



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL,**  
**ARQUITETURA E URBANISMO**

**Análise da capacidade de carga de fundação  
por sapatas executadas na cidade de São  
Caetano do Sul/SP**

Leandro Tomio Noguchi

**CAMPINAS**

2012

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E  
URBANISMO**

**Leandro Tomio Noguchi**

**Análise da capacidade de carga de fundação por sapatas  
executadas na cidade de São Caetano do Sul/SP**

Dissertação de Mestrado apresentada à Comissão de Pós-Graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Geotecnia.

**Orientador: Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque**

**CAMPINAS**

2012

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA  
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

N689a Noguchi, Leandro Tomio  
Análise da capacidade de carga de fundação por  
sapatas executadas na cidade de São Caetano do Sul/SP /  
Leandro Tomio Noguchi. --Campinas, SP: [s.n.], 2012.

Orientador: Paulo José Rocha de Albuquerque.  
Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de  
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e  
Urbanismo.

1. Placas (Engenharia). 2. Recalque de estruturas. 3.  
Ruína de estrutura. 4. Confiabilidade (Engenharia). 5.  
Estabilidade estrutural. I. Albuquerque, Paulo José  
Rocha de . II. Universidade Estadual de Campinas.  
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e  
Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Bearing capacity analysis of shallow foundation in São Caetano  
do Sul city

Palavras-chave em Inglês: Plates (Engineering), Repression of structures, Ruin of  
structure, Reliability (Engineering), Structural stability

Área de concentração: Geotecnia

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora: David de Carvalho, Maurício Martines Sales

Data da defesa: 28/2/2012

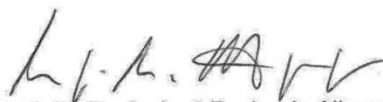
Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÃO POR  
SAPATAS EXECUTADAS NA CIDADE DE SÃO CAETANO DO  
SUL/SP**

**Leandro Tomio Noguchi**

**Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:**



**Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque  
Presidente e Orientador / Universidade Estadual de Campinas**



**Prof. Dr. David de Carvalho  
Universidade Estadual de Campinas**



**Prof. Dr. Maurício Martines Sales  
Universidade Federal de Goiás**

Campinas, 28 de fevereiro de 2012

*Aos meus pais.*

## ***Agradecimentos***

À Deus, pela vida, humildemente agradeço.

À Universidade Estadual de Campinas (Unicamp), pela oportunidade de estudar na instituição e à Capes pela concessão da bolsa de mestrado.

Ao meu orientador, Prof. Paulo J.R. Albuquerque, obrigado por ter confiado em meu trabalho e muito obrigado pelas orientações e dicas!

Aos Professores Sérgio de Pietro Damasco Penna e David de Carvalho, muito obrigado pelos conselhos, dicas e correções.

Aos técnicos do Laboratório DGT, obrigado pelo auxílio nos ensaios de caracterização do solo.

Ao Prof.Dr. Pérsio L. Barros pelos conselhos sobre os ensaios triaxiais e conhecimentos transmitidos em suas disciplinas do programa de pós-graduação.

Ao Eng<sup>o</sup> Alessandro Muchetti, muito obrigado por todo o apoio nas questões relacionadas aos ensaios e por ser sempre solícito e eficiente!

Às empresas Engestrauss e Ekopar, pela execução das estacas de reação e por toda a infraestrutura fornecida para a realização das provas de carga.

À Prof<sup>a</sup> Miriam G. Miguel pela disciplina que ministrou e me auxiliou na pesquisa científica.

A todos da Secretaria de Pós-Graduação da FEC/Unicamp.

Aos colegas de laboratório e de aula: Gustavo Galego, Cida Carbone, Raquel Linhares, Tami Shulze, Paloma, e todos os demais com os quais dividi alegria, amizade, dedicação e trabalho, muito obrigado pelas horas de descontração!!!

Um agradecimento especial ao Júlio C. Benatti, por todo o auxílio e valiosas discussões relacionadas à geotecnia, e também ao intercambista Alexssander Donath pelo auxílio nos ensaios triaxiais e manuseio do programa Plaxis.

Ao Hugo Lusuti Lee, muito obrigado “amigão”, pelo auxílio nos ensaios de carga sobre placa!!

À minha mãe, Dirce Yokota Noguchi, que sempre me incentivou nos estudos apoiando-me da melhor forma possível, muito obrigado!

Ao meu pai, Toshio Noguchi, que mesmo não estando mais presente, sei que também sempre estará me apoiando!

À Vanessa Nessner Kavamura pelo apoio, compreensão e grande ajuda nesta fase final da pesquisa.

*“Determinação, coragem e autoconfiança são fatores decisivos para o sucesso. Se estamos possuídos por uma inabalável determinação, conseguiremos superá-los. Independentemente das circunstâncias, devemos ser sempre humildes, recatados e despidos de orgulho.”*

Dalai Lama



## Resumo

NOGUCHI, Leandro Tomio. **Análise da capacidade de carga em fundação por sapatas executadas na cidade de São Caetano do Sul**. Faculdade de Engenharia Civil – UNICAMP, 2012. 151 p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP, 2012.

Este trabalho teve o objetivo estudar às formulações e teorias de capacidade de carga e previsão de recalques para o caso de uma solução em fundação superficial adotado em uma obra de um edifício comercial de 10 pavimentos e 3 subsolos localizado na cidade de São Caetano do Sul/SP, por meio de análise de quatro provas de carga sobre placa. Para tal, o solo local foi submetido a ensaios de laboratório para caracterização e determinação de parâmetros geotécnicos que alimentaram os métodos propostos e apresentados na literatura. Um modelo do ensaio de carga foi simulado em programa de elementos finitos, com os parâmetros dos ensaios de laboratório e assim determinando a curva carga vs recalque. Foram realizadas análises probabilísticas que forneceram o índice de confiabilidade e a probabilidade de ruína, possibilitando a redução do fator de segurança da fundação e o aumento da tensão admissível.

**Palavras chave:** Placas (Engenharia), Recalque de estruturas, Ruína de estrutura, Confiabilidade (Engenharia) e Estabilidade estrutural.

## **Abstract**

NOGUCHI, Leandro Tomio. **Bearing capacity analysis of shallow foundation in São Caetano do Sul city.** Faculdade de Engenharia Civil – UNICAMP, 2012. 151p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP, 2012.

This work aims to study the methods and theories of bearing capacity and settlement prediction for the solution of a shallow foundation adopted in a commercial building of 10 floors and 3 basements in the city of São Caetano do Sul/SP through analysis of 4 plate loading tests. An undisturbed soil sample was collected that was submitted to laboratory tests for characterization and determination of geotechnical parameters that will support the theoretical methods proposed in the literature. With this it is expected to check the existing calculation methods for bearing capacity and settlement prediction. A model of the load plate test was simulated using a finite element program, with the parameters of laboratory tests, thus determining the load-settlement curve. By the allowable stress obtained, probabilistic analysis were performed, what made possible the calculation of reliability and failure probability indexes, allowing the reduction of the safety factor of the foundation and increase in the allowable stress.

Keywords: Plates (Engineering), Repression of structures, Ruin of structure, Reliability (Engineering), Structural stability.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Relação da profundidade sobre a menor dimensão de uma sapata ( $H \leq 2B$ ). .....	28
Figura 2.2: Exemplo de bloco de fundação. ....	32
Figura 2.3: Exemplo de sapata isolada. ....	32
Figura 2.4: Exemplo de sapata associada. ....	33
Figura 2.5: Exemplo de sapata corrida.....	33
Figura 2.6: Exemplo de radier. ....	34
Figura 2.7: Exemplo de curva tensão-recalque (BOWLES, 1997). ....	35
Figura 2.8 : Tipo de placa: (a) convencional, (b) parafuso (VELLOSO & LOPES, 2004). .....	38
Figura 2.9: Tipos de sistemas de reação (RUVÉR, 2005).....	39
Figura 2.10: Bulbos de tensão do ensaio de placa e de uma sapata genérica. ....	40
Figura 3.1: Ruptura geral - (a) superfícies de ruptura, (b) Curva carga-recalque (DAS, 2009). ....	43
Figura 3.2: Ruptura local - (a) superfícies de ruptura, (b) Curva carga-recalque (DAS, 2009). ....	44
Figura 3.3: Ruptura por puncionamento - (a) superfícies de ruptura, (b) Curva carga- recalque (DAS, 2009). ....	45
Figura 3.4: Superfícies cilíndricas de deslizamento (FELLENIUS, 1999).....	47
Figura 3.5: Superfície potencial de ruptura (DAS, 2009).....	48
Figura 3.6: Comparação das superfícies de ruptura de Terzaghi e Meyerhof (modificado de Bowles, 1997). ....	55
Figura 3.7: Convenção dos ângulos utilizados pela Teoria de Hansen (1970) .....	61

Figura 3.8: Ábacos para obtenção de $q_{adm}$ em areias (TERZAGHI; PECK, 1967).....	65
Figura 3.9: Origem das patologias de fundações no estado do Rio Grande do Sul (MILITITSKY et al., 2008).....	71
Figura 3.10: Curvas de densidade de probabilidade de S e R (AOKI, 2002). ....	73
Figura 3.11: Margem de segurança para determinação de ruína (AOKI, 2005).....	74
Figura 4.1: Fatores para cálculo de recalque imediato segundo Jambu (CINTRA, et al., 2003). ....	81
Figura 4.2: Diagrama com valores de $I_z$ (SCHMERTMANN, 1970). ....	85
Figura 4.3: Diagrama com valores de $I_z$ (SCHMERTMANN et al., 1978). ....	86
Figura 4.4: Ábaco para determinação de $Z_1$ .....	89
Figura 4.5: Módulos de elasticidade.....	91
Figura 4.6: Exemplo de gráfico para obtenção de módulos de elasticidade. ....	92
Figura 5.1: Localização do município de São Caetano do Sul (Fonte: modificado de Wikipedia).....	96
Figura 5.2: Resistência à penetração do local de estudo ao longo da profundidade. ....	97
Figura 5.3: Sondagem (SP05) mais próxima das provas de carga. ....	99
Figura 5.4: Etapas da retirada de amostra indeformada. ....	100
Figura 5.5: Contenção em solo grampeado .....	101
Figura 5.6: Medidor de variação volumétrica.....	103
Figura 5.7: Calibração do deflectômetro no medidor de volume. ....	104
Figura 5.8: Locação das provas de carga sobre placa.....	106
Figura 5.9: Acesso por rampa da obra. ....	107
Figura 5.10: Tentativa de execução de micro-estacas para reação de prova de carga sobre placa.....	108
Figura 5.11: Execução de estacas hélice segmentada para reação de prova de carga sobre placa.....	109
Figura 5.12: Montagem de viga de reação para prova de carga sobre placa. ....	110
Figura 5.13: Esquema de montagem do sistema de reação. ....	111
Figura 5.14: Corte do esquema de montagem de prova de carga sobre placa.....	112

Figura 5.15: (a) Placa metálica de 0,5m <sup>2</sup> e (b) nivelamento do solo de apoio da placa. .....	113
Figura 5.16: (a) Macaco hidráulico e (b) bomba elétrica. ....	114
Figura 5.17: Célula de carga e painel de leitura. ....	114
Figura 5.18: Gráfico de calibração da célula de carga. ....	115
Figura 5.19: Quatro extensômetros dispostos diametralmente em oposição. ....	116
Figura 5.20: Montagem de macaco e célula de carga para prova de carga sobre placa. .....	117
Figura 6.1: Frações do solo estudado. ....	121
Figura 6.2: Curva granulométrica. ....	123
Figura 6.3: Determinação da tensão de pré-adensamento por Casagrande. ....	125
Figura 6.4: Determinação da tensão de pré-adensamento por Pacheco Silva. ....	126
Figura 6.5: Determinação da tensão de pré-adensamento por (BUTTERFIELD, 1979). .....	126
Figura 6.6: Variação de volume do CP durante o adensamento. ....	128
Figura 6.7: Curvas tensão versus deformação dos ensaios triaxiais do tipo CD. ....	129
Figura 6.8: Envoltória de resistência ao cisalhamento do ensaio do tipo CD. ....	130
Figura 6.9: Curvas tensão versus deformação dos ensaios triaxiais do tipo CU. ....	131
Figura 6.10: Envoltória de resistência ao cisalhamento do ensaio do tipo CU em termos de tensões totais. ....	132
Figura 6.11: Curvas tensão-deslocamento das provas de carga .....	134
Figura 6.12: Valores de tensões de ruptura das provas de carga. ....	135
Figura 6.13: Comparação entre as curvas teóricas de Van der Veen e as curvas das Pc's. ....	136
Figura 6.14: Bulbo de tensões do solo CD. ....	139
Figura 6.15: Bulbo de tensões para solo CDH. ....	140
Figura 6.16: Bulbo de tensões para solo CU. ....	141
Figura 6.17: Bulbo de tensões para CUH. ....	142
Figura 6.18: Curvas carga recalques pelo Plaxis. ....	143
Figura 6.19: Gráfico com os valores de tensões de ruptura obtidos pelo Plaxis .....	144

Figura 6.20: Gráfico com os valores de tensões admissíveis (FS=3) obtidos pelo Plaxis .....	145
Figura 6.21: Comparação entre valores de tensões de ruptura - métodos teóricos .....	147
Figura 6.22: Comparação entre valores de tensões admissíveis - métodos teóricos .....	148
Figura 6.23: Gráfico de tensões admissíveis para os métodos semi-empíricos.....	149
Figura 6.24: Placa do ensaio com reforços radiais.....	151
Figura 6.25: Gráfico de valores de recalque para métodos teóricos. ....	152
Figura 6.26: Gráfico de valores de recalque de métodos semi-empíricos.....	154
Figura 6.27: Gráfico de valores de recalques obtidos pelo programa Plaxis.....	155
Figura 6.28: Comparação entre tensão de ruptura de métodos teóricos e PC's.....	157
Figura 6.29: Comparação entre valores de $\sigma_{adm}$ de métodos semi-empíricos e PC.....	159
Figura 6.30: Comparação de valores de $\sigma_r$ obtidos do Plaxis com os de PC .....	160
Figura 6.31: Comparação de recalques médios teóricos e PC. ....	162
Figura 6.32: Comparação entre recalques semi-empíricos e PC.....	164
Figura 6.34: Curvas tensão versus recalques de PC e de Plaxis.....	165
Figura 6.34: Recalques do Plaxis e PC.....	166
Figura 6.35: Comparação entre as médias dos métodos e das PC's .....	167
Figura 6.36: Curvas S e R padrão.....	169

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Fatores de carga de Terzaghi- ruptura geral (DAS, 2009) .....	51
Tabela 3.2: Fatores de carga de Terzaghi- ruptura local (DAS, 2009).....	52
Tabela 3.3: Fatores de capacidade de carga de Meyerhof (DAS, 2009).....	56
Tabela 3.4: Fórmulas para cálculo de fatores de Meyerhof (modificado de BOWLES, 1997).....	57
Tabela 3.5: Fatores de forma e profundidade (HANSEN, 1961, 1970).....	59
Tabela 3.6: Fatores de inclinação de Hansen (BOWLES, 1997).....	60
Tabela 3.7: Fatores de inclinação de carga, do terreno e de base de Vesic (1975).....	62
Tabela 3.8: Tabela de fator de capacidade de carga de Skempton (CINTRA, J. C. A. et al., 2003).....	63
Tabela 3.9: $\beta$ em função de Pf. ....	76
Tabela 4.1: Fatores de influência $I_p$ (modificado de PERLOFF; BARON, 1976).....	80
Tabela 4.2: Valores de $\mu_0$ (DAS, 2009).....	82
Tabela 4.3: Valores de $\mu_1$ (DAS, 2009).....	82
Tabela 4.4: Variação dos fatores A' e B'. ....	84
Tabela 4.5: Valores para Coeficientes de recalque F de Shultze e Sheriff (1973).....	88
Tabela 4.6: Valores típicos de Módulos de elasticidade de São Paulo (NEGRO JR. et al., 1992).....	93
Tabela 4.7: Valores típicos de E segundo (Bowles, 1997).....	94
Tabela 5.1: Número de golpes $N_{spt}$ ao longo da profundidade. ....	98
Tabela 6.1: Resultados do ensaio de granulometria conjunta.....	122
Tabela 6.2: Valores de limites de consistência.....	123
Tabela 6.3: Valores de índices físicos.....	124

Tabela 6.4: Valores de tensões principais maiores de ensaios triaxiais do tipo CD.....	129
Tabela 6.5: Valores de tensões principais maiores de ensaios triaxiais do tipo CU.....	132
Tabela 6.6: Valores de tensão de ruptura pela NBR6489 e Van der Veen. ....	136
Tabela 6.7: Parâmetros estatísticos das provas de carga e do método de Van der Veen .....	137
Tabela 6.8: Modelos de solos adotados no Plaxis. ....	138
Tabela 6.9: Tensões de ruptura e admissível pelo Plaxis. ....	144
Tabela 6.10: Coesão (c) e ângulo de atrito ( $\phi$ ) dos ensaios CD e CU.....	146
Tabela 6.11: Resumo de $\sigma_r$ para os métodos teóricos. ....	146
Tabela 6.12: Parâmetros estatísticos das tensões de.....	147
Tabela 6.13: Valores de tensões admissíveis para os métodos semi-empíricos. ....	149
Tabela 6.14: Parâmetros estatísticos dos métodos estatísticos.....	150
Tabela 6.15: Recalques calculados pelos métodos teóricos.....	151
Tabela 6.16: Valores de recalque para os métodos semi-empíricos.....	153
Tabela 6.17: Valores de recalques obtidos pelo programa Plaxis.....	155
Tabela 6.18: Resumo de $\sigma_r$ e $\sigma_{adm}$ calculados e sua relação com os valores de prova de carga .....	156
Tabela 6.19: Relação estimado medido para recalques de métodos teóricos e PC. ...	161
Tabela 6.20: Relação estimado e medido de recalques semi-empíricos .....	163
Tabela 6.21: Valores dos esforços de solicitação (S) do edifício. ....	168
Tabela 6.22: Valores estatísticos de S e R .....	168
Tabela 6.23: Probabilidade de ruína do projeto de fundação do edifício.....	170
Tabela 6.24: Simulação de pf para $\beta=3$ .....	170
Tabela 6.25: Simulação de pf para FS=2 .....	170
Tabela 6.26: Valores estatísticos para tensão admissível de 800kPa.....	171
Tabela 6.27: Pf para tensão admissível de 800kPa. ....	171



## LISTA DE SÍMBOLOS

- A' e B' - Fatores adimensionais
- B - Largura
- c - Coesão
- c' - Coesão efetiva
- c<sub>1</sub> - Fator de correção de embutimento da sapata
- c<sub>2</sub> - Fator de correção de tempo
- d<sub>i</sub> - Fatores de profundidade do assentamento
- E<sub>i</sub> - Módulo de elasticidade inicial
- E<sub>s</sub> - Módulo de deformabilidade do solo
- E<sub>sec</sub> - Módulo de elasticidade secante
- E<sub>t</sub> - Módulo de elasticidade tangente
- FS - Fator de segurança
- g<sub>i</sub> - Fatores de inclinação do terreno
- H / h - Profundidade de assentamento / embutimento
- i<sub>i</sub> - Fatores de inclinação de carga
- i<sub>q</sub>, i<sub>c</sub>, i<sub>γ</sub> - Fatores de inclinação
- I<sub>p</sub> - Fator de influência que depende da rigidez da sapata
- I<sub>z</sub> - Fator de influência na deformação
- L - Comprimento da sapata
- K<sub>py</sub> - Coeficiente de empuxo passivo
- N - Número de golpes ensaio SPT
- N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>γ</sub> - Fatores de capacidade de carga

Pf - Probabilidade de ruína  
q - Sobrecarga  
q - Tensão aplicada  
q' - Tensão efetiva na cota da sapata  
q<sub>adm</sub> / σ<sub>adm</sub> - Tensão admissível  
q<sub>c</sub> - Resistência de ponta  
q<sub>ult</sub> - Tensão última  
R - Variabilidade de resistências  
R<sub>m</sub> - Resistência média  
s - Recalque total  
S - Variabilidade de solicitações  
S<sub>a</sub> - Recalque por adensamento primário  
S<sub>c</sub>, S<sub>q</sub>, S<sub>γ</sub> - Fatores de forma da sapata  
S<sub>i</sub> - Fatores de forma  
S<sub>i</sub> - Recalque imediato, elástico ou não-drenado  
S<sub>m</sub> - Solicitação média  
S<sub>s</sub> - Recalque por compressão secundário  
t - Tempo  
tanφ - Coeficiente de atrito  
u - Coeficiente de variação  
z - Profundidade  
β - Índice de confiabilidade  
Δz - Espessura da camada  
ε<sub>z</sub> - Deformação vertical  
Ø - Ângulo de atrito interno do solo  
μ - Média  
σ - Tensão normal  
σ - Desvio padrão  
τ - Resistência ao cisalhamento  
u - Coeficiente de Poisson

$\gamma$  - Peso específico do solo

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	10
LISTA DE TABELAS .....	14
LISTA DE SÍMBOLOS.....	16
1 Introdução .....	23
1.1 Objetivos .....	24
1.1.1 Geral.....	25
1.1.2 Específicos .....	25
2 Revisão bibliográfica .....	27
2.1 Fundações .....	27
2.1.1 Definição.....	27
2.1.2 Tipos de fundações .....	28
2.1.3 Fundações superficiais .....	29
2.1.3.1 Histórico .....	29
2.1.3.2 Tipos de fundação superficial.....	31
2.2 Prova de carga sobre placa .....	34
2.2.1 Considerações iniciais .....	34
2.2.2 Tipos de ensaios.....	37
2.2.3 Aplicabilidade.....	39
3 Capacidade de carga e tensão admissível .....	41
3.1 Capacidade de carga de fundação superficial .....	41
3.2 Tensão admissível de fundação superficial.....	41
3.3 Mecanismos de ruptura.....	42
3.4 Estimativa de tensão superficial.....	46
3.4.1 Métodos teóricos .....	46

3.4.1.1	Teoria de Terzaghi (1943).....	47
3.4.1.2	Teoria de Meyerhof .....	54
3.4.1.3	Teoria de Brinch-Hansen (1961).....	58
3.4.1.4	Teoria de Vesic (1975).....	61
3.4.1.5	Teoria de Skempton (1951).....	63
3.4.2	Métodos empíricos .....	64
3.4.3	Métodos semi-empíricos.....	64
3.4.3.1	Métodos baseados no ensaio SPT .....	64
3.4.3.2	Métodos baseados no ensaio CPT .....	66
3.4.3.3	Métodos baseados em outros ensaios.....	67
3.4.4	Por meio de provas de carga em placa .....	68
3.5	Probabilidade de ruína .....	70
3.5.1	Análise de confiabilidade .....	72
4	Recalques .....	77
4.1	Definição .....	77
4.2	Tipos de recalques.....	77
4.3	Cálculo de recalques imediatos ( $S_i$ ) .....	78
4.3.1	Teoria da elasticidade - camada infinita .....	78
4.3.2	Teoria da elasticidade - camada finita .....	80
4.3.3	Método de Schmertmann .....	83
4.4	Métodos semi-empíricos .....	86
4.4.1	Método de Décourt (1996).....	86
4.4.2	Método de Schultze e Sheriff (1973 apud DÉCOURT, 1996).....	87
4.4.3	Método de Burland & Burbidge (1985) .....	88
4.4.4	Método de Anagnostopoulos et al. (1991 apud RUVÉR, 2005).....	89
4.5	Módulos de elasticidade.....	90
5	Materiais e métodos.....	95
5.1	Parte experimental .....	95
5.1.1	Características geotécnicas do local de estudo.....	95
5.1.2	Retirada de amostra indeformada .....	100

5.1.3	Ensaio de laboratório .....	101
5.1.4	Prova de carga sobre placa .....	104
5.2	Procedimentos para análises e cálculos .....	117
5.2.1	Ensaio de caracterização .....	117
5.2.2	Ensaio de adensamento .....	118
5.2.3	Ensaio triaxiais drenados (CD) e não drenados (CU) .....	118
5.2.4	Cálculo de capacidade de carga .....	118
5.2.5	Cálculo de recalques .....	119
6	Resultados e discussão .....	121
6.1	Caracterização .....	121
6.2	Ensaio de adensamento .....	124
6.3	Ensaio triaxiais .....	127
6.3.1	Triaxial lento (CD) .....	127
6.3.2	Triaxial rápido (CU) .....	131
6.4	Prova de carga sobre placa .....	133
6.5	Modelo em programa de elementos finitos .....	137
6.6	Capacidade de carga .....	145
6.6.1	Métodos teóricos .....	145
6.6.2	Métodos semi-empíricos .....	148
6.7	Recalques imediatos (Si) .....	150
6.7.1	Métodos teóricos .....	150
6.7.2	Métodos semi-empíricos .....	153
6.7.3	Modelagem no Plaxis .....	154
6.8	Comparação e discussão entre os métodos .....	156
6.8.1	Capacidade de carga .....	156
6.8.2	Recalque .....	161
6.9	Análise de probabilidade de ruína .....	167
7	Conclusões .....	173
7.1	Capacidade de carga .....	173
7.2	Recalques .....	174

7.3	Probabilidade de ruína .....	175
7.4	Conclusões gerais.....	175
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	177

# 1 INTRODUÇÃO

Atualmente os programas de incentivo ao crescimento da economia pelo governo federal, aliados à demanda social do país, geraram uma necessidade do incremento de produção no setor de construção civil.

É necessário, porém, ficar atento na dosagem dos recursos de maneira tal que não ocorram exageros. Nesse intuito, quanto mais próximos os resultados dos métodos de cálculo para dimensionamento de super-estruturas e infra-estruturas estiverem do comportamento real, menor será o desperdício de capital. É importante, então, a busca por metodologias executivas e de projeto cada vez mais eficientes.

A geotecnia é uma área que diferentemente da área de estruturas, por exemplo, possui o fator solo, o qual o homem não consegue manipular, e depende de sua capacidade natural de suporte para assentar seus empreendimentos. Com isso, a tarefa de se dimensionar uma fundação torna-se difícil.

A estimativa de valores de resistência que um determinado solo pode atingir, assim como as deformações que sofrerá devido ao carregamento de uma estrutura, são atualmente calculados por diversos métodos e ferramentas, que independentemente da precisão, serão sempre estimativas. Isto porque as incertezas que a engenharia geotécnica trabalha, devido à variabilidade do solo, fazem com que o profissional, por



motivos e necessidades de mercado, estimar parâmetros de resistência baseados em um único ensaio, o SPT, o mais utilizado no Brasil.

Tornam-se necessários, então, estudos com uma eficiente campanha de caracterização e ensaio de solos, objetivando a verificação de desempenho de métodos já consagrados na prática da engenharia geotécnica. Esta verificação de desempenho é realizada, segundo diversas literaturas (ALONSO, 1991; BARATA, 1984; BOWLES, 1997; CINTRA, et al., 2003; DAS, 1999; FELLENIUS, 1975; MILITITSKY et al., 2008; NÁPOLES NETO, 1998; VELLOSO & LOPES, 2004), por meio de provas de carga, e ainda, sendo mais específico para o caso de fundações superficiais, provas de carga sobre placa.

Para esta pesquisa, vale salientar a necessidade do construtor do edifício em verificar em campo a capacidade de suporte real do solo do local da obra, com o intuito de se reduzir a área da fundação superficial. As estimativas iniciais foram realizadas com a obtenção de parâmetros geotécnicos por meio de literatura e prática de engenharia geotécnica, que forneceram correlações para determinação de tensão admissível para a obra. Não satisfeito com o valor obtido, e com a expectativa de se reduzir o fator de segurança, conforme prescreve a NBR 6122 (ABNT, 2010) com a realização de ensaios de carga sobre placa durante a fase de projeto, foi decidido então realizar tais ensaios, em conjunto com ensaios de laboratórios que serão descritos a seguir.

## **1.1 Objetivos**

### **1.1.1 Geral**

O objetivo deste trabalho é verificar o desempenho de métodos de cálculo de capacidade de carga e previsão de recalques de fundação superficial por meio de análises de resultados de provas de carga sobre placa realizadas em solo argilo-siltoso no município de São Caetano do Sul/SP.

### **1.1.2 Específicos**

De modo a atingir o objetivo principal as seguintes etapas foram efetuadas:

- Realização de ensaios de laboratórios para caracterização e obtenção de parâmetros geotécnicos do solo do local da obra, além de ensaios de compressão triaxial, em condições drenadas e não drenadas para verificar a condição de drenagem em que ocorrem os ensaios de placa;
- Comparação os métodos de cálculo de capacidade de carga e previsão de recalques por meio de parâmetros de laboratório;
- Determinação e comparar as curvas carga-recalque de modelagem em programa de elementos finitos com as curvas de prova de carga;
- Definição a tensão admissível para o solo da obra e analisar a probabilidade de ruína da fundação do edifício;



## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 Fundações**

#### **2.1.1 Definição**

O termo fundação é definido como ato ou efeito de fundar, ou de erigir, ou ainda como um conjunto de obras necessárias para segurar e assentar os fundamentos de uma edificação, conforme Michaelis (1998). Pode-se ainda definir o termo fundação geotecnicaamente, como o elemento estrutural mais maciço de solo o qual possui a função de transmitir as cargas da estrutura ao solo, de modo a atender as necessidades de capacidade de suporte e de recalque (BOWLES, 1997; MILITITSKY et al., 2008). É formado pelo maciço de solo e pelo elemento estrutural de fundação, que pode ser de estacas, sapatas, entre outros.

## 2.1.2 Tipos de fundações

Há dois tipos básicos de fundação: a profunda e a rasa ou superficial, sendo esta última o foco deste trabalho. O que difere os dois tipos, além da profundidade, é o modo como ambas transferem a carga da estrutura pra o maciço. Segundo a norma NBR6122 (ABNT, 2010), fundações rasas são elementos de fundação que transmitem as cargas ao terreno por tensões distribuídas em sua base, enquanto que as fundações profundas são elementos de fundação que além de transmitir as cargas pela base, possui a contribuição de sua superfície lateral para tal.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) difere ainda os mesmos elementos em relação a sua profundidade de assentamento. Os elementos de fundação assentados a uma profundidade em relação ao terreno adjacente ( $H$ ) inferior a duas vezes a sua menor dimensão ( $B$ ) é considerada como fundação rasa (FIGURA 2.1), enquanto que acima desse valor e com no mínimo 3 metros de profundidade é considerada como fundação profunda.

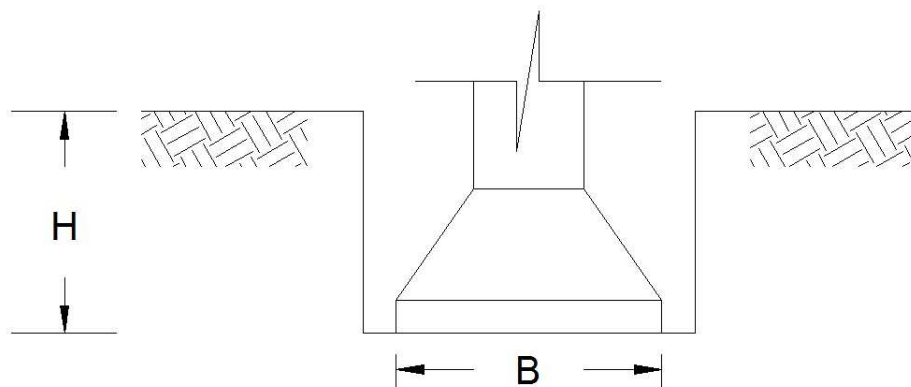


Figura 2.1: Relação da profundidade sobre a menor dimensão de uma sapata ( $H \leq 2B$ ).

O foco deste trabalho são as fundações rasas, também conhecidas como superficiais ou diretas.

### **2.1.3 Fundações superficiais**

#### 2.1.3.1 Histórico

Nápoles Neto (1998) relata que não há como falar da história das fundações sem mencionar o histórico das super-estruturas. Isto porque uma sempre foi e será ligada a outra. Segundo o mesmo, os homens primitivos da época do Neolítico já utilizavam estacas de madeira em suas choupanas construídas à beira de lagos, embora o conceito de fundações não fosse estabelecido na época.

As civilizações mais antigas do oriente, como as do Egito e da Mesopotâmia, já apoiavam suas construções em tijolos cerâmicos e pedras. Há registros de que construções maiores ruíam, e que seus escombros eram compactados junto ao solo, para servir de base para novas edificações, como palácios, por exemplo.

Os gregos na idade clássica, apesar da beleza arquitetônica, pouco acrescentaram tecnicamente na área de fundações. Vale destacar uma espécie de sapata corrida, onde dois ou três blocos de pedra alongados eram grampeados, proporcionando uma melhor distribuição das cargas, pois as juntas verticais desencontradas desses blocos tendiam a uniformizar as tensões.

Os romanos foram responsáveis por grandes avanços nas técnicas, tanto de construção de fundações como na de construções em geral. Com suas edificações de arcos e domos de concreto, passaram a utilizar uma mistura de pozolana com calcário,

acrescidos de pedras e tijolos cozidos nas fundações. Grandes obras de engenharia desta civilização, como o Coliseu e o Panteão, receberam soluções de fundação de destaque, o primeiro foi assentado em uma laje de concreto de 170 metros de diâmetro, e o segundo sobre uma viga circular de concreto mais larga que as paredes. Embora sem cunho científico, baseado então na experiência, há relatos deste período com a preocupação de ação das cargas no solo, dimensão de base de fundação 1,5 vezes maior que o do pilar etc.

Em meados do século XVII, com o reconhecimento da engenharia civil propriamente dita, evoluíram também os conceitos de Mecânica dos Solos, por meio de Gautier (1717), Bélidor (1729), Godroy (1746) e outros (apud NÁPOLES NETO, 1998). Porém a era clássica da Mecânica dos Solos, então tratada como ciência se deu início em 1776 com Charles Augustin Coulomb, engenheiro e físico, cuja teoria se baseava na clássica equação que iguala a resistência ao cisalhamento ( $S$ ) do solo à coesão ( $c$ ) mais a tensão normal ( $\sigma$ ) multiplicada pelo coeficiente de atrito ( $\tan\phi$ ).

Vale destacar também os estudos realizados em meados do século XVIII, por Collin, Rankine e Darcy, os dois primeiros sobre o ângulo de atrito e coesão dos solos e o último pelo estudo de percolação de água e determinação do coeficiente ( $k$ ) de permeabilidade dos solos (NÁPOLES NETO, 1998).

A partir de 1820 com a descoberta do cimento Portland e do concreto armado por Monier em 1848, foi proporcionado então uma grande evolução na engenharia de fundações, utilizando-se este material como de construção para grandes edifícios e pontes, permitindo desta forma solicitações cada vez maiores (NÁPOLES NETO, 1998).

Já na fase contemporânea, principalmente com o considerado pai da Mecânica dos Solos, Karl Terzaghi, que em 1925 publicou "*Principles of Soil Mechanics*", estabeleceu-se a engenharia de fundações, que foi estudada por diversos pesquisadores ao longo de todos os anos até os dias atuais, com evoluções em

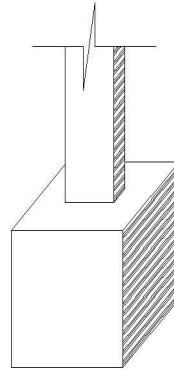
métodos de cálculo de capacidade de solos, mecanismos de ruptura, que serão discutidos ao longo do texto.

### 2.1.3.2 Tipos de fundação superficial

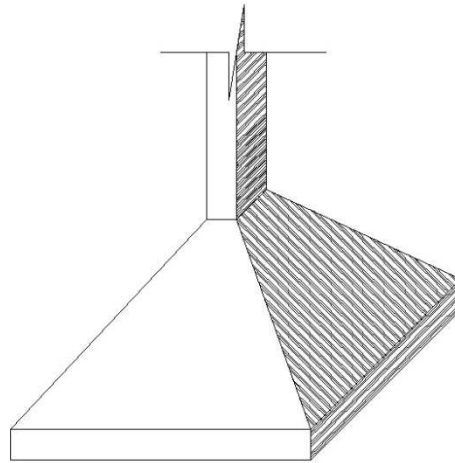
Teixeira & Godoy (1998) citam os diversos tipos de fundações rasas existentes, os quais é possível citar:

- **bloco de fundação:** elemento composto apenas por concreto simples, idealizado para que somente trabalhe com esforços axiais de compressão, caracterizando uma altura relativamente grande (Figura 2.2), para que não haja necessidade de utilização de armadura (ABNT, 2010; TEIXEIRA & GODOY, 1998).
- **sapatas isoladas:** elementos compostos por concreto armado, onde o aço é dimensionado de modo a resistir ao esforços de tração (ABNT, 2010), oriundos da flexão da sapata. De menor altura em relação aos blocos de fundação, pode ser quadrada ou retangular (FIGURA 2.3), esta última possui a limitação de que seu comprimento (L) deve ser limitado até a 5 vezes a sua largura (B) -  $L \leq 5B$  (TEIXEIRA & GODOY, 1998).



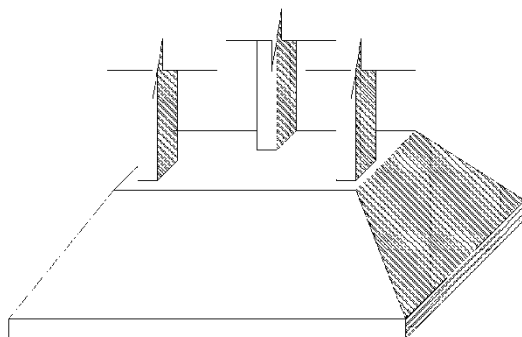


*Figura 2.2: Exemplo de bloco de fundação.*



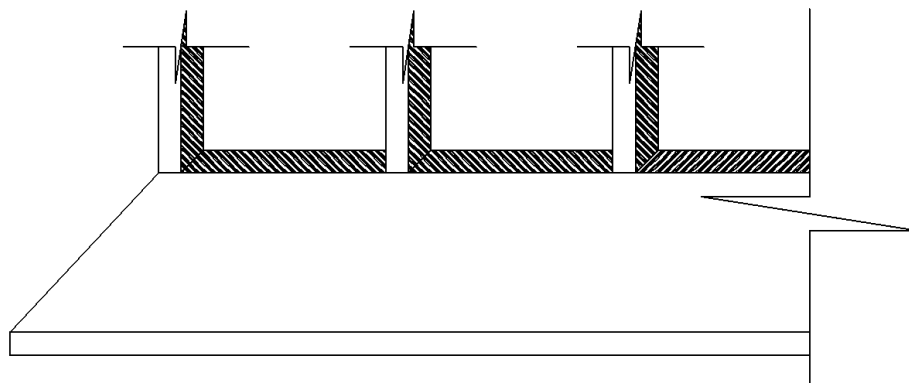
*Figura 2.3: Exemplo de sapata isolada.*

- **sapata associada:** elemento que serve como suporte dois ou mais pilares (ABNT, 2010), onde não se é possível projetar uma sapata isolada para cada pilar, devido à proximidade dos mesmos (FIGURA 2.4).



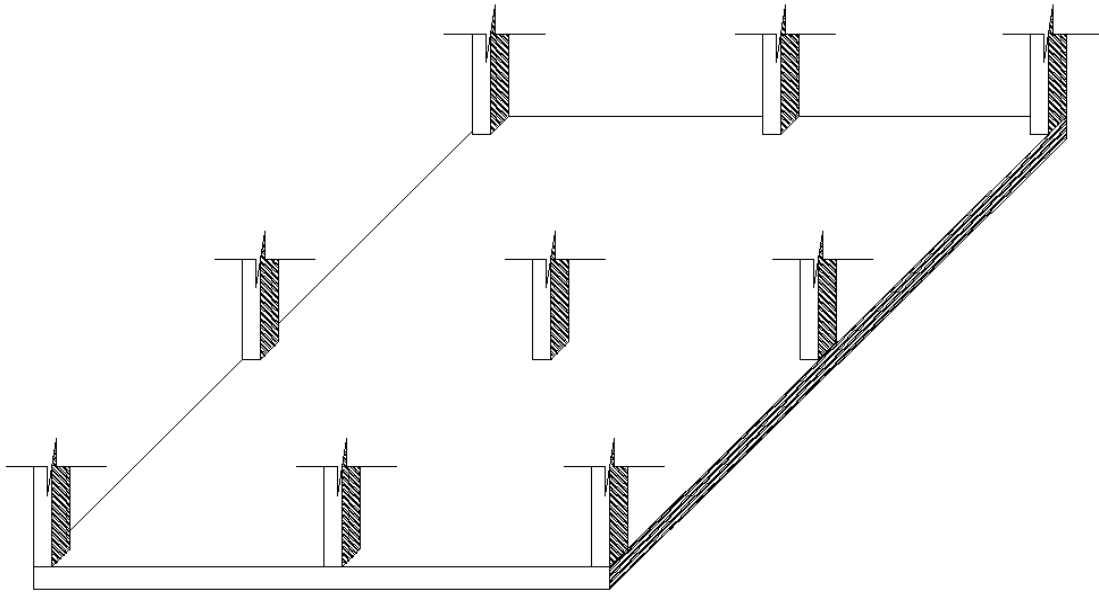
*Figura 2.4: Exemplo de sapata associada.*

- **sapata corrida:** segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), trata-se de uma sapata disposta linearmente a qual recebe uma carga distribuída ou ainda um alinhamento de vários pilares (FIGURA 2.5).



*Figura 2.5: Exemplo de sapata corrida.*

- **radier:** solução de fundação em concreto armado que suporta todos os pilares da estrutura, distribuindo de forma uniforme ao solo (ABNT, 2010), age como uma espécie de laje (Figura 2.6).



*Figura 2.6: Exemplo de radier.*

## 2.2 Prova de carga sobre placa

### 2.2.1 Considerações iniciais

A prova de carga sobre placa se trata de um ensaio em modelo reduzido de uma sapata, ou em outras palavras, um ensaio estático com intuito de reproduzir em campo

o comportamento do sistema solo-estrutura quando sujeito à ação de cargas de compressão (ALONSO,1991).

