0,61	2	324,5	367,5	370,0	354,0	-3,54
120	0,61	4	329,0	371,0	376,0	358,7	-3,59
120	0,61	8	334,0	375,0	379,0	362,7	-3,63
120	0,61	15	338,0	379,0	379,0	365,3	-3,65
120	0,61	30	342,0	379,0	379,0	366,7	-3,67
135	0,69	1	376,0	420,5	421,0	405,8	-4,06
135	0,69	2	378,0	424,0	423,0	408,3	-4,08
135	0,69	4	384,0	429,0	427,5	413,5	-4,14
135	0,69	8	390,0	434,0	432,0	418,7	-4,19
135	0,69	15	396,0	439,0	438,0	424,3	-4,24

135	0,69	30	402,0	444,0	441,0	429,0	-4,29
135	0,69	45	406,0	446,0	441,5	431,2	-4,31
150	0,76	1	437,0	475,0	470,0	460,7	-4,61
150	0,76	2	440,0	480,0	471,0	463,7	-4,64
150	0,76	4	442,0	480,0	471,0	464,3	-4,64
150	0,76	8	450,0	485,0	472,0	469,0	-4,69
150	0,76	15	456,5	489,0	477,0	474,2	-4,74
150	0,76	30	462,0	493,0	479,5	478,2	-4,78
150	0,76	45	465,5	496,0	483,5	481,7	-4,82
150	0,76	60	469,0	499,0	486,0	484,7	-4,85