Trata-se da aplicação de uma carga sobre uma placa, de modo que sejam mensurados os deslocamentos sofridos pelo solo devido sua deformação, possibilitando assim a confecção de curvas conhecidas como curvas tensão-recalque (Figura 2.7).

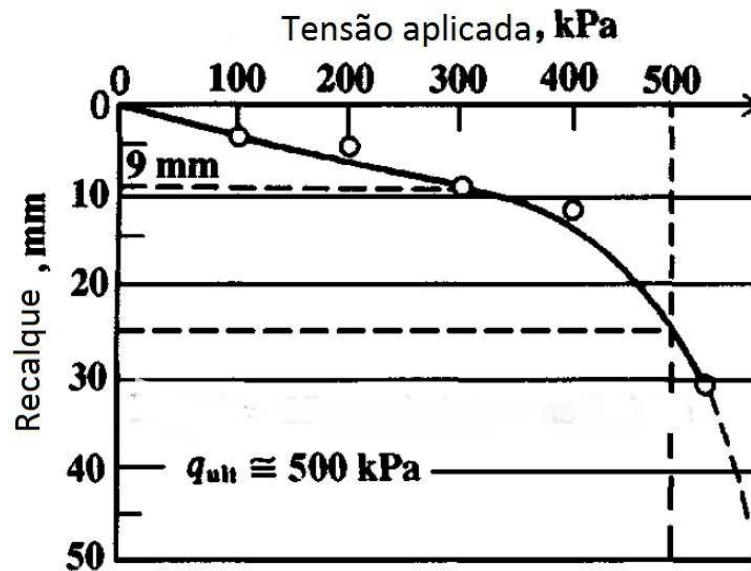


Figura 2.7: Exemplo de curva tensão-recalque (BOWLES, 1997).

As curvas tensão-recalque são objeto de estudo para determinação da capacidade de carga e recalque de fundações superficiais, pois é possível, por meio delas, obter dados e características de deformabilidade e resistência da fundação.

Décourt & Quaresma Filho (1996) consideram este ensaio como a maneira mais adequada de se determinar às características tensão-recalque de fundações. Já Bowles (1997) considera o ensaio sobre placa como o melhor método para obtenção de

capacidade de carga de fundações superficiais. Barata (1984) menciona que o ensaio de placa é o mais antigo ensaio *in situ* de compressão.

Provas de carga sobre placa de 80 cm de diâmetro foram utilizadas por Costa et al., (2003) para verificar a influência da sucção matricial em solos não saturados. Segundo os autores, os ensaios permitiram uma boa análise do comportamento tensão-deformação do solo com medidas de sucção matricial.

Batezini et al. (2009) reproduziram em laboratório ensaios de placa de pequeno diâmetro (30 cm) em caixa de areia de 1,2m x 2m x 2m, para verificar a dissipação das tensões aplicadas na placa pelo solo. Concluíram que além possuir uma fácil execução, a possibilidade de se visualizar as deformações sofridas e verificar claramente o comportamento do solo quando submetido a carregamentos nas diferentes profundidades do corpo de prova, as provas de carga sobre placa em laboratório foram de grande valia.

Russi (2007) estudou a influência de diferentes diâmetros de placa para fim de verificação de efeito de escala. Obteve resultados de capacidade de carga e recalque para cada diâmetro que permitiram estabelecer e verificar a influência do efeito de escala.

Corrêa & Thomé (2002) utilizaram dados de provas de carga sobre placa para deduzir uma equação analítica de capacidade de carga de fundações superficiais. Utilizou para cálculos de verificação, um programa desenvolvido no programa C++.

Thomé et al. (2003) estudaram métodos de normalização dos resultados de ensaios de placas e propuseram uma metodologia de previsão de comportamento de fundações superficiais apoiadas sobre dupla camada de solos.

Sales (1998) estudou capacidade de carga de solos tratados com cimentos por meio de provas de carga sobre placa, conseguindo propor a melhor dosagem por meio dos resultados do ensaio.

Com o intuito de avaliar a utilização de um penetrômetro manual para qualificar a resistência à penetração em solo poroso e não saturado, Tsuha (2003) avaliou resultados de provas de carga sobre placa.

### **2.2.2 Tipos de ensaios**

As provas de carga em placa podem ser classificadas de formas variadas, de acordo com sua localização, quanto ao tipo de placa, quanto ao modo de carregamento (VELLOSO & LOPES, 2004) e ainda quanto ao sistema de reação.

Quanto à localização, podem ser classificadas como a seguir:

- na superfície;
- em cavas;
- em furos (grandes profundidades).

Quanto ao tipo de placa:

- placa convencional: chapa de aço retangular ou circular, perfeitamente plana em contato direto com o solo;

- placa parafuso: consiste em uma placa helicoidal inserida no solo por meio de rotação (Figura 2.8).

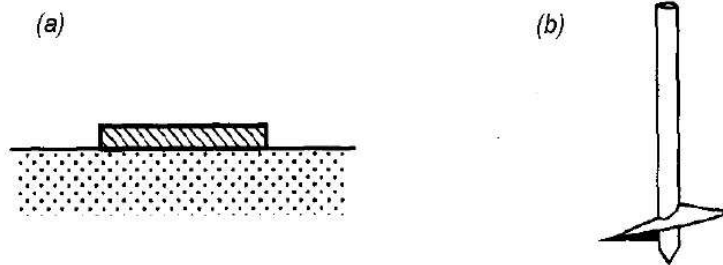


Figura 2.8 : Tipo de placa: (a) convencional, (b) parafuso (VELLOSO & LOPES, 2004).

Quanto ao modo de carregamento (MILITITSKY, 1991):

- Ensaio lento (SQL - "*Slow Maintained Load Test*"): são aplicados incrementos de carga, de igual valor, sobre a placa. Cada incremento é aplicado após a estabilização dos deslocamentos devido ao carregamento anterior. É o modo preconizado pela NBR6489 (ABNT, 1984a), que estabelece que o incremento de carga deve ocorrer após o deslocamento no estágio atual seja inferior a 5% do deslocamento total.
- Ensaio rápido (QML - "*Quick Maintained Load Test*"): são aplicados incrementos de carga de igual valor em intervalos de tempo pré-determinados, que segundo Fellenius (1975), 15 minutos seriam o suficiente.
- Ensaio cíclico (CLT - "*Cyclic Load Test*"): a carga é aplicada a 1/3 da carga de projeto, para que então seja descarregado até a metade da carga e em seguida se repete o ciclo por 20 vezes. Aumenta-se então a carga limite superior em 50%, repetindo-se o procedimento até que a ruptura seja atingida (MILITITSKY, 1991).

Quanto ao modo do sistema de reação (RUVÉR, 2005), expostos na Figura 2.9:

- Viga de reação ancorada por tirantes e macaco hidráulico para aplicação de carga;
- Contrapeso de blocos de concreto e macacos hidráulicos;
- Contrapeso de blocos de concreto ancorados por tirantes;
- Contrapeso por cargueiras em geral - contendo areia, brita, terra, madeira, etc;
- Contrapeso por veículos pesados.

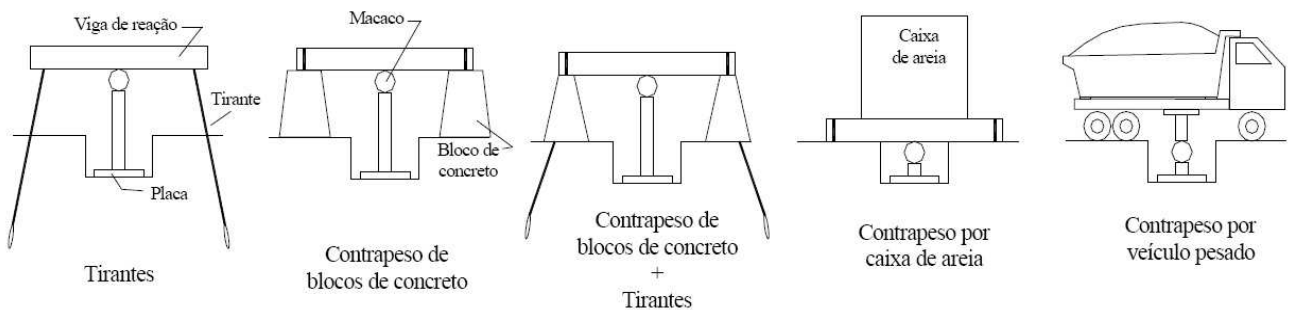


Figura 2.9: Tipos de sistemas de reação (RUVÉR, 2005).

### 2.2.3 Aplicabilidade

Cintra et al. (2003) destacam que o ensaio de placa é aplicável para solos onde o perfil se apresenta razoavelmente uniforme em profundidade, explanado que o bulbo de pressões mobilizado pela placa é menos profundo que o bulbo gerado pelos elementos de fundação superficial.



Alonso (1991) atenta para o fato de que o resultado obtido em uma prova de carga sobre placa 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 deformabilidade. 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 de solo com características geotécnicas distintas da camada superior, concordando com Velloso & Lopes (2004), conforme Figura 2.10.

A obtenção de resultados mais fidedignos a partir de um ensaio de placa deve então ser analisada, a priori, o solo abaixo da placa, para que este não esteja perturbado e que mantenha determinada homogeneidade em profundidade (LAMBE & WHITMAN, 1969).

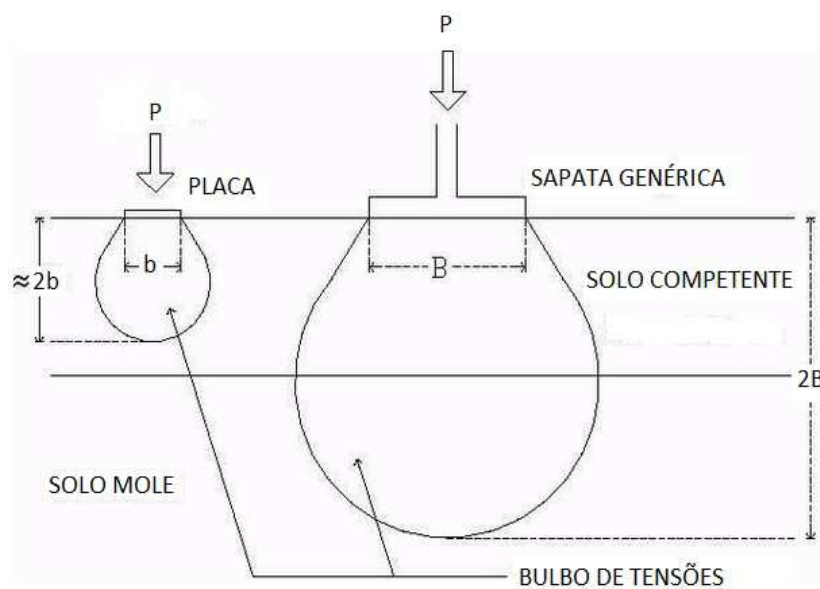


Figura 2.10: Bulbos de tensão do ensaio de placa e de uma sapata genérica.

### **3 CAPACIDADE DE CARGA E TENSÃO ADMISSÍVEL**

#### **3.1 Capacidade de carga de fundação superficial**

Velloso & Lopes (2004) definem capacidade de carga de uma fundação superficial como o carregamento necessário para que seja atingida sua resistência limite, onde toda a resistência ao cisalhamento é mobilizada, ocorrendo um processo contínuo e crescente de recalque e assim, caracterizando a ruptura do solo de suporte da fundação. A NBR 6122 (ABNT, 2010) descreve tal fenômeno como tensão última ( $q_{ult}$ ) de uma fundação, a qual influencia na segurança e no desempenho da estrutura com os deslocamentos que provoca.

#### **3.2 Tensão admissível de fundação superficial**

A NBR6122 (ABNT, 2010) define tensão admissível ( $q_{adm}$ ) como:

*"Tensão adotada em projeto que, aplicada ao terreno pela fundação superficial ou pela base do tubulão, atende com coeficientes de segurança predeterminados, aos estados-limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações, etc.)..."*

Em outras palavras, trata-se da tensão última da fundação superficial dividida por um fator de segurança (FS), cujo valor varia de acordo com a forma de obtenção da tensão (BOWLES, 1997) e que será esclarecido ao longo deste trabalho.

### **3.3 Mecanismos de ruptura**

Definida a capacidade de carga de uma fundação superficial como a última, se faz necessário então, definir o modo de ruptura do solo. Terzaghi (1943) define dois mecanismos de ruptura de solos de fundações superficiais: a ruptura geral e a local.

A ruptura geral ocorre em solos mais rígidos, areias compactas e argilas rijas, onde há uma superfície de ruptura bem definida de uma das bordas da fundação até a superfície do terreno, conforme é possível observar na Figura 3.1a. Observa-se na mesma figura que há a elevação do solo ao redor da fundação. Na curva tensão-recalque (FIGURA 3.1b) a ruptura fica bem definida, onde se é possível observar um ponto de carga máxima com posterior decréscimo, e com os recalques sempre crescentes.

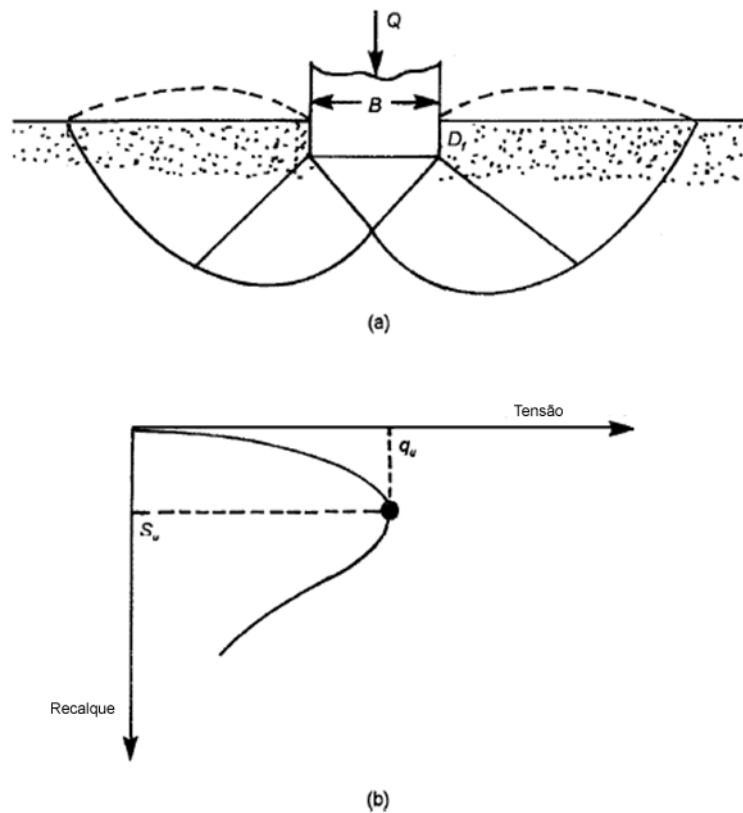


Figura 3.1: Ruptura geral - (a) superfícies de ruptura, (b) Curva carga-recalque (DAS, 2009).

A ruptura local ocorre em solos intermediários, mais deformáveis que os solos rígidos, caso de areias medianamente compactas e argilas médias a moles. Neste tipo de ruptura, assim como é possível observar na Figura 3.2a, embora a superfície de deslizamento se inicie abaixo das extremidades da fundação até a superfície do terreno, a ruptura se dá apenas até certo ponto no interior do maciço. Com isso, a curva tensão-recalque (FIGURA 3.2b) apresenta uma curvatura mais branda que o caso de ruptura geral, sem atingir pico algum.

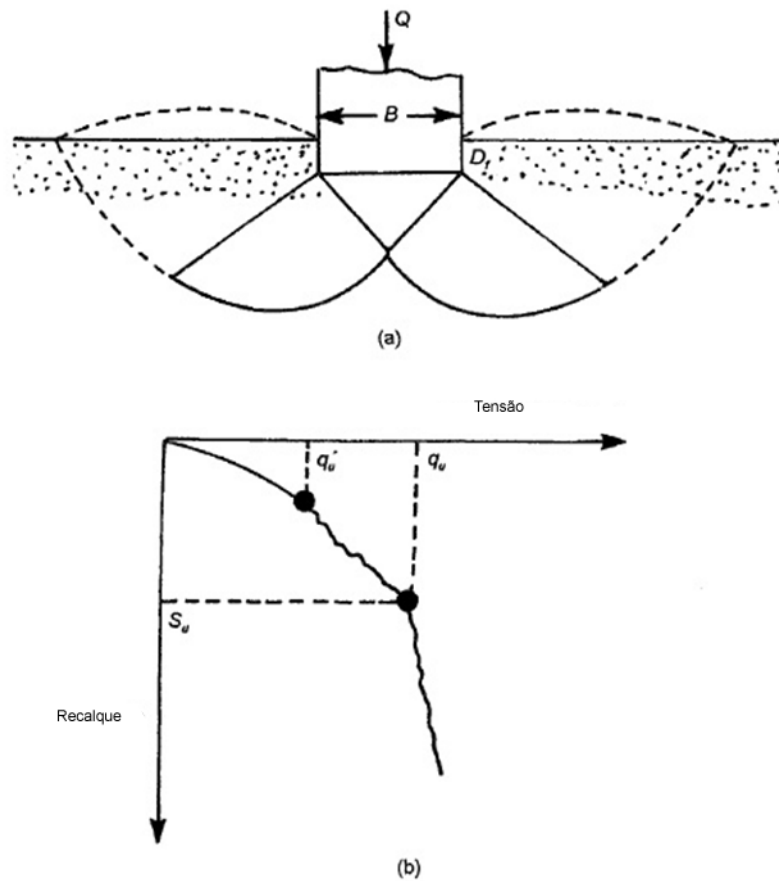


Figura 3.2: Ruptura local - (a) superfícies de ruptura, (b) Curva carga-recalque (DAS, 2009).

Vésic (1975) observou mais um tipo de ruptura em areias. Trata-se da ruptura por puncionamento. Esse tipo de ruptura é de difícil observação. A sapata tende a afundar de forma intensa, em vista da alta compressibilidade do solo. O solo externo à área carregada não é afetado (FIGURA 3.3a). O equilíbrio horizontal e vertical da fundação é mantido.

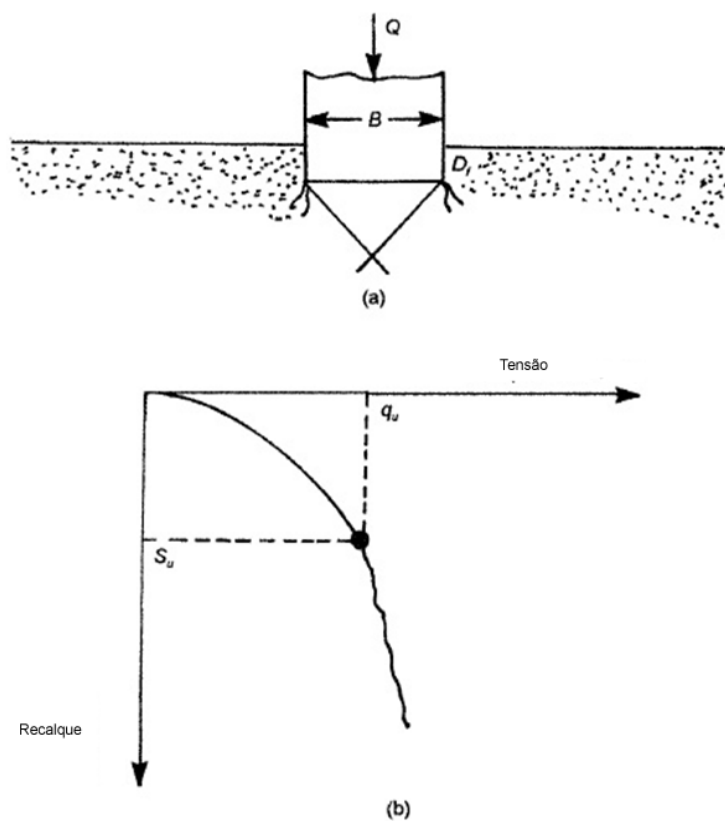


Figura 3.3: Ruptura por puncionamento - (a) superfícies de ruptura, (b) Curva carga-recalque (DAS, 2009).

De forma sucinta, Velloso & Lopes (2004) analisaram os fatores que influenciam o modo de ruptura. Descreveram que em relação às propriedades do solo, quanto maior a rigidez do solo, mais próximo da ruptura geral se dará o fenômeno. Com relação à geometria do carregamento, o formato circular apresenta maior tendência de ruptura por puncionamento do que um carregamento linear.

### **3.4 Estimativa de tensão superficial**

A NBR6122 (ABNT, 2010) descreve que a determinação da tensão admissível do sistema solo-fundação pode ser obtida por meio de diversos métodos, dentre os quais se podem citar os métodos teóricos, semi-empíricos, empíricos e os ensaios de prova de carga sobre placa.

#### **3.4.1 Métodos teóricos**

Os métodos teóricos para obtenção de tensão admissível do solo são métodos consagrados na prática de engenharia de fundações, os quais consistem na aplicação de uma fórmula de capacidade de carga para estimativa de tensão de ruptura do solo de suporte da fundação (TEIXEIRA & GODOY, 1998). A tensão admissível é obtida aplicando-se sobre este valor um fator de segurança (FS), que não deve ser inferior a três (3) (ABNT, 2010).

As primeiras contribuições para a estimativa de capacidade carga podem ser consideradas devido às pesquisas de Prandtl (MICHALOWSKI, 1997), que analisou, aplicando a Teoria da Plasticidade, o efeito de um golpe em espaço semi-infinito e como este se comporta ao se deformar plasticamente sob tensão.

Segundo Velloso & Lopes (2004), Karl Terzaghi foi o primeiro a apresentar fórmulas para o cálculo de capacidade de carga de fundações superficiais, primeiro em 1925 e depois em 1943, baseando-se nos resultados de Prandtl. Fellenius, em 1926, também propõe um método de cálculo de capacidade de carga para sapatas tendo por

base a análise em deslizamento de superfícies cilíndricas (FIGURA 3.4) e sua resistência ao cisalhamento ( $\tau$ ) pela relação  $\tau = c + \sigma \tan\phi$  proposta por Coulomb (FELLENIOUS, 1999).

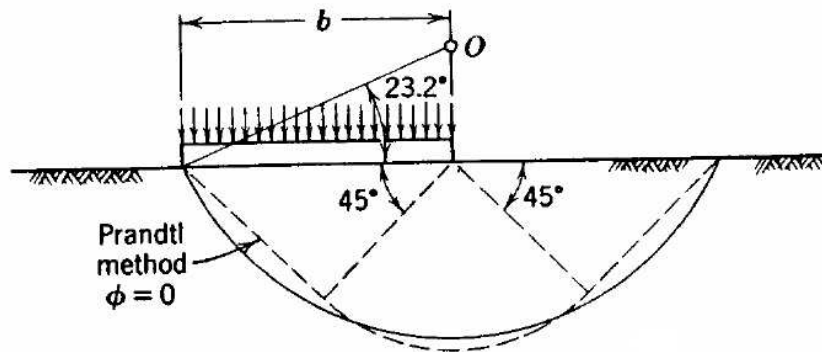


Figura 3.4: Superfícies cilíndricas de deslizamento (FELLENIOUS, 1999).

#### 3.4.1.1 Teoria de Terzaghi (1943)

Terzaghi (1943) descreve um equilíbrio global de blocos rígidos. Para isso define algumas hipóteses básicas:

- a sapata é corrida, tratando o problema como bidimensional;
- a profundidade de assentamento ( $H$ ) é inferior à largura da sapata ( $B$ ), desprezando a resistência ao cisalhamento do solo acima da cota de apoio da sapata, que é então, considerada como uma sobrecarga ( $q$ ), cujo valor é a multiplicação do peso específico do solo ( $\gamma$ ) por  $h$ ;



- o solo é rijo ou compacto, tratando o solo, para esta análise inicial, como o caso de ocorrência de ruptura geral.

O equilíbrio de blocos rígidos por Terzaghi (1943) deriva da superfície potencial de ruptura de uma sapata corrida apoiada sobre um solo que apresenta coesão e ângulo de atrito interno, conforme se observa na Figura 3.5.

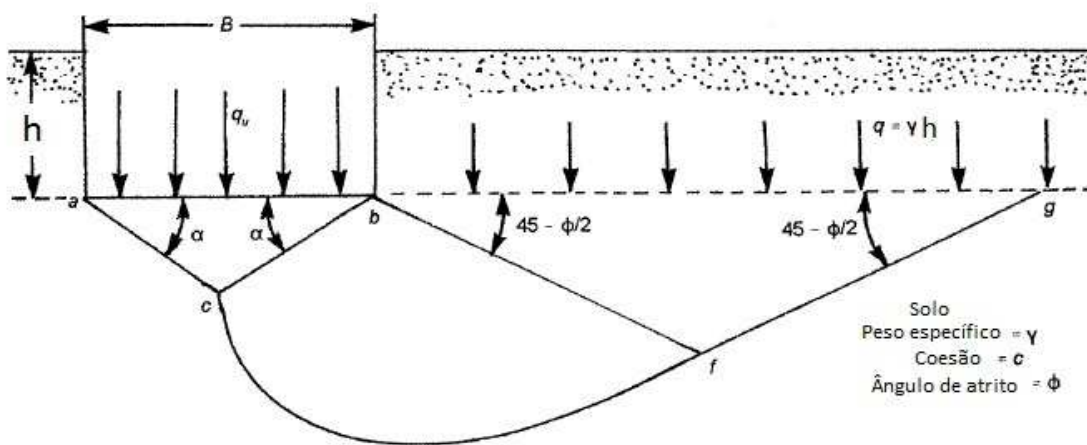


Figura 3.5: Superfície potencial de ruptura ( DAS, 2009)

A capacidade de carga pode ser representada como a sobreposição de efeitos de três termos, uma devido a coesão, a segunda devido a sobrecarga, e a terceira devido ao peso do solo. Essa sobreposição é proposta como a soma das parcelas citadas, porém independentemente. Cada parcela contribui da seguinte forma:

- parcela da coesão e do atrito do solo, sem peso e sem sobrecarga;
- parcela do atrito do solo, sem peso e com sobrecarga;

c) parcela do atrito do solo, com peso e sem sobrecarga.

Com isso, Terzaghi (1943) obtém a equação geral para capacidade de carga de fundações superficiais, conforme apresentado a seguir (Eq. 3.1).

$$q_{ult} = cN_c + qN_q + 0,5\gamma BN_\gamma \quad (3.1)$$

Onde:

- $q_{ult}$ : tensão de ruptura;
- $c$ : coesão do solo;
- $q$ : tensão efetiva na cota de apoio ( $\gamma \cdot h$ );
- $\gamma$ : peso específico do solo;
- $B$ : largura da sapata;
- $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$ : fatores de capacidade de carga;

Os fatores  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são fatores de capacidade de carga, definidos pelas Equações 3.2, 3.3 e 3.4 a seguir:

$$N_q = \frac{a^2}{a \cos^2(45 + \phi/2)} \quad (3.2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (3.3)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \quad (3.4)$$

O fator  $N_\gamma$  foram obtidos por Kumbhojkar (apud DAS, 2009)

Com:

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi} \quad (3.5)$$

Em que:

- $\phi$ : ângulo de atrito interno do solo;
- $K_{p\gamma}$ : coeficiente de empuxo passivo, definido por Rankine como igual a  $\text{tg}^2(45+\phi/2)$ ;

Woodward & Berenji (2001) analisaram a teoria de superposição apresentada por Terzaghi por meio do método de elementos finitos, estudando os fatores de capacidade de carga. A hipótese utilizada para a descrição do solo se tratou da utilização de um modelo não linear elástico multicamadas de solo granular, onde se simulou o embutimento de uma sapata circular. Com isso esses autores encontraram resultados que confirmaram que os fatores  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são funções do ângulo de atrito interno do solo ( $\phi$ ).

Os fatores de capacidade de carga para os respectivos ângulos de atrito podem ser observados na Tabela 3.1.

Os fatores de forma  $S_c$  e  $S_\gamma$  valem 1,0 para sapatas corridas, 1,3 e 0,8 para sapatas quadradas e 1,3 e 0,6 para sapatas circulares (BOWLES, 1997).

Para os solos compostos por argilas moles ou areias fofas, caso de ruptura local, Terzaghi (1943) sugere a utilização da Equação 3.6.

$$q_{ult} = c'N_c s_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma \quad (3.6)$$

Tabela 3.1: Fatores de carga de Terzaghi- ruptura geral (DAS, 2009)

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.70	1.00	0.00	17	14.60	5.45	2.18	34	52.64	36.50	38.04
1	6.00	1.1	0.01	18	15.12	6.04	2.59	35	57.75	41.44	45.41
2	6.30	1.22	0.04	19	16.57	6.70	3.07	36	63.53	47.16	54.36
3	6.62	1.35	0.06	20	17.69	7.44	3.64	37	70.01	53.80	65.27
4	6.97	1.49	0.10	21	18.92	8.26	4.31	38	77.50	61.55	78.61
5	7.34	1.64	0.14	22	20.27	9.19	5.09	39	85.97	70.61	95.03
6	7.73	1.81	0.20	23	21.75	10.23	6.00	40	95.66	81.27	115.31
7	8.15	2.00	0.27	24	23.36	11.40	7.08	41	106.81	93.85	140.51
8	8.60	2.21	0.35	25	25.13	12.72	8.34	42	119.67	108.75	171.99
9	9.09	2.44	0.44	26	27.09	14.21	9.84	43	134.58	126.50	211.56
10	9.61	2.69	0.56	27	29.24	15.90	11.60	44	151.95	147.74	261.60
11	10.16	2.98	0.69	28	31.61	17.81	13.70	45	172.28	173.28	325.34
12	10.76	3.29	0.85	29	34.24	19.98	16.18	46	196.22	204.19	407.11
13	11.41	3.63	1.04	30	37.16	22.46	19.13	47	224.55	241.80	512.84
14	12.11	4.02	1.26	31	40.41	25.28	22.65	48	258.28	287.85	650.87
15	12.86	4.45	1.52	32	44.04	28.52	26.87	49	298.71	344.63	831.99
16	13.68	4.92	1.82	33	48.09	32.23	31.94	50	347.50	415.14	1072.80

Onde os fatores de capacidade de carga são reduzidos devido à diminuição de ângulo de atrito total para efetivo', na proporção da Equação 3,7:

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi \quad (3.7)$$

O termo relacionado à coesão  $c'$  (efetiva) sofre redução passando a ser 2/3 de  $c$  (total). A Tabela 3.2 expõe os valores dos fatores de capacidade de carga para ruptura local.

Tabela 3.2: Fatores de carga de Terzaghi- ruptura local (DAS, 2009).

$\phi'$	$N_c'$	$N_q'$	$N_\gamma'$	$\phi'$	$N_c'$	$N_q'$	$N_\gamma'$	$\phi'$	$N_c'$	$N_q'$	$N_\gamma'$
0	5.70	1.00	0.00	17	10.47	3.13	0.76	34	23.72	11.67	7.22
1	5.90	1.07	0.005	18	10.90	3.36	0.88	35	25.18	12.75	8.35
2	6.10	1.14	0.02	19	11.36	3.61	1.03	36	26.77	13.97	9.41
3	6.30	1.22	0.04	20	11.85	3.88	1.12	37	28.51	15.32	10.90
4	6.51	1.30	0.055	21	12.37	4.17	1.35	38	30.43	16.85	12.75
5	6.74	1.39	0.074	22	12.92	4.48	1.55	39	32.53	18.56	14.71
6	6.97	1.49	0.10	23	13.51	4.82	1.74	40	34.87	20.50	17.22
7	7.22	1.59	0.128	24	14.14	5.20	1.97	41	37.45	22.70	19.75
8	7.47	1.70	0.16	25	14.80	5.60	2.25	42	40.33	25.21	22.50
9	7.74	1.82	0.20	26	15.53	6.05	2.59	43	43.54	28.06	26.25
10	8.02	1.94	0.24	27	16.03	6.54	2.88	44	47.13	31.34	30.40
11	8.32	2.08	0.30	28	17.13	7.07	3.29	45	51.17	35.11	36.00
12	8.63	2.22	0.35	29	18.03	7.66	3.76	46	55.73	39.48	41.70
13	8.96	2.38	0.42	30	18.99	8.31	4.39	47	60.91	44.54	49.30
14	9.31	2.55	0.48	31	20.03	9.03	4.83	48	66.80	50.46	59.25
15	9.67	2.73	0.57	32	21.16	9.82	5.51	49	73.55	57.41	71.45
16	10.06	2.92	0.67	33	22.39	10.69	6.32	50	81.31	65.60	85.75

Bolton & Lau (1993) estudaram os fatores  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  para sapatas circulares isoladas e corridas pelo método de características, o qual visa avaliar a capacidade de carga dessas fundações estudando a influência dos fatores de carga na linearidade do critério de Mohr-Coulomb.

Embora as formulações de Terzaghi tenham sido elaboradas para sapatas isoladas, Mabrouki et al. (2010) desenvolveram estudos computacionais calibrando o método de Terzaghi para casos onde há a interferência de sapatas vizinhas em solos

granulares. Para tal lançou mão do método de diferenças finitas, utilizando o software FLAC (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*) para analisar a capacidade de carga de duas sapatas corridas, sujeitas a cargas centradas verticais em solo granular. Com isso concluíram que a interferência de duas sapatas implicam em capacidade de carga substancialmente maiores do que quando calculadas isoladamente.

Lim (2011) sugere, por meio de software de elementos finitos, novos valores de fatores  $N_c$  para argilas não drenadas, e afirma que a capacidade de carga do solo depende da resistência ao cisalhamento e que o que o módulo de elasticidade nada afeta o mesmo.

Cerato e Lutenecker (2007) observaram que para o caso de material granular, sapatas pequenas possuem baixas deformações, mas altos valores de  $N_\gamma$ , o que indica altos ângulos de atrito operacionais e pode estar relacionado à curvatura da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb.

Woodward e Berenji (2001) estudaram a teoria de superposição de efeitos de Terzaghi em programa de elementos finitos de um modelo de solo elástico não-linear e obteve resultados que se equiparam a teoria.

Dewaikar e Mohapatro (2003) desenvolveram um procedimento de cálculo baseado na equação de Kötter, para determinar valores do fator  $N_\gamma$ . Obtiveram valores de 0,25 a 25% divergentes dos de Terzaghi. A maior diferença se deu em ângulos de atrito interno maiores, na faixa de 35° a 45°, concluíram então que o método é aplicável para previsão de capacidade de carga com bons resultados em ângulos de atrito menores.

### 3.4.1.2 Teoria de Meyerhof

A teoria de Meyerhof é considerada uma evolução da teoria de Terzaghi (VELLOSO & LOPES, 2004). Ao contrario de seu predecessor, Meyerhof não despreza a resistência ao cisalhamento do solo acima da base da fundação (FIGURA 3.6).

Analogamente a Terzaghi, Meyerhof apresenta a capacidade de carga representada como a sobreposição de efeitos da coesão, da sobrecarga e do peso do solo. Assim a expressão de Meyerhof para cargas verticais estabelece-se da seguinte forma (BOWLES, 1997):

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (3.8)$$

Meyerhof desenvolve também uma fórmula para cargas atuantes inclinadas:

$$q_{ult} = cN_c d_c i_c + \bar{q}N_q d_q i_q + 0.5\gamma B' N_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (3.9)$$

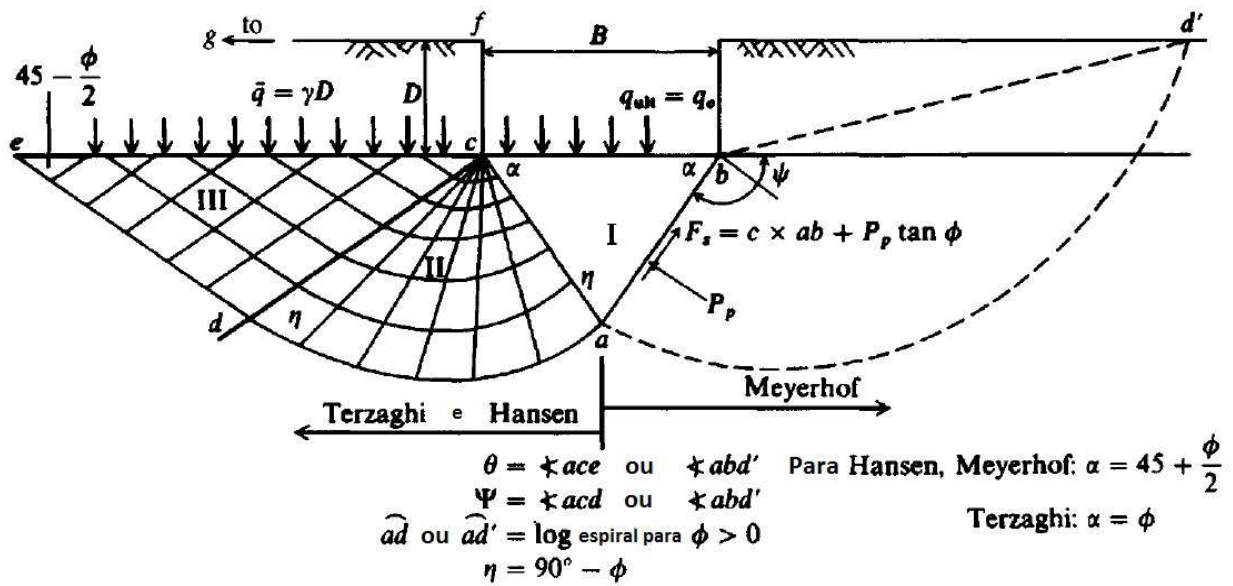


Figura 3.6: Comparação das superfícies de ruptura de Terzaghi e Meyerhof (modificado de Bowles, 1997)

Os fatores de capacidade de carga ( $N_q$ ,  $N_c$  e  $N_\gamma$ ) são calculados por uma proposta distinta comparada a de Terzaghi, conforme se é possível notar pelas Equações 3.10, 3.11 e 3.12.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.10)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (3.11)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4\phi) \quad (3.12)$$



Das (2009) apresenta os fatores de capacidade de carga já calculados na Tabela 3.3 a seguir.

Tabela 3.3: Fatores de capacidade de carga de Meyerhof (DAS, 2009).

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.14	1.00	0.00	17	12.34	4.77	1.66	34	42.16	29.44	31.15
1	5.38	1.09	0.002	18	13.10	5.26	2.00	35	46.12	33.30	37.15
2	5.63	1.20	0.01	19	13.93	5.80	2.40	36	50.59	37.75	44.43
3	5.90	1.31	0.02	20	14.83	6.40	2.87	37	55.63	42.92	53.27
4	6.19	1.43	0.04	21	15.82	7.07	3.42	38	61.35	48.93	64.07
5	6.49	1.57	0.07	22	16.88	7.82	4.07	39	67.87	55.96	77.33
6	6.81	1.72	0.11	23	18.05	8.66	4.82	40	75.31	64.20	93.69
7	7.16	1.88	0.15	24	19.32	9.60	5.72	41	83.86	73.90	113.99
8	7.53	2.06	0.21	25	20.72	10.66	6.77	42	93.71	85.38	139.32
9	7.92	2.25	0.28	26	22.25	11.85	8.00	43	105.11	99.02	171.14
10	8.35	2.47	0.37	27	23.94	13.20	9.46	44	118.37	115.31	211.41
11	8.80	2.71	0.47	28	25.80	14.72	11.19	45	133.88	134.88	262.74
12	9.28	2.97	0.60	29	27.86	16.44	13.24	46	152.10	158.51	328.73
13	9.81	3.26	0.74	30	30.14	18.40	15.67	47	173.64	187.21	414.32
14	10.37	3.59	0.92	31	32.67	20.63	18.56	48	199.26	222.31	526.44
15	10.98	3.94	1.13	32	35.49	23.18	22.02	49	229.93	265.51	674.91
16	11.63	4.34	1.38	33	38.64	26.09	26.17	50	266.89	319.07	873.84

Os fatores de forma ( $S_c$ ,  $S_q$  e  $S_\gamma$ ), de profundidade ( $d_q$ ,  $d_c$  e  $d_\gamma$ ) e de inclinação ( $i_q$ ,  $i_c$  e  $i_\gamma$ ) são calculados pelas fórmulas apresentadas na Tabela 3.4.

Santos Filho et al. (2008) avaliou a capacidade de carga de solos arenosos e argilas orgânicas da cidade de Belém-PA por meio do método de Meyerhof, utilizando parâmetros geotécnicos obtidos de ensaios de cisalhamento direto. Os valores foram comparados com resultados de prova de carga sobre placa e com correlações de índice

de resistência a penetração  $N_{spt}$ . Os resultados obtidos podem ser considerados razoáveis visto que o intervalo de equivalência se deu entre 1,23 a 1,58 do real.

Tabela 3.4: Fórmulas para cálculo de fatores de Meyerhof (modificado de BOWLES, 1997).

Fatores	Fórmula	Para
Forma	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	Qualquer $\phi$
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Profundidade	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	Qualquer $\phi$
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Inclinação	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Qualquer $\phi$
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_\gamma = 0$ for $\theta > 0$	$\phi = 0$



Em que:

- $\theta$ : ângulo de inclinação da resultante da carga com a vertical;
- $K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$ : coeficiente de empuxo passivo.

### 3.4.1.3 Teoria de Brinch-Hansen (1961)

As contribuições de Hansen (1961, 1970) para estimativa de capacidade de carga de fundações levam em consideração fatores de forma ( $s_i$ ), de profundidade de assentamento ( $d_i$ ), de inclinação de carga ( $i_i$ ), inclinação do terreno ( $g_i$ ) e inclinação da base da fundação, conforme demonstra a Equação 3.13.