150	0,76	90	475,0	508,0	489,0	490,7	-4,91
180	0,92	1	570,0	613,0	580,0	587,7	-5,88
180	0,92	2	571,0	614,0	581,0	588,7	-5,89
180	0,92	4	584,0	628,0	589,0	600,3	-6,00
180	0,92	8	593,0	637,0	594,0	608,0	-6,08
180	0,92	15	603,5	644,5	606,0	618,0	-6,18
180	0,92	30	617,0	661,0	611,0	629,7	-6,30
180	0,92	45	626,0	670,0	624,0	640,0	-6,40
180	0,92	60	634,0	675,0	630,0	646,3	-6,46
180	0,92	90	643,0	680,5	639,0	654,2	-6,54
210	1,07	1	776,0	830,0	762,0	789,3	-7,89
210	1,07	2	777,5	840,0	769,0	795,5	-7,96
210	1,07	4	790,0	853,0	781,0	808,0	-8,08
210	1,07	8	810,0	873,5	795,0	826,2	-8,26
210	1,07	15	831,0	891,0	817,0	846,3	-8,46
210	1,07	30	854,0	921,0	823,0	866,0	-8,66
210	1,07	45	868,0	934,0	839,0	880,3	-8,80
210	1,07	60	877,0	946,0	848,0	890,3	-8,90
210	1,07	90	894,0	959,0	869,0	907,3	-9,07
240	1,22	1	1088,0	1185,0	1075,0	1116,0	-11,16