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q}N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (3.13)$$

O cálculo dos fatores  $N_q$  e  $N_c$  são os mesmos utilizados por Meyerhof. Apenas o fator  $N_\gamma$  se altera (Equação 3.14).

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi \quad (3.14)$$

Os fatores de forma e profundidade são calculados pelas formas que seguem expostos na Tabela 3.5.

Tabela 3.5: Fatores de forma e profundidade (HANSEN, 1961, 1970).

Fatores de forma	Fatores de profundidade
$s_c' = 0.2 \frac{B'}{L'} \quad \phi = 0^\circ$	$d_c' = 0.4k \quad \phi = 0^\circ$
$s_c = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$	$d_c = 1.0 + 0.4k$
$s_c = 1.0$ sapata corrida	$k = \frac{D_f}{B}$ para $\frac{D_f}{B} \leq 1$
	$k = \arctan\left(\frac{D_f}{B}\right)$ para $\frac{D_f}{B} > 1$
	(k radians)
$s_q = 1.0 + \frac{B'}{L'} \text{sen}\phi$ para qualquer $\phi$	$d_q = 1 + 2\tan\phi(1-\text{sen}\phi)^2k$
$s_\gamma = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$	$d_\gamma = 1.0$ para qualquer $\phi$

Os fatores de inclinação de carga, de terreno e de base são calculados conforme apresentados na Tabela 3.6.

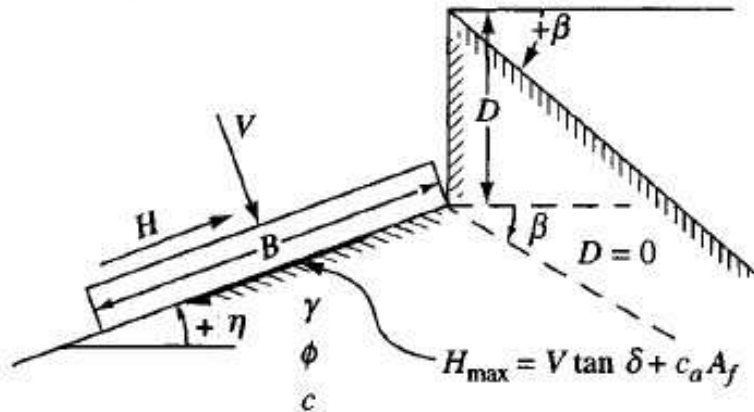
Tabela 3.6: Fatores de inclinação de Hansen (BOWLES, 1997).

Fatores de inclinação de carga	Fatores de inclin. do terreno
$i'_c = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f C_a}}$	$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$g_c = 1.0 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_q = \left[ 1 - \frac{0.5H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_1}$ <p style="text-align: center;"><math>2 \leq \alpha_1 \leq 5</math></p>	$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$
	Fatores de inclinação de base
$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{0.7H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$	$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi = 0)$
$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ)H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$ <p style="text-align: center;"><math>2 \leq \alpha_2 \leq 5</math></p>	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0)$
	$b_q = \exp(-2\eta \tan \phi)$
	$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$
	$\eta$ in radians

A classificação e a convenção dos ângulos utilizados na Tabela 3.6 são estabelecidas na Figura 3.7.

Notas:  $\beta + \eta = 90^\circ$

$\beta \leq \phi$



Para:  $L/B \leq 2$  use  $\phi_{tr}$   
 $L/B > 2$  use  $\phi_{ps} = 1.5 \phi_{tr} - 17^\circ$   
 $\phi_{tr} \leq 34^\circ$  use  $\phi_{tr} = \phi_{ps}$

$\delta =$  ângulo de atrito entre a base e o solo ( $.5\phi \leq \delta \leq \phi$ )

$A_f = B'L'$  ( área efetiva )

$c_a =$  Adesão da base (0.6 to 1.0c)

Figura 3.7: Convenção dos ângulos utilizados pela Teoria de Hansen (1970)

#### 3.4.1.4 Teoria de Vesic (1975)

O método de estimativa de capacidade de carga de Vesic (1975) se mostra semelhante ao de Hansen (1961, 1970). A diferença essencial é a obtenção de  $N_\gamma$ , e a variação de alguns fatores, como  $i_i$ ,  $g_i$  e  $b_i$ . Apesar destes detalhes, o método de Vesic (1975) é menos conservador que o de Hansen (1961, 1970), segundo Bowles (1997).

Para o cálculo de  $N_\gamma$ , Vesic (1975) utiliza a Equação 3.15.

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (3.15)$$

Segue a Tabela 3.7 com as equações para cálculo dos fatores de inclinação de carga, do terreno e de base.

Tabela 3.7: Fatores de inclinação de carga, do terreno e de base de Vesic (1975).

Fatores de inclinação de carga	Fatores de inclin. do terreno
$i'_c = 1 - \frac{mH_i}{A_f c_a N_c} \quad (\phi = 0)$	$g'_c = \frac{\beta}{5.14} \quad \beta \text{ in radians}$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (\phi > 0)$	$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi} \quad \phi > 0$
$i_q, \text{ and } m \text{ defined below}$	$i_q \text{ defined with } i_c$
$i_q = \left[ 1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^m$	$g_q = g_\gamma = (1.0 - \tan \beta)^2$
	Fatores de inclinação de base
$i_\gamma = \left[ 1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$b'_c = g'_c \quad (\phi = 0)$
$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$	$b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi}$
$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$	$b_q = b_\gamma = (1.0 - \eta \tan \phi)^2$

### 3.4.1.5 Teoria de Skempton (1951)

O método proposto por Skempton (1951, apud Cintra et al. 2003) é para utilização em uma situação especial: para argilas saturadas na condição não drenada.

Para esta situação,  $N_q=1$  e  $N_\gamma=0$ , simplifica-se a equação de Terzaghi (1943) para:

$$q_{ult} = cN_c s_c + q \quad (3.16)$$

Onde a coesão  $c$  neste caso é a coesão não drenada da argila.

O valor de  $N_c$  é função da profundidade de embutimento ( $H$ ) e do menor lado ( $B$ ) da sapata, pode ser obtido, neste caso, por meio da Tabela 3.8.

Tabela 3.8: Tabela de fator de capacidade de carga de Skempton (CINTRA et al., 2003).

H / B	$N_c$	
	QUADRADA OU CIRCULAR	CORRIDA
0	6,2	5,14
0,25	6,7	5,6
0,5	7,1	5,9
0,75	7,4	6,2
1,0	7,7	6,4
1,5	8,1	6,5
2,0	8,4	7,0
2,5	8,6	7,2
3,0	8,8	7,4
4,0	9,0	7,5
> 4,0	9,0	7,5



### 3.4.2 Métodos empíricos

No meio técnico brasileiro tem sido muito empregada a expressão para o caso de sapatas assentes tanto em areias quanto em argilas (TEIXEIRA e GODOY, 1998):

$$q_{adm} = 20 \cdot N_{SPT} \quad [kPa] \quad (3.17)$$

A Equação 3.17 é válida no intervalo ( $5 \leq N \leq 20$ ). N é a resistência à penetração média obtida no trecho compreendido da base da sapata até 2B abaixo (bulbo de tensões).

### 3.4.3 Métodos semi-empíricos

Os métodos semi-empíricos são aqueles em que os parâmetros de resistência do solo são estimados com base em correlações, e usados em teorias adaptadas da Mecânica dos Solos (TEIXEIRA, A. H.; GODOY, 1998).

Essas estimativas são realizadas com base em correlações de resultados de ensaios de campo, dentre os quais é possível citar os ensaios SPT e CPT.

#### 3.4.3.1 Métodos baseados no ensaio SPT

a) Terzaghi e Peck (1967)

$$q_{adm} = 4,4 \left( \frac{N-3}{10} \right) \left( \frac{B+1'}{2B} \right) \quad \left[ \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right] \quad (3.18)$$

Onde:

- N: número de golpes do ensaio SPT;
- B: menor dimensão da sapata.

É possível ainda, obter a tensão admissível em areias por meio de ábacos conforme apresentados na Figura 3.8. Observa-se que para cada relação entre profundidade de assentamento (h) e largura de sapata (B) há um ábaco específico.

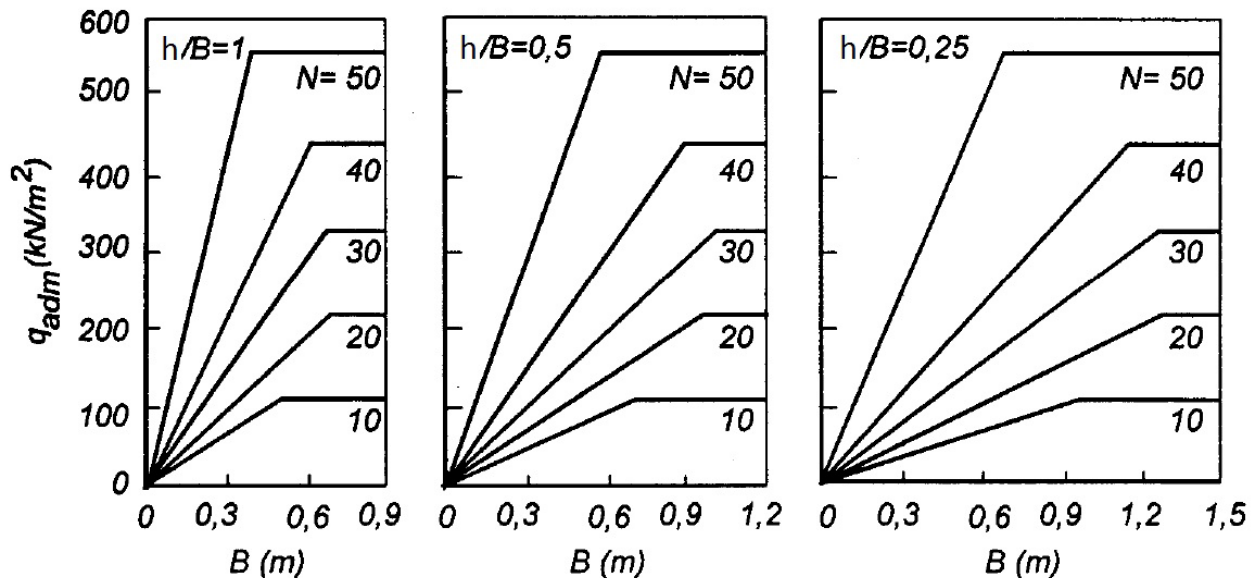


Figura 3.8: Ábacos para obtenção de  $q_{adm}$  em areias (TERZAGHI; PECK, 1967).

b) Meyerhof (1965)

$$q_{adm} = \frac{N \cdot r_{adm}}{12} \left( \frac{B+1}{B} \right)^2 \quad (3.19)$$

Onde:

- $r_{adm}$ : recalque admissível.

Teixeira et al. (1996) ao estudar o comportamento do solo em campo experimental da Universidade Federal de Lavras, comparou o resultado de 13 provas de carga sobre placa com os métodos teóricos e semi-empíricos, sendo que conclui que o método de Meyerhof (1965) apresentou melhores resultados em comparação com as provas de carga.

c) Teixeira (1996) obteve a expressão apresentada na Equação 3.20 para previsão de capacidade de carga de fundações rasa:

$$q_{adm} = 0,05 + (1 + 0,4 \cdot B) \cdot \frac{N}{100} \quad (3.20)$$

#### 3.4.3.2 Métodos baseados no ensaio CPT

a) Teixeira e Godoy (1998)

$$q_{adm} = \frac{q_c}{10} (\leq 4MPa) \quad (3.21)$$

$$q_{adm} = \frac{q_c}{15} (\geq 4MPa) \quad (3.22)$$

Em que:

- $q_c$ : é a resistência de ponta obtida no ensaio CPT no trecho correspondente ao bulbo de tensões da sapata.

Há ainda correlações que variam de acordo com o formato das sapatas:

$$\begin{array}{l} \text{AREIAS} \left\{ \begin{array}{ll} \sigma_{rup} = 28 - 0,0052(300 - q_c)^{1,5} & \text{para sapata corrida} \quad [kgf/cm^2] \\ \sigma_{rup} = 48 - 0,009(300 - q_c)^{1,5} & \text{para sapata quadrada} \quad [kgf/cm^2] \end{array} \right. \\ \\ \text{ARGILAS} \left\{ \begin{array}{ll} \sigma_{rup} = 2 + 0,28.q_c & \text{para sapata corrida} \quad [kgf/cm^2] \\ \sigma_{rup} = 5 + 0,34.q_c & \text{para sapata quadrada} \quad [kgf/cm^2] \end{array} \right. \end{array}$$

### 3.4.3.3 Métodos baseados em outros ensaios

Tezcan et al., (2006) propuseram uma formulação empírica para a determinação de capacidade de carga permitida para fundações rasas. A expressão proposta corrobora com os resultados teóricos clássicos. Consiste de dois parâmetros de solo, velocidade da onda de cisalhamento in-situ e unidade de peso, que pode ser calculada utilizando a velocidade da onda P. Uma vez que as duas velocidades estão determinadas, a capacidade de carga é determinada por meio de uma operação única.

Duarte (2006) cita a determinação de capacidade de carga por ensaios pouco difundidos no Brasil. São métodos baseados em ensaios de campo do tipo pressiômetro de Ménard e dilatômetro de Marchetti.

#### **3.4.4 Por meio de provas de carga em placa**

Segundo Cintra. et al. ( 2003), a tensão admissível ( $\sigma_{adm}$ ) pode ser obtida aplicando-se um fator de segurança 2 ao valor da tensão de ruptura ( $\sigma_r$ ) 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 sobre-adensadas.

$$\sigma_{adm} \leq \frac{\sigma_r}{2}$$

Milititsky (1991) descreve o método proposto por De Beer em 1967 e De Beer & Wallays em 1972. Os métodos consistem na plotagem de um gráfico com os logaritmos das cargas vs logaritmo 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.

Os dados das provas de carga, tensão vs deslocamento sofrido, podem ser submetidos ao método de extrapolação de curva carga-recalque de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976 apud VIANNA, 2000) para verificação de tensão de ruptura e traçado de curvas teóricas. Este método é utilizado para os casos em que a tensão última não foi alcançada em provas de carga, seja por limitações da reação ou de aplicação de carga. Este critério de ruptura é representado pela expressão:

$$P = P_r \cdot [1 - e^{-(a.S+b)}] \quad (3.23)$$

Onde:

- S: recalque;
- a: coeficiente que define a forma da curva;
- b: intersecção com o eixo das coordenadas no gráfico tensão-deformação;

Os coeficientes a e b são determinados com o uso da expressão:

$$a.S + b = \ln \left( 1 - \frac{\sigma}{\sigma_r} \right) \quad (3.24)$$

Onde se arbitram valores de cargas de ruptura ( $\sigma_r$ ) com os dados obtidos do ensaio, com intuito de linearizar a curva e assim obter o melhor  $R^2$  para definir a tensão de ruptura. Os coeficientes a e b são retirados da curva da tensão que melhor se adéqua a unidade. Assim, é possível ainda por meio da Equação 3.23 o traçado de curvas teóricas carga-recalque.

Para determinação de tensão admissível, um critério muito difundido no Brasil é a comparação entre os valores de tensão correspondente a um recalque de 10 milímetros e a metade da tensão que causa um recalque de 25 milímetros. Adota-se então o menor valor das tensões analisadas. (TEIXEIRA, A. H., 1966) observou, por meio de análise de 36 provas de carga, que a tensão correspondente ao recalque de 25 mm dividida por 2 é sempre menor do que a tensão correspondente a 10 mm, sugerindo que da tensão para recalque de 10 mm poderia ser dispensada.

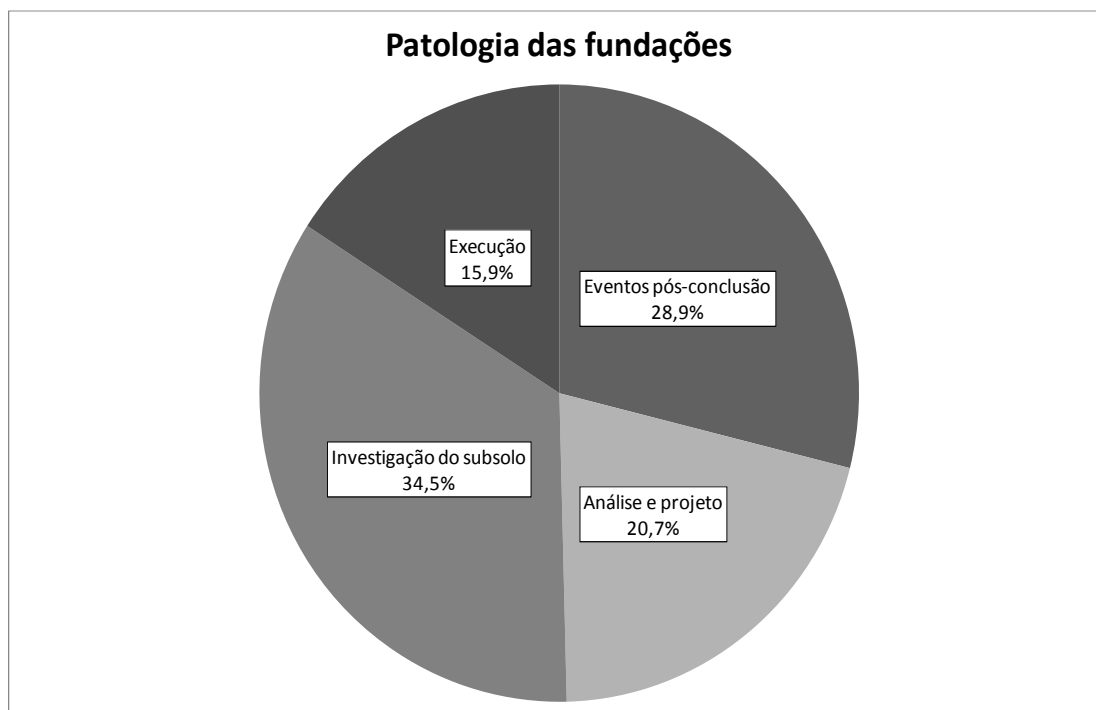
Pode se citar ainda métodos de extrapolação de carga-recalque de Chin e de rigidez de Décourt (MELO, 2009).

### **3.5 Probabilidade de ruína**

Assim como em todo ramo, a engenharia civil não está isenta de riscos. Riscos estes que o profissional deve estar ciente e, como engenheiro, deve elaborar soluções para amenizá-las. A palavra amenizar é utilizada ao invés de eliminar, pois, infelizmente, a probabilidade de algo dar errado ainda existe, por menor que seja.

A engenharia geotécnica lida com diversas incertezas relacionadas ao seu principal material, o solo. A variabilidade deste, e também a insuficiência e a dificuldade de obtenção de parâmetros de resistência, contribuem para o aumento dos riscos em obras de geotecnia.

Conforme Milititsky et al. (2008), o comportamento das fundações são afetadas por diversos fatores: investigação do solo, análise e projeto, execução e utilização (Fig. 3.9).



*Figura 3.9: Origem das patologias de fundações no estado do Rio Grande do Sul (MILITITSKY et al., 2008).*

Este trabalho tem como foco os fatores envolvidos na fase de análise e projeto das fundações, que como visto na Figura 3.9, atinge mais de 20% das patologias de fundação.

Cherubini (2000) alerta sobre a preocupação com a variabilidade dos solos, onde modelos semi-probabilísticos e probabilísticos podem alterar o modo de atuação na área geotécnica, tão acostumada com métodos determinísticos.

Cintra & Aoki (2010) afirmam que o fator de segurança global, amplamente utilizado em projetos de engenharia geotécnica, bem como os fatores de segurança parciais do método de valores de projeto, prescritos pela norma brasileira NBR 6122:2010, não



garantem a segurança das fundações em termos de ruína. Propõe então, a utilização do conceito de Análise de Confiabilidade.

### **3.5.1 ANÁLISE DE CONFIABILIDADE**

O conceito de Análise de confiabilidade proposto por Cintra & Aoki (2010) se trata de um método probabilístico para obtenção de índice de confiabilidade ( $\beta$ ).

É analisada então, a variabilidade das solicitações (S) e das resistências (R), onde a intersecção das densidades de probabilidade de ocorrência delas implica na probabilidade de ruína ( $P_f$ ) (Fig. 3.10).

As variabilidades, tanto de S como de R, são obtidas por ferramentas conhecidas na estatística como as médias ( $\mu$ ), desvio padrão ( $\sigma$ ) e por coeficiente de variação ( $u$ ). Com esta análise estatística, conforme Aoki (2002) são construídas curvas das funções de densidade de probabilidade de solicitação (S) e de resistência (R), conforme observável na Figura 3.10.

Segundo Cintra e Aoki (2010), caso se utilizasse o conceito de fator de segurança global (FS), esse valor seria facilmente encontrado dividindo a solicitação média ( $S_m$ ) pela resistência média ( $R_m$ ).

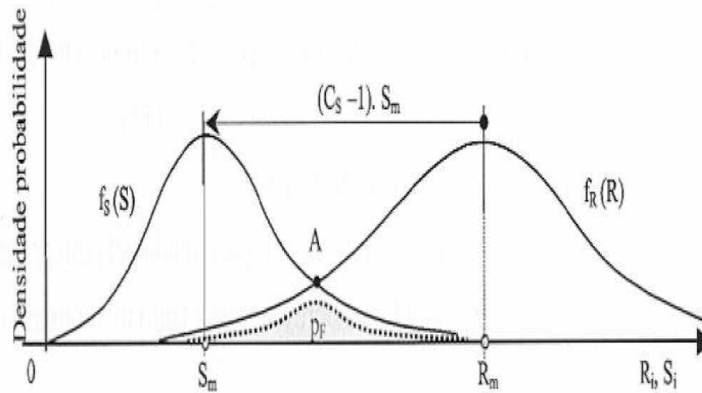


Figura 3.10: Curvas de densidade de probabilidade de S e R (AOKI, 2002).

Porém, ainda segundo os mesmos, isto seria uma ilusão de segurança, afinal seria um problema determinista, ignorando assim a variabilidade de S e R. Com isso Aoki (2005), a partir da consideração de que a solicitação e a resistência são estatisticamente independentes, define a função margem de segurança  $f(M)$  como sendo a diferença entre as curvas R e S, estabelecida como:

$$f(M) = f(R) - f(S) \quad (3.25)$$

Assim, a ruína ocorrerá quando a diferença  $R - S < 0$ , conforme é possível observar na Figura 3.11.

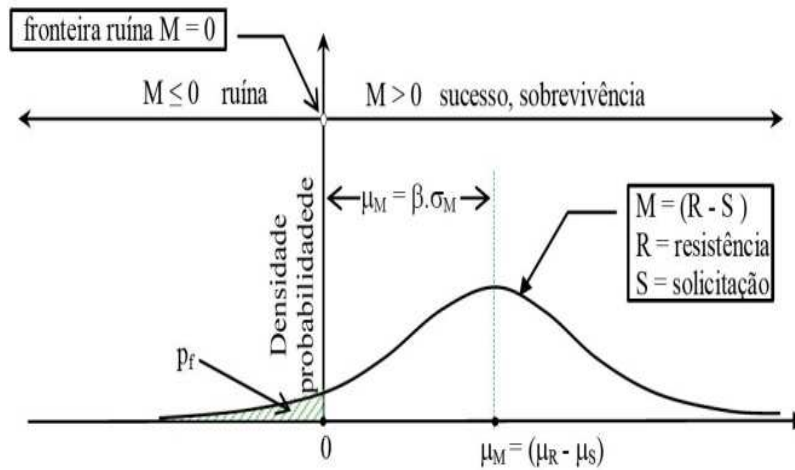


Figura 3.11: Margem de segurança para determinação de ruína (AOKI, 2005)

Analogamente tem-se então que a média da margem de segurança  $\mu_M$  é a diferença entre os valores de  $\mu_R$  e  $\mu_S$ . Já o desvio padrão:

$$\sigma_z = (\sigma_R^2 + \sigma_S^2)^{1/2} \quad (3.26)$$

O valor de  $\mu_M$  pode também ser definido em múltiplos de desvio padrão  $\sigma_z$ , ou seja:

$$\mu_M = \beta \cdot \sigma_z \quad (3.27)$$

Onde o  $\beta$  é chamado de índice de confiabilidade (CINTRA & AOKI, 2010).

Aoki (2005) mostra que  $\beta$  e FS são valores interdependentes deduzindo a expressão a seguir:

$$FS = \frac{1 + \beta \sqrt{v_S^2 + v_R^2 - \beta^2 \cdot v_S^2 \cdot v_R^2}}{1 - \beta^2 \cdot v_R^2} \quad (3.28)$$

Inversamente, Aoki (2005) expõe que:

$$\beta = \frac{1 - \frac{1}{FS}}{\sqrt{\nu_R^2 + \left(\frac{1}{FS}\right)^2 \cdot \nu_S^2}} \quad (3.29)$$

Ang e Tang (1984, apud CINTRA & AOKI, 2010) demonstram que a probabilidade de ruína (Pf) é função direta de  $\beta$ . De modo a simplificar o cálculo de Pf, Cintra e Aoki (2010) apresentam a expressão:

$$Pf = 1 - f(\beta) \quad (3.30)$$

Onde  $f(\beta)$  é função de distribuição normal, comumente encontrada em tabelas de livros de estatística.

Com o conhecimento de Pf, torna-se possível o conhecimento dos riscos em fundações. Isto porque para cada FS é determinado um Pf e vice-versa. O valor de Pf aceitável para a engenharia geotécnica, conforme Aoki (2005) seria o de 0,001 ou 1 em 1000.

Cintra e Aoki (2010) apresentam ainda valores diversos de  $\beta$  em função de Pf, conforme Tabela 3.9.

*Tabela 3.9:  $\beta$  em função de Pf.*

N	Pf = 1/N	$\beta$
2	0,5	0,000
5	0,2	0,842
10	0,1	1,282
20	0,05	1,645
100	0,01	2,326
1.000	0,001	3,090
5.000	0,0002	3,540
10.000	0,0001	3,719
50.000	0,00002	4,107
100.000	0,00001	4,265
1.000.000	0,000001	4,768

## **4 RECALQUES**

### **4.1 Definição**

O recalque de uma fundação superficial é o deslocamento vertical descendente da base do elemento de fundação, ocasionado pela deformação do solo de suporte (CINTRA, et al., 2003).

### **4.2 Tipos de recalques**

De forma geral são considerados três tipos ou três parcelas de recalque (DAS, 1999):

- Recalque imediato, elástico ou não-drenado ( $S_i$ );
- Recalque por adensamento primário ( $S_a$ );
- Recalque por compressão secundária ( $S_s$ ).

O  $S_i$  ocorre logo após aplicação de carga, há mudança de forma com alteração do volume devido à redução de índice de vazios (ALONSO, 1991).

O  $S_a$  ocorre em solos de baixa permeabilidade, argilosos, que sofrem redução de volume provocado pela saída de água devido a diminuição dos vazios pelo acréscimo de carga e aumento de pressão neutra (DAS, 1999).

O  $S_s$ , muito importante para argilas moles e argilas marinhas, se desenvolve simultaneamente com o  $S_a$ , ocorre devido ao rearranjo estrutural causado por tensões de cisalhamento. Trata-se da deformação sofrida pelo solo, mesmo após a dissipação das pressões neutras (ALONSO, 1991). Ocorre muito lentamente nos solos argilosos, e é geralmente desprezado no cálculo de fundações (BOWLES, 1997). Velloso e Lopes (2004) relacionam esse tipo de recalque a fenômenos viscosos, tratando-o por adensamento secundário.

O recalque total se dá então pela soma de  $S_i$ ,  $S_a$  e  $S_s$ , onde parte ocorre de imediato e parte se desenvolve ao longo do tempo.

Segundo Velloso e Lopes (2004), a previsão de recalques é um dos exercícios mais difíceis da Geotecnia, de forma que o resultado dos cálculos, por mais sofisticados que sejam, deve ser encarado como uma estimativa.

### **4.3 Cálculo de recalques imediatos ( $S_i$ )**

#### **4.3.1 Teoria da elasticidade - camada infinita**

Para uma sapata de diâmetro B apoiada em uma camada argilosa homogênea semi-infinita com módulo de deformabilidade ( $E_s$ ) constante com a profundidade temos a expressão 4.1, amplamente difundida em livros de fundações:

$$S_i = \sigma \cdot B \left[ \frac{1-\nu^2}{E_s} \right] \cdot I_p \quad (4.1)$$

Em que:

- $\nu$ : coeficiente de poisson;
- $I_p$ : fator de influência que depende da rigidez da sapata (Tabela 4.1).
- $E_s$ : módulo de deformabilidade do solo;
- $\sigma$ : Tensão média na superfície de contato solo-sapata.

O cálculo de  $\nu$  é realizado por meio de ensaios de laboratório e podem ser estimados por algumas correlações empíricas. Uma dessas correlações pode ser observada na Equação 4.2 (TRAUTMANN et al., 1989):

$$\nu = 0,1 + 0,3 \cdot \phi_{rel} \quad (4.2)$$

Em que:

- $\phi_{rel} = \frac{\phi_{tc} - 25^\circ}{45^\circ - 25^\circ}$  ( $0 \leq \phi_{rel} \leq 1$ ) : ângulo de atrito relativo
- $\phi_{tc}$ : ângulo de atrito obtido pelo ensaio de compressão triaxial drenado.



Tabela 4.1: Fatores de influência  $I_p$  (modificado de PERLOFF; BARON, 1976).

Sapata Flexível				Rígida
Forma	Centro	Canto	Médio	
Circular	1,00	0,64*	0,85	0,79
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,99
L/B = 1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	

\*borda

#### 4.3.2 Teoria da elasticidade - camada finita

Para o caso onde a camada de solo argiloso apresentar espessura finita, sobreposta a um material que pode ser considerado como rígido (rocha ou areia muito compacta), o recalque imediato pode ser calculado pela proposta de Jambu (DAS, 1999):

$$S_i = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \frac{\sigma \cdot B}{E_s} \quad (4.3)$$

Onde:

- $\mu_0$  e  $\mu_1$ : fatores de correção para camada finita (Figura 4.1)

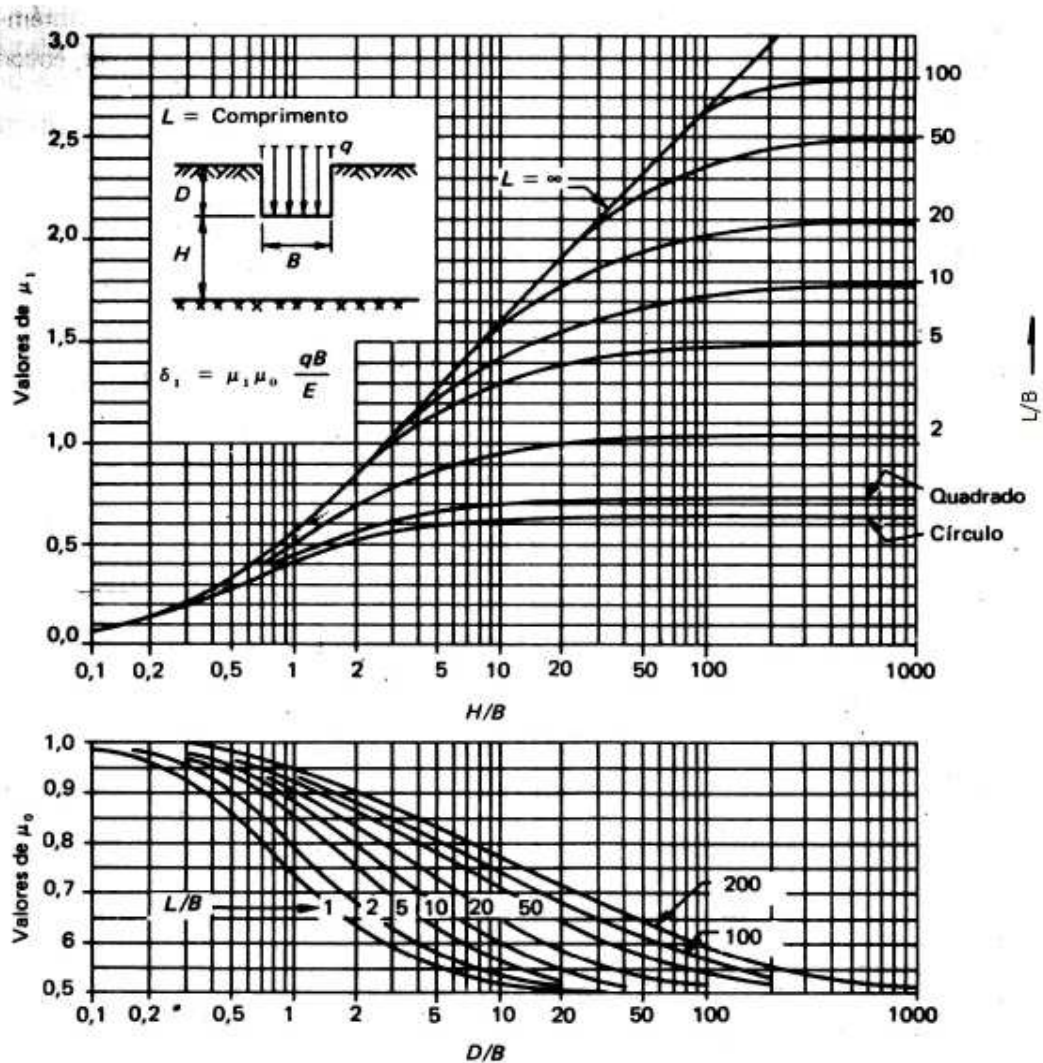


Figura 4.1: Fatores para cálculo de recalque imediato segundo Jambu (CINTRA, et al., 2003).

DAS (2009) expõe os diversos valores de  $\mu_0$  e  $\mu_1$  os quais foram obtidos interpolando os ábacos da Figura 4.1. Estes valores foram dispostos em Tabelas (4.2 e 4.3) em função da relação espessura de camada de argila por largura da sapata ( $h/B$ ) e relação profundidade de assentamento por largura de sapata ( $Df/B$ ).

Tabela 4.2: Valores de  $\mu_0$  (DAS, 2009).

$h/B$	Circular	$L/B$				
		1	2	5	10	$\infty$
1	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36
2	0.47	0.53	0.63	0.64	0.64	0.64
4	0.58	0.63	0.82	0.94	0.94	0.94
6	0.61	0.67	0.88	1.08	1.14	1.16
8	0.62	0.68	0.90	1.13	1.22	1.26
10	0.63	0.70	0.92	1.18	1.30	1.42
20	0.64	0.71	0.93	1.26	1.47	1.74
30	0.66	0.73	0.95	1.29	1.54	1.84

\* $h$ : espessura da camada de argila

Tabela 4.3: Valores de  $\mu_1$  (DAS, 2009).

$D_f/B$	$\mu_1$
0	1.0
2	0.9
4	0.88
6	0.875
8	0.87
10	0.865
12	0.863
14	0.860
16	0.856
18	0.854
20	0.850

\* $D_f$ : profundidade de assentamento da fundação.

### 4.3.3 Método de Schmertmann

Schmertmann (1970) pesquisou a variação da deformação vertical ao longo da profundidade (z) em solos arenosos sob a ação do carregamento de uma sapata rígida.

Com sua pesquisa realizada por meio de simulações numéricas pelo método de elementos finitos, Schmertmann (1970) chega a seguinte expressão para previsão de recalques imediatos em solos arenosos:

$$S_i = c_1 \cdot c_2 \cdot (q - q') \cdot \sum \left( \frac{I_z}{E_s} \right) \cdot \Delta z \quad (4.4)$$

Onde:

- $c_1 = 1 - 0,5 \cdot \left( \frac{q'}{q - q'} \right)$ : fator de correção de embutimento da sapata;
- $c_2 = 1 + 0,2 \cdot \log \left( \frac{t}{0,1} \right)$ : fator de correção de tempo;
- $q' = \gamma \cdot D_f$ : tensão efetiva na cota da sapata;
- $q$ : tensão aplicada;
- $t$ : tempo em anos, para o caso de recalque imediato considera-se  $t$  igual a 1;
- $\Delta z$ : espessura da camada; (DAS, 1999)
- $I_z = \frac{\varepsilon_z \cdot E_s}{q}$ : fator de influência na deformação (AHLVIN & ULERY, 1962);
- $\varepsilon_z = \frac{q \cdot (1 + \nu)}{E_s} \cdot [((1 - 2 \cdot \nu) \cdot A' + B')]$ : deformação vertical;

- A' e B': fatores adimensionais dependentes da relação profundidade pelo raio de placa circular ( $z/R$ ) apresentados na Tabela 4.4 (AHLVIN & ULERY, 1962).

*Tabela 4.4: Variação dos fatores A' e B'.*

$z/R$	A'	B'	$z/R$	A'	B'
0	1.0	0	2.5	0.072	0.128
0.2	0.804	0.189	3.0	0.051	0.095
0.4	0.629	0.320	4.0	0.030	0.057
0.6	0.486	0.378	5.0	0.019	0.038
0.8	0.375	0.381	6.0	0.014	0.027
1.0	0.293	0.354	7.0	0.010	0.020
1.5	0.168	0.256	8.0	0.008	0.015
2.0	0.106	0.179	9.0	0.006	0.012

O fator  $I_z$  pode ser calculado por meio da Figura 4.2 proposto por Schmertmann (1970), que observou as deformações do solo abaixo de uma sapata rígida apoiada em areia, verificando que o valor máximo de recalque se dá em torno de metade de B para sapatas com relação L/B igual a 1 (SCHMERTMANN, 1970) e com uma distribuição triangular aproximada do fator de influência na deformação da sapata rígida.

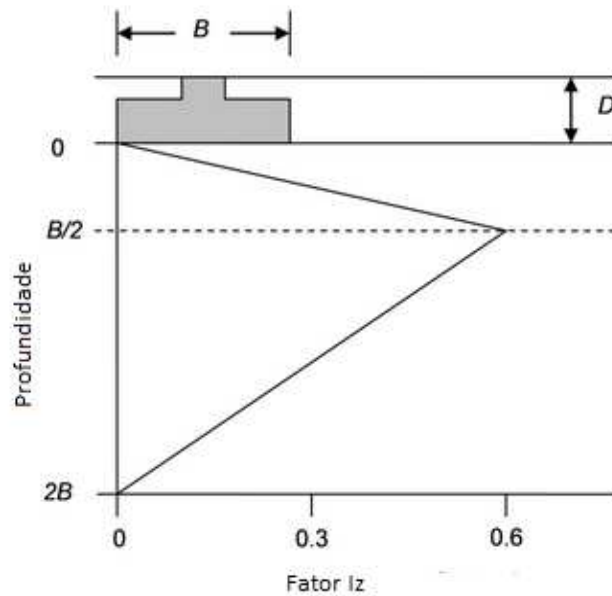


Figura 4.2: Diagrama com valores de  $I_z$  (SCHMERTMANN, 1970).

Em 1978, Schmertmann aperfeiçoou o método introduzindo o caso para sapatas corridas ( $L/B > 10$ ). Com isso propõe a utilização do diagrama  $L/B > 10$  da Figura 4.3. Determinou assim novos valores de pico de  $I_z$ , ou  $I_z$  máximo, o qual ficaria condicionado à seguinte relação:

$$I_z = 0,5 + 0,1 \cdot \sqrt{\left(\frac{q}{q'}\right)} \quad (4.5)$$

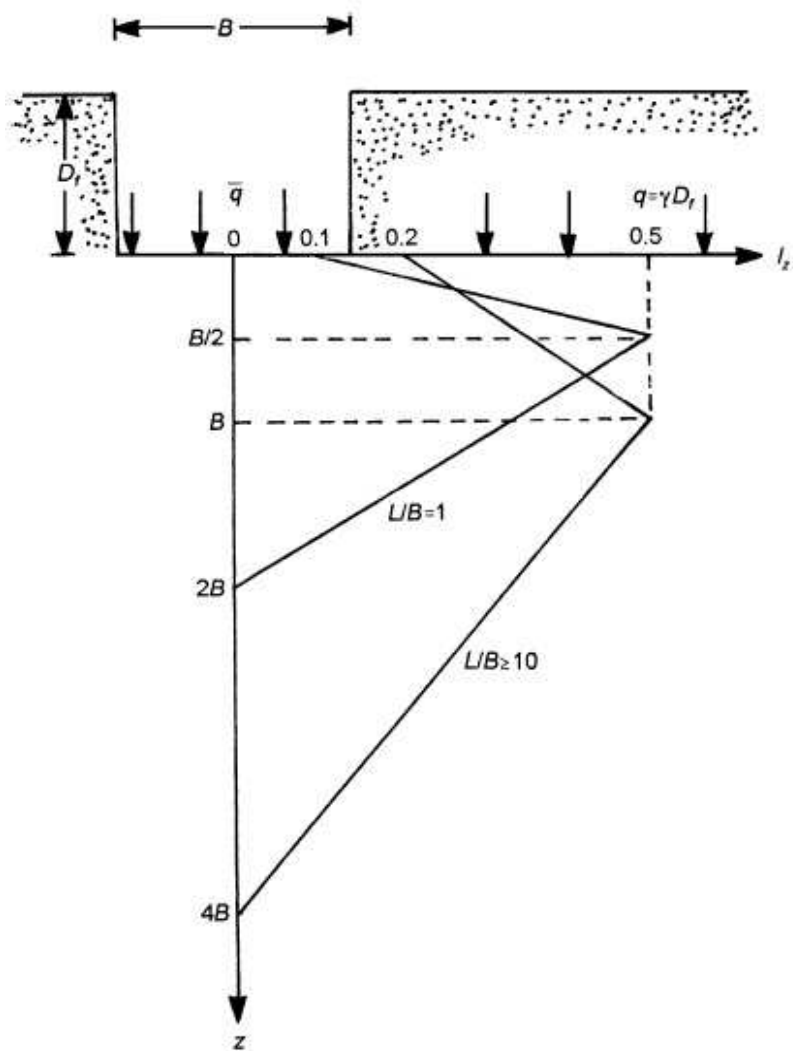


Figura 4.3: Diagrama com valores de  $l_z$  (SCHMERTMANN et al., 1978).

## 4.4 Métodos semi-empíricos

### 4.4.1 Método de Décourt (1996)

Décourt (1996) propõe a Equação 4.6 para recalques imediatos, elaborado por meio de análise de dados encontrados na literatura sobre métodos de extrapolação de recalques em função do tamanho da fundação.

$$s = 27 \cdot \frac{\sigma \cdot B^{0,7}}{N} \quad (4.6)$$

Onde:

- $\sigma$  em MPa;
- B em metros;
- S em centímetros.

#### 4.4.2 Método de Schultze e Sheriff (1973 apud DÉCOURT, 1996)

A proposta de Schultze e Sheriff (1973 apud DÉCOURT, 1996) de baseou em uma análise estatística de um banco de dados de 48 casos de fundação em areia, tendo como base a teoria da elasticidade e os índices de resistência à penetração ( $N_{spt}$ ).

Assim propõe a equação:

$$S = \frac{\sigma \cdot F}{N^{0,87} \cdot (1 + 0,4 \cdot \frac{Df}{B})} \quad (4.7)$$



Onde:

- F: coeficiente de recalque, conforme Tabela 4.5.
- 

Tabela 4.5: Valores para Coeficientes de recalque F de Shultze e Sheriff (1973).

B (m)	L/B			
	1	2	5	10
1	3,7	4,3	5,5	6,1
2	5	6	7,2	8
5	8	10	11	12
10	11	15	17	19

#### 4.4.3 Método de Burland & Burbidge (1985)

Burland & Burbidge (1985) analisaram 200 casos de recalques em reservatórios e aterros em areia e propuseram a seguinte equação:

$$S = \sigma \cdot B^{0,7} \cdot \frac{1,71}{N_{SPT}^{1,4}} \cdot f_s \cdot f_l \quad (4.8)$$

Onde:

- $f_s$  e  $f_l$  : fatores de forma de espessura de camada compressível, respectivamente e definidos pelas equações 4.9 e 4.10.

$$f_l = \frac{H}{Z_1} \cdot \left(2 - \frac{H}{Z_1}\right) \quad (\text{Equação 4.9})$$

$$f_s = \left(\frac{1,25 \cdot \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} \cdot 0,25}\right) \quad (\text{Equação 4.10})$$

Nestas Equações  $Z_1$  é definido pelo ábaco da Figura 4.4.

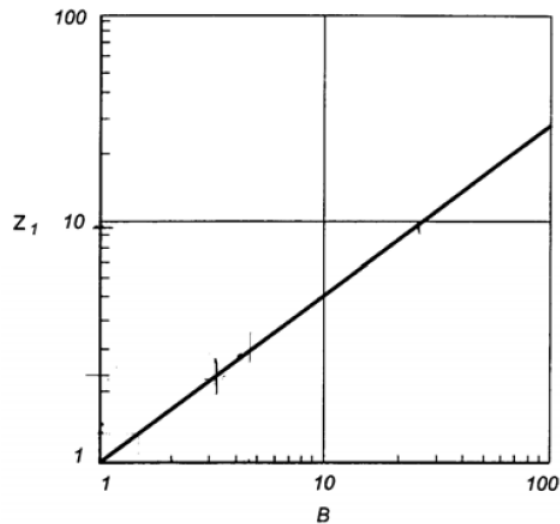


Figura 4.4: Ábaco para determinação de  $Z_1$ .

#### 4.4.4 Método de Anagnostopoulos et al. (1991 apud RUVÉR, 2005)

O método proposto por Anagnostopoulos, Papadopoulos e Kavvadas (1991 apud RUVÉR, 2005) foi desenvolvido por meio de 150 resultados de provas de carga correlacionando-os com seus resultados de índice de resistência à penetração  $N_{spt}$ . Assim apresentam sua equação na forma:

$$S = 604. \frac{\sigma^{0,9} . B^{0,76}}{N_{SPT}^{2,82}} \quad (4.11)$$

## 4.5 Módulos de elasticidade

Há autores (Kondner, 1963) que relacionam tensões e deformações com base na teoria da elasticidade, onde as classificam como módulos de elasticidade, valores que se não ultrapassados, possibilitam o retorno ao formato original do material após a deformação.

Para o solo não se aplica a elasticidade linear, pois por se tratar de um material anisotrópico, não há proporcionalidade entre a tensão desviadora (e a deformação axial ao longo de todo carregamento. Sendo assim os parâmetros elásticos adequados são os módulos de elasticidade tangente ( $E_t$ ), que indica uma relação entre tensão e deformação num ponto ( $d\sigma/d\varepsilon$ ), e o módulo de elasticidade secante ( $E_{sec}$ ), que indica a relação entre dois pontos, geralmente esses dois pontos são a origem dos eixos cartesianos e o valor correspondente a 50% da tensão desviadora de ensaios de compressão.

Na origem, os dois módulos coincidem, e caracterizam o módulo tangente inicial,  $E_i$ . O módulo tangente varia conforme o estágio de carregamento considerado, por esta razão deve-se expressar a que nível de tensão ou de deformação se refere o valor apresentado (PINTO, 2009). Este último é o mais recomendado para análise de recalques em fundações segundo Briaud (2001). Todos módulos podem ser obtidos graficamente, conforme Figura 4.5 e sua determinação pelas fórmulas a seguir:

$$E_{\text{sec}} = \frac{\Delta\sigma_{\text{sec}}}{\Delta\varepsilon_{\text{sec}}} \quad (4.12)$$

$$E_0 = \frac{\Delta\sigma_0}{\Delta\varepsilon_0} \quad (4.13)$$

$$E_t = \frac{\Delta\sigma_t}{\Delta\varepsilon_t} \quad (4.14)$$

Os módulos de elasticidade podem ser também calculados através da equação da reta de gráficos do tipo  $\varepsilon/\Delta\sigma$  vs  $\varepsilon$ , conhecido como método hiperbólico (KONDNER, 1963), assim como exposto na Figura 4.6.

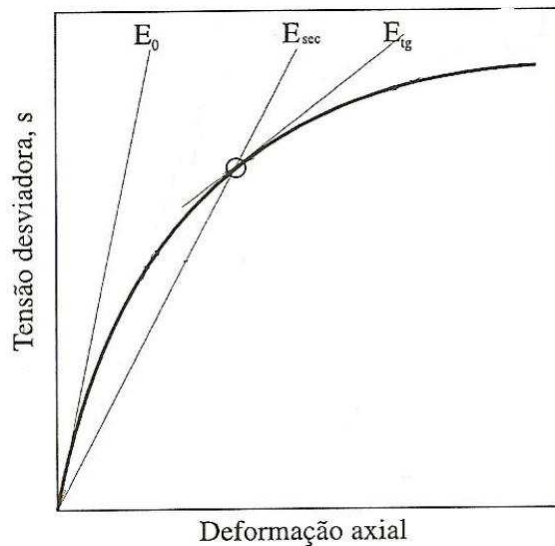


Figura 4.5: Módulos de elasticidade.

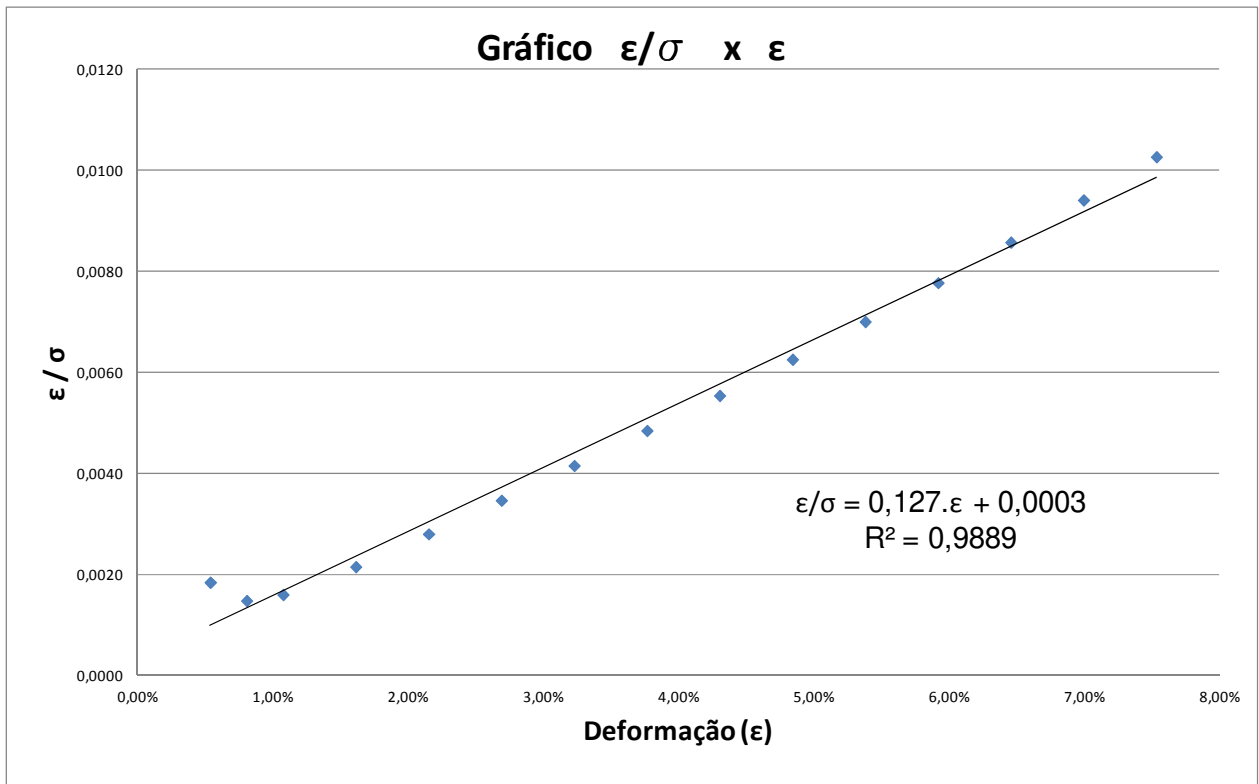


Figura 4.6: Exemplo de gráfico para obtenção de módulos de elasticidade.

Temos então, geralmente uma reta, que pode ser equacionada da seguinte forma:

$$\frac{\epsilon}{\Delta\sigma} = a + b.\epsilon \quad (4.15)$$

Onde:

- a e b: são coeficientes da reta.

É possível então, determinar os módulos de elasticidade secante ( $E_s$ ), inicial ( $E_0$ ) e tangente ( $E_t$ ) pelas seguintes fórmulas (KONDNER, 1963):

$$E_s = \frac{\Delta\sigma}{\varepsilon} = \frac{1}{a+b.\varepsilon} \quad (4.16)$$

$$E_0 = \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \frac{1}{a+b.\varepsilon} = \frac{1}{a} \quad (4.17)$$

$$E_t = \frac{a}{(a+b.\varepsilon)^2} \quad (4.18)$$

Obtidos os valores de módulo de elasticidade secante é possível ainda classificar o solo segundo sua consistência pelas tabelas 4.6 e 4.7.

Tabela 4.6: Valores típicos de Módulos de elasticidade de São Paulo (NEGRO JR. et al., 1992).

Solo	Consistência ou compactidade	$E_s$ (MPa)
Argilosa porosa vermelha e vermelha-amarela	mole a média	10
	média a rija	30
Areia argilosa variegada	Fofa	15
	pouco compacta	25
	mediamente compacta	40
	Compacta	60
Areia arenosa variegada	muito compacta	80
	muito mole	5
	Mole	15
	Média	20
	Rija	35
Areia basal	Dura	50
	mediamente compacta	30
	Compacta	50
	muito compacta	60
Argila cinza-esverdeada	rija a dura	50
Depósito quaternário	Turfa	2
	argila arenosa orgânica	5

Tabela 4.7: Valores típicos de  $E$  segundo (Bowles, 1997).

<b>Solo</b>	<b>Es (MPa)</b>
	muito mole 2 a 15
	mole 5 a 25
Argila	média 15 a 50
	rija 50 a 100
	arenosa 25 a 250
	siltosa 5 a 20
Areia	fofa 10 a 25
	compacta 50 a 81
Silte	2 a 20

## **5 MATERIAIS E MÉTODOS**

A pesquisa pode ser dividida em duas etapas: a primeira parte experimental e a segunda parte, de análises e cálculos.

### **5.1 Parte experimental**

#### **5.1.1 Características geotécnicas do local de estudo**

O local de estudo desta pesquisa situa-se à Rua Pará, 147 no centro de São Caetano do Sul, município da região do ABC Paulista (FIGURAS 5.1).

As coordenadas geográficas são  $23^{\circ}36'46''\text{S}$  e  $46^{\circ}34'07''\text{O}$  à 751m acima do nível do mar (Google Earth).

Conforme o Mapa Pedológico do Estado de São Paulo, na região do ABC Paulista, mais precisamente no município de São Caetano do Sul, há a predominância



de sedimentos terciários da bacia do Alto Tietê, constituídos por duas formações: Resende e São Paulo.

A Formação São Paulo, de origem fluvial meandrante, constitui-se de camadas de argilas arenosas e areias argilosas com boas características.

A Formação Resende, flúvio-lacustre, constitui-se por camadas de argilas siltosas duras cinza e areias siltosas. As argilas são muito plásticas e de excelentes características, no entanto as areias são pouco coesivas e muito saturadas.

Os valores médios de resistência do solo ao longo da profundidade, resultantes de cinco sondagens à percussão do tipo "*Standard Penetration Test*" (SPT) realizadas no local de estudo são expostos na Figura 5.2 e Tabela 5.1.

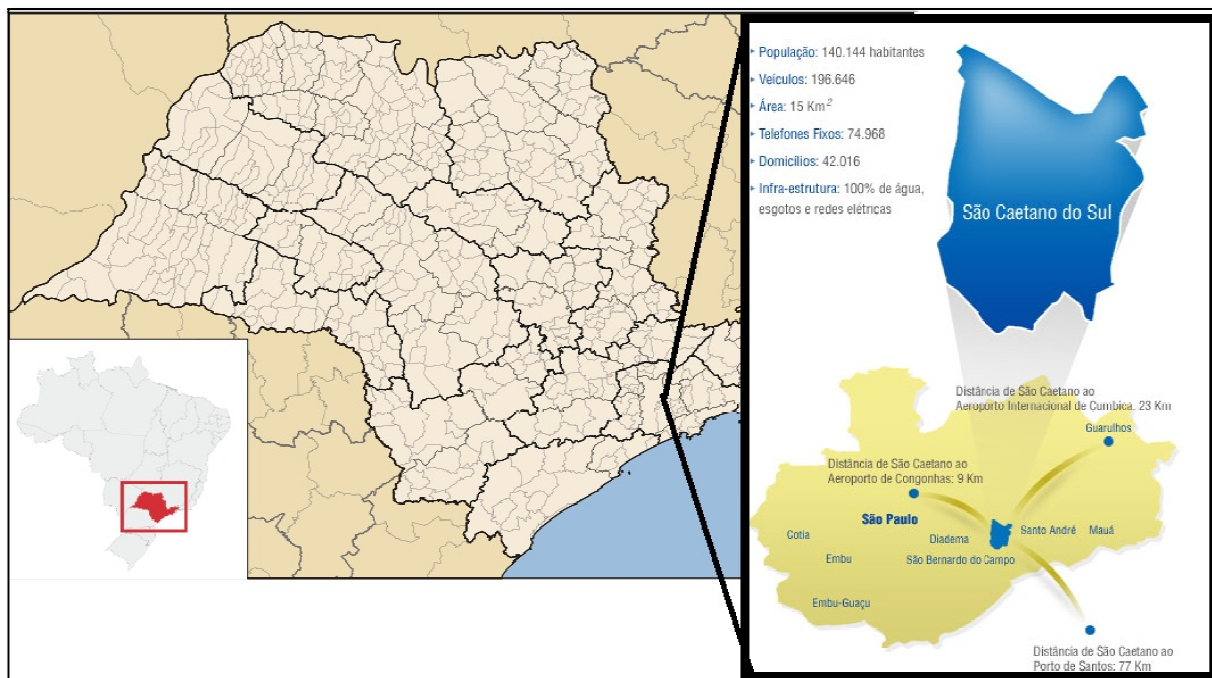


Figura 5.1: Localização do município de São Caetano do Sul (Fonte: modificado de Wikipedia).

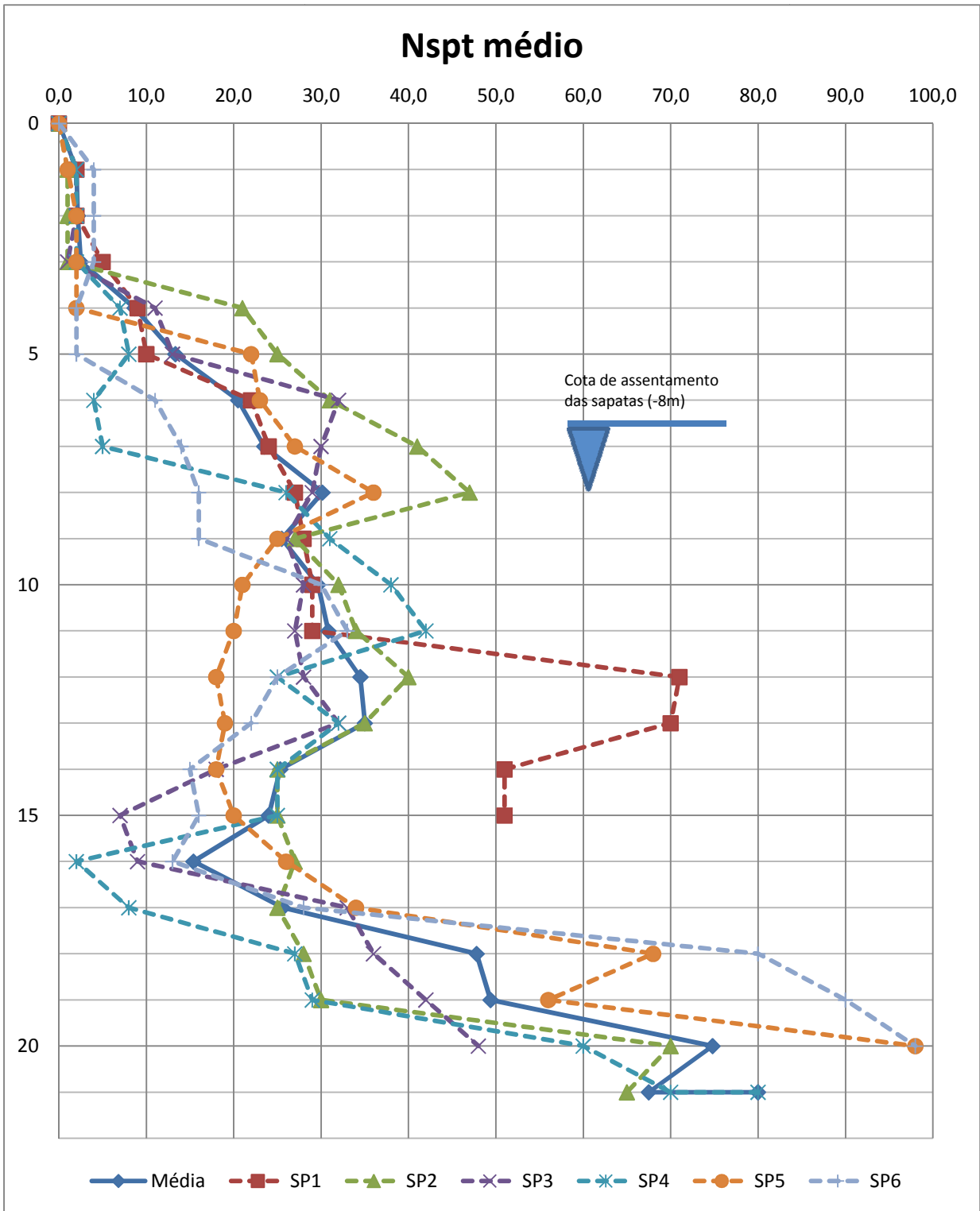


Figura 5.2: Resistência à penetração do local de estudo ao longo da profundidade.

Tabela 5.1: Número de golpes  $N_{spt}$  ao longo da profundidade.

prof.	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6	média	Desv. Pad.	Coef. Variação
0	0	0	0	0	0	0	0,0	0,0	0,00
1	2	1	2	2	1	4	2,0	1,1	0,55
2	2	1	2	2	2	4	2,2	1,0	0,45
3	5	1	1	2	2	4	2,5	1,6	0,66
4	9	21	11	7	2	2	8,7	7,1	0,81
5	10	25	13	8	22	2	13,3	8,7	0,65
6	22	31	32	4	23	11	20,5	11,1	0,54
7	24	41	30	5	27	14	23,5	12,6	0,54
8	27	47	29	26	36	16	30,2	10,5	0,35
9	28	27	26	31	25	16	25,5	5,1	0,20
10	29	32	28	38	21	30	29,7	5,5	0,19
11	29	34	27	42	20	33	30,8	7,4	0,24
12	71	40	28	25	18	25	34,5	19,3	0,56
13	70	35	32	32	19	22	35,0	18,3	0,52
14	51	25	18	25	18	15	25,3	13,2	0,52
15	51	25	7	25	20	16	24,0	14,8	0,62
16		27	9	2	26	13	15,4	10,9	0,71
17		25	33	8	34	28	25,6	10,5	0,41
18		28	36	27	68	80	47,8	24,5	0,51
19		30	42	29	56	90	49,4	25,2	0,51
20		70	48	60	98	98	74,8	22,6	0,30
21		65		70			67,5	3,5	0,05
21				80			80,0	0,0	0,00

O perfil geotécnico do solo do local é apresentado na Figura 5.3, referente à perfuração SP5 do ensaio SPT, a mais próxima das provas de carga sobre placa realizadas.



PROJESOFIT (011)6991-5032

## Sondagem a Percussão

Cliente: Ekopar Incorporação Imobiliária Ltda

Destinação da Obra: Edifício Comercial - 03 Subsolos + Térreo + 10 Pavimentos

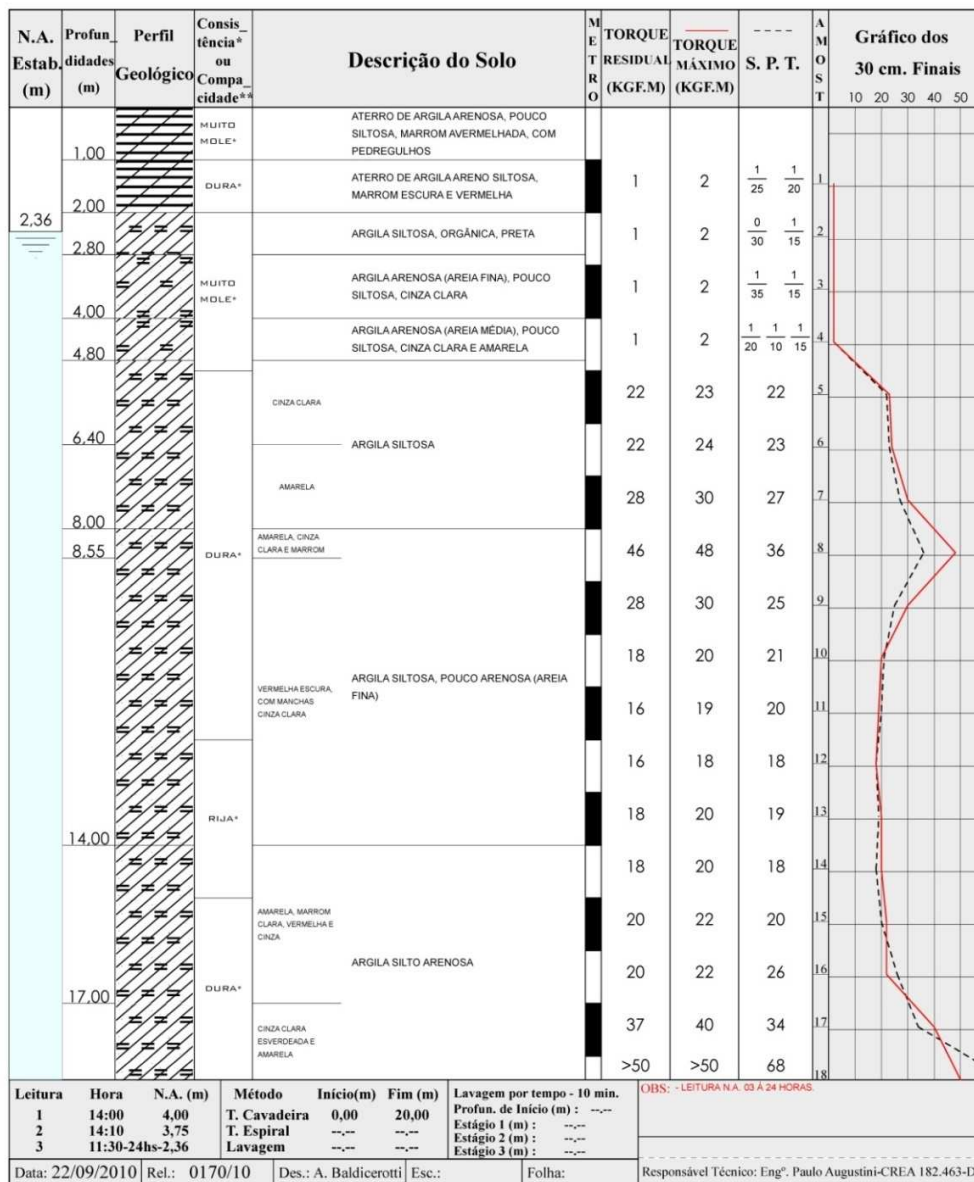
Endereço: Rua Pará, 147 - Centro - São Bernardo do Campo - S.P.

**SP.05**

Início: 10/09/10

Término: 11/09/10

Cota: **0,58**



**ENGESTRAUSS ENGENHARIA E FUNDAÇÕES LTDA**  
 Rua Tupi, 15 - Valparaíso - CEP 09060-140 - Santo André - São Paulo  
 Fone: (0XX11) 4422-7588 - Fax: (0XX11) 4422-7580 - site: www.engestrass.com.br - e-mail: comercial@engestrass.com.br

Figura 5.3: Sondagem (SP05) mais próxima das provas de carga.

### 5.1.2 Retirada de amostra indeformada

A amostra de solo indeformada para a realização de ensaios de caracterização do solo do local de estudo foi retirada no dia 16 de maio de 2011 conforme as orientações da NBR 9604 (ABNT, 1986). A amostra foi moldada em forma de bloco de medidas 35 cm x 45 cm x 45 cm (Figura 5.4), a 8 m de profundidade, na cota de apoio das sapatas. Essa profundidade foi atingida pela escavação de todo o terreno, contida simultaneamente pelo método de solo grampeado (Figura 5.5), para que futuramente fossem construídos os subsolos do edifício.



*Figura 5.4: Etapas da retirada de amostra indeformada.*



*Figura 5.5: Contenção em solo grampeado*

### **5.1.3 Ensaio de laboratório**

Com a retirada da amostra indeformada descrita em 5.1.2, a mesma foi submetida a ensaios no Laboratório de Mecânica de Solos do Departamento de Geotecnia da FEC/UNICAMP a fim de se caracterizar o solo e obter parâmetros geotécnicos para a pesquisa.

Os ensaios de laboratórios são listados a seguir:

- Análise granulométrica - NBR 7181 (ABNT, 1984b);
- Limite de liquidez - NBR 6459 (ABNT, 1984c);
- Limite de plasticidade - NBR 7180 (ABNT, 1984d);
- Massa específica dos grãos - NBR 6508 (ABNT, 1984e)
- Adensamento MB-3336 (ABNT, 1990);
- Triaxial do tipo CD (HEAD, 1998);
- Triaxial do tipo CU (HEAD, 1998).

Os ensaios de compressão triaxial foram realizados sob as orientações prescritas em Head (1998), com aplicação de contrapressão para garantir a máxima saturação da amostra de solo. Os valores de pressão confinante e contrapressão utilizadas foram 600 kPa e 595 kPa, calculados à partir do grau de saturação do CP, conforme sugere Head (1998). O mesmo autor esclarece o motivo da utilização de altas pressões para que o ar remanescente no corpo de prova (CP) e nas tubulações do aparelho de compressão triaxial sejam dissolvidos na água. Desta forma o valor final da tensão principal  $\sigma_3$ , após a etapa de adensamento, foi definido como a diferença entre as tensões confinante e de contrapressão.

Ao sistema de contrapressão, foi acoplado um medidor de variação volumétrica (Figura 5.6), com o intuito de se mensurar a entrada de água de-aerada nos CPs durante a saturação, a saída de água do CP durante o adensamento e a entrada ou saída de água durante a aplicação da carga axial. Possibilitando a medida de variação volumétrica do CP, para verificação de adensamento e cálculo de coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) do solo.

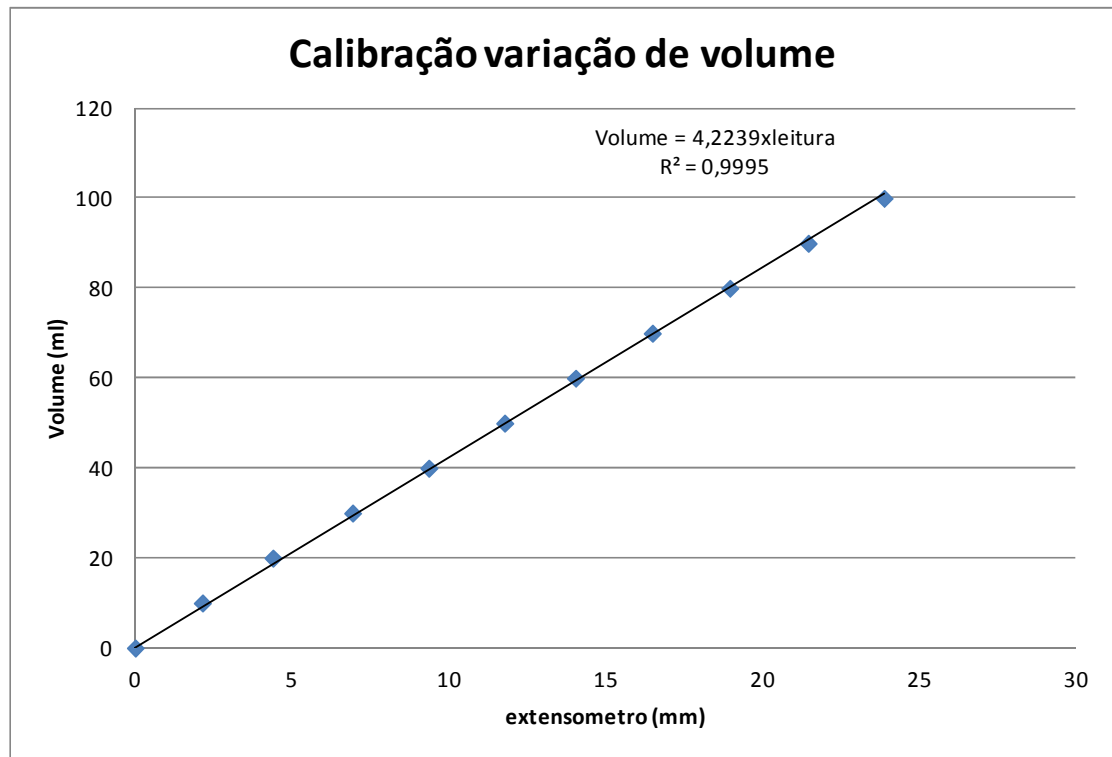
Um deflectômetro foi adaptado ao medidor, visto a impossibilidade de se utilizar um aquisitor de dados, que os captaria automaticamente. A curva de calibração deste sistema pode ser observada na Figura 5.7.

As velocidades de aplicação de carga, tanto do CD como do CU, foram calculadas por meio do valor do coeficiente de adensamento ( $C_v$ ) obtido no ensaio de adensamento e pelo tempo  $t_{100}$ , tempo necessário para ocorrer 100% do adensamento primário, conforme sugere Head (1998).



*Figura 5.6: Medidor de variação volumétrica.*





*Figura 5.7: Calibração do deflectômetro no medidor de volume.*

#### 5.1.4 Prova de carga sobre placa

Assim como exposto em itens anteriores, vale salientar a importância das provas de carga sobre placa, principalmente para a obra em questão. O projeto estrutural do empreendimento a ser construído no local de estudo, previa cargas elevadas a serem impostas à fundação, que pela elevada resistência do solo na cota de assentamento, foi então escolhida a solução por sapatas. O projeto elaborado, inicialmente para tensão admissível da ordem de 500 kPa, estimado por métodos semi-empíricos, resultava em sapatas locadas muito próximas umas das outras, pois as cargas dos pilares da ordem de 4000 kN, exigiam sapatas com grandes dimensões.

Desta forma, idealizou esta pesquisa onde seriam executadas quatro provas de carga sobre placa com o intuito de se estudar de forma mais refinada às propriedades do subsolo o que poderia acarretar uma redução das dimensões das sapatas e conseqüentemente a redução do fator de segurança.

A Norma 6489 (ABNT, 1984a) fixa as condições que devem ser satisfeitas para o caso de ensaios de carga sobre placa. Com isso, para a pesquisa em questão, se realizaram provas de carga sobre placa do tipo lenta no terreno da obra, dispostos conforme Figura 5.8. Estes ensaios foram realizados no período compreendido entre os dias 10 e 26 de julho de 2011. Embora realizado na época de inverno, a região recebeu um inesperado período de precipitação, que perdurou por uma semana até os dois primeiros dias de ensaio.

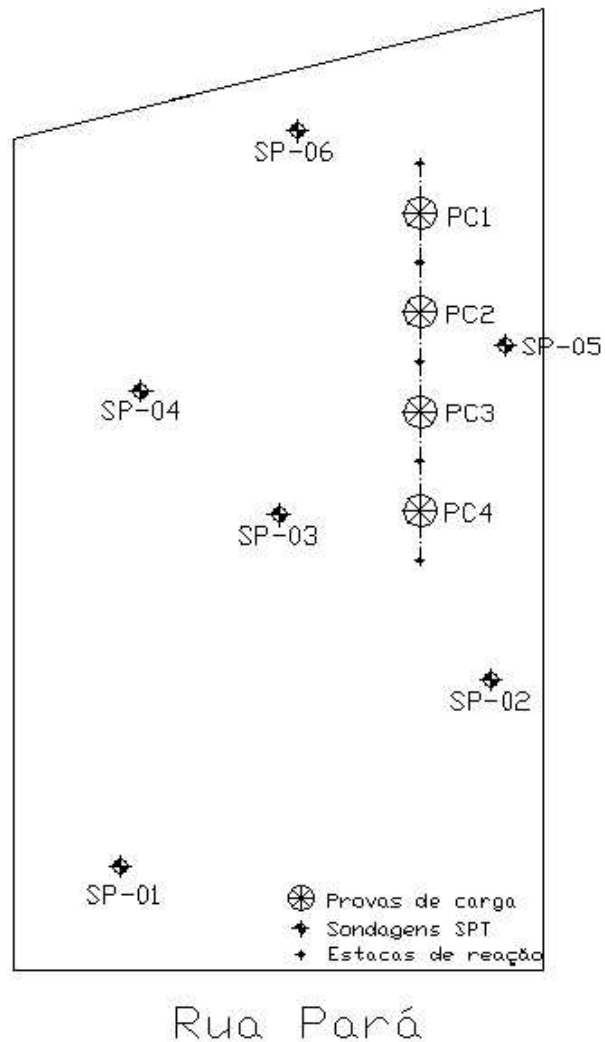


Figura 5.8: Localização das provas de carga sobre placa.

Quanto ao sistema de reação, inicialmente se optou por tirantes inseridos em micro-estacas de 150 mm de diâmetro. Essa escolha foi feita devido à dificuldade de se acessar o local dos ensaios. Por se tratar de um edifício com três níveis de subsolo, desnível de aproximadamente 8 m (Figura 5.9), um equipamento de maior porte para execução de estacas mais "pesadas" na obra demandaria uma logística de movimentação de terra mais onerosa.

Há também o fato de que a absorção dos esforços oriundos do sistema de aplicação de carga, previstos para solicitar cada estaca de reação em 400 kN, seriam satisfeitos pelas estacas de diâmetro de 150 mm e com 12m de comprimento. O cálculo da estimativa de capacidade de carga foi realizado por meio do método semi-empírico proposto por Décourt (1996), inserindo os dados do relatório de sondagem SPT.



*Figura 5.9: Acesso por rampa da obra.*

Durante a execução da primeira micro-estaca (FIGURA 5.10), ocorreu o fechamento da perfuração a 10 m de profundidade, devido a presença de uma camada de areia fina a grossa presente nesta cota e não identificada pela sondagem na região do ensaio de placa. Com isso, se fez necessária a utilização de lama bentonítica, com a intenção de se evitar o tal fechamento.

Apesar da solução adotada, não foi possível evitar o desmoronamento da camada de areia, implicando no descarte da execução de micro-estacas. Com isso, o sistema de reação foi realizado por meio de estacas do tipo hélice segmentada (Figura 5.11), com diâmetro de 40 cm e 12 m de comprimento.



*Figura 5.10: Tentativa de execução de micro-estacas para reação de prova de carga sobre placa.*



*Figura 5.11: Execução de estacas hélice segmentada para reação de prova de carga sobre placa.*

O traço do concreto utilizado obedeceu às orientações da NBR 6122 (ABNT, 2010), com a utilização de 400 kg de cimento por metro cúbico de concreto, relação água/cimento 0,5, "slump" de  $22 \pm 2$  cm, bombeável, composto por areia e pedregulho. Além disso foi também utilizado na composição do concreto, o aditivo superplastificante Glenium 160SCC da Basf, com o intuito de ter uma melhor trabalhabilidade do concreto sem redução do tempo de pega.

Os tirantes utilizados foram do tipo Dywidag ST 85/105  $\varnothing$  32 mm Esse tirante, segundo o fabricante, tem como características de resistência suportar cargas ao escoamento e a ruptura limitados em 680 e 840 kN, respectivamente. Valores suficientes visto que este sistema permitiria levar o ensaio a tensões acima de 250 kN.

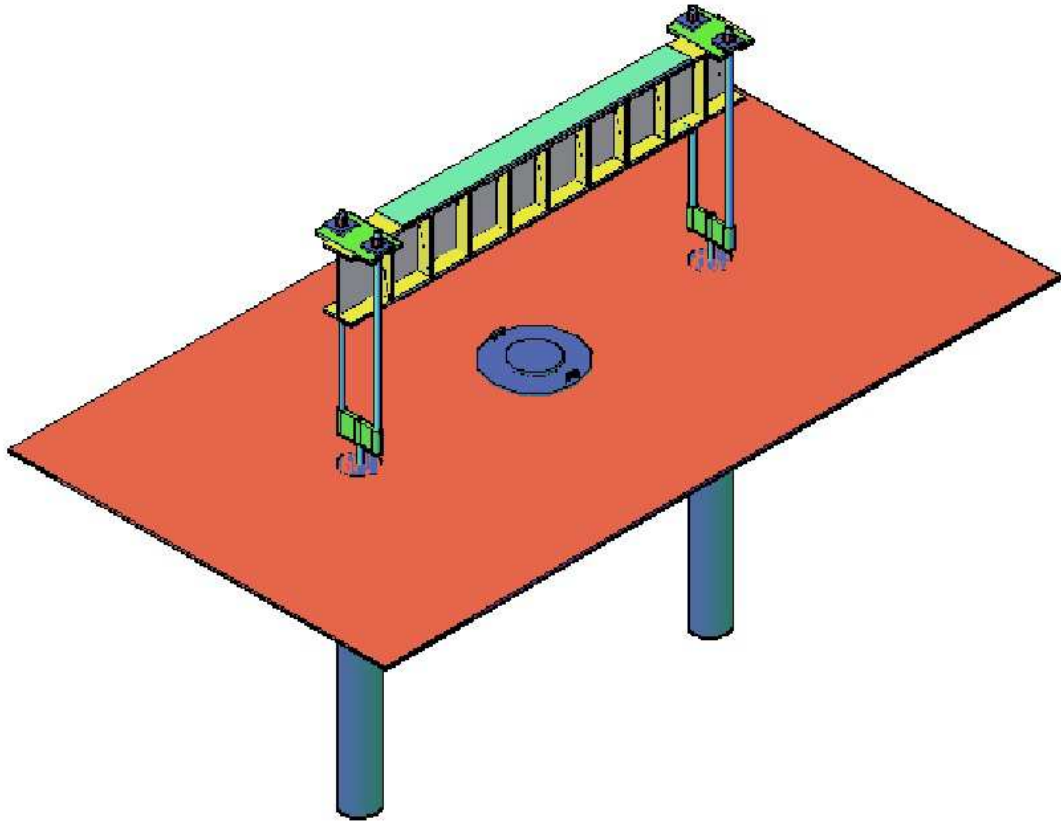
Quanto à instalação e aparelhamento da prova de carga, com base na NBR 6489 (ABNT, 1984a), se executou os seguintes passos para a realização dos ensaios:

- O início da montagem do primeiro ensaio se deu no dia 8 de julho e perdurou por três dias, devido ao alagamento da obra pela chuva ocorrida no período (Figura 5.12).



*Figura 5.12: Montagem de viga de reação para prova de carga sobre placa.*

- A montagem se iniciou com o posicionamento da viga metálica de reação sobre as duas estacas de reação de modo que se possibilitasse a montagem da prova de carga segundo os esquemas das Figuras 5.13 e 5.14.