240	1,22	2	1105,0	1200,0	1086,0	1130,3	-11,30
240	1,22	4	1120,5	1225,0	1102,0	1149,2	-11,49
240	1,22	8	1144,0	1244,0	1132,0	1173,3	-11,73
240	1,22	15	1163,0	1265,0	1149,0	1192,3	-11,92
240	1,22	30	1195,0	1299,0	1185,0	1226,3	-12,26
240	1,22	45	1218,0	1325,0	1206,0	1249,7	-12,50
240	1,22	60	1229,0	1343,0	1224,0	1265,3	-12,65
240	1,22	90	1260,0	1369,0	1250,0	1293,0	-12,93
240	1,22	120	1276,0	1386,0	1259,0	1307,0	-13,07
270	1,38	1	1625,0	1710,0	1625,0	1653,3	-16,53
270	1,38	2	1660,0	1750,0	1655,0	1688,3	-16,88
270	1,38	4	1678,0	1760,0	1666,0	1701,3	-17,01
270	1,38	8	1713,0	1798,0	1707,0	1739,3	-17,39
270	1,38	15	1737,0	1831,0	1733,0	1767,0	-17,67
270	1,38	30	1839,0	1943,0	1833,0	1871,7	-18,72
270	1,38	45	1894,0	2000,0	1870,0	1921,3	-19,21
270	1,38	60	1927,0	2140,0	1895,0	1987,3	-19,87
270	1,38	90	1965,0	2179,0	1939,0	2027,7	-20,28