*Figura 5.13: Esquema de montagem do sistema de reação.*



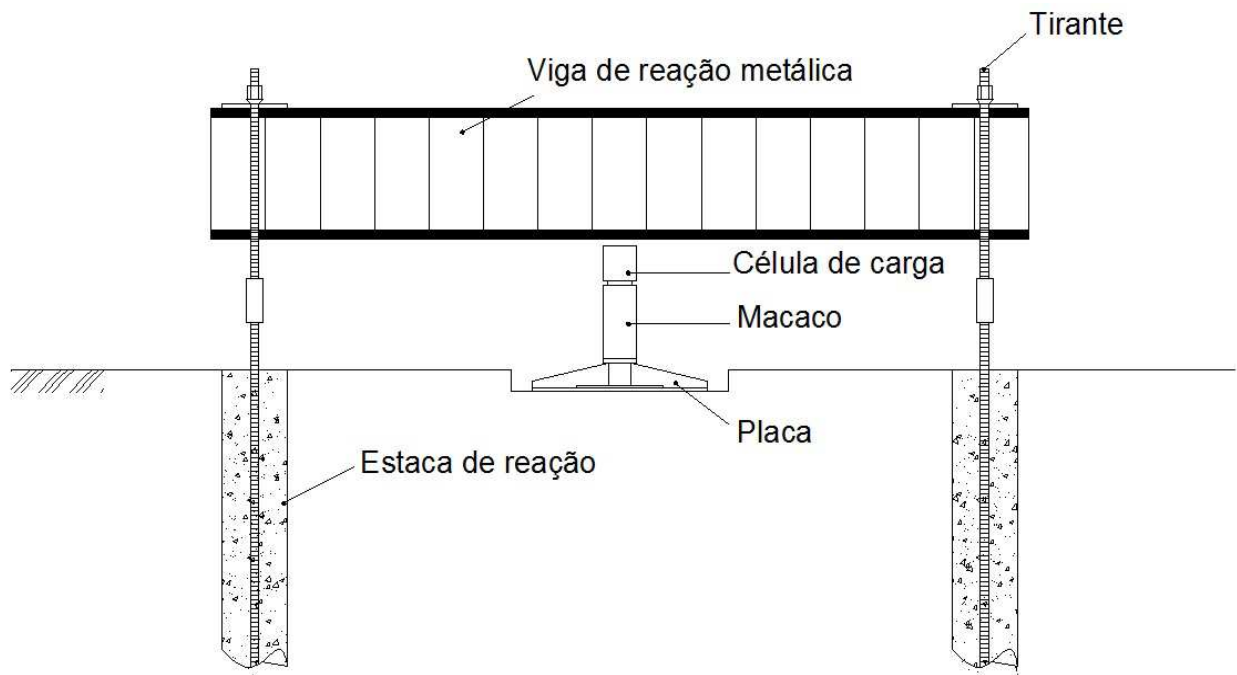


Figura 5.14: Corte do esquema de montagem de prova de carga sobre placa.

- Assentamento de placa metálica de transferência da carga ao solo, conforme Figura 5.15a, considerada rígida e com uma área de  $0,5 \text{ m}^2$ , apoiada sobre o solo em seu estado natural devidamente nivelado numa cava de 10 cm de profundidade (Figura 5.15b);



Figura 5.15: (a) Placa metálica de  $0,5m^2$  e (b) nivelamento do solo de apoio da placa.

- O nivelamento do solo de apoio foi realizado com as devidas precauções para evitar a alteração do grau de umidade natural e amolgamento do solo na superfície de carga;
- Ao redor da placa, preocupou-se com a inexistência de cargas aplicadas em uma faixa de largura de pelo menos 1,5 vezes o diâmetro da placa, conforme recomendações da NBR 6489 (ABNT, 1984a);
- O dispositivo de transmissão foi composto de macaco hidráulico, de modo a garantir que a carga seja aplicada verticalmente e no centro da placa, não produzindo com isso, choques ou trepidações;
- O macaco hidráulico (FIGURA 5.16a), provido de bomba elétrica (Figura 5.16b), foi posteriormente substituído por uma bomba manual devido ao defeito verificado no sistema elétrico;

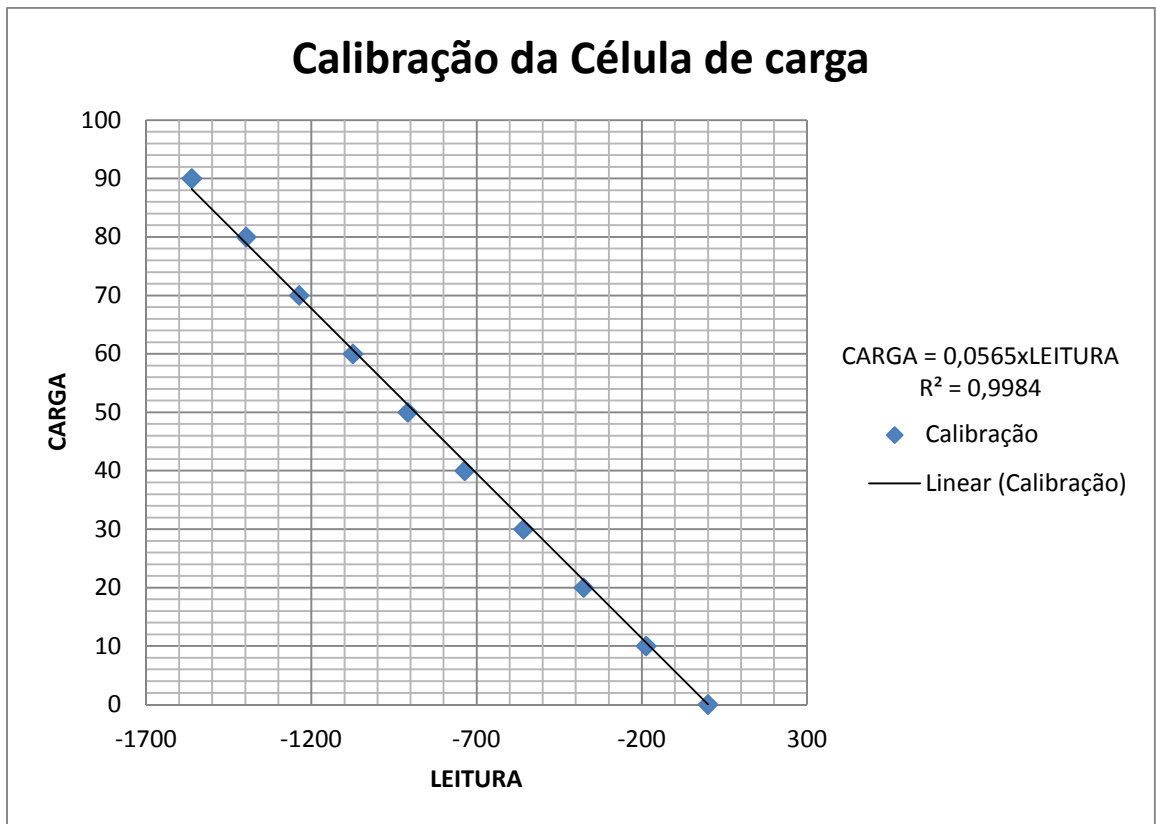


*Figura 5.16: (a) Macaco hidráulico e (b) bomba elétrica.*

- Para a leitura e controle de aplicação de carga utilizou-se célula de carga com capacidade para 100 toneladas (Figura 5.17a) conectada a um painel de leitura de dados de deformação (Figura 5.17b). A célula de carga foi anteriormente, aferida e calibrada em laboratório. (Figura 5.18).



*Figura 5.17: Célula de carga e painel de leitura.*



*Figura 5.18: Gráfico de calibração da célula de carga.*

- Os deflectômetros sensíveis a 0,01 mm foram colocados em quatro pontos diametralmente opostos da placa para a medição dos recalques (Figura 5.19);



*Figura 5.19: Quatro extensômetros dispostos diametralmente em oposição.*

- Os dispositivos de referência utilizados para a medida dos recalques estavam livres da influência de qualquer movimento produzido pela placa.

Os ensaios se deram na condição saturada, pois devido a escavação de 8 m, resultaram numa cota abaixo do nível freático, implicando na utilização de poços de drenagem com utilização de bombas elétricas de imersão. Com isso o assentamento da placa no terreno natural em cava de pequena profundidade (10 cm), sempre se manteve inundada (Figura 5.20), mesmo com tentativa de abertura de pequenas valas de drenagem.



*Figura 5.20: Montagem de macaco e célula de carga para prova de carga sobre placa.*

## **5.2 Procedimentos para análises e cálculos**

### **5.2.1 Ensaios de caracterização**

Os ensaios de análise granulométrica (NBR 7181), limites de consistência (NBR 6459 e NBR 7180) e massa específica (NBR 6508) forneceram dados de modo a contribuir com a identificação e caracterização do solo do local estudado. Estes mesmos dados foram utilizados para a classificação do material e cálculo de índices físicos, que foram utilizados para o cálculo de mais parâmetros geotécnicos nos demais ensaios.

### **5.2.2 Ensaio de adensamento**

A partir do ensaio de adensamento em laboratório, foram obtidos a tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_a$ ), os índices de compressão ( $C_c$ ,  $C_r$ ), e o coeficiente de adensamento ( $C_v$ ). A tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_a$ ) foi obtida através dos métodos gráficos de Pacheco Silva, Casagrande e Butterfield (BUTTERFIELD, 1979).

### **5.2.3 Ensaio triaxiais drenados (CD) e não drenados (CU)**

Os ensaios triaxiais do tipo CD (adensado e drenado) e CU (adensado e não drenado) foram realizados para determinar os parâmetros  $\phi$  (ângulo de atrito interno) e  $c$  (coesão), por meio de determinação de envoltória de resistência de círculos de Mohr, com tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa e suas respectivas tensões axiais na ruptura.

Foram determinados também os módulos de deformabilidade ( $E$ ) para as condições drenada e não drenada, pelo método tradicional da relação entre tensão e deformação, e pelo método hiperbólico.

### **5.2.4 Cálculo de capacidade de carga**

A capacidade de carga da fundação da obra foi calculada pelos métodos teóricos de Terzaghi, Meyerhof, Brinch-Hansen, Vesic e Skempton apresentados na revisão bibliográfica, assim como os métodos semi-empíricos.

Para os métodos teóricos foram utilizados os parâmetros  $\phi$  e  $c$  obtidos dos ensaios triaxiais para determinação dos fatores de capacidade de carga. Já nos métodos semi-empíricos, se fez necessário a utilização do número de golpes da sondagem SPT.

O programa de elementos finitos Plaxis foi utilizado também para determinar a capacidade de carga da fundação de estudo. Foi elaborado um modelo de ensaio de placa no programa, onde se aplicou uma tensão sobre uma placa assentada em um solo com os parâmetros calculados nos ensaios de laboratório  $E$ ,  $\phi$  e  $c$  de condição drenada e não drenada. Além de gráficos de propagação de tensão, o programa também estimou curvas carga-recalque para o problema.

### **5.2.5 Cálculo de recalques**

Os recalques foram estimados pelos métodos apresentados na revisão bibliográfica, bem como os métodos teóricos oriundos da teoria da elasticidade e os métodos de Schmertmann propostos em 1970 e o modificado de 1978. Os métodos semi-empíricos utilizados foram o de Schultze e Sherif (1973), Décourt (1992), Burland e Burbidge (1985), Bazaraa (1967), Anagnostopoulos et al. (1991) e Meyerhof (1976).

Os resultados de recalque da modelagem no programa Plaxis também foram extraídos.

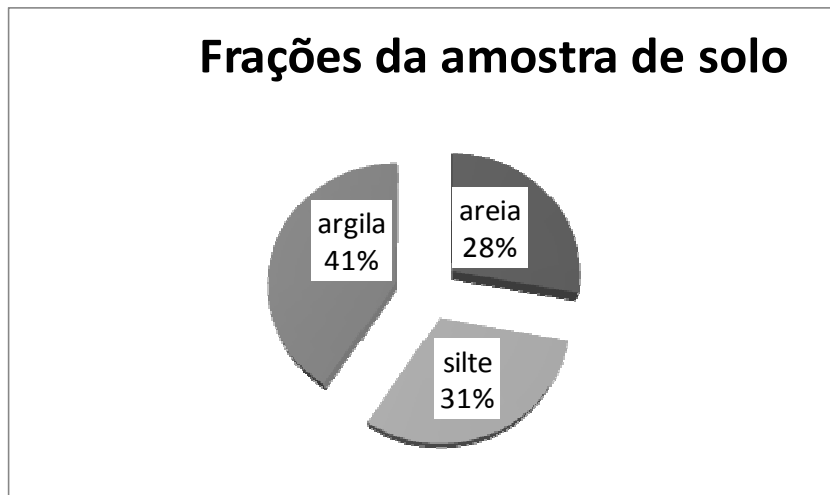




## 6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 6.1 Caracterização

O ensaio de granulometria conjunta realizado conforme NBR 7181 (ABNT, 1984b), possibilitou a classificação do solo do local de estudo como argila silto-arenosa, conforme é possível observar nas proporções de solo calculadas na Tabela 6.1 e expostos na Figura 6.1.

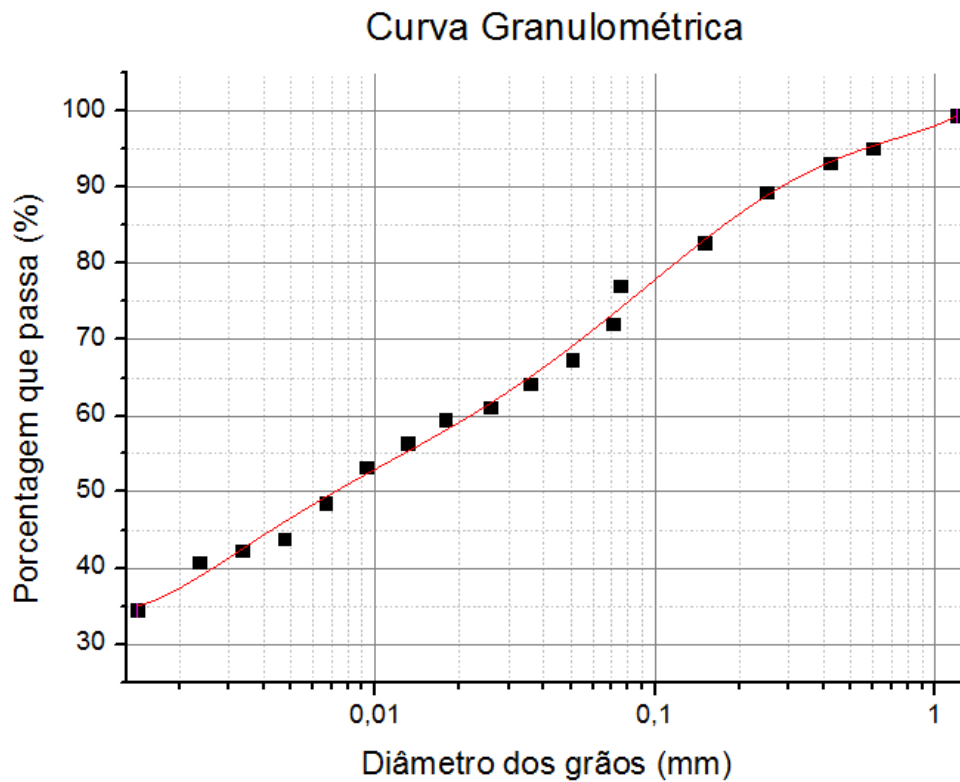


*Figura 6.1: Frações do solo estudado.*

Tabela 6.1: Resultados do ensaio de granulometria conjunta.

% retida	% passa	% retida acum	d peneiras (mm)	solo	massa (g)	% de solo	% de solo
0,48%	99,52%	0,48%	1,2	areia grossa	2,42	4,84%	
4,36%	95,16%	4,84%	0,6				
1,90%	93,26%	6,74%	0,42	areia média	2,87	5,74%	28%
3,84%	89,42%	10,58%	0,25				
6,68%	82,74%	17,26%	0,15	areia fina	8,68	17,37%	
5,64%	77,10%	22,90%	0,075				
5,05%	72,05%	27,95%	0,0707				
4,70%	67,35%	32,65%	0,0505	silte	15,67	31,33%	31%
3,13%	64,22%	35,78%	0,0359				
3,13%	61,09%	38,91%	0,0257				
1,57%	59,53%	40,47%	0,0178				
3,13%	56,39%	43,61%	0,0131				
3,13%	53,26%	46,74%	0,0093				
4,70%	48,56%	51,44%	0,0066				
4,70%	43,86%	56,14%	0,0047				
3,14%	40,73%	59,27%	0,0034				
0,01%	40,72%	59,28%	0,0024				
6,25%	34,47%	65,53%	0,0014	argila	3,13	6,25%	41%
34,47%	0,00%	34,47%			17,23	34,47%	
100,00%					50,00	100,00%	100,00%

Assim, de posse dos dados da Tabela 6.1 a curva granulométrica da Figura 6.2 foi condicionada.



*Figura 6.2: Curva granulométrica.*

Os ensaios de limites de consistência, regidos pelas normas NBR 6459 (ABNT, 1984c) e NBR 7180 (ABNT, 1984d), forneceram os valores expostos na Tabela 6.2, os quais permitiram classificar o solo como argila de alta plasticidade (CH) pela carta de Casagrande.

*Tabela 6.2: Valores de limites de consistência.*

Limites de consistência	
LP	25,8%
LL	53,9%
IP	28,0%

Os ensaios de determinação de peso específico natural e dos sólidos e ensaio de determinação do teor de umidades propiciaram a confecção da Tabela 6.3, com cálculo de índice de vazios, grau de saturação e porosidade.

*Tabela 6.3: Valores de índices físicos.*

Índices Físicos		
Peso Específico do Solo	$\gamma$	20,8 kN/m <sup>3</sup>
Peso Específico dos Sólidos	$\gamma_s$	27,6 kN/m <sup>3</sup>
Peso Específico Seco	$\gamma_d$	17,3 kN/m <sup>3</sup>
Teor de Umidade	w	20,77%
Índice de Vazios	e	0,60
Porosidade	n	38%
Grau de Saturação	Sr	96%

## 6.2 Ensaios de adensamento

Os ensaios de adensamento realizados possibilitaram o cálculo do coeficiente  $c_v$ , igual a  $2,4 \times 10^{-4}$  cm/s, média dos métodos de logaritmo do tempo de Casagrande e da raiz quadrado do tempo proposto por Taylor (PINTO, 2009). Calculou-se também a

tensão de pré-adensamento pelos métodos de Casagrande (FIGURA 6.3), de Pacheco Silva (FIGURA 6.4) e de Onitsuka (Figura 6.5).

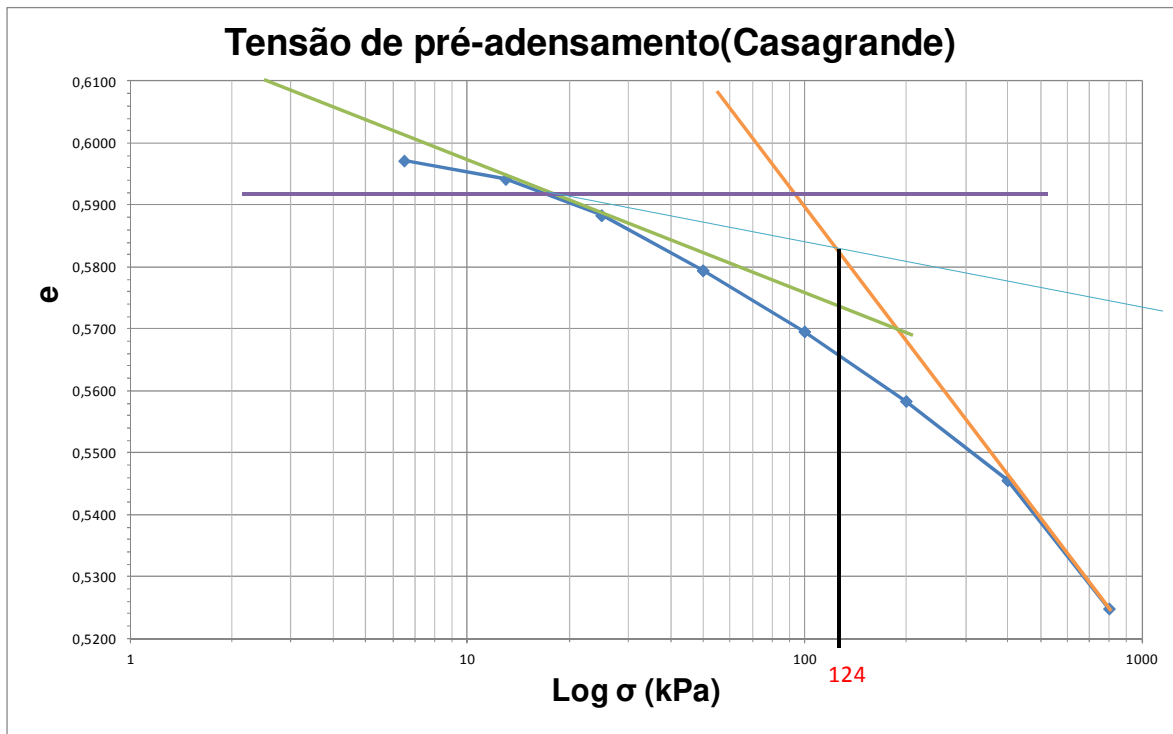


Figura 6.3: Determinação da tensão de pré-adensamento por Casagrande.

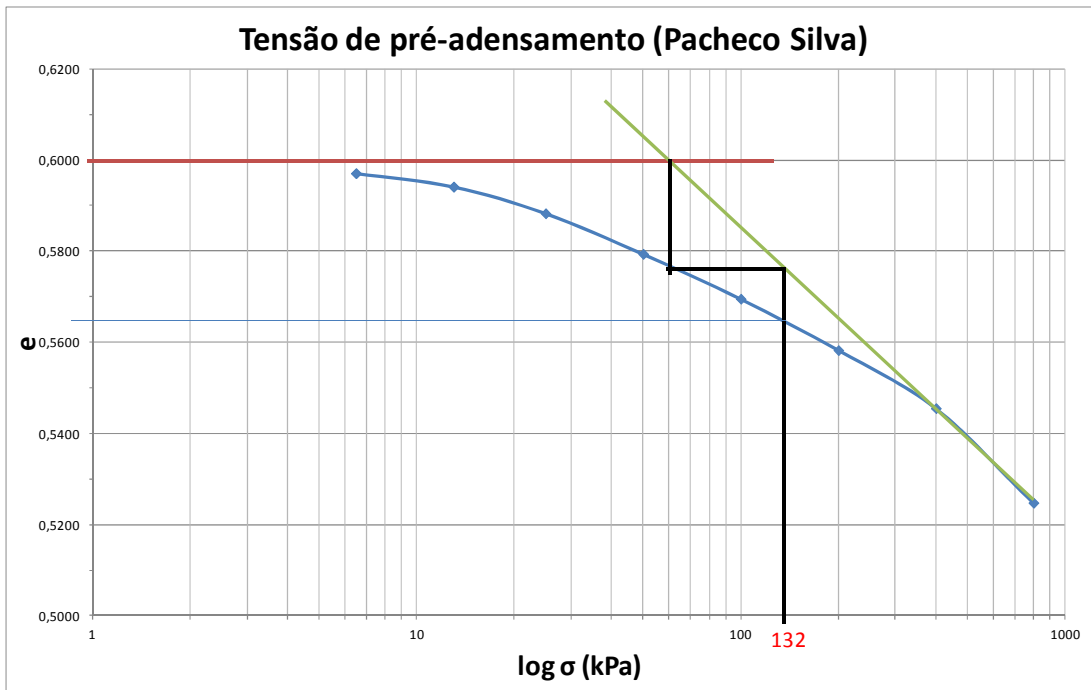


Figura 6.4: Determinação da tensão de pré-adensamento por Pacheco Silva.

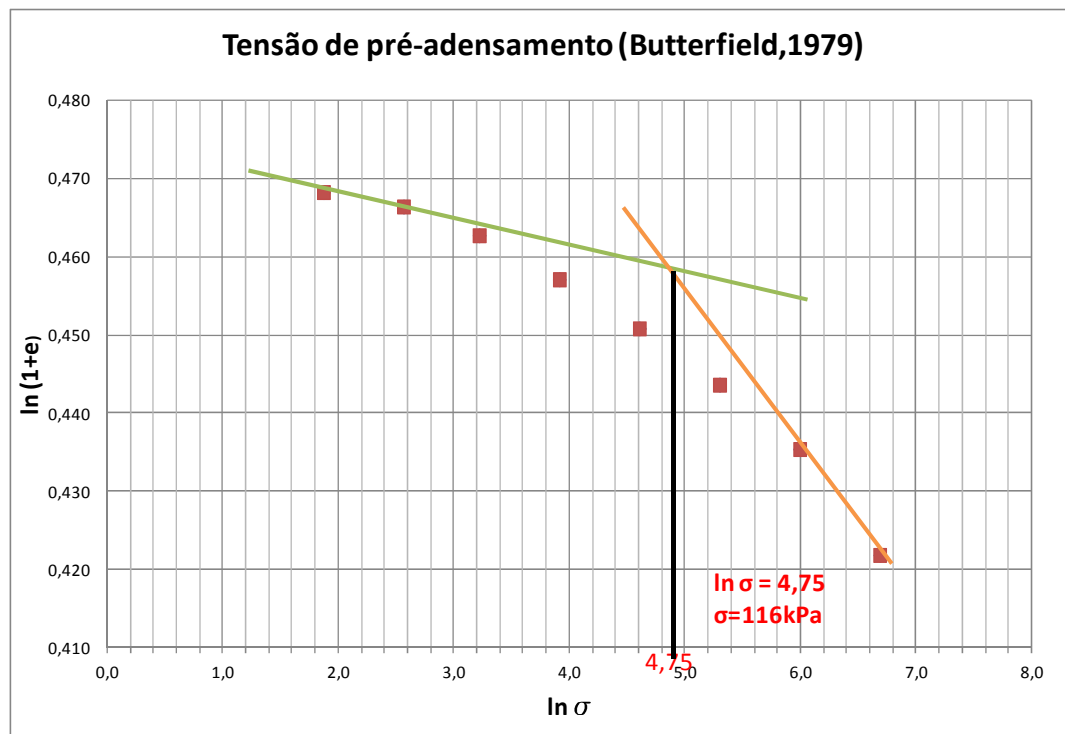


Figura 6.5: Determinação da tensão de pré-adensamento por (BUTTERFIELD, 1979).

Com base na descrição das camadas de solo e os valores  $N_{spt}$  fornecidos pelo ensaio SPT, e com as estimativas de pesos específicos sugeridos por Joppert Jr. (2007), verificou-se que a tensão efetiva a 8 m de profundidade seria da ordem de 100kPa.

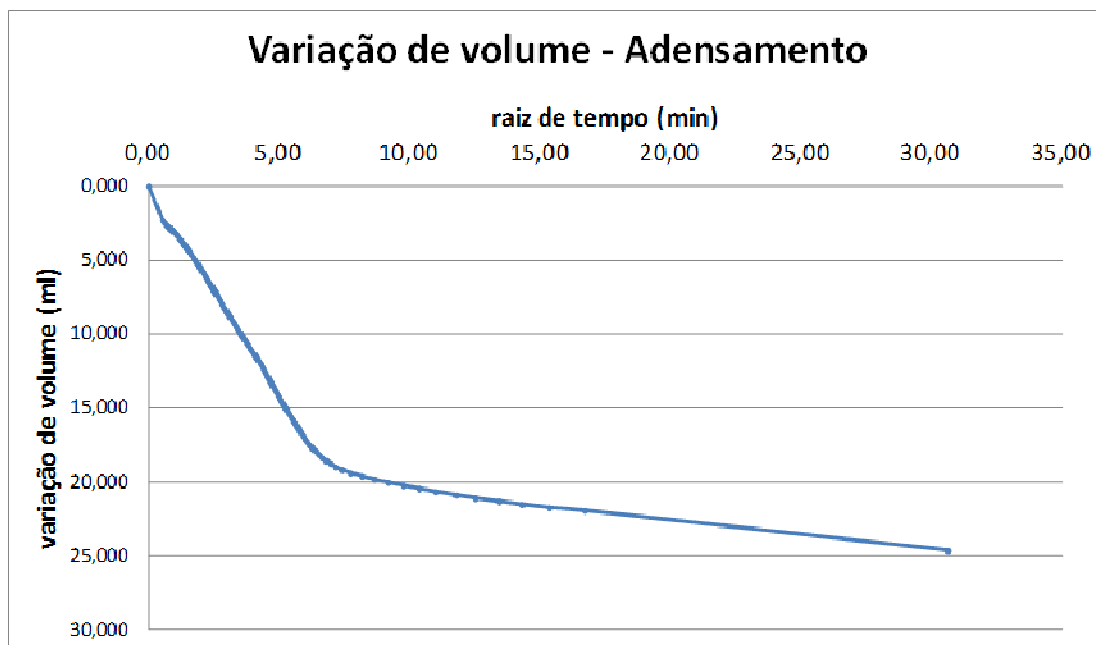
## **6.3 Ensaio triaxiais**

Os ensaios triaxiais foram realizados com a aplicação de contrapressão no sistema para se garantir pelo menos 98% de saturação do corpo de prova conforme o método descrito em Head (1998). A ordem de grandeza das pressões utilizadas foi na faixa de 500 kPa, que foi atingido com acréscimos de pressões da ordem de 100kPa por estágio, e cada estágio com pelo menos 30 minutos de duração, conforme sugere o autor.

### **6.3.1 Triaxial lento (CD)**

A fase de adensamento do ensaio do tipo CD foi monitorada por meio do medidor de variação volumétrica, que forneceu dados para a confecção do gráfico da Figura 6.6. Percebe-se que após uma grande variação de volume, ocorre uma queda, configurando o fim do adensamento primário, conforme prescrito em Head (1998).





*Figura 6.6:Variação de volume do CP durante o adensamento.*

Head (1998) também descreve a importância da velocidade de aplicação de carga no ensaio CD, pois esta tem que ser baixa o suficiente para não gerar poropressão nos vazios do CP, principalmente em solos de baixa permeabilidade, como é o caso de solos argilosos. Assim, conforme Head (1998), para o cálculo da velocidade de aplicação de carga, inicialmente se é calculado o tempo de ruptura da amostra, por meio do coeficiente de adensamento do solo, obtido para este solo em 7 horas e 27 minutos. Relaciona-se este tempo de ruptura com a altura do CP e define-se a velocidade de aplicação, o qual nos ensaios CD foram fixados em 0,008744 mm/min.

O ensaio se procedeu com leituras nos deflectômetros que após o procedimento de cálculo de deformação e de carga aplicada, forneceu dados para a confecção do gráfico tensão vs deformação (FIGURA 6.7).

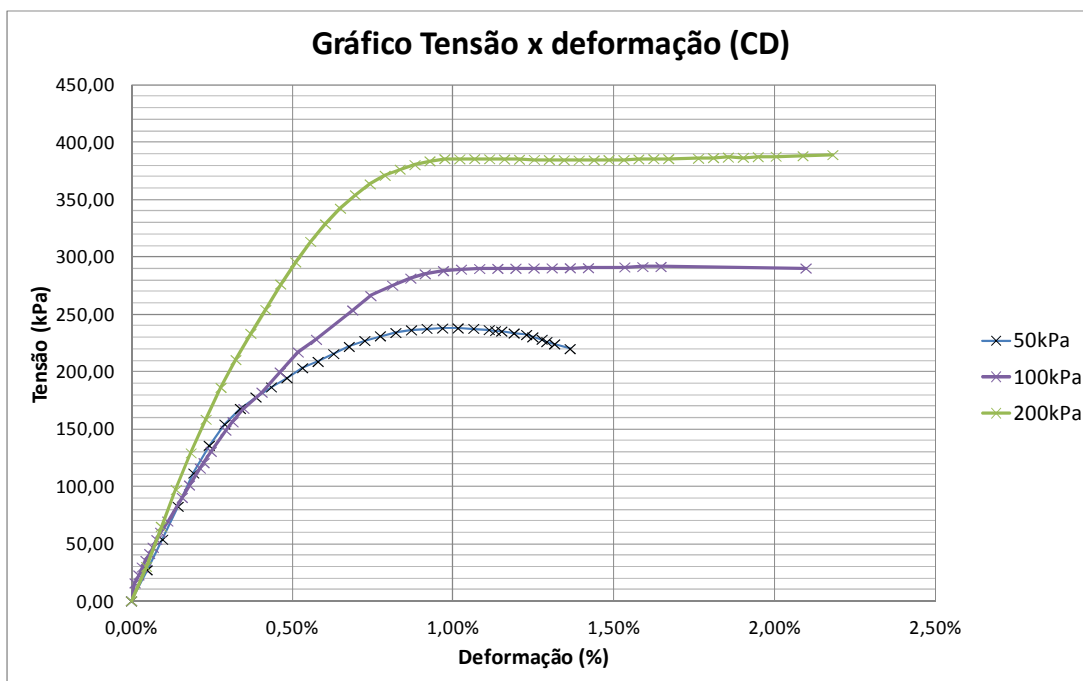


Figura 6.7: Curvas tensão versus deformação dos ensaios triaxiais do tipo CD.

Os valores de tensão de pico para cada tensão confinante e a própria tensão confinante são expostos na Tabela 6.4.

Tabela 6.4: Valores de tensões principais maiores de ensaios triaxiais do tipo CD.

	$\sigma_1$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)
CP4 ( $\sigma_3=50$ kPa)	288	50
CP4 ( $\sigma_3=100$ kPa)	391	100
CP5 ( $\sigma_3=200$ kPa)	587	200

Com isso, os círculos de Mohr podem ser traçados para o caso de condição drenada (FIGURA 6.8) para o solo estudado.

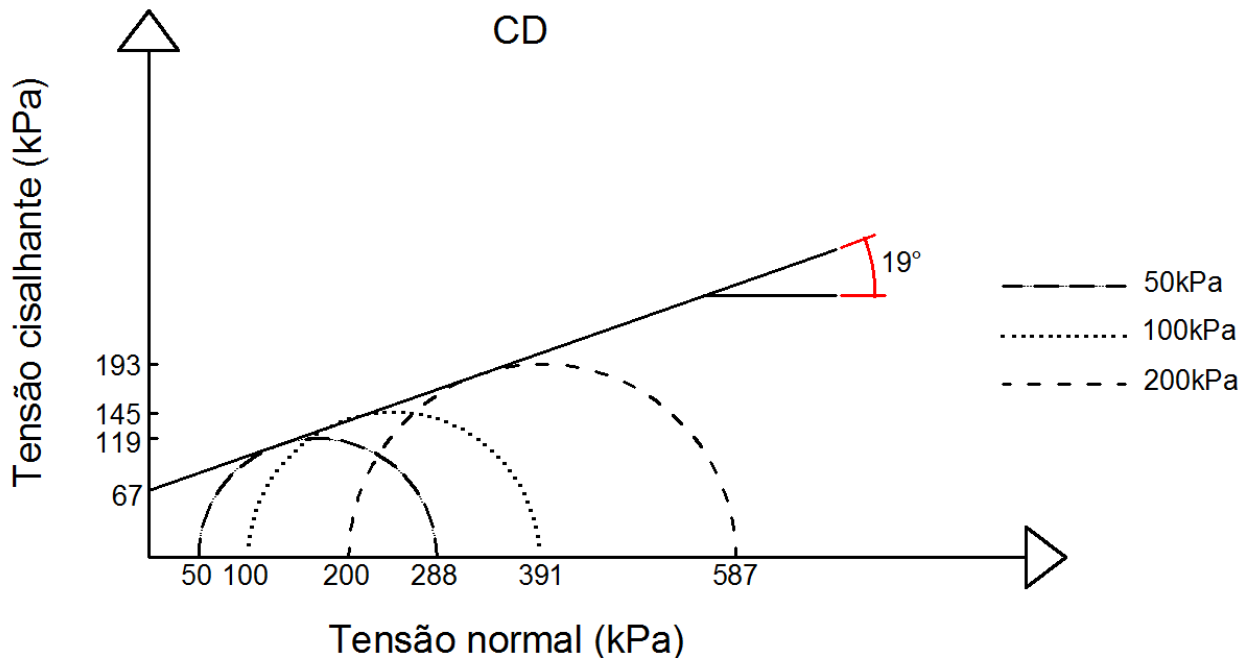


Figura 6.8: Envoltória de resistência ao cisalhamento do ensaio do tipo CD.

Através da Figura 6.8, observa-se que foi possível traçar uma reta praticamente tangente aos três círculos correspondentes a cada tensão confinante, configurando a envoltória de resistência ao cisalhamento do solo, conforme o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Definindo assim uma coesão de 67kPa e ângulo de atrito de 19°, que são valores efetivos devido a essência do ensaio (PINTO, 2009). A envoltória pode então ser escrita na forma:

$$\tau = 67 + \sigma \cdot \tan 19^\circ \tag{6.1}$$

As leituras de variação de volume foram realizadas durante a aplicação de força axial permitindo a determinação do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) fosse calculado. O cálculo foi realizado conforme sugerem vários autores (BOWLES, 1987, 1997; DAS, 1999; HEAD, 1998; VELLOSO; LOPES, 2004) e obtido o valor de 0,2.

Os módulos de deformabilidade iniciais foram calculados pelo método hiperbólico e pelo método tradicional, sendo de 100 MPa e 62 MPa respectivamente. A diferença observada será discutida mais adiante, nas análises de capacidade de carga e recalque.

### 6.3.2 Triaxial rápido (CU)

Os procedimentos deste tipo de ensaio foram exatamente iguais ao CD até a etapa de adensamento do CP. A etapa de aplicação de carga axial foi realizada sem drenagem e com a velocidade mais alta (0,04554 mm/minuto). Assim se obtiveram as curvas do tipo tensão vs deformação da Figura 6.9.

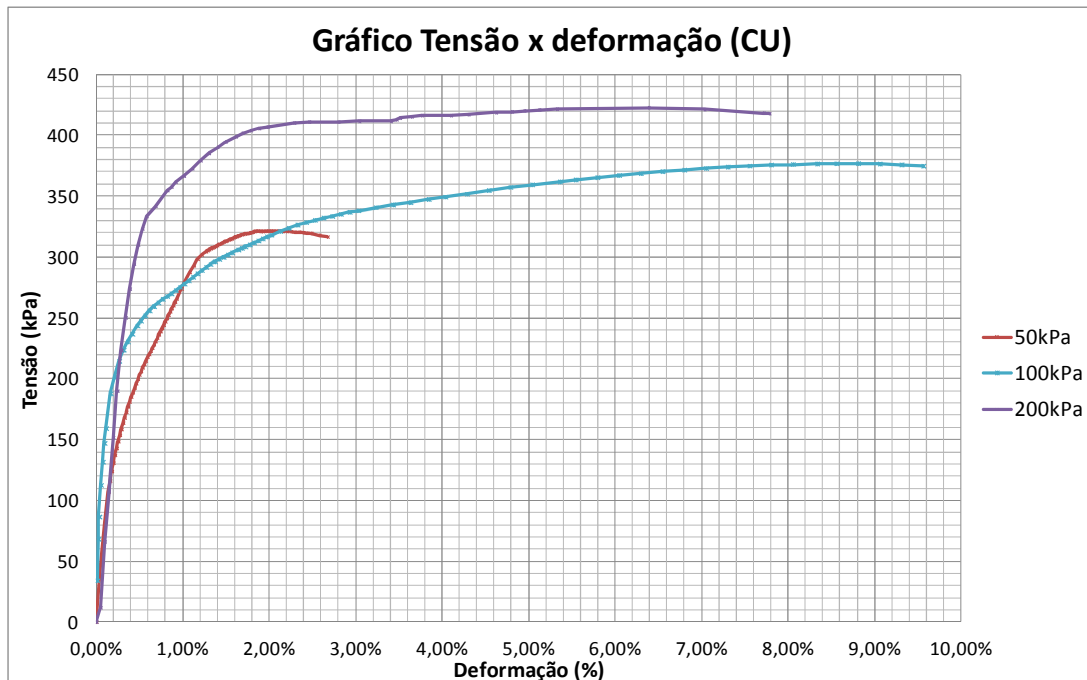


Figura 6.9: Curvas tensão versus deformação dos ensaios triaxiais do tipo CU.

As tensões principais maiores são expostas na Tabela 6.5, pelas quais foram traçados os círculos de Mohr da Figura 6.10.

Tabela 6.5: Valores de tensões principais maiores de ensaios triaxiais do tipo CU.

	$\sigma_1$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)
CP6 ( $\sigma_3=50$ kPa)	371	50
CP10 ( $\sigma_3=100$ kPa)	477	100
CP9 ( $\sigma_3=200$ kPa)	623	200

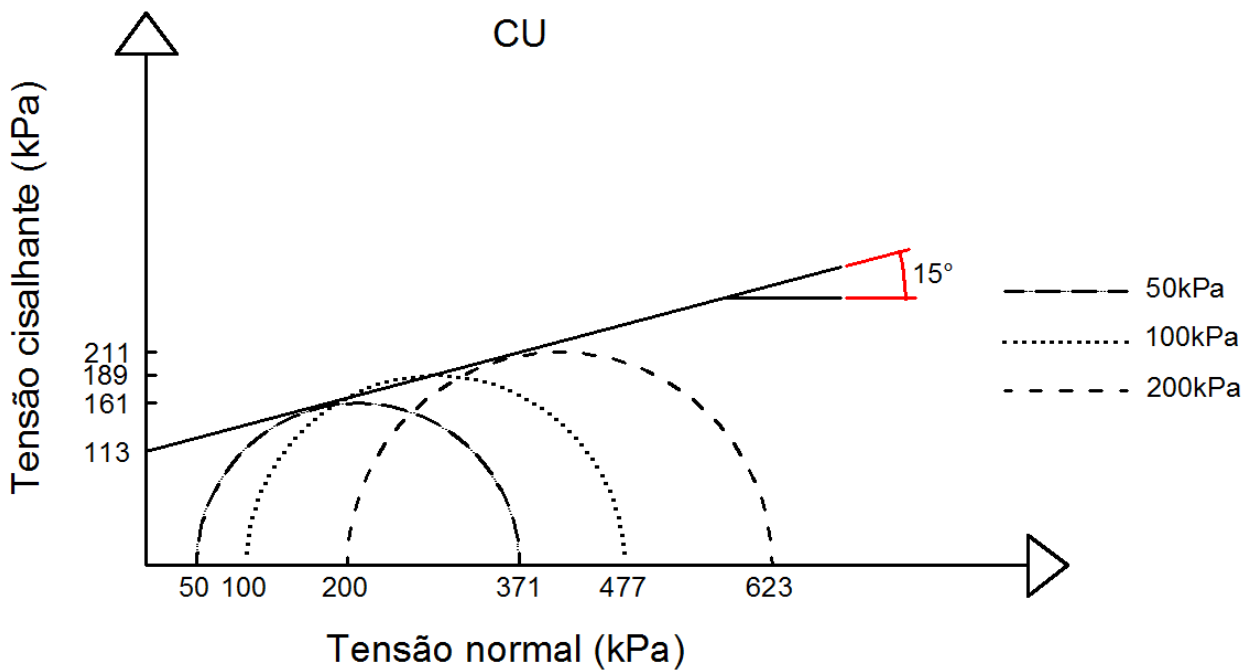


Figura 6.10: Envoltória de resistência ao cisalhamento do ensaio do tipo CU em termos de tensões totais.

A partir da Figura 6.10 é possível então definir valores para a coesão de 113kPa e ângulo de atrito interno 15°, em valores totais de vido a natureza do ensaio. A poropressão não pôde ser medida devido à quebra do aquisitor, impossibilitndo assim a análise em termos de tensões efetivas.

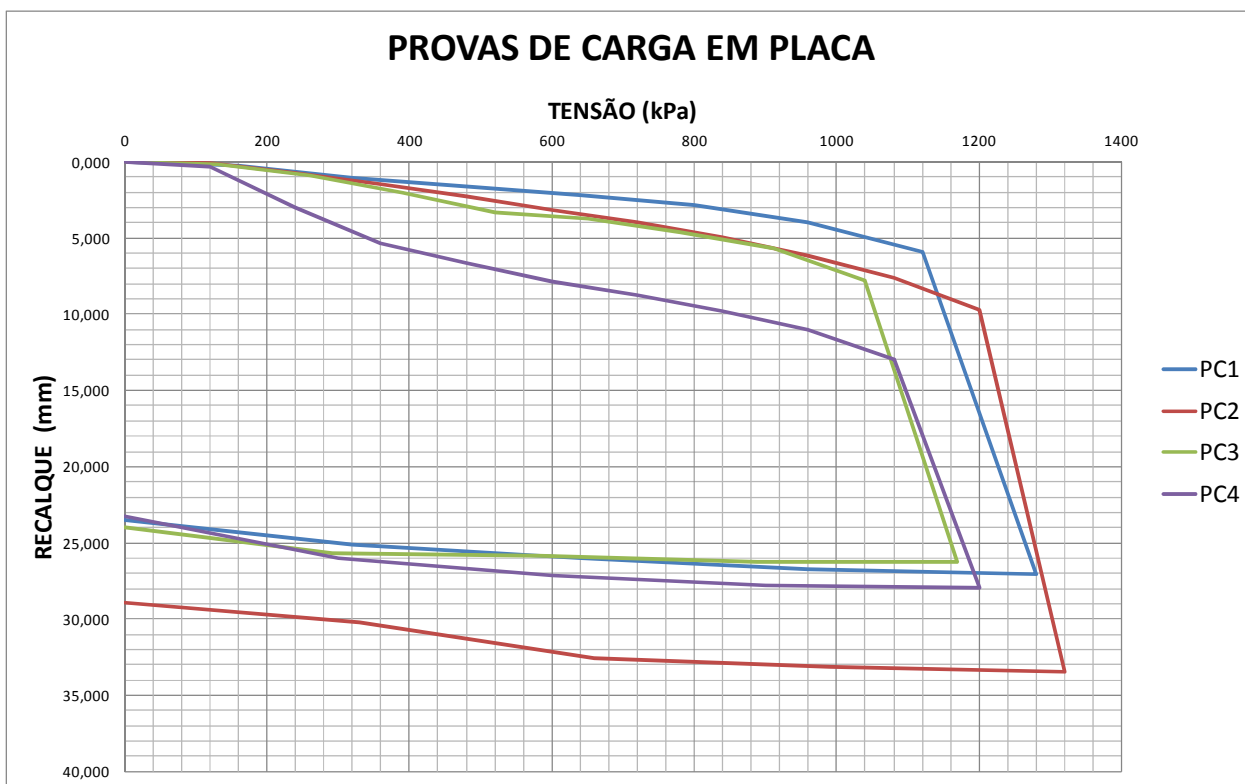
Assim a envoltória de resistência pode então ser escrita na forma:

$$\tau = 113 + \sigma \cdot \tan 15^\circ \quad (6.2)$$

Os módulos de elasticidade foram calculados com os valores de 115 MPa para o método tradicional e 145 MPa para o método hiperbólico. Assim como os valores de módulo de elasticidade E do ensaio CD, os valores de módulo de elasticidade E do ensaio CU serão analisados posteriormente.

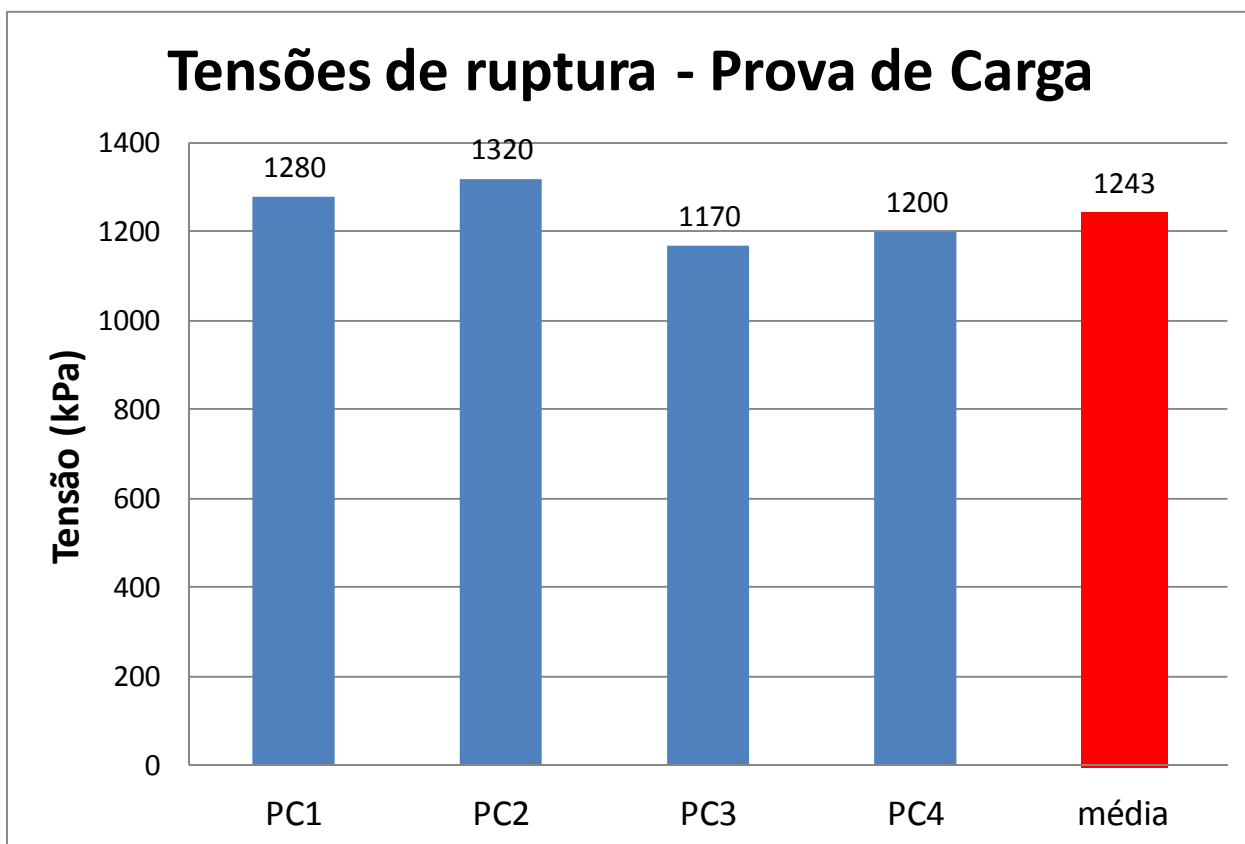
#### **6.4 Prova de carga sobre placa**

As provas de carga realizadas forneceram dados para a confecção das curvas tensão vs deformação (FIGURA 6.11). Os valores de tensão última estão expostos na Figura 6.12.



*Figura 6.11: Curvas tensão-deslocamento das provas de carga*

Conforme prescrito na norma NBR 6489 (ABNT, 1984), a carga foi aplicada à placa em estágios sucessivos de no máximo 20% da taxa admissível provável do solo, sendo que novo acréscimo de carga foi efetuada somente após a estabilização dos recalques.



*Figura 6.12: Valores de tensões de ruptura das provas de carga.*

Os valores de recalque e tensão aplicada nos ensaios (PC1 a PC4) foram inseridos no método de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976), e suas curvas teóricas são plotadas na Figura 6.13 e comparadas com as curvas reais das PC's.

Observa-se pela Figura 6.13 que as curvas teóricas se comportaram de acordo com as curvas reais. Isto se deve ao fato de que os recalques nos últimos carregamentos já caracterizavam uma ruptura do solo, o que são comprovados pela proximidade dos valores ruptura do método com os valores obtidos pelo critério da norma NBR6489 (ABNT, 1984a) (TABELA 6.6).



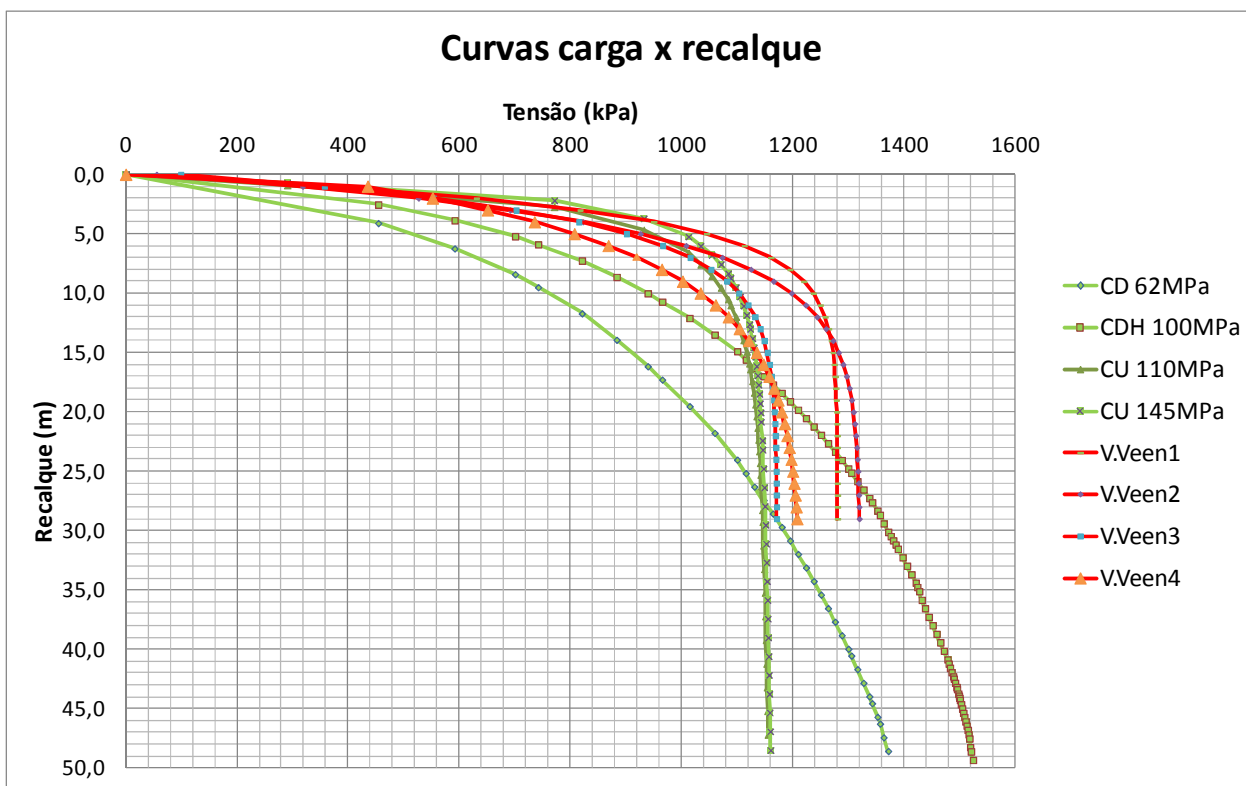


Figura 6.13: Comparação entre as curvas teóricas de Van der Veen e as curvas das Pc's

Tabela 6.6: Valores de tensão de ruptura pela NBR6489 e Van der Veen.

	$\sigma_r$ (kPa)			
	PC1	PC2	PC3	PC4
<b>NBR 6489</b>	1280	1320	1170	1200
<b>Van der Veen</b>	1282	1321	1171	1216

Pela Tabela 6.7, percebe-se que a adoção da média dos valores obtidos nas provas de carga pode ser adotada visto o baixo coeficiente de variação dos valores.

Tabela 6.7: Parâmetros estatísticos das provas de carga e do método de Van der Veen

	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de variação
PC	1243	69	5,6%
Van der Veen	1247	67	5,3%

## 6.5 Modelo em programa de elementos finitos

A análise por meio do programa Plaxis foi realizada com os parâmetros determinados pelos ensaios de laboratório. O intuito da utilização do programa foi simular provas de carga sobre placa com parâmetros drenados e não drenados, para assim comparar com as provas de carga reais e verificar qual condição melhor se ajusta ao caso real.

Os valores de E adotados se referem ao módulo de elasticidade inicial, que conforme Briaud (2001), deve ser utilizado para prever os recalques devido às aplicações dos primeiros carregamentos. Como foram obtidos dois valores de E para cada condição de drenagem dos ensaios triaxiais, foram definidos 4 modelos de solos: drenado (CD), drenado com E hiperbólico (CDH), não drenado (CU) e não drenado com E hiperbólico (CUH). Os parâmetros para cada um destes modelos pode ser observado na Tabela 6.8.

Tabela 6.8: Modelos de solos adotados no Plaxis.

Índices Físicos		CD	CDH	CU	CUH
Peso Específico do Solo	$\gamma$	20,8 kN/m <sup>3</sup>	20,8 kN/m <sup>3</sup>	20,8 kN/m <sup>3</sup>	20,8 kN/m <sup>3</sup>
Peso Específico dos Sólidos	$\gamma_s$	27,6 kN/m <sup>3</sup>	27,6 kN/m <sup>3</sup>	27,6 kN/m <sup>3</sup>	27,6 kN/m <sup>3</sup>
Peso Específico Seco	$\gamma_d$	17,3 kN/m <sup>3</sup>	17,3 kN/m <sup>3</sup>	17,3 kN/m <sup>3</sup>	17,3 kN/m <sup>3</sup>
Módulo de Elasticidade	E	62MPa	100MPa	115MPa	145MPa
Angulo de atrito interno	$\phi$	19°	19°	15°	15°
Coesão	c	67kPa	67kPa	113kPa	113kPa
Coeficiente de Poisson	$\nu$	0,2	0,2	0,2	0,2
Condição		Drenada	Drenada	Não drenada	Não drenada

Optou-se pela análise por axissimetria com elementos triangulares de 15 nós e aplicação de carga distribuída de forma gradativa até se caracterizar o rompimento. O nível do lençol freático foi inserido até a base da placa simulada, reproduzindo o que ocorre em campo.

Os campos de tensões para cada modelo de solo estão expostos nas Figuras 6.14, 6.15, 6.16 e 6.17, respectivamente para CD, CDH, CU e CUH.

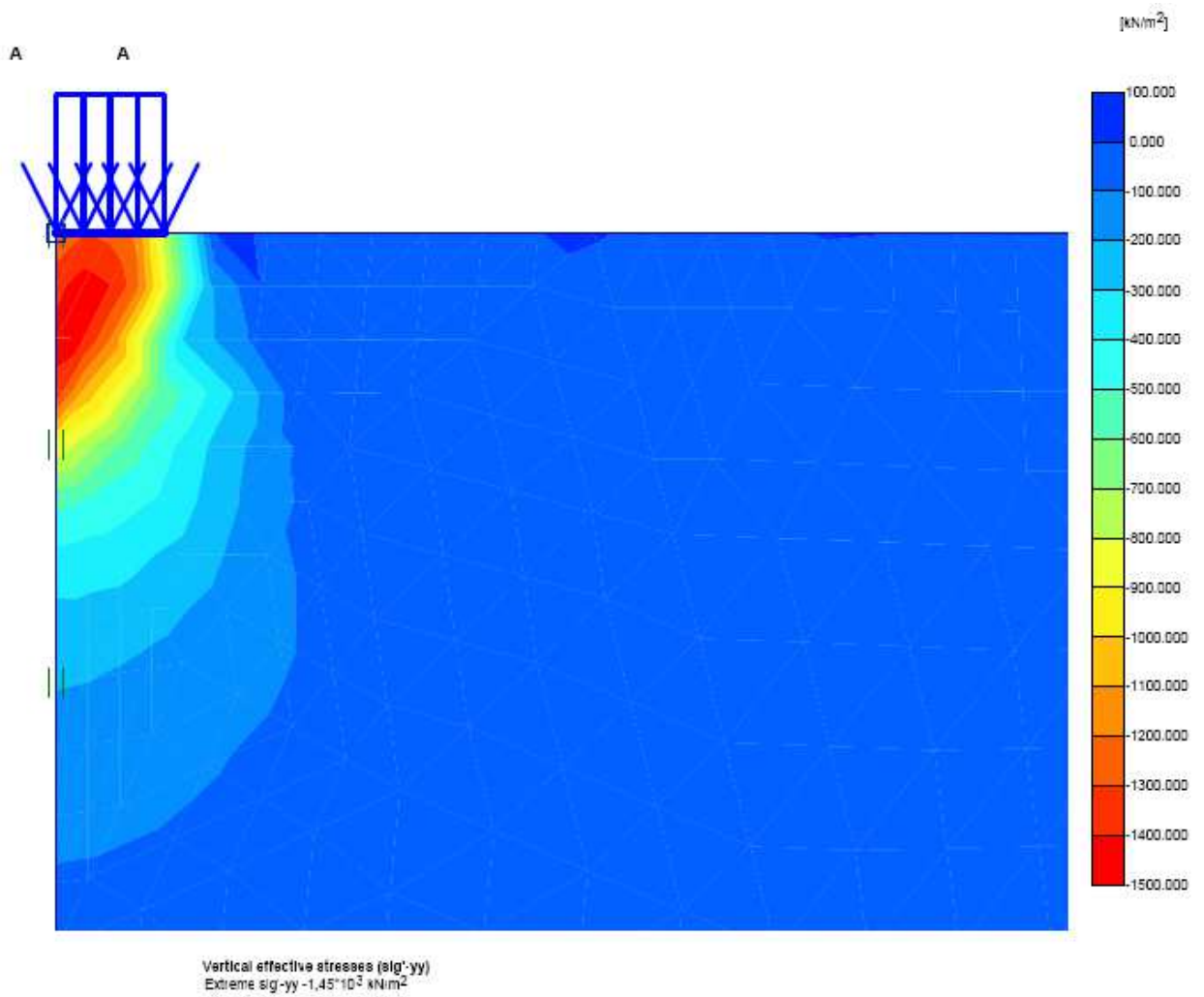


Figura 6.14: Bulbo de tensões do solo CD.

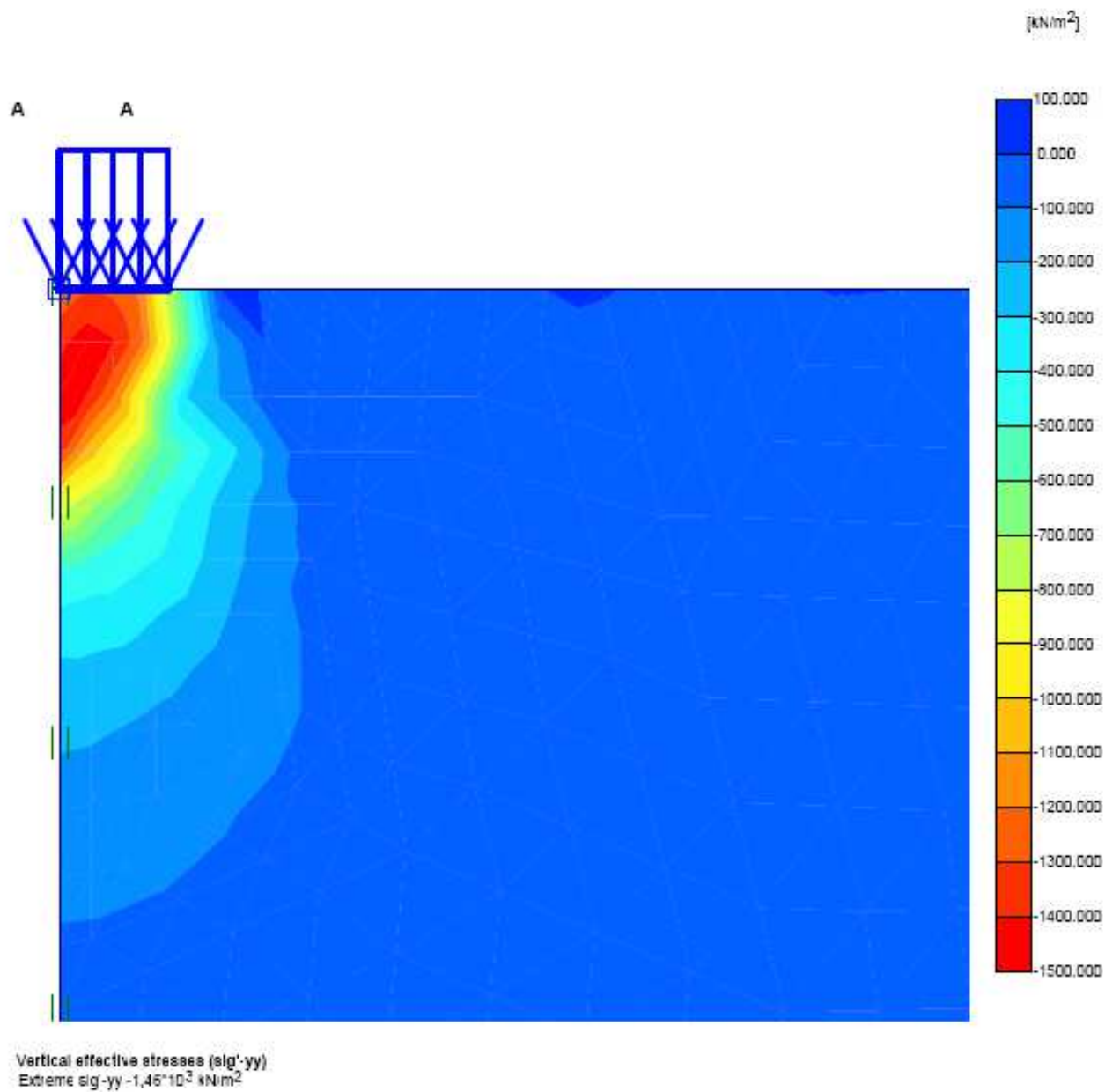


Figura 6.15: Bulbo de tensões para solo CDH.

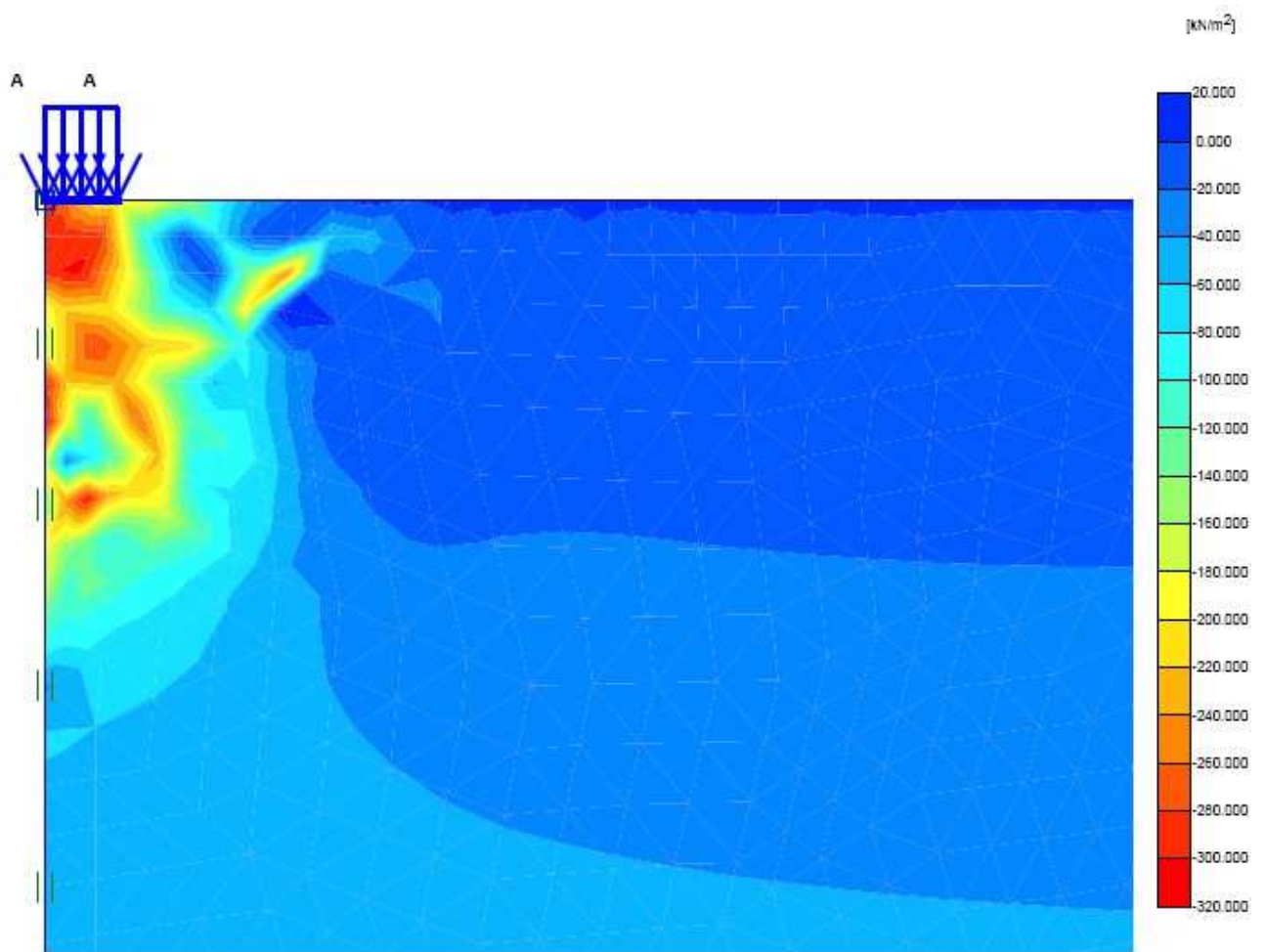
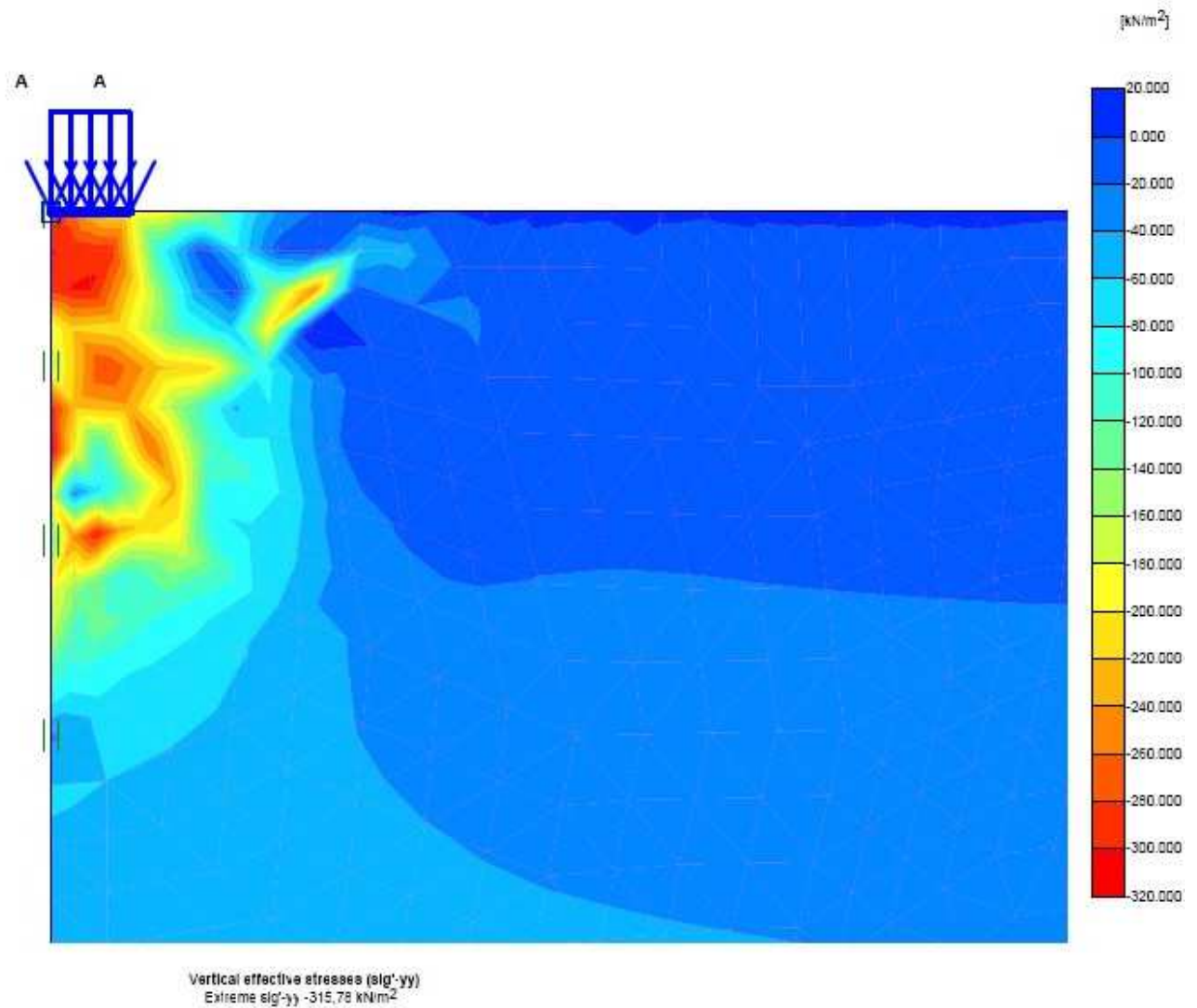


Figura 6.16: Bulbo de tensões para solo CU.



*Figura 6.17: Bulbo de tensões para CUH.*

Observando-se as Figuras 6.14 a 6.17 percebe-se que, assim como os resultados obtidos por Szypcio e Dolzik (2006) que também utilizaram o programa Plaxis para analisar solos argilosos de dupla camada, o bulbo de tensões com valores significantes (até 10% da tensão aplicada) atinge a profundidade de duas vezes a dimensão da placa. Observam-se diferentes comportamentos das tensões transmitidas ao solo entre as condições drenada e não drenada, onde a primeira condição apresenta

propagações de tensões bem definidas e a segunda distorcidas. Griffiths & Prevost (1990) em suas análises de relação tensão e deformação por meio de programa Plaxis em solo argiloso comentam que enquanto em condições drenadas a propagação se dá de grão em grão, e por isso ela se comporta de forma radial, enquanto que na condição não drenada o mesmo não ocorre devido à poropressões geradas, condicionando uma propagação de difícil interpretação.

As curvas carga recalque para cada modelo são expostas na Figura 6.18.

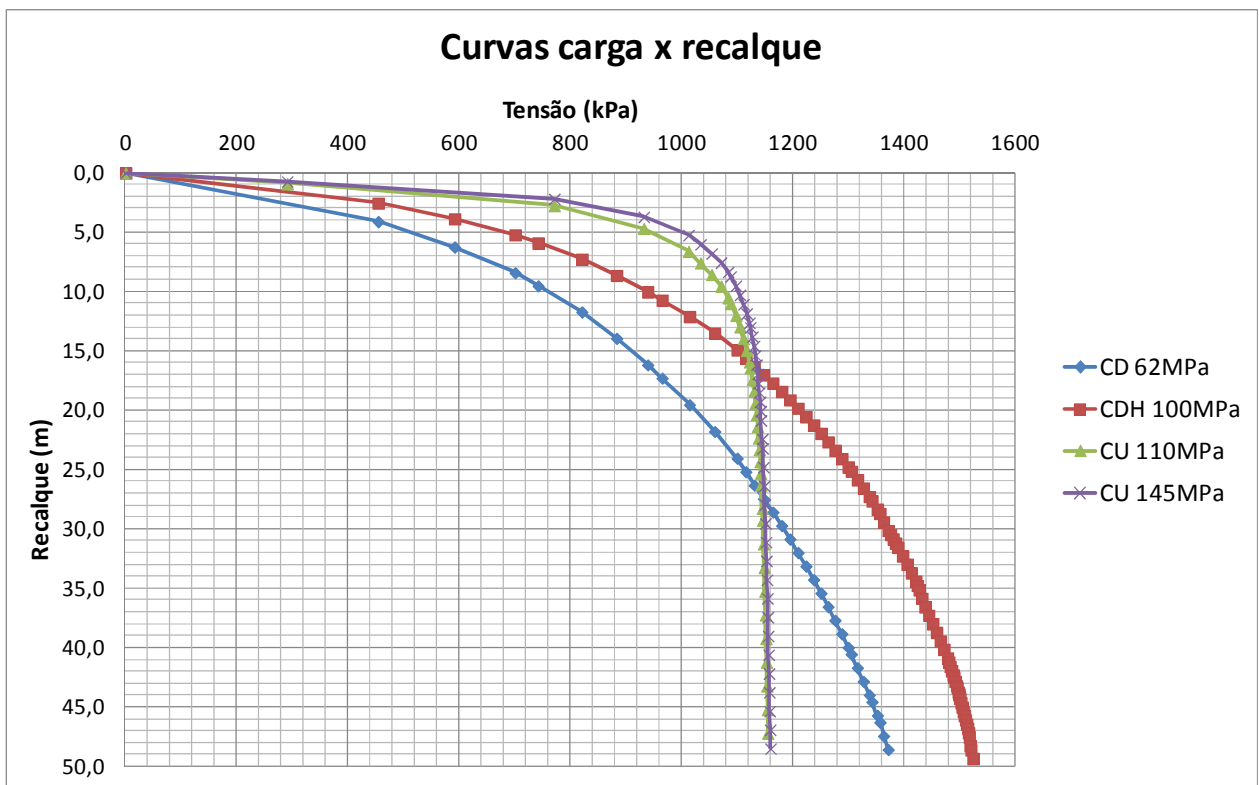


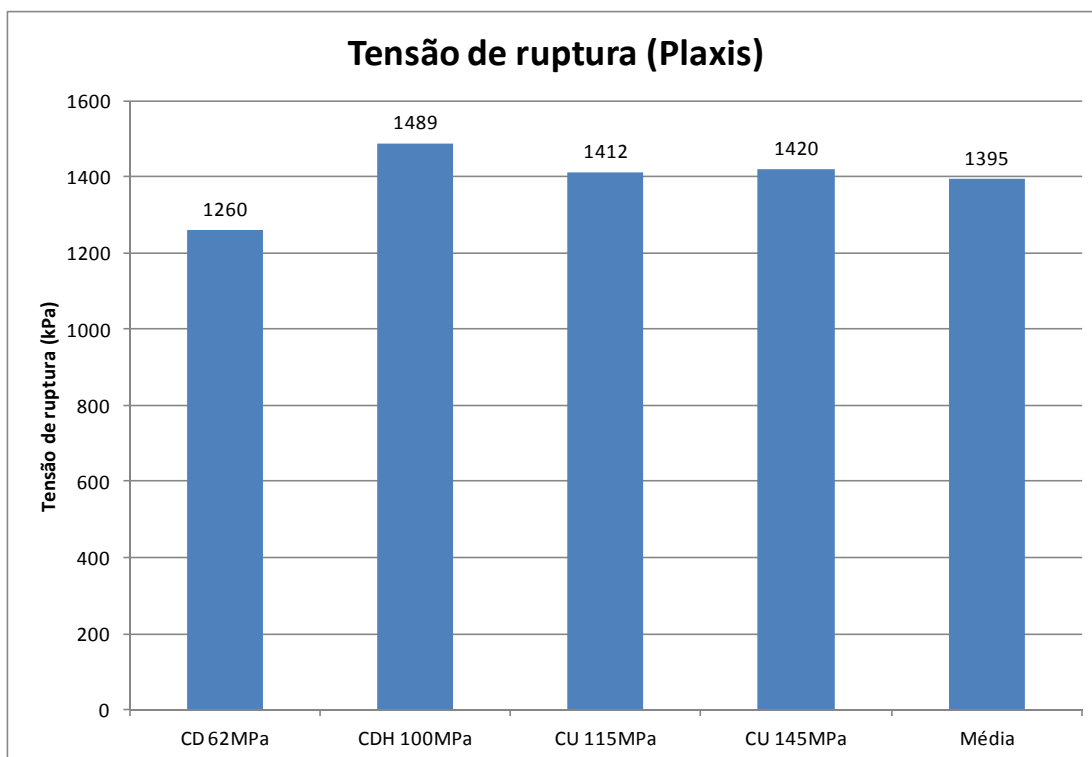
Figura 6.18: Curvas carga recalques pelo Plaxis.



As tensões de ruptura para cada caso são expostas na Tabela 6.9, bem como as tensões admissíveis, calculados com fator de segurança FS=3. Os mesmo valores também estão dispostos em gráficos como os das Figuras 6.19 e 6.20.

*Tabela 6.9: Tensões de ruptura e admissível pelo Plaxis.*

	CD 62MPa	CDH 100MPa	Média CD	CU 115MPa	CU 145MPa	Média CU
$\sigma_r$ (kPa)	1260	1489	1375	1412	1420	1416
$\sigma_{adm}$ (kPa)	420	496	458	471	473	472



*Figura 6.19: Gráfico com os valores de tensões de ruptura obtidos pelo Plaxis*

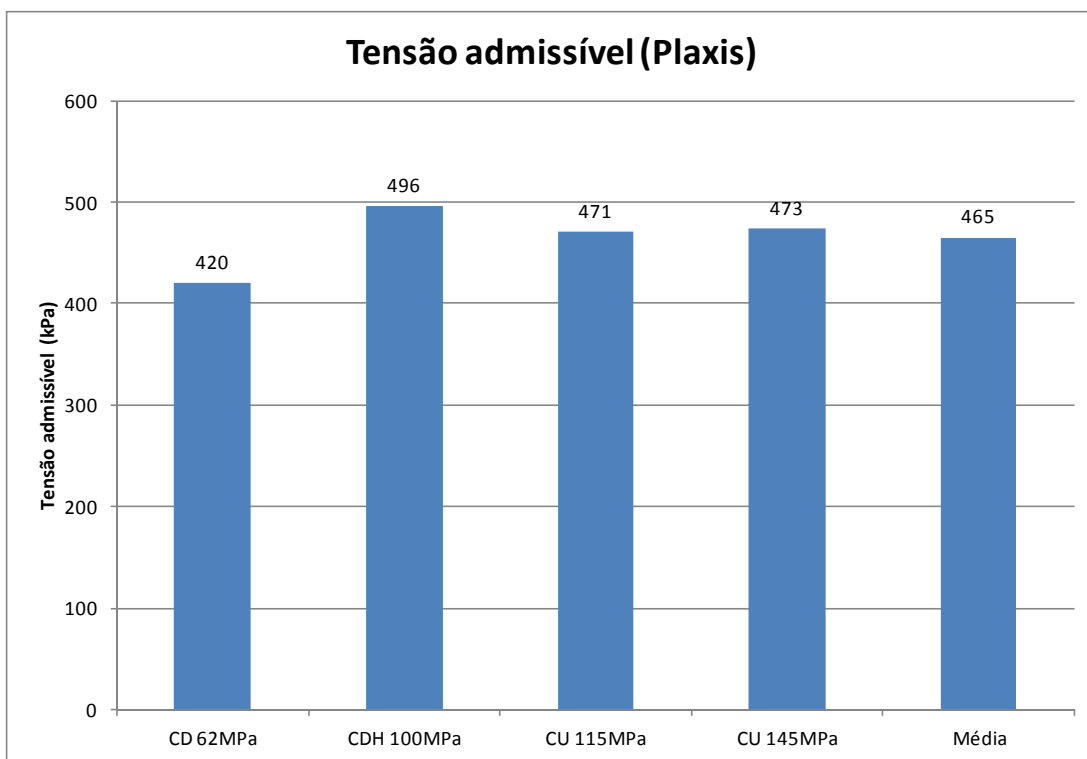


Figura 6.20: Gráfico com os valores de tensões admissíveis ( $FS=3$ ) obtidos pelo Plaxis

## 6.6 Capacidade de carga

### 6.6.1 Métodos teóricos

Os parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno adotados para alimentar os métodos de cálculos teóricos foram os obtidos nos ensaios triaxiais CD e CU com o

traçado das envoltórias de resistência de cada condição de drenagem, conforme Tabela 6.10.

Tabela 6.10: Coesão (c) e ângulo de atrito ( $\phi$ ) dos ensaios CD e CU.