270	1,38	120	2000,0	2217,0	1963,0	2060,0	-20,60
295	1,50	1	-	3000,0	2600,0	2800,0	-28,00
295	1,50	-				3206,7	-32,07

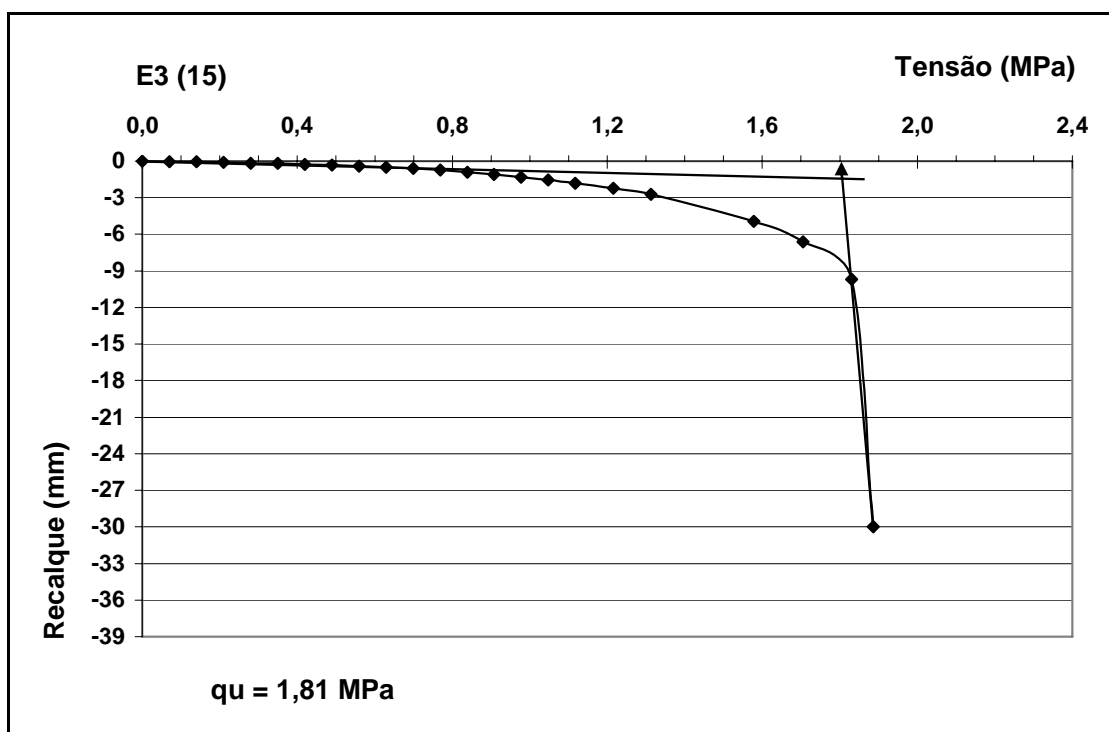
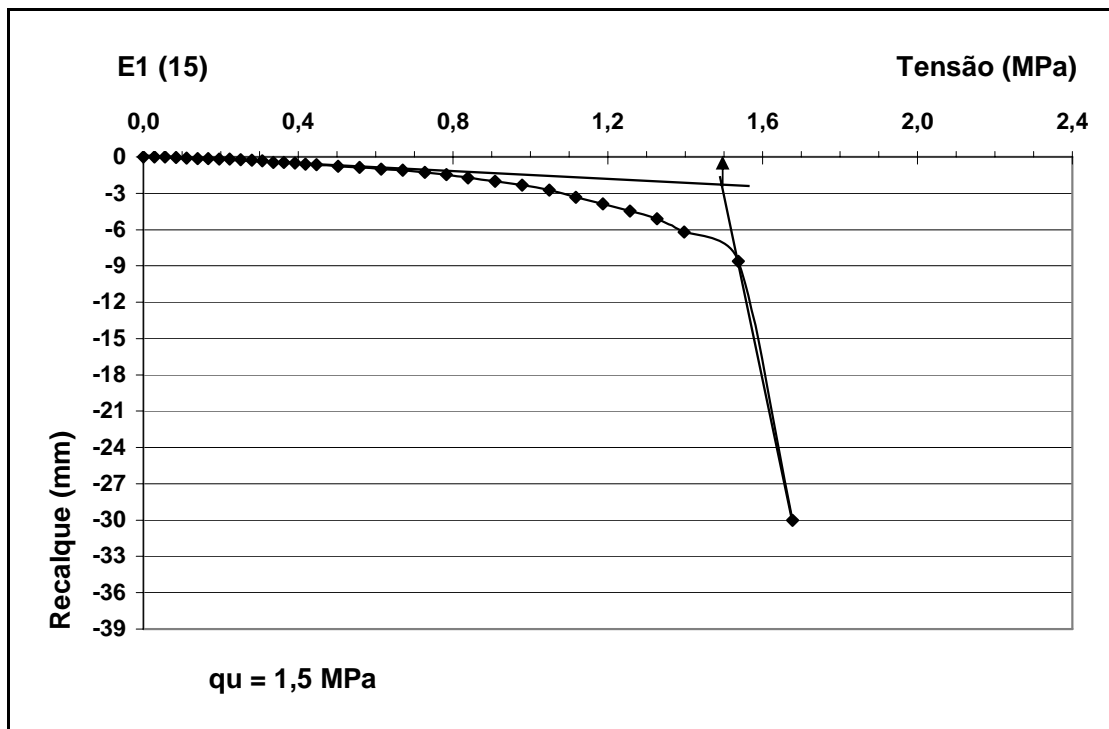
Apêndice C – Aplicação dos critérios de ruptura

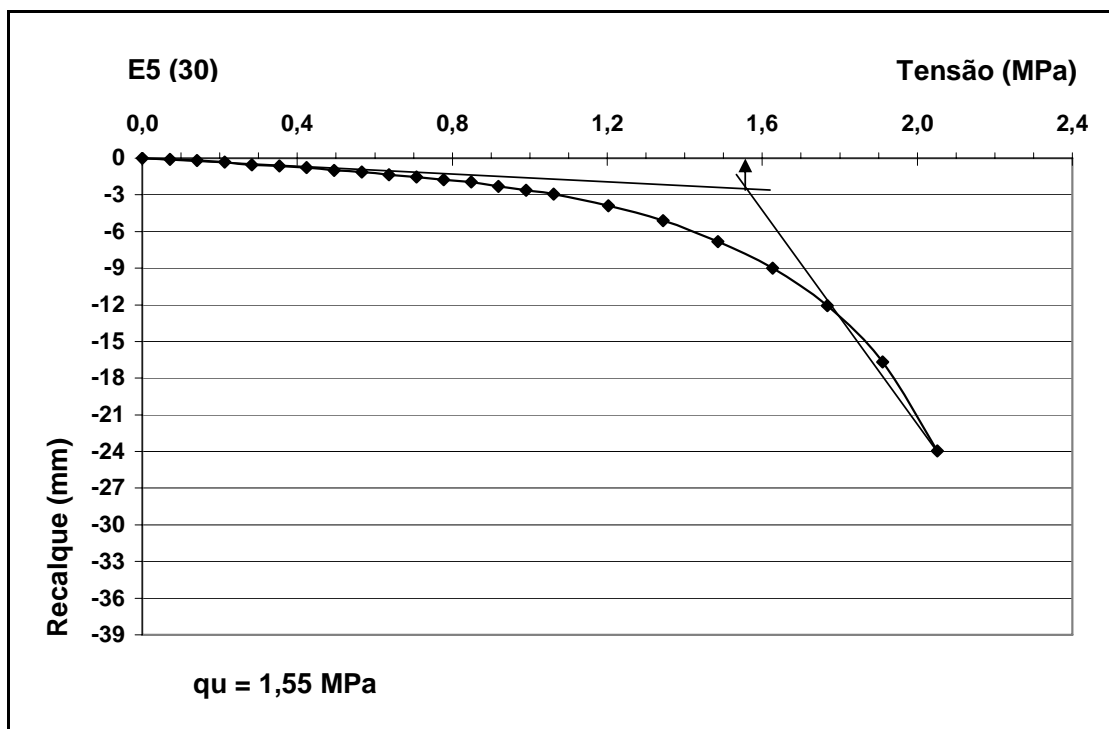
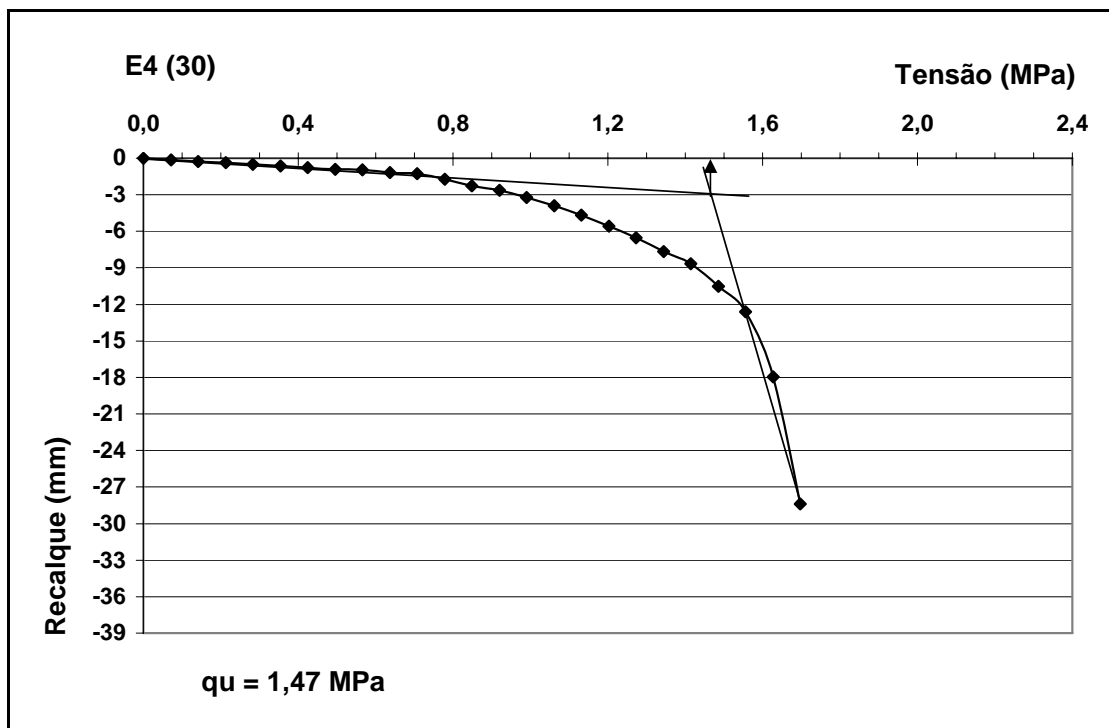
1 - Limitar o recalque máximo a $d/30$ 

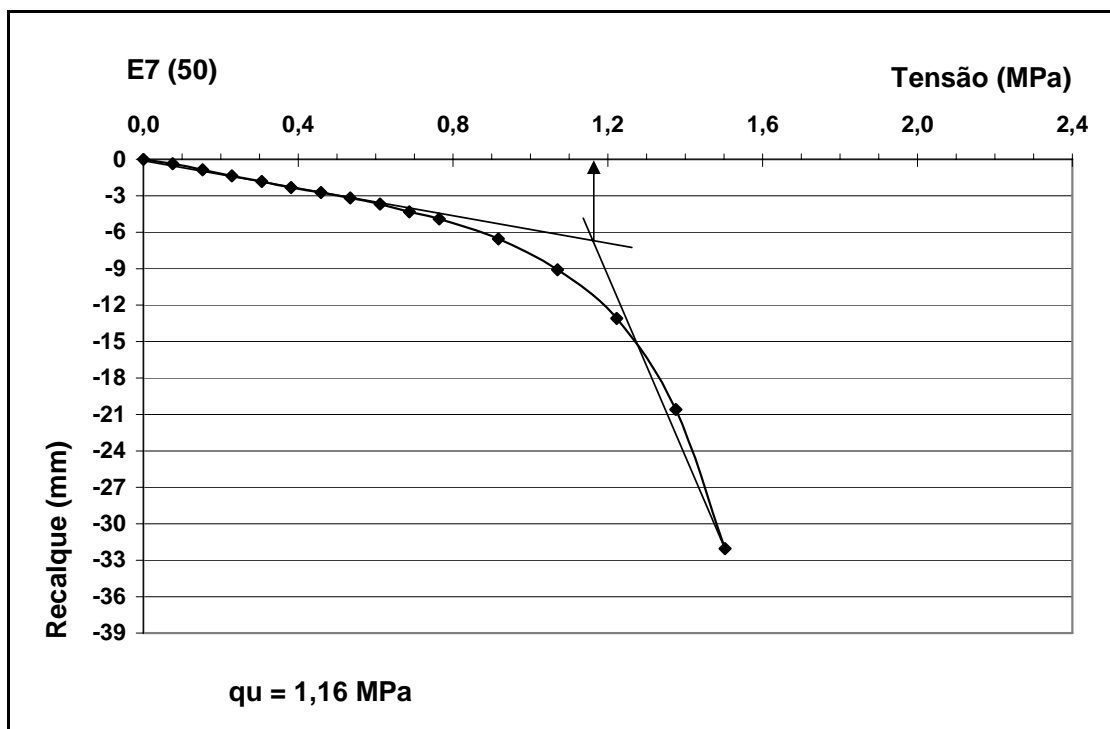
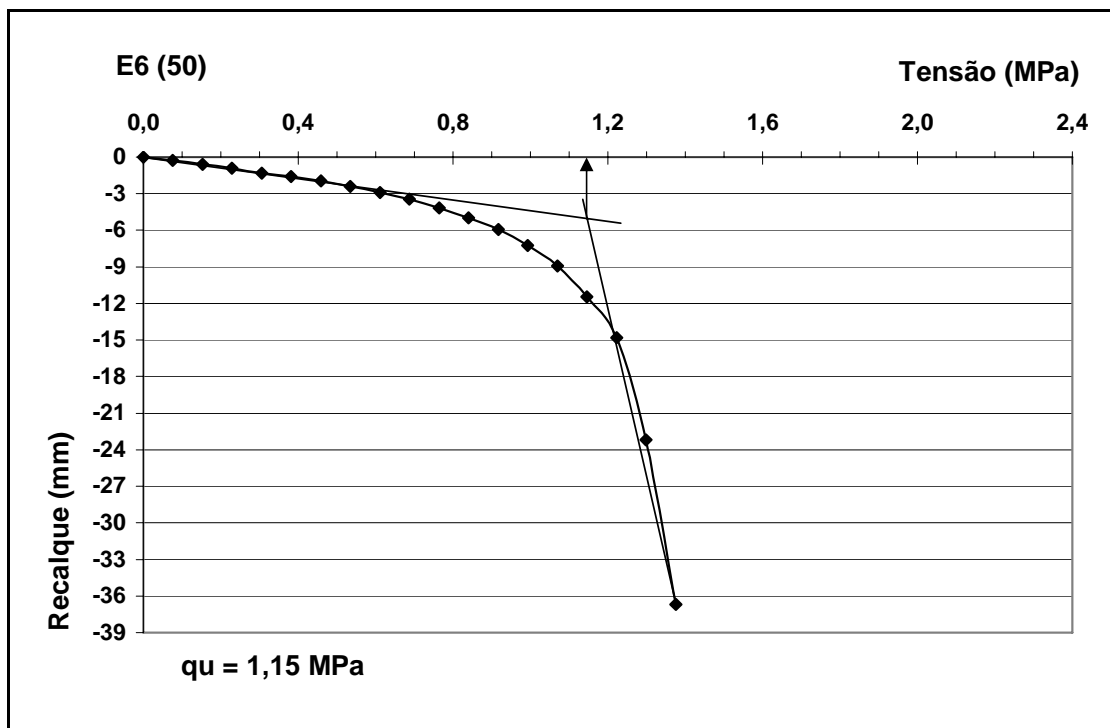