Índices Físicos		CD	CU
Ângulo de atrito interno	$\phi$	19°	15°
Coesão	c	67kPa	113kPa

Assim os valores de tensão de ruptura foram calculados pelos métodos teóricos expostos na revisão bibliográfica e inseridos na Tabela 6.11, assim como os valores de  $\sigma_{adm}$ , utilizando-se um fator de segurança igual a 3, conforme prescreve a NBR 6122 (ABNT, 2010). Os mesmos valores foram inseridos em gráficos (Figuras 6.21 e 6.22) para melhor visualização.

Tabela 6.11: Resumo de  $\sigma_r$  para os métodos teóricos.

	Terzaghi		Meyerhof		Brinch - Hansen		Vesic		Skempton
	CD	CU	CD	CU	CD	CU	CD	CU	CU
$\sigma_r$ (kPa)	1347	1752	1365	1727	1402	1778	1407	1782	1463
$\sigma_{adm}$ (kPa)	449	584	455	576	467	593	469	594	488

Nota-se que na condição CD e CU, com exceção do método de Skempton, os valores se mostram próximos, com médias de 1380 e 1760 kPa e coeficientes de variação de 2,1% e 7,6% respectivamente. Valores que podem ser considerados como equivalentes.

Os coeficientes de variação tanto de valores de CD como de CU se apresentaram baixos, o que possibilita a adoção da média de seus respectivos valores.

Tabela 6.12: Parâmetros estatísticos das tensões de ruptura de métodos teóricos.

	Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação
CD	1380	29	2,1%
CU	1760	134	7,6%

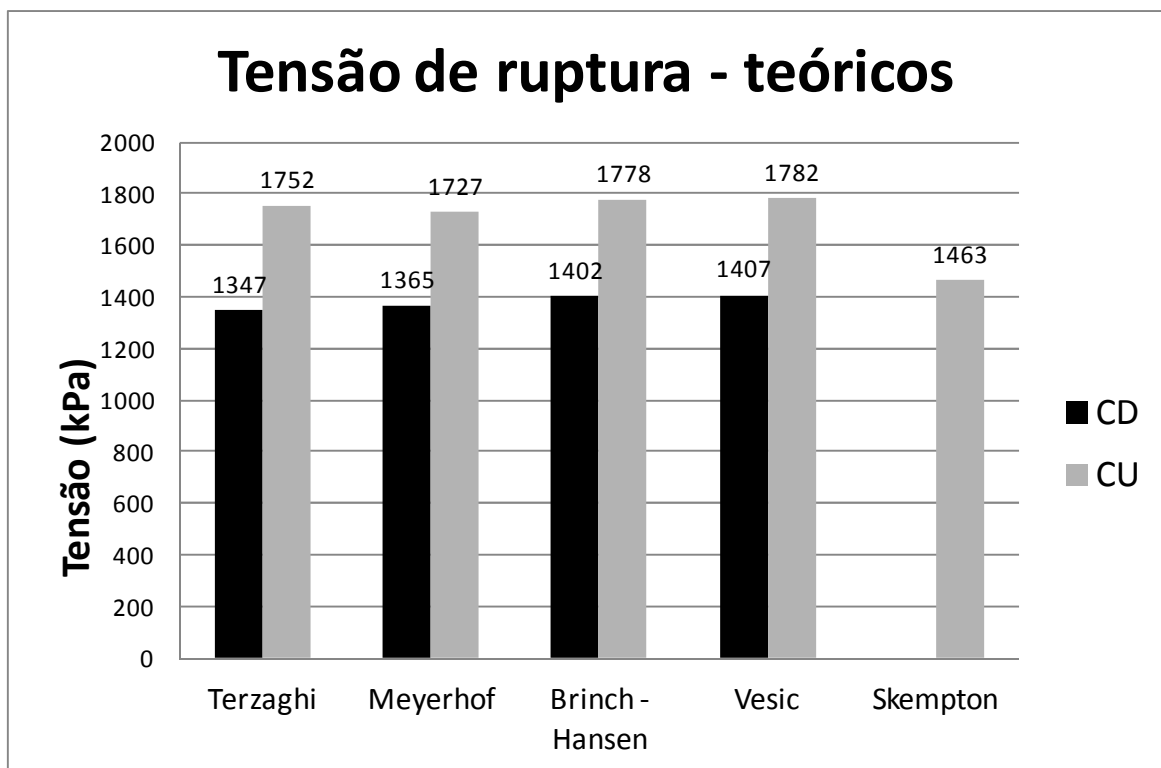


Figura 6.21: Comparação entre valores de tensões de ruptura - métodos teóricos

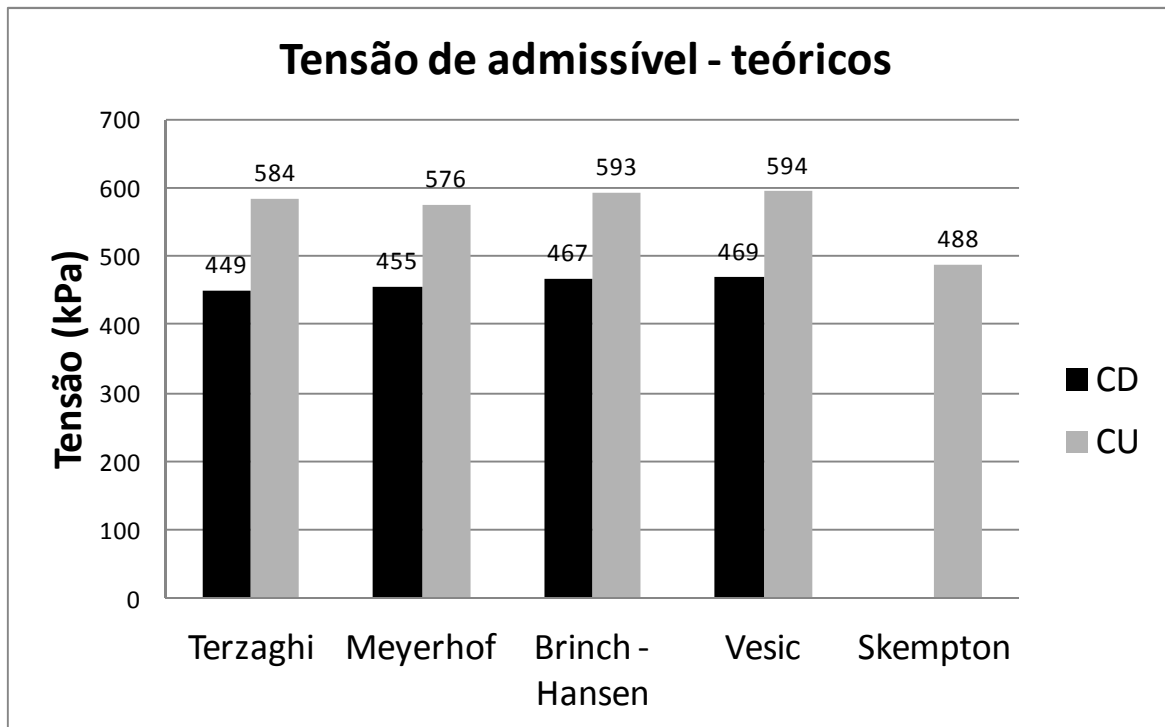


Figura 6.22: Comparação entre valores de tensões admissíveis - métodos teóricos

#### 6.6.2 Métodos semi-empíricos

Os métodos semi-empíricos utilizados foram os que somente se baseiam nos números de golpes da sondagem SPT. O valor representativo para o bulbo de 2B da placa do ensaio é de  $N_{spt}=30$ . Assim os métodos foram alimentados com este valor, para fornecerem os valores de tensões admissíveis (Tabela 6.13 e Figura 6.24).

Tabela 6.13: Valores de tensões admissíveis para os métodos semi-empíricos.

	Terzaghi e Peck (kPa)	Meyerhof (kPa)	Décourt & Quaresma (kPa)	Teixeira & Godoy (1998) (kPa)	Teixeira (1996) (kPa)	Média
$\sigma_{adm}$	566	477	450	600	446	508

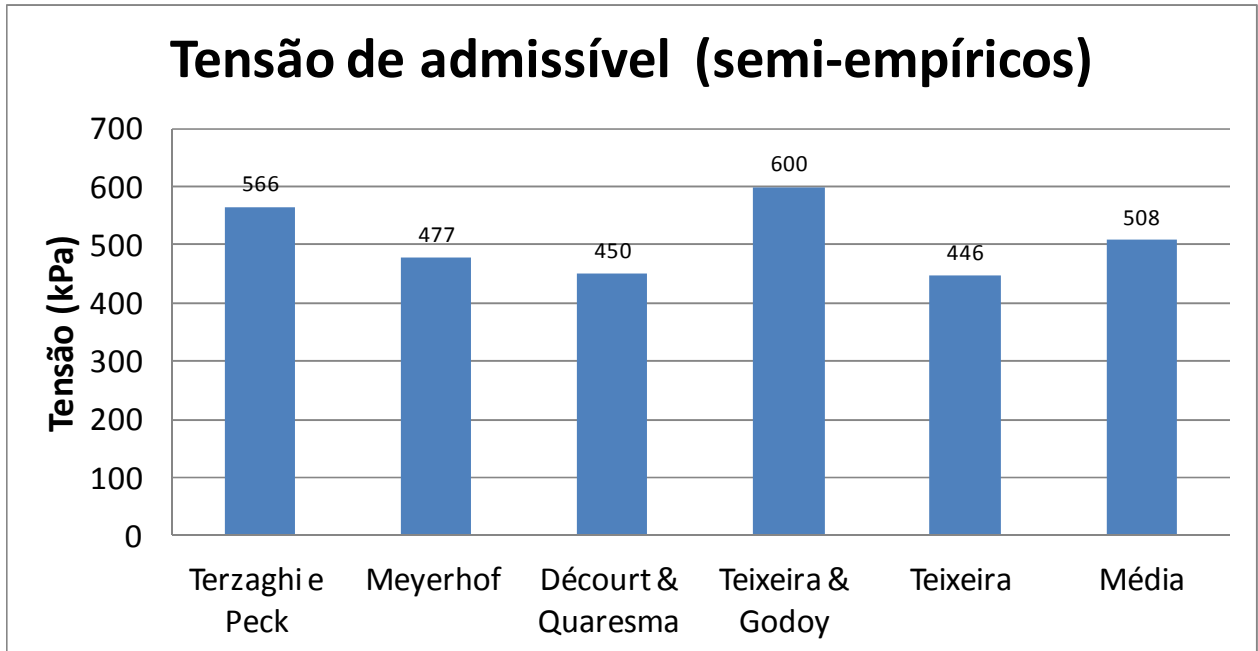


Figura 6.23: Gráfico de tensões admissíveis para os métodos semi-empíricos.

Analisando os parâmetros estatísticos dos métodos semi-empíricos (Tabela 6.14), se observa que o desvio padrão e o coeficiente de variação dos valores se encontram numa faixa aceitável para a geotecnia. Isto demonstra que embora haja variação nos resultados dos métodos, a diferença não é tão significativa, visto que os métodos se baseiam no mesmo e único parâmetro, o índice de resistência a penetração  $N_{spt}$ .

*Tabela 6.14: Parâmetros estatísticos dos métodos estatísticos*

<b>Média</b>	<b>Desvio Padrão</b>	<b>Coefficiente de Variação</b>
<b>508 kPa</b>	<b>71 kPa</b>	<b>13,9%</b>

## **6.7 Recalques imediatos (Si)**

### **6.7.1 Métodos teóricos**

Os métodos teóricos adotados foram os de Schmertmann (1979 e 1978) e o da solução da teoria da elasticidade para placas circulares. Para este último foram calculados os recalques tanto considerando a placa flexível como rígida, visto que para se calcular a rigidez da mesma se fazia necessário calcular a sua espessura, o que se pode observar pela Figura 6.24, que era muito variável devido aos seus reforços radiais.



*Figura 6.24: Placa do ensaio com reforços radiais.*

Os recalques foram calculados para a aplicação de uma tensão de 600kPa sobre a placa e são resumidos na Tabela 6.15 e comparados na Figura 6.25.

*Tabela 6.15: Recalques calculados pelos métodos teóricos.*

Métodos	Recalques (mm)			
	CD	CDH	CU	CUH
Teoria da elasticidade - placa flexível	6,32	3,92	3,56	2,70
Teoria da elasticidade - placa rígida	5,84	3,62	3,29	2,50
Schmertmann (1978)	10,65	6,60	6,00	4,55
Média	7,93	4,61	4,19	3,18
Desvio Padrão	2,26	1,36	1,23	0,94
Coefficiente variação	28,51%	29,46%	29,46%	29,46%



Nota-se que os valores se mostram bem dispersos (coeficiente de variação ~30%), pois para estes métodos, os valores de E são determinantes para o cálculo dos recalques.

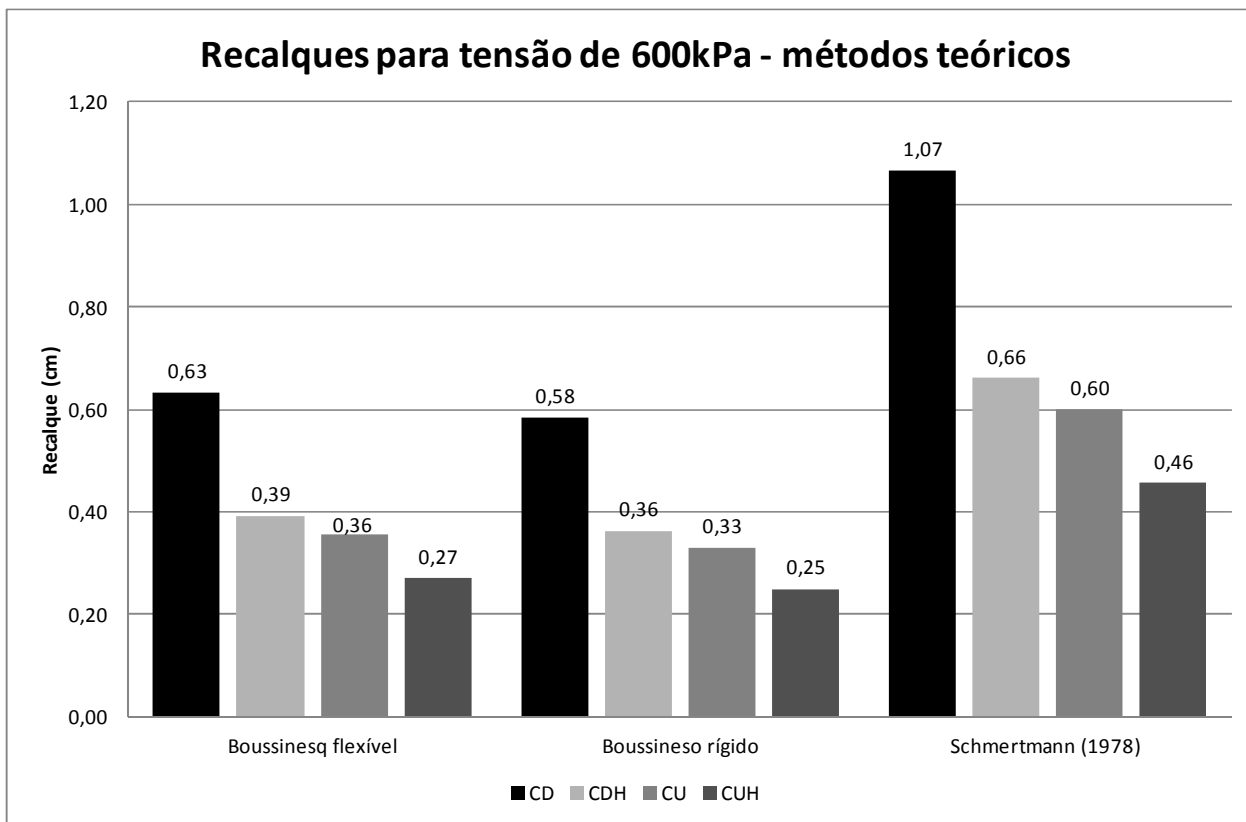


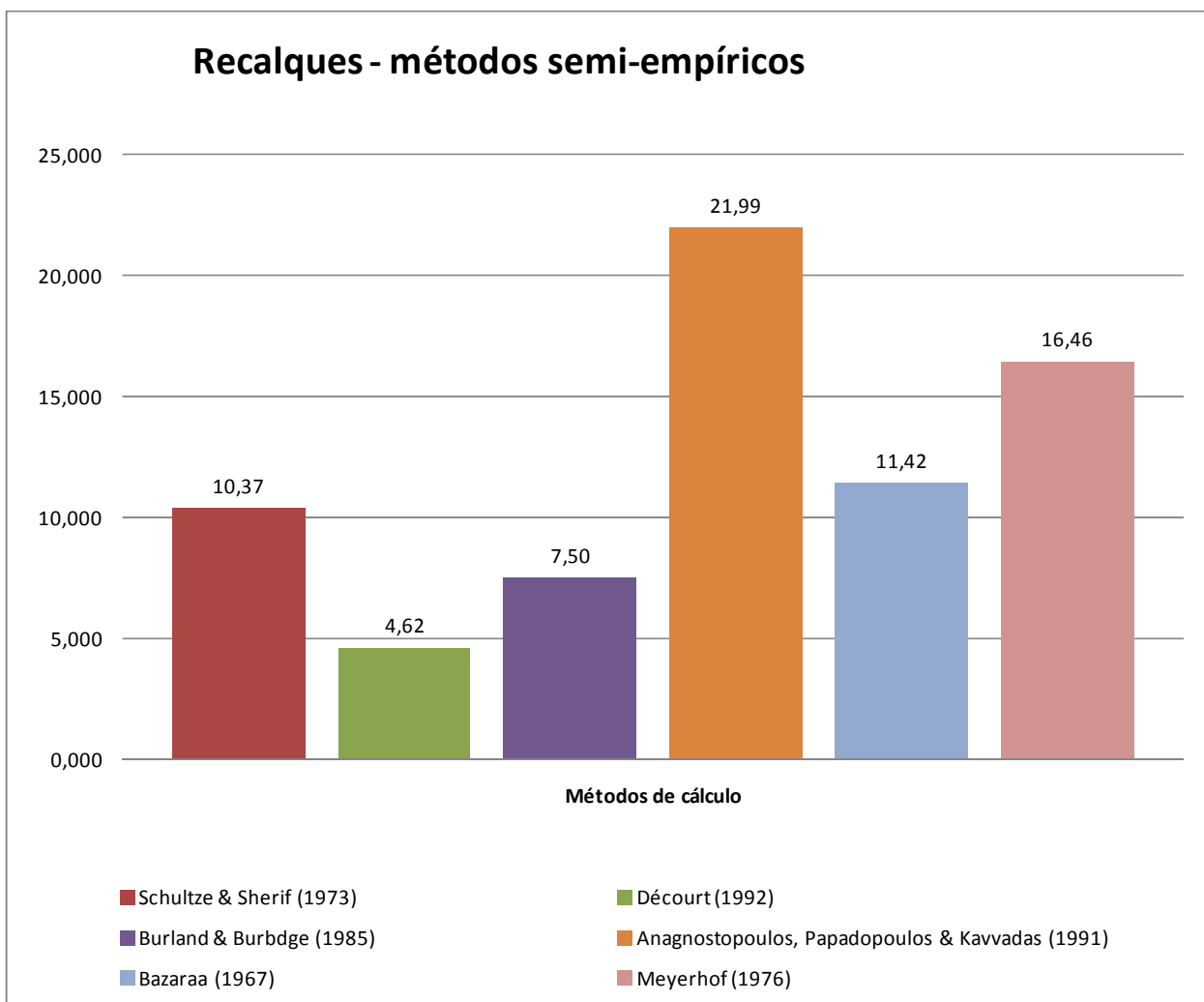
Figura 6.25: Gráfico de valores de recalque para métodos teóricos.

### 6.7.2 Métodos semi-empíricos

Para os métodos semi-empíricos o valor de  $N_{spt}$  médio da camada de solo abaixo da placa é de 30 golpes. Assim, os valores de cada método são expostos na Tabela 6.16 e na Figura 6.26. Nota-se que a dispersão foi alta, visto que o valor do coeficiente de variação se encontrou em 52%.

*Tabela 6.16: Valores de recalque para os métodos semi-empíricos*

<b>Métodos</b>	<b>S (mm)</b>
<b>Schultze &amp; Sherif (1973)</b>	10,4
<b>Décourt (1992)</b>	4,6
<b>Burland &amp; Burbdge (1985)</b>	7,5
<b>Anagnostopoulos, Papadopoulos &amp; Kavvadas (1991)</b>	22,0
<b>Bazaraa (1967)</b>	11,4
<b>Meyerhof (1976)</b>	16,46
<b>Média</b>	9,55



*Figura 6.26: Gráfico de valores de recalque de métodos semi-empíricos.*

### 6.7.3 Modelagem no Plaxis

Pelo Plaxis, fixando-se a tensão aplicada em 600kPa, foram obtidos os valores listados na Tabela 6.17 e organizados na Figura 6.27. Nota-se também uma grande variação nos valores, porém como de um método ao outro, além da diferença da

condição de drenagem, os módulos E são distintos, os valores não podem ser comparados uns aos outros.

Tabela 6.17: Valores de recalques obtidos pelo programa Plaxis.

Métodos	S (mm)
CD E=62MPa	8,50
CDH E=100MPa	4,00
CU E=110MPa	2,00
CUH E=145MPa	1,70
Média	4,05

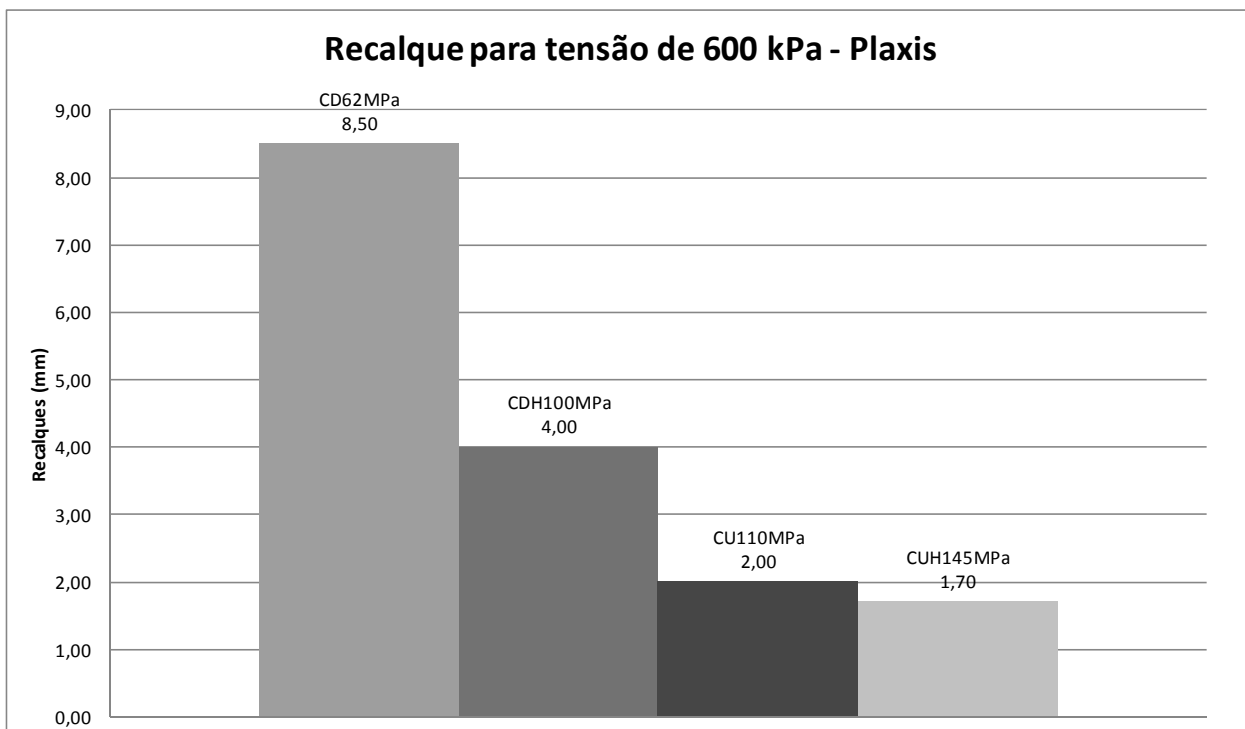


Figura 6.27: Gráfico de valores de recalques obtidos pelo programa Plaxis.

## 6.8 Comparação e discussão entre os métodos

### 6.8.1 Capacidade de carga

Os resultados de tensão admissível e de tensão de ruptura dos métodos teóricos, semi-empíricos, simulação no programa Plaxis, bem como a relação entre esses valores com os obtidos nos ensaios de prova de carga sobre placa são resumidos na Tabela 6.18.

Tabela 6.18: Resumo de  $\sigma_r$  e  $\sigma_{adm}$  calculados e sua relação com os valores de prova de carga

		$\sigma_r$ (kPa)		$\sigma_{calc} / \sigma_{PC}$	
		CD	CU	CD	CU
Teóricos	Terzaghi	1347	1752	1,08	0,71
	Meyerhof	1365	1727	1,1	0,72
	Brinch - Hansen	1402	1778	1,13	0,7
	Vesic	1407	1782	1,13	0,7
	Skempton		1463		0,85
Plaxis	Plaxis E	1260	1412	1,01	0,88
	Plaxis E hiperbólico	1489	1420	1,2	0,88
PC	PC1	1280		1243	
	PC2	1320			
	PC3	1170			
	PC4	1200			

Analisando-se somente os casos teóricos, nota-se o melhor desempenho dos parâmetros obtidos pelos ensaios triaxiais CD para o caso de tensão de ruptura (Figuras 6.29 e 6.30).

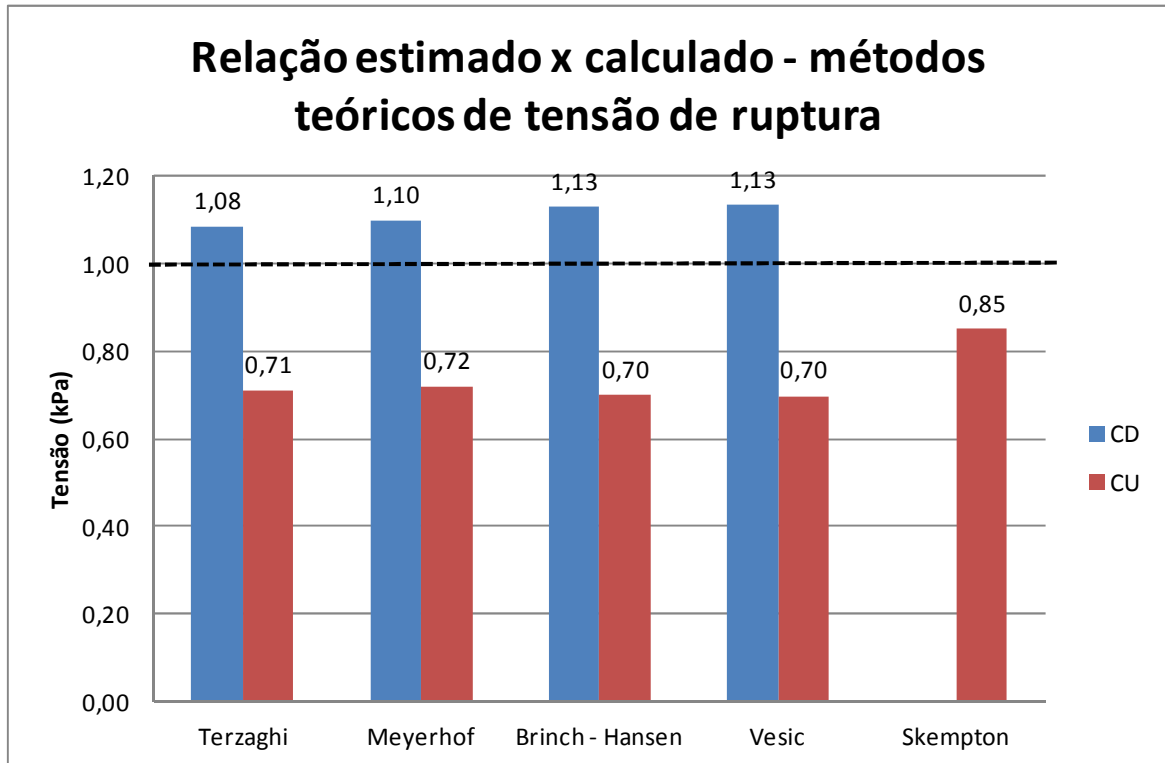


Figura 6.28: Comparação entre tensão de ruptura de métodos teóricos e PC's

O fato do melhor desempenho dos parâmetros CD leva a concluir que como os ensaios de provas de carga são realizados com incrementos de carga, e a aplicação de cada estágio de carga somente após a estabilização da anterior, presume-se que isto favoreça a condição drenada. Fato também é que as fórmulas teóricas foram desenvolvidas para parâmetros efetivos (BOWLES, 1987), o que é comprovado pelos dados expostos.

Miozzo et al. (2008) realizaram provas de carga em sapatas de concreto armado assentados em solo classificado como argilosa arenosa, e com parâmetros geotécnicos (ângulo de atrito=23°, Índice de Plasticidade=28%, peso específico dos sólidos=28kN/m<sup>3</sup>) semelhantes desta pesquisa, porém distinto na rigidez, pois a resistência à penetração era igual de 13 golpes, portanto de consistência mais mole que o desta pesquisa (Nspt=30). Comparou os resultados de tensão de ruptura destes ensaios com métodos teóricos e encontrou valores satisfatórios de tensões de ruptura para as equações de Terzaghi e Vesic, assim como os encontrados nesta pesquisa.

Duarte & Minette (2008) realizaram uma prova de carga em sapata quadrada de dimensão de 80cm assentado em solo classificado em argila areno-siltosa e parâmetro de coesão no valor de 65 kPA, ângulo de atrito de 21° e Nspt médio de 10. Os métodos teóricos de Meyerhof e de Terzaghi foram comparados aos resultados das provas de carga e se mostraram pouco satisfatórios, com valores na ordem de 25% a 50% superiores aos das PC's. Embora não citado pelos autores, isto provavelmente deva ter ocorrido devido ao alto índice de vazios do solo do local (e=1,4).

Analisando os métodos semi-empíricos (FIGURA 6.29), os métodos de Terzaghi & Peck e o de Teixeira & Godoy apresentaram os melhores valores, visto que o erro se encontrou abaixo dos 10% em ambos os casos. O método de Teixeira & Godoy, embora pareça simples, e por isso utilizado largamente para estimativas iniciais de tensão admissível na prática da engenharia geotécnica, é resultado de pesquisas em argilas do terciário da cidade de São Paulo (TEIXEIRA & GODOY, 1998). Embora preconizados para intervalo de golpes Nspt entre 5 e 20, o método se portou adequado para o solo da pesquisa com Nspt médio de 30 golpes.

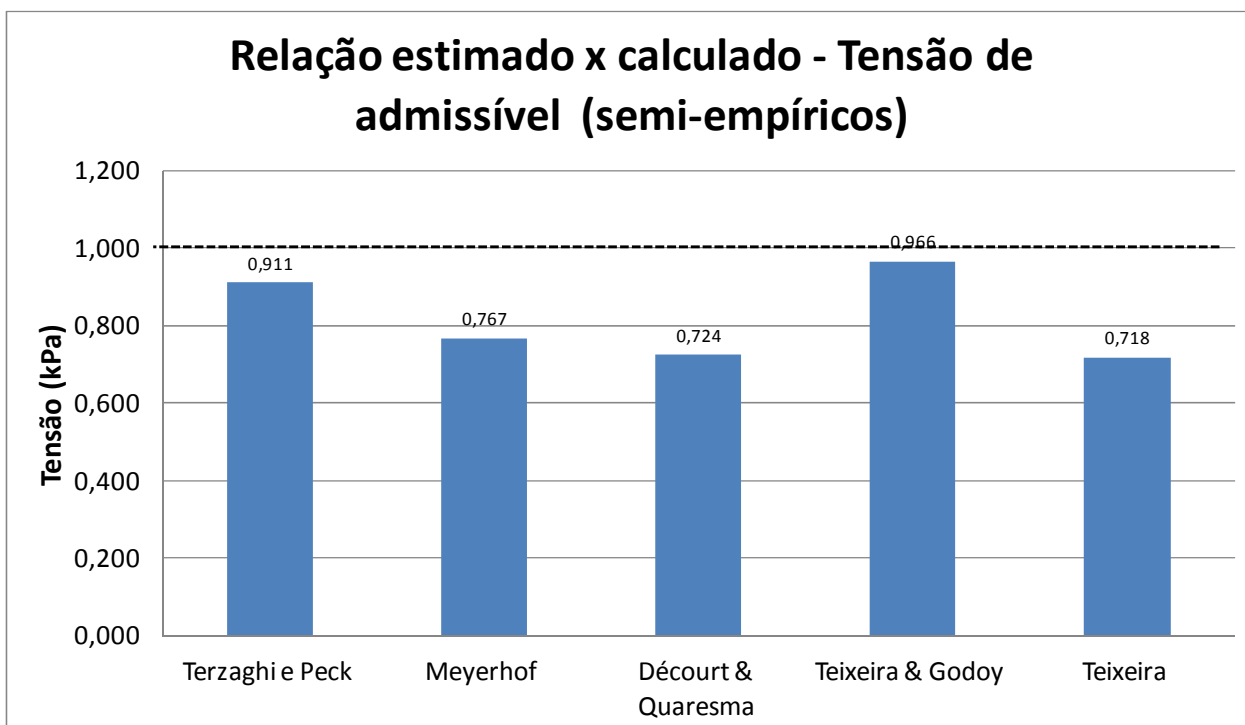


Figura 6.29: Comparação entre valores de  $\sigma_{adm}$  de métodos semi-empíricos e PC.

Ao se observar as análises realizadas pelo programa Plaxis (FIGURA 6.30), verifica-se que a tensão de ruptura obtida pelas modelagens realizadas no programa, o modelo de solo com parâmetros do ensaio CD e com o módulo E no valor de 62MPa se adequou melhor em comparação com a média dos valores obtidos nas provas de carga. Isto caracteriza ainda mais o comportamento drenado do ensaio realizado em campo.

Autores como Griffiths & Fenton (2001) e Ukritchon et al., (2003) analisam numericamente os fatores de capacidade de carga  $N_c$  (GRIFFITHS; FENTON, 2001) e  $N_y$  (UKRITCHON et al., 2003), recalculando-os com os valores de tensão de ruptura obtidos numericamente. Assim ao analisar a condição CD do modelo de solo inserido no Plaxis, se obtêm 20,3 para  $N_c$  e 1,94 para  $N_y$ . Esses valores embora próximos dos apresentados por diversos métodos (TERZAGHI, 1943; TERZAGHI; PECK, 1967;



VESIC, 1973), se inseridos nas fórmulas teóricas apresentadas na revisão bibliográfica, fornecem tensão de ruptura média igual a 1831 kPa, valor aproximadamente 48% ao apresentado pelas PC's. Porém, utilizando FS=3, calculando então em termos de  $\sigma_{adm}$ , obtém o valor médio de 608 kPa, valor com apenas 2% de erro.

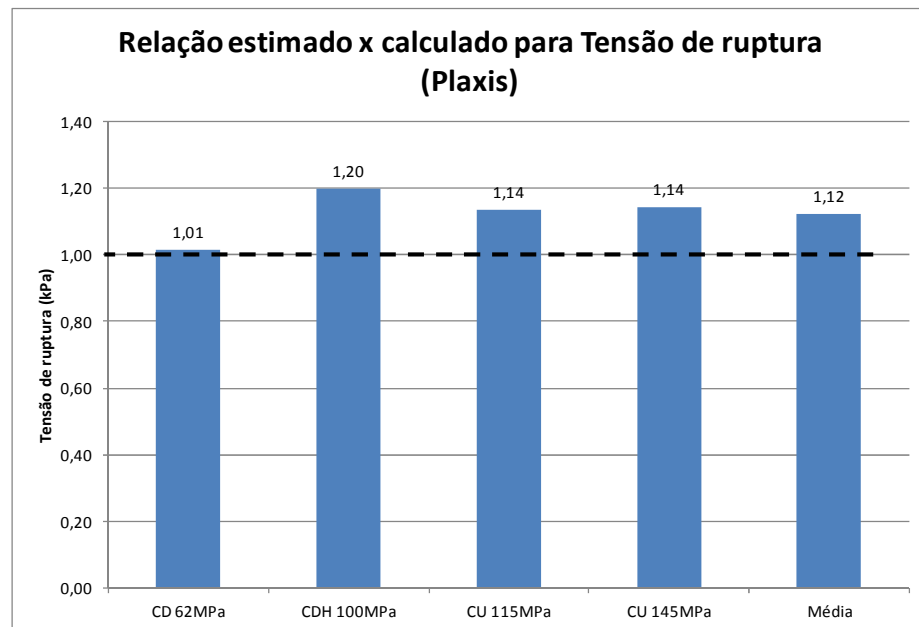


Figura 6.30: Comparação de valores de  $\sigma_r$  obtidos do Plaxis com os de PC

É sabido que os cálculos de capacidade de carga são imprescindíveis no delineamento de fundações (SALGADO et al., 2004). Assim, como foi exposto, resultados de análises de elementos finitos, quando alimentados com parâmetros geotécnicos obtidos por ensaios de laboratório, podem ser utilizados para propor valores definitivos e rigorosos de fatores de capacidade para fundações em argila, sendo úteis para reduzir as incertezas relacionadas aos métodos de análise, abrindo caminho para um projeto de fundação mais custo-efetivo (SALGADO et al., 2004).

## 6.8.2 Recalque

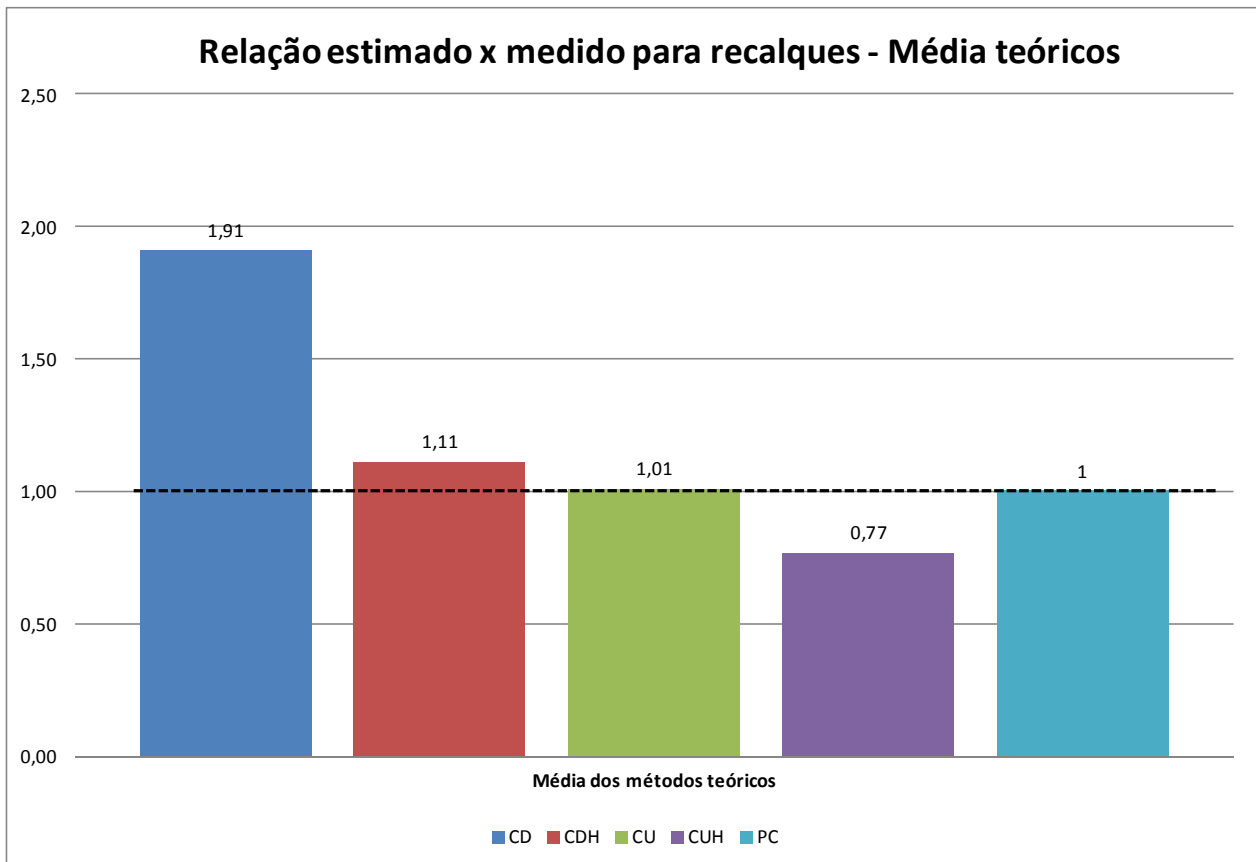
Shin e Das (2011) afirmam que os parâmetros para comparar métodos de previsão de recalque são: confiabilidade e precisão. Confiabilidade é a probabilidade de que o recalque efetivo seja menor do que o computado por um método específico. Ao escolher um método para projeto, tudo se resume a manter um equilíbrio crítico entre os dois parâmetros, o que às vezes é difícil sabendo a natureza heterogênea dos solos em geral.

Embora o modelo com parâmetros obtidos do ensaio CD tenha se mostrado adequado para determinação de capacidade de carga da fundação, o mesmo não ocorre para o caso de recalques ao se analisar os modelos teóricos de estimativa (TABELA 6.19 e FIGURA 6.31).

*Tabela 6.19: Relação estimado medido para recalques de métodos teóricos e PC.*

Métodos	Relação estimado/medido			
	CD	CDH	CU	CUH
Teoria da elasticidade - placa flexível	1,52	0,94	0,86	0,65
Teoria da elasticidade - placa rígida	1,41	0,87	0,79	0,60
Schmertmann (1978)	2,57	1,59	1,45	1,10
Média	1,91	1,11	1,01	0,77

Como para estes métodos o fator determinante para cálculo de recalque é o módulo de elasticidade, isso leva a concluir, observando-se as colunas de CDH e CU da Tabela 6.19, que o módulo de elasticidade situado próximo a valores entre 100 e 110 MPa se mostra mais razoável.



*Figura 6.31: Comparação de recalques médios teóricos e PC.*

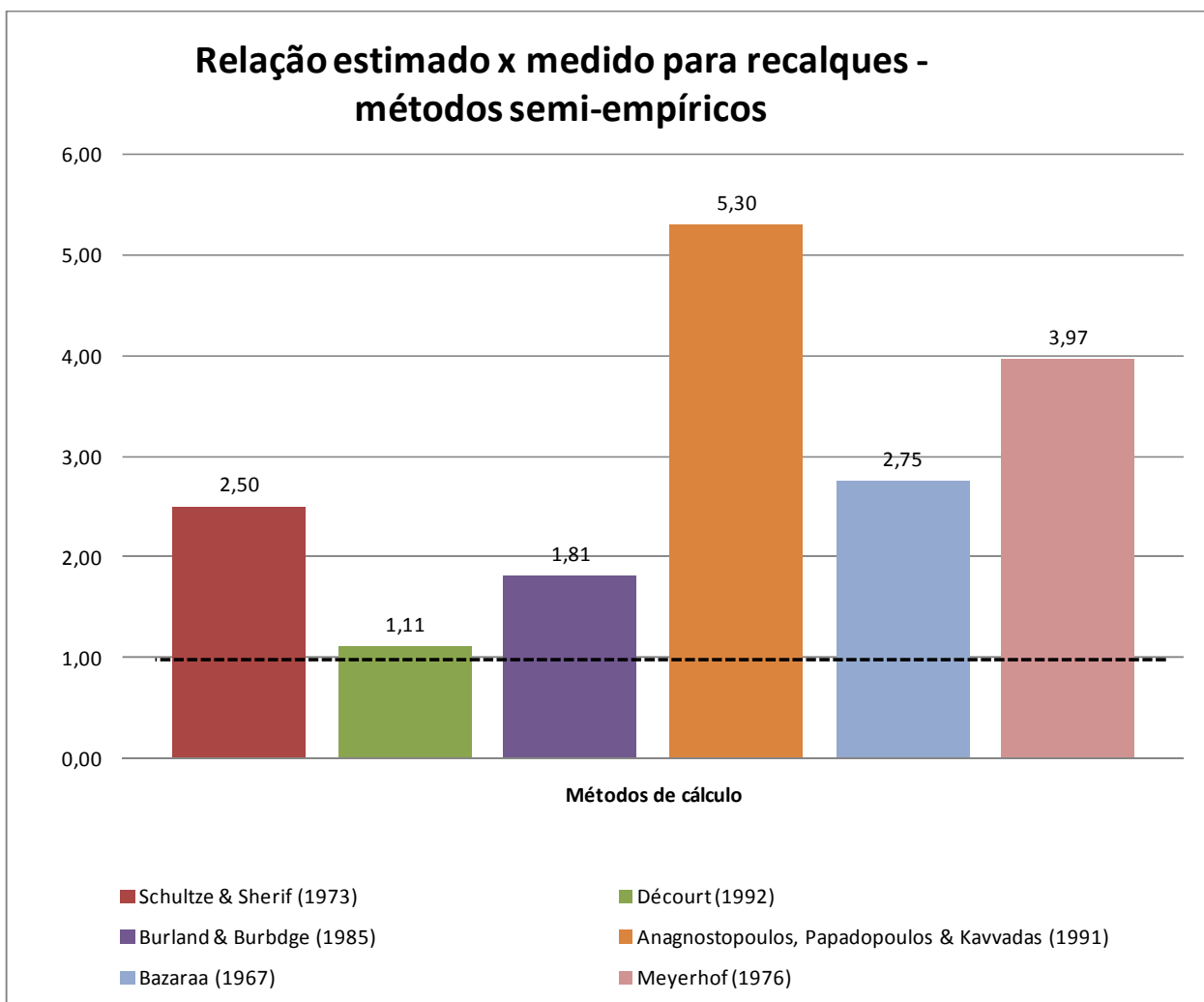
Duarte & Minette (2008) obtiveram 114% de erro ao calcularem o recalque em sapata de concreto armado sobre argila areno-siltosa pelo método de Schmertmann (1970, 1978), porém não citam o valor de módulo de elasticidade adotado.

Por outro lado, Shin & Das (2010) afirmam que o método de Schmertmann (1970, 1978) proporcionam razoáveis valores de recalques elásticos, o que faz com que propicie valores de módulo de elasticidade mais condizentes com os de ensaios de campo, provas de carga, por exemplo.

Em relação os métodos semi-empíricos, a comparação entre eles pode ser observada na Figura 6.32 e Tabela 6.20.

*Tabela 6.20: Relação estimado e medido de recalques semi-empíricos*

<b>Métodos</b>	<b>S (mm)</b>	<b>Relação estimado/medido</b>
<b>Schultze &amp; Sherif (1973)</b>	10,4	2,50
<b>Décourt (1992)</b>	4,6	1,11
<b>Burland &amp; Burbdge (1985)</b>	7,5	1,81
<b>Anagnostopoulos, Papadopoulos &amp; Kavvadas (1991)</b>	22,0	5,30
<b>Bazaraa (1967)</b>	11,4	2,75
<b>Meyerhof (1976)</b>	16,5	3,97
<b>Média</b>	12,1	2,91



*Figura 6.32: Comparação entre recalques semi-empíricos e PC.*

O método de Décourt (1996) é o que apresentou melhor desempenho na relação estimado-medido, pois apresentou somente 11% de erro, sendo que os demais apresentaram erros que partem de 50% até 500%.

Shin & Das (2010) analisam os métodos de previsão de recalques e afirmaram o melhor desempenho de previsão pelo método de Burland & Burbidge (1985) em relação ao de Meyerhof (1965) e o que de fato ocorreu também com este trabalho. Vale

lembrar que ambos os métodos foram desenvolvidas para solos granulares, o que corresponde a uma parcela de apenas 28% do solo argiloso e silto-arenoso desta pesquisa.

Ao analisar os resultados de tensão e recalque obtidos do Plaxis e compará-los num gráfico tensão vs recalque, com os valores das provas de carga, assim como na Figura 6.34, percebem-se que embora os valores de capacidade de carga sejam semelhantes da condição CD, a curva tensão vs recalque se comporta de maneira semelhante aos da condição CU.

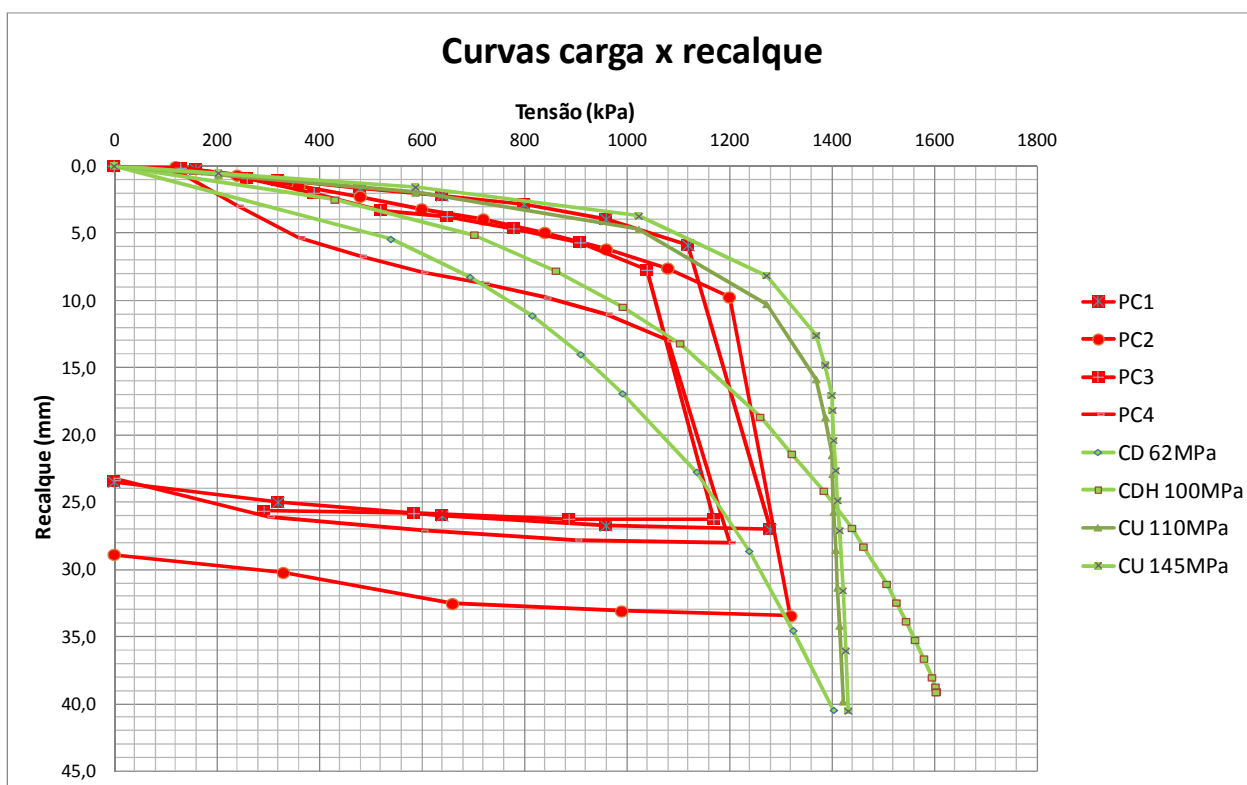


Figura 6.33: Curvas tensão versus recalques de PC e de Plaxis.

Mesmo assim, em termos de valores de recalque para tensão aplicada de 600 kPa, a condição CDH com  $E=100\text{MPa}$  prevaleceu, conforme se é possível observar na Figura 6.34. Presume-se disto, que em termos de análise de recalque, a condição CD, porém com o módulo  $E$  em torno de  $100\text{MPa}$  se adequa melhor ao solo estudado, visto que a relação previsto-medido se aproxima da unidade com erro de apenas 5%.

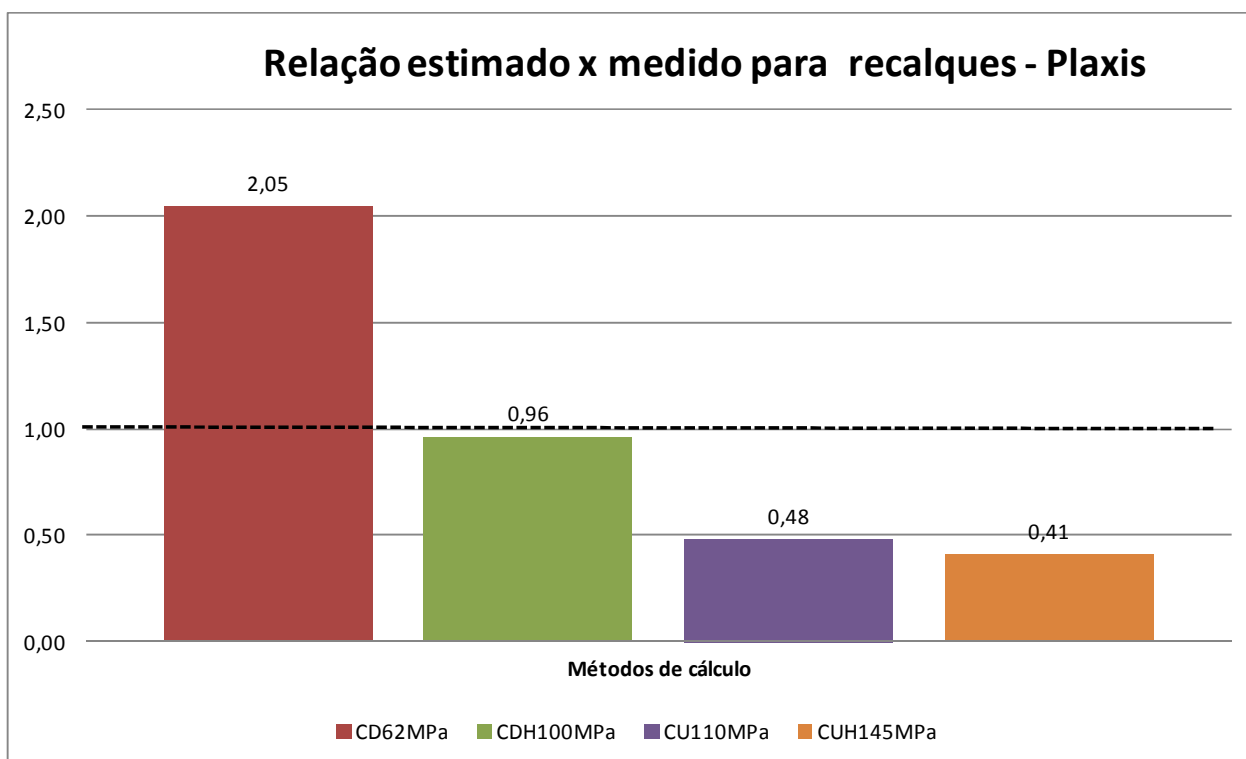


Figura 6.34: Recalques do Plaxis e PC.

Ao se analisar a média de todos os métodos, assim como exposto na Figura 6.35, nota-se o bom desempenho de métodos teóricos e a modelagem no Plaxis. Em relação aos métodos semi-empíricos, vale destaque para o método de Décourt (1996).

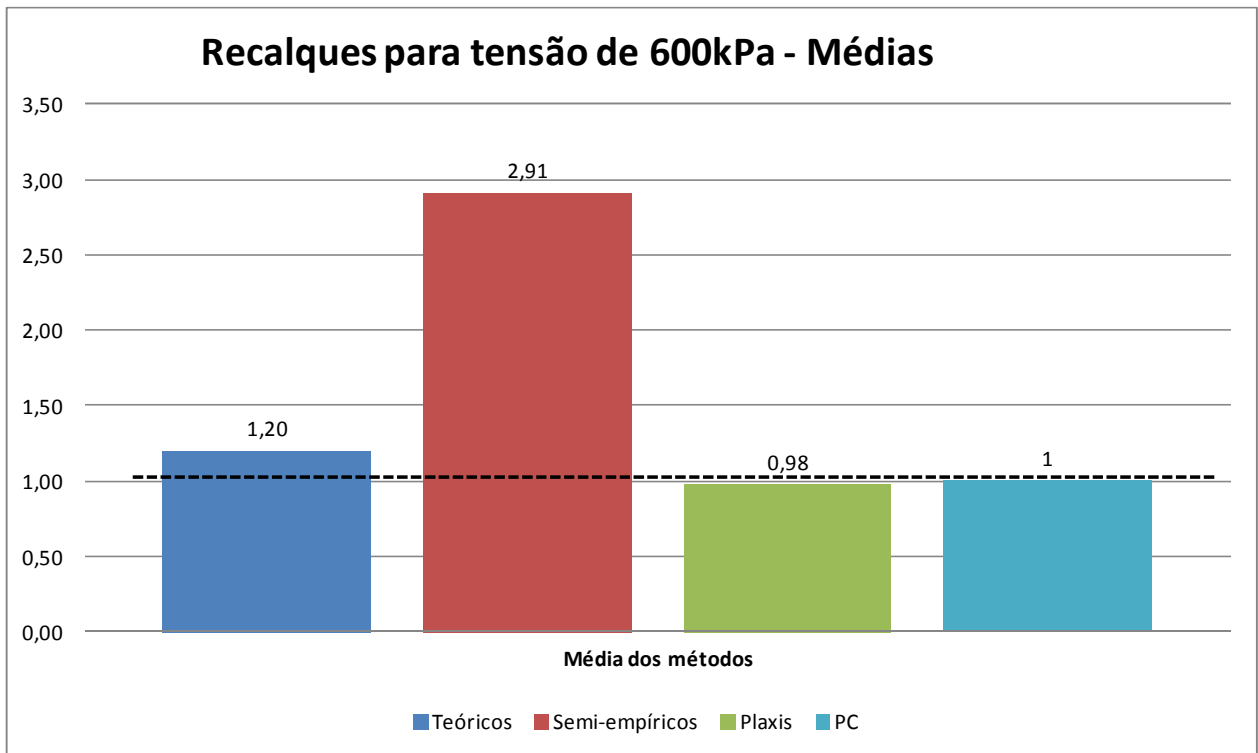


Figura 6.35: Comparação entre as médias dos métodos e das PC's

## 6.9 Análise de probabilidade de ruína

A análise de probabilidade de ruína é realizada analisando-se os esforços de solicitação (S) conforme exposto na Tabela 6.21 e obtendo-se por meio de uma tensão resistente admissível do solo (R), as dimensões e, portanto, as áreas das sapatas necessárias para suportar as cargas da superestrutura do edifício a ser construído.

A partir destas prerrogativas são realizadas as médias ( $\mu$ ), desvios padrão ( $\sigma$ ) e coeficientes de variação ( $v$ ) tanto das tensões de solicitação (S) como das resistentes (R) (TABELA 6.22).



Tabela 6.21: Valores dos esforços de solicitação (S) do edifício.

Pilares	ESFORÇOS			Pilares	ESFORÇOS		
	Normal (tf)	MxTotal (tf.m)	MyTotal (tf.m)		Normal (tf)	MxTotal (tf.m)	MyTotal (tf.m)
P27	60	2	1	P23	362	22	6
P28	41	1	1	P58	47	1	1
P31	118	3	11	P59	45	1	1
P32	45	1	1	P30	80	3	1
P3	273	5	18	P36	535	5	18
P38	92	1	2	P41	296	3	12
P5	305	4	19	P7	666	7	30
P42	45	1	1	P10	507	7	24
P9	475	6	27	P11+P13	860	62	332
P44	70	1	2	P15	325	6	17
P14	510	20	6	P19	314	8	10
P47	73	1	2	P18	612	53	363
P20	351	13	5	P25	446	40	8
P51	46	1	1	P57	44	1	1
P21	245	12	5	P33	37	2	1
P53	40	1	1	P35	149	5	12
P24	254	20	6	P34	69	1	5
P55	45	1	2	P39	54	1	2
P60	64	3	1	P40	203	3	12
P29	101	2	2	P43	62	1	1
P37	587	7	35	P6	437	4	15
P8	783	10	55	P45	68	1	1
P12	524	8	9	P48	45	2	1
P46	90	13	5	P49	65	1	3
P16	627	83	20	P17	453	24	7
P50	69	12	4	P54	78	1	1
P52	85	13	5	P22	383	22	7
P26	507	59	13	P56	65	3	1

Tabela 6.22: Valores estatísticos de S e R

	Solicitação	Resistência
<b>MÉDIA (<math>\mu</math>)</b>	543 kPa	1243 kPa
<b>DSV.PAD. (<math>\sigma</math>)</b>	70 kPa	69 kPa
<b>Coef. variação</b>	12,9%	5,6%

A partir dos dados da Tabela 6.21, foram geradas curvas normais de S e R (FIGURA 6.36), possibilitando analisar visualmente a intersecção entre elas e a probabilidade de ruína, como foi descrito na literatura.

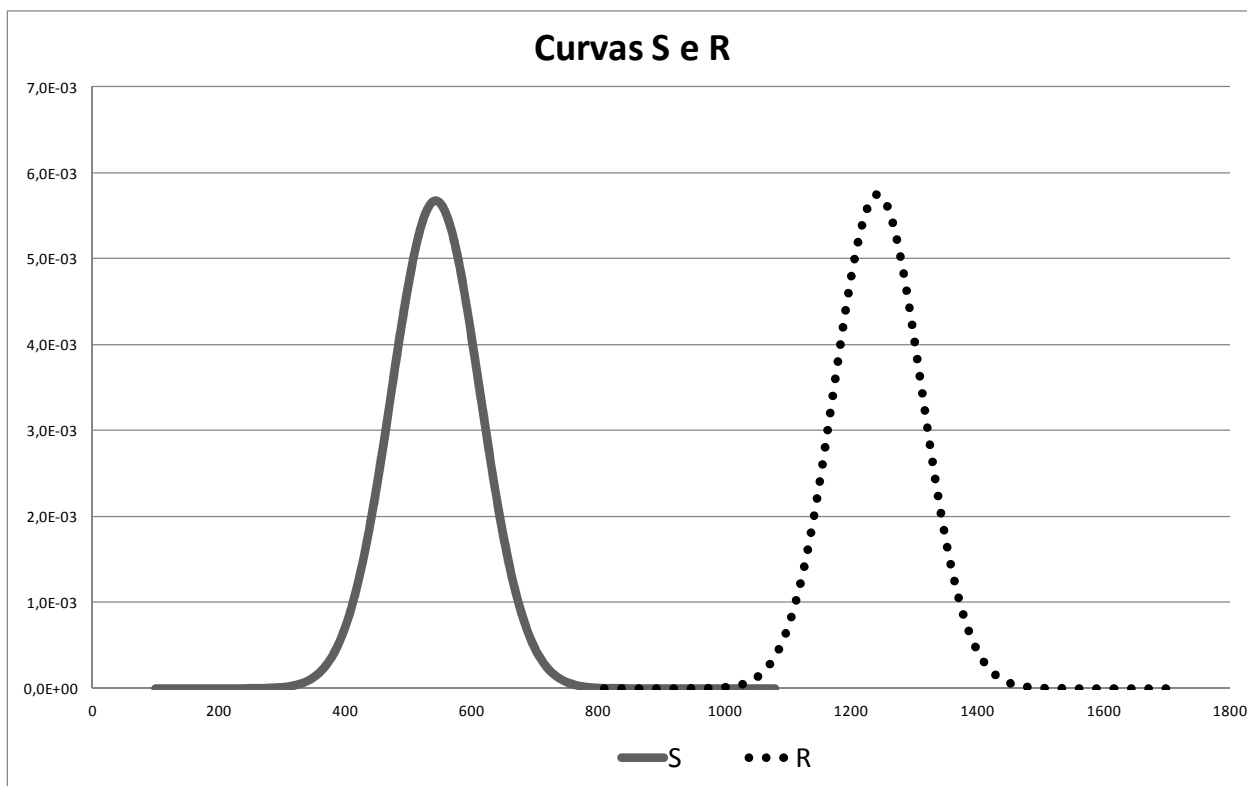


Figura 6.36: Curvas S e R padrão.

Conforme formulação já apresentada, são calculados  $\beta$ ,  $p_f$  e FS do problema (TABELA 6.23).

Tabela 6.23: Probabilidade de ruína do projeto de fundação do edifício.

$\beta$	pf	1/pf	FS	Padm
<b>7,079</b>	7,3E-13	1,38E+12	2,29	543

Observa-se que como  $\beta$  é muito alto, propicia também 1/pf alto, implicando que a probabilidade de ruína de uma sapata é de uma em  $1,38 \times 10^{12}$ , mesmo com um FS de 2,29.

Simulando-se um menor índice de confiabilidade  $\beta=3$ , por exemplo, (TABELA 6.24), reduz-se a probabilidade de ruína de uma sapata em 741.

Tabela 6.24: Simulação de pf para  $\beta=3$

$\beta$	FS	pf	1/pf
<b>3</b>	1,46	1,35E-03	741

Reduzindo-se o fator de segurança para 2, tem-se também uma probabilidade de ruína infinitesimal. (TABELA 6.25).

Tabela 6.25: Simulação de pf para FS=2

FS	$\beta$	pf	1/pf
<b>2</b>	5,85	2,46E-09	4,07E+08

Essas análises levam a adotar uma taxa melhor de suporte do solo. Com isso elevando-se a tensão admissível a 800 kPa, obtem-se a Tabela 6.26 e com isso a Tabela 6.27.

Tabela 6.26: Valores estatísticos para tensão admissível de 800kPa.

	Solicitação (S)	Resistência PC
<b>MÉDIA (<math>\mu</math>)</b>	729 kPa	1243 kPa
<b>DSV.PAD. (<math>\sigma</math>)</b>	86 kPa	69 kPa
<b>Coef. variação</b>	11,8%	5,6%

Tabela 6.27: Pf para tensão admissível de 800kPa.

$\beta$	pf	1/pf	FS
<b>4,65</b>	1,69E-06	589995	1,70

Conclui-se que para este caso específico, com provas de carga e ensaios de laboratório, pode-se adotar uma tensão admissível de 800kPa, com FS=1,7, o que propicia uma probabilidade de ruína na ordem de 1:590.000.



## **7 CONCLUSÕES**

A pesquisa permitiu chegar a várias conclusões de interesse ao meio técnico, como segue.

### **7.1 Capacidade de carga**

- A realização de ensaios drenados e não drenados em conjunto com modelagem em elementos finitos induz que o ensaio de placa apresenta característica drenada.
- Considerando a análise de capacidade de carga por métodos teóricos, a teoria de Terzaghi apresentou o melhor resultado de tensão de ruptura. Entretanto, ao analisar em termos de tensões admissíveis, é possível notar que todos os métodos empregados mostraram-se conservadores, sugerindo a possibilidade de redução do fator de segurança.
- Os métodos semi-empíricos de capacidade de carga tiveram grande variação nos resultados, demonstrando serem conservadores, com exceção ao método de

Teixeira & Godoy (1998), utilizado na prática geotécnica, que embora de simples formulação, apresentou resultado mais próximo da prova de carga.

- Os resultados utilizando o Plaxis confirmaram o melhor desempenho dos parâmetros drenados obtidos do ensaio triaxial.

## **7.2 Recalques**

- Para a análise de recalque, os métodos teóricos alimentados com o módulo de elasticidade calculados pelo método hiperbólico de resultados de ensaio triaxial drenado apresentaram melhor performance, ao contrário de estimativas médias tabeladas encontradas na literatura.
- Este mesmo módulo de elasticidade hiperbólico de 100 MPa da condição drenada apresentou o melhor comportamento da curva carga-recalque obtido por meio da modelagem no Plaxis, o que corrobora com os resultados teóricos.
- O método semi-empírico de Décourt para estimativa de recalque é uma ótima ferramenta, pois apresentou resultado próximo ao da prova de carga, e pelo fato de ser estimado pelo índice de resistência à penetração do ensaio SPT, o torna prático e eficiente.

### **7.3 Probabilidade de ruína**

- O método probabilístico de confiabilidade de fundação superficial se mostrou mais vantajoso que os métodos tradicionais determinísticos, sendo mais sensível em relação ao fator de segurança. Para o caso desta obra, em especial, foi possível verificar o desempenho por meio de provas de cargas sobre placa, sendo que o fator de segurança poderia ser reduzido para um valor menor que o recomendado pela norma brasileira, o que reduziria os custos da fundação.
- Embora a prática da engenharia seja vinculada somente a ensaios SPT, os ensaios de prova de carga aliados aos ensaios de laboratório foram essenciais na determinação do índice de confiança, para que com este índice fosse possível o cálculo da probabilidade de ruína.

### **7.4 Conclusões gerais**

À guisa das conclusões:

- A utilização de ensaio de prova de carga sobre placa em obras é uma ferramenta importante para avaliação dos parâmetros geotécnicos e para a segurança das fundações. Além disso, se torna interessante visto que pode reduzir substancialmente o custo das fundações por sapatas.
- Os ensaios triaxiais drenados se mostraram mais eficientes tanto na determinação do módulo de elasticidade e tensão admissível para o caso de



argila saturada deste trabalho, além da aplicação nos modelos numéricos do programa Plaxis.

- As provas de carga realizadas foram relativamente próximas, o que contribuiu para que a variabilidade das resistências seja pequena, assim sendo, para que então seja possível a determinação de taxa de trabalho adequada para o solo de todo o empreendimento, seria necessário um número maior de ensaios de carga e melhor espaçado, para que abrangessem grande parte do terreno.
- A extrapolação da tensão admissível obtida pelas provas de carga para as sapatas reais deve ser feita com cautela devido ao fator de escala e abrangência do bulbo de tensões.
- O tradicional método determinístico de obtenção de tensão admissível utiliza apenas a relação entre resistência média do solo e a solicitação média advinda da superestrutura, classificando o quociente como fator de segurança. Porém, devido à variabilidade tanto de resistência quanto de solicitação, pode resultar em um fator de segurança distinto, maior ou menor, do quociente obtido pelo método determinístico. A análise de probabilidade de ruína, então, é um instrumento útil neste caso, pois leva em consideração a variabilidade, ignorada pelo método determinístico, possibilitando o cálculo do índice de confiabilidade da fundação, assim como sua probabilidade de ruína e real fator de segurança.

## 8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. NBR 6489: Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984a.

ABNT. NBR 7181: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de normas técnicas, 1984b.

ABNT. NBR 6459: Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de normas técnicas, 1984c.

ABNT. NBR 7180: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de normas técnicas, 1984d.

ABNT. NBR 6508: Determinação da massa específica dos grãos. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de normas técnicas, 1984e.

ABNT. NBR 9604: Abertura de Poços e Trincheiras para Coleta de Amostras. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1986.

ABNT. MB-3336: Solo - Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de normas técnicas, 1990.

ABNT. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de normas técnicas, 2010.

AHLVIN, R. G.; ULERY, H. H. Tabulated values for determining the complete pattern of stresses, strains, and deflections beneath a uniform circular load on a homogeneous half space. **Highway Research Board Bulletin**, v. 342, n. 1, 1962.

ALONSO, URBANO RODRIGUEZ. **Previsão e controle das fundações**. 1st ed., p.142. São Paulo: Edgard Blücher Ltda, 1991.

AOKI, N. **Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas**. p.44. Rio de Janeiro: Universidade Gama Filho, 1976.

BARATA, FERNANDO EMMANUEL. **Propriedades mecânicas dos solos: uma introdução ao projeto de fundações**. p.152. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1984.

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

BATEZINI, R.; DONATO, M.; THOMÉ, A.; CONSOLI, NILO CESAR. Montagem e execução de ensaios de placa em laboratório. Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul. **Anais...** p.5. Pelotas: ABMS, 2009.

BOLTON, M. D.; LAU, C. K. Vertical bearing capacity for circular and strip footings on Mohr-Coulomb soil. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 30, n. 46, p. 1024-1033, 1993.

BOWLES, J. E. Elastic foundation settlement on sand deposits. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, v. 113, n. 8, p. 846, 1987.

BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. 5th ed., p.1207. Singapura: McGraw-Hill, 1997.

BRIAUD, J.L. Introduction to soil moduli. **Geotechnical News**, , n. June, p. 1-8. Richmond, Canada, 2001.

BURLAND, J B; BURBIDGE, M. C. Settlement of foundations on sand and gravel. **Proceedings of Institution of Civil Engineers**, v. 78, n. December, p. 1325-1381, 1985.

BURLAND, J. B.; BURBIDGE, M. C. Settlement of foundations on sand and gravel. **Proceedings of Institution of Civil Engineers**, v. 78, n. 1, p. 1325-1381, 1985.

BUTTERFIELD, R. A natural compression law for soils. **Géotechnique**, v. 29, p. 469-480, 1979.

CERATO, A. B.; LUTENEGGER, A. J. Scale Effects of Shallow Foundation Bearing Capacity on Granular Material. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 10, p. 1192-1202, 2007.

CHERUBINI, C. Reliability evaluation of shallow foundation bearing capacity on  $c'$   $\phi'$  soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 37, n. 1, p. 264-269, 2000.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. 1st ed., p.134. São Carlos: Rima Editora, 2003.

CORRÊA, R. M. S.; THOMÉ, A. Análise da capacidade de carga de fundações superficiais apoiadas em materiais que apresentam ruptura por puncionamento. XXV Congresso Nacional de Matemática Aplicada e Computacional. **Anais...** . Nova Friburgo: SBMAC, 2002.

COSTA, Y. D.; CINTRA, J. C.; ZORNBERG, J. G. Influence of Matric Suction on the Results of Plate Load Tests Performed on a Lateritic Soil Deposit. **GEotechnical Testing Journal**, v. 26, n. 2, p. 1-9, 2003.

DAS, B. M. **Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement** New York. 2nd ed., p.325. Boca Raton: CRC Press, 1999.

DAS, B. M. **Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement**. 2nd ed., p.325. Boca Raton: CRC Press, 2009.

DEWAIKAR, D. M.; MOHAPATRO, B. G. Computation of Bearing Capacity Factor  $N_y$  Terzaghi's Mechanism. **International Journal of Geomechanics**, v. 3, n. September, p. 123-128, 2003.

DUARTE, L. N. **Análise de prova de carga instrumentada em uma sapata rígida**. Universidade Federal de Viçosa, 2006.

DUARTE, L. N.; MINETTE, E. Estudo das tensões e deformações do solo sob fundação superficial em verdadeira grandeza. 6º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. **Anais...** p.149-161. São Paulo: ABMS/ABEF/SINABEF, 2008.

DÉCOURT, L. Análise e projeto de fundações profundas: estacas. In: W. Hachich; F. F. Falconi; J. L. Saes; et al. (Eds.); **Fundações: Teoria e Prática**. 2nd ed., p.265-301. São Paulo: PINI, 1996.

DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A. R. Estabelecimento de curvas carga-recalque de fundações através de provas de carga em mini-placa. III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. **Anais...** . São Paulo, 1996.

FELLENIUS, B. H. Test loading of piles and new proof testing procedure. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, v. 101, n. GT-9, p. 866-869, 1975.

FELLENIOUS, B. H. Bearing Capacity of Footings and Piles — A Delusion ? DFI Annual Meeting. **Anais...** p.17. Deaborn, Michigan, 1999.

GRIFFITHS, D. V.; FENTON, G. A. Bearing capacity of spatially random soil : The undrained clay Prandtl problem revisited. **Geotechnique**, v. 51, n. 4, p. 351-359, 2001.

GRIFFITHS, D. V.; PREVOST, J. H. Stress Strain Generation from simple triaxial parameters. **International Journal for Numeric and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 24, n. January, p. 587-594, 1990.

HANSEN, J. B. A general formula for bearing capacity. **Danish Geotechnical Institute**, , n. 11, p. 10, 1961.

HANSEN, J. B. A revised and extended formula for bearing capacity. **Danish Geotechnical Institute**, , n. 28, p. 21, 1970.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing**. 2nd ed., p.425. Chichester: John Wiley & Sons, Inc, 1998.

JOPPERT JR., I. **Fundações e contenções em edifícios: qualidade total na gestão de projeto e execução**. 1st ed., p.221. São Paulo: PINI Ltda., 2007.

KONDNER, K. L. Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation**, v. 89, n. SM1, p. 114-143, 1963.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. p.553. New York: J. Wiley, 1969.

LIM, A. Development of Bearing Capacity Factor in Clay Soil with Normalized Undrained Shear Strength Behavior using The Finite Element Method. **Jurnal Teoretis dan Terapan Bidang Rekayasa Sipil**, v. 18, n. 2, p. 149-156, 2011.

MABROUKI, A.; BENMEDDOUR, D.; FRANK, R.; MELLAS, M. Numerical study of the bearing capacity for two interfering strip footings on sands. **Computers and Geotechnics**, v. 37, n. 4, p. 431-439. Elsevier Ltd. doi: 10.1016/j.compgeo.2009.12.007, 2010.

MELO, B. N. **Análise de Provas de Carga à Compressão à Luz do Conceito de Rigidez**. Campinas: Unicamp, 2009.

MEYERHOF, G. G. Shallow foundations. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Division1**, v. 91, n. 2, p. 21- 31, 1965.

MICHAELIS. Michaelis: Moderno dicionário da língua portuguesa. . São Paulo: Melhoramentos, Companhia, 1998.

MICHALOWSKI, R. L. An estimate of the influence of soil weight on bearing capacity using limit analysis. **Soils and Foundations**, v. 37, n. 4, p. 57-64, 1997.

MILITITSKY, J. Provas de carga estática. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais. **Anais...** p.203-228. São Paulo: ABMS, 1991.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, NILO CESAR; SCHNAID, F. **Patologia das Fundações**. p.207. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

MIOZZO, L. G.; PINHEIRO, R. J. B.; SOARES, J. M. D. Provas de carga em sapatas de concreto armado assentes em solo sedimentar da região de Santa Maria-RS. 6º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. **Anais...** p.139 -147. São Paulo: ABMS/ABEF/SINABEF, 2008.

NEGRO JR., A.; FERREIRA, A. A.; ALONSO, URBANO R.; LUZ, P. A. C. **Solos da cidade de São Paulo**. 1st ed., p.362. São Paulo: ABMS/ABEF, 1992.

NÁPOLES NETO, A. D. F. História das Fundações. In: W. Hachich; F. F. Falconi; J. L. Saes; et al. (Eds.); **Fundações - Teoria e Prática**. 2nd ed., p.751. São Paulo: PINI, 1998.

PERLOFF, W. H.; BARON, W. **Soil Mechanics: Principles and applications**. p.745. New York: J. Wiley, 1976.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos - (Exercícios Resolvidos)**. 3rd ed., p.112. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

RUSSI, D. **Estudo do comportamento de solos através de ensaios de placa de diferentes diâmetros**. Santa Maria/RS: Universidade Federal de Santa maria, 2007.

RUVER, C. A. **DETERMINAÇÃO DO COMPORTAMENTO CARGA- RECALQUE DE SAPATAS EM SOLOS RESIDUAIS A PARTIR DE ENSAIOS SPT**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.

SALES, L. F. P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1998.

SALGADO, R.; LYAMIN, A. V.; SLOAN, S. W.; YU, H. S. Two- and three-dimensional bearing capacity of foundations in clay. **Geotechnique**, v. 54, n. 5, p. 297-306, 2004.

SANTOS FILHO, W. M. DOS; NETO, S. F. S.; BURNETT, M. A.; LISBOA, R. L. L. Análise do Desempenho de Fundações Superficiais através de Métodos Teóricos , Ensaio de Prova de Carga e Ensaio SPT. Cobranseg 2008. **Anais...** p.640-648. Búzios: ABMS, 2008.

SCHMERTMANN, J. H. Static cone to compute static settlement over sand. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 96, n. SM3, p. 1012-1135, 1970.

SCHMERTMANN, J. H.; BROWN, P. R.; HATMAN, J. P. Improved strain influence factor diagrams. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, v. 104, n. GT8, p. 1131, 1978.

SHIN, E. C.; DAS, B. M. Developments in elastic settlement estimation procedures for shallow foundations on granular soil. **KSCCE Journal of Civil Engineering**, v. 15, n. 1, p. 77-89. doi: 10.1007/s12205-011-1028-9, 2010.

SZYPCIO, Z.; DOŁŻYK, K. The bearing capacity of layered subsoil. **Studia Geotechnica et Mechanica**, v. XXVIII, n. 1, p. 45-60, 2006.

TEIXEIRA, A. H. Correlação entre a capacidade de carga das argilas e a resistência a penetração. III Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. **Anais...** p.55-69. Belo Horizonte, 1966.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. DE. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: W. Hachich; F. F. Falconi; J. L. Saes; et al. (Eds.); **Fundações - Teoria e Prática**. p.751. São Paulo: PINI, 1998.

TEIXEIRA, C. Z.; ALBIEIRO, J. H.; CARVALHO, D. DE. Capacidade de carga de fundações rasas na região sul de minas. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais. **Anais...** p.1-8. São Paulo: ABMS, 1996.

TEIXEIRA, H. A. Projeto e execução de fundações. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais. **Anais...** p.1 - 18. São Paulo: ABMS, 1996.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. p.510. New York: John Wiley & Sons, Inc, 1943.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 2nd ed., p.729. New York: J. Wiley, 1967.

TEZCAN, S. S.; KECELI, A.; OZDEMIR, Z. Allowable Bearing Capacity of Shallow Foundations Based on Shear Wave Velocity. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 24, n. 1, p. 203-218. doi: 10.1007/s10706-004-1748-4, 2006.

THOMÉ, A.; DONATO, M.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, NILO C. Análise e Proposta de Método de Dimensionamento de Fundações Superficiais Apoiadas em Sistema de Dupla Camada ones Superficiais Apoyadas Sobre un Sistema de Doble Camada. **Solos e Rochas**, v. 26, n. 2, p. 141-163, 2003.

TRAUTMANN, C. H.; KULHAWY, F. H.; LONGO, V. J. CUFAD: a computer program for compression and uplift foundation analysis and design. *Foundation Engineering: Current Principles and Practices*. **Anais...** . New York: ASCE, 1989.

TSUHA, C. DE H. C. **Utilização de penetrômetro manual em solo colapsível e comparação com resultados de provas de carga em placa e em sapata**. Universidade de São Paulo, 2003.

UKRITCHON, B.; ASCE, M.; WHITTLE, A. J.; KLANGVIJIT, C. Calculations of Bearing Capacity Factor  $N_y$  Using Numerical Limit Analyses. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 129, n. 6, p. 468-474, 2003.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. 1st ed., p.226. São Paulo: Oficina de Textos, 2004.

VÉSIC, A. S. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 88, n. SM1, p. 45-73. American Society of Civil Engineers, 1973.

VÉSIC, A. S. Bearing capacity of shallow foundations. In: H. F. Winterkorn; H. Y. Fang (Eds.); **Foundation engineering handbook**. p.121-147. New York: Van Nostrand Reinhold Co., 1975.

VIANNA, A. P. F. **Análise de provas de carga estática em estaca pré-moldadas cravadas na cidade de Curitiba e Região Metropolitana**. USP São Carlos, 2000.

WIKIPEDIA. [http://pt.wikipedia.org/wiki/São\\_Caetano\\_do\\_Sul](http://pt.wikipedia.org/wiki/São_Caetano_do_Sul). .

WOODWARD, P. K.; BERENJI, A. P. Advanced numerical investigation of Terzaghi's superposition theory. **Advances in Engineering Software**, v. 32, n. 10-11, p. 797-804. doi: 10.1016/S0965-9978(01)00031-X, 2001.