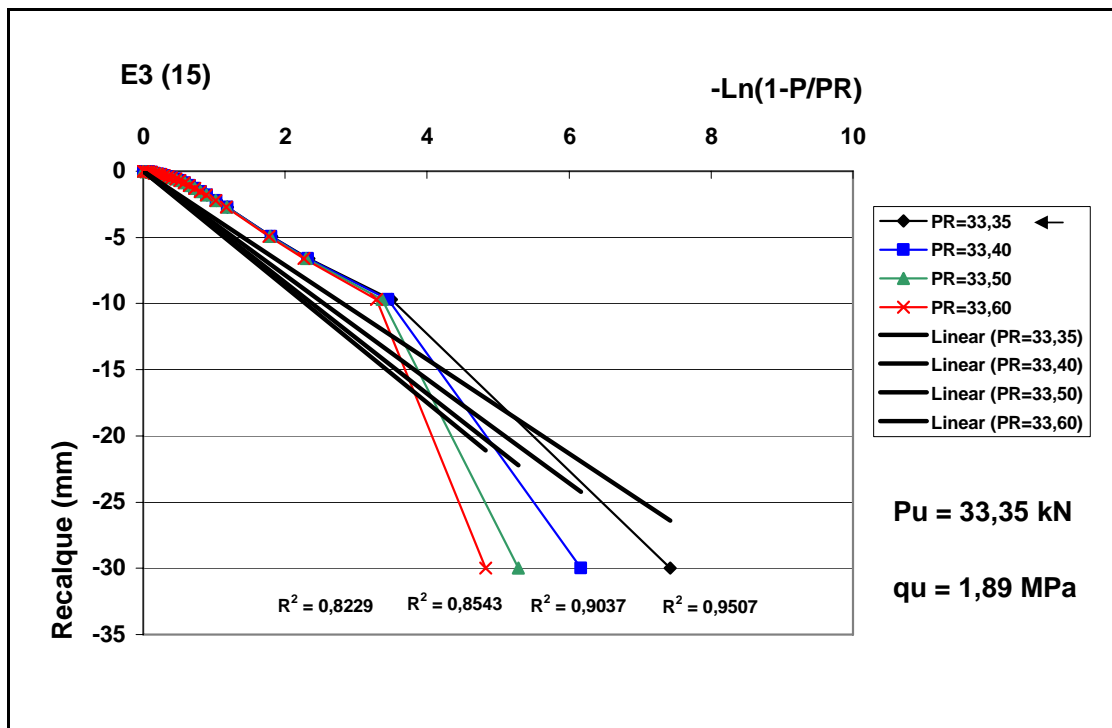
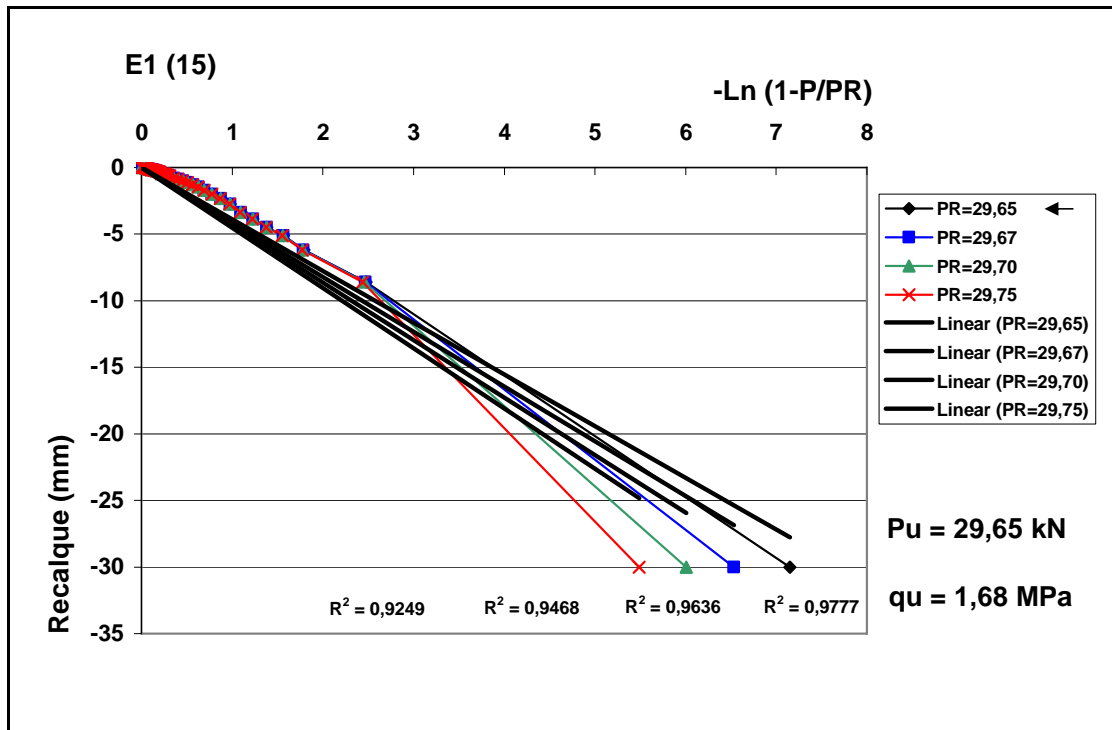
2 - Ponto de interseção das tangentes dos trechos inicial e final da curva carga-recalque

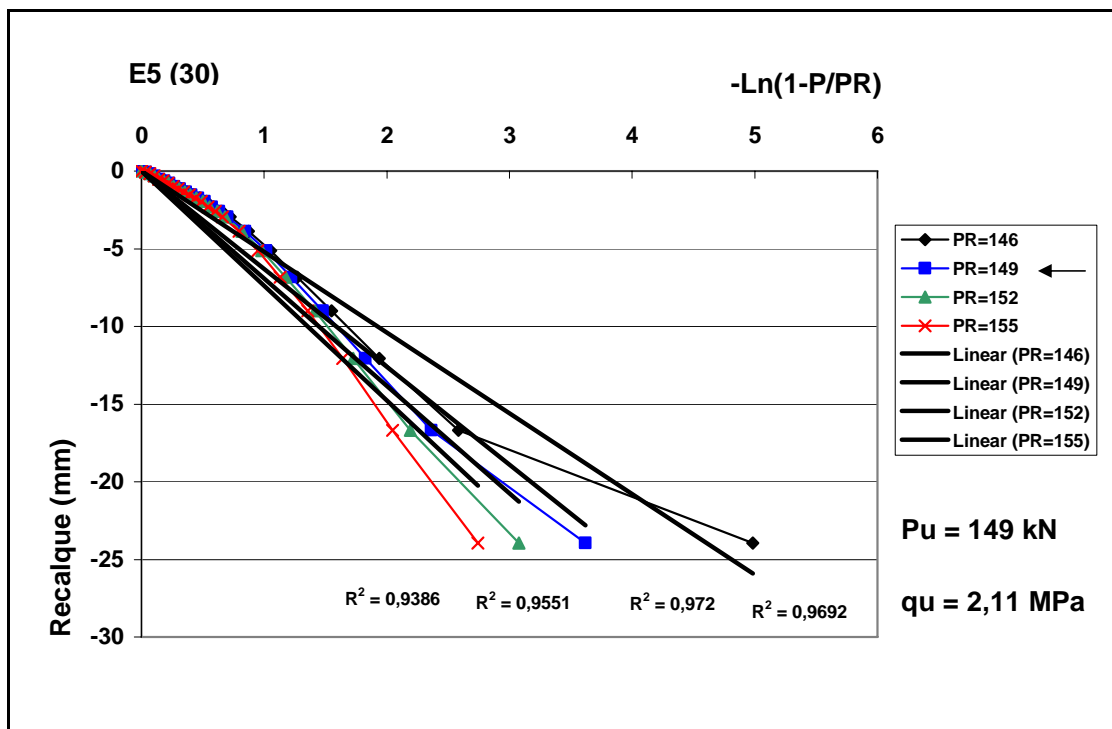
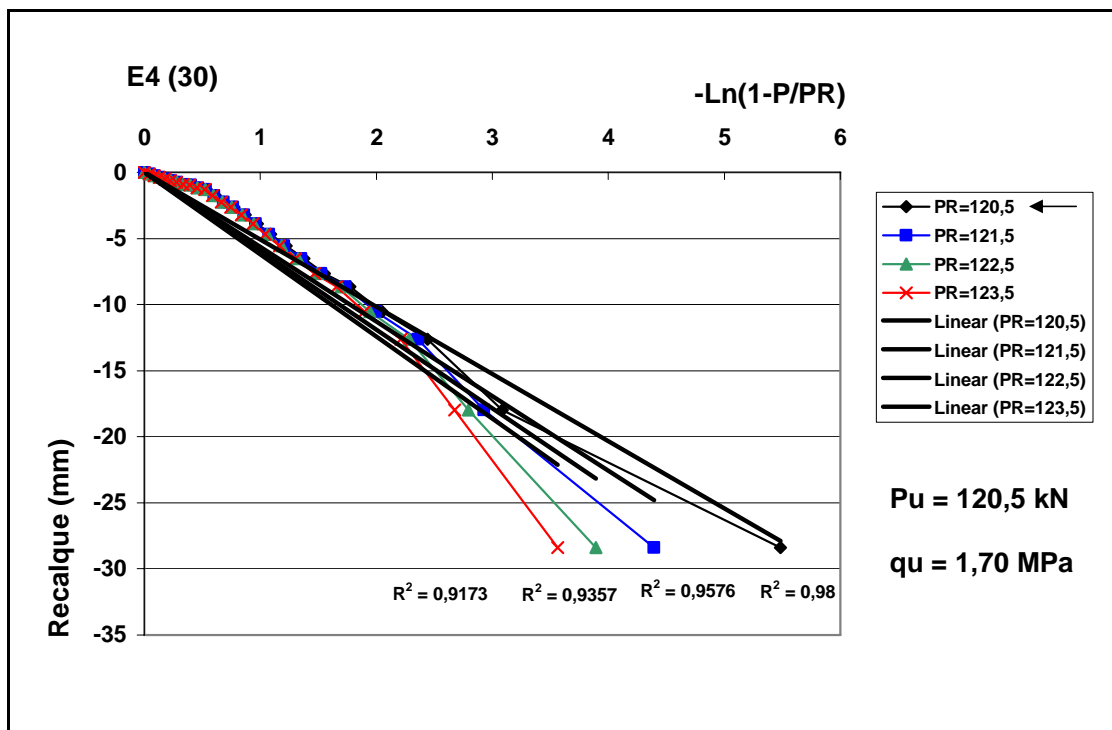


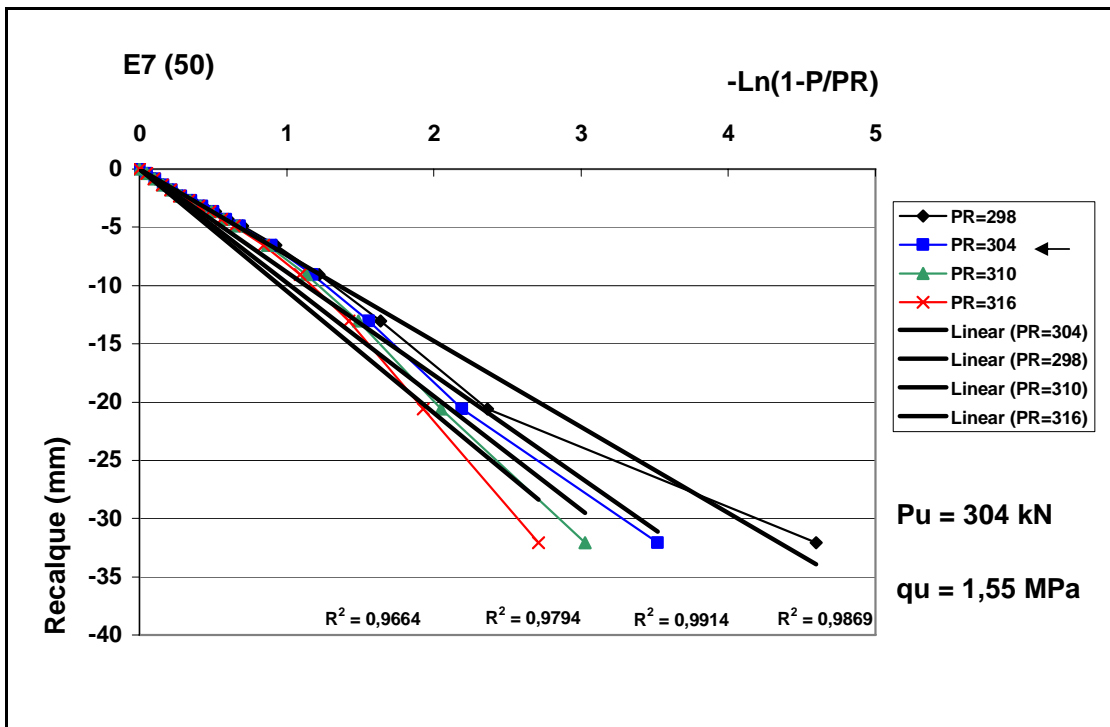
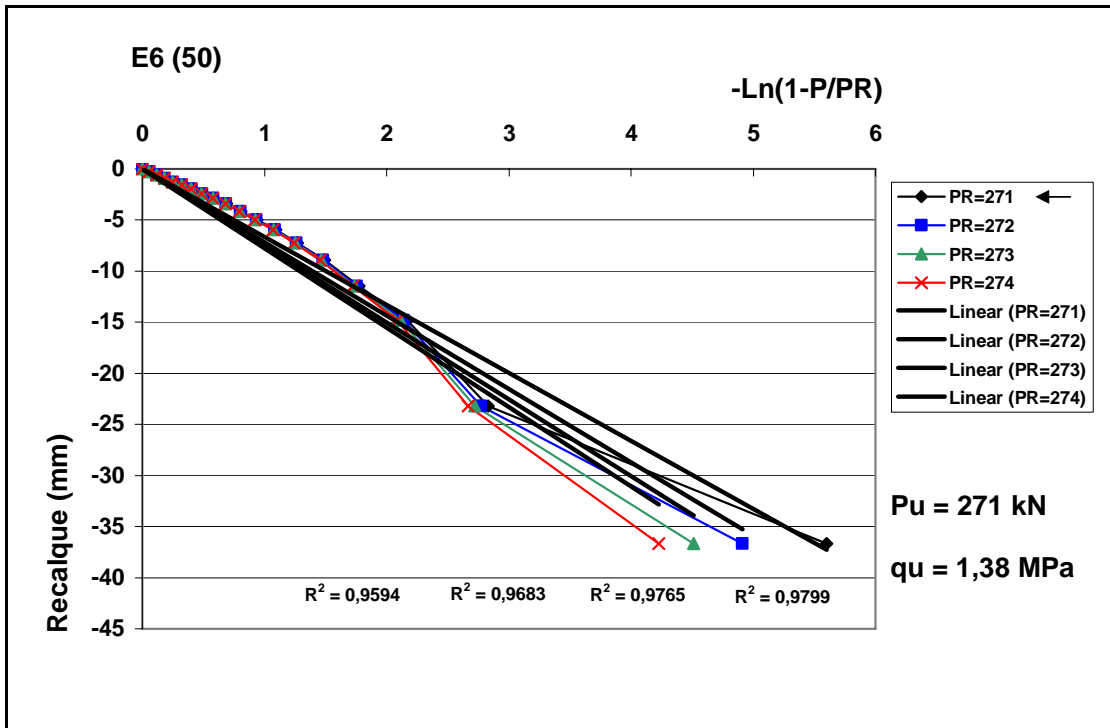




3 - Postulado de Van der Veen







4 - Método da Rigidez

