



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Heitor Venâncio Conceição de Lima Batista

Considerações sobre aspectos gerais de projetos de fundações rasas e profundas

Florianópolis
2024

Heitor Venâncio Conceição de Lima Batista

Considerações sobre aspectos gerais de projetos de fundações rasas e profundas

Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Naloan Coutinho Sampa, Dr.

Florianópolis
2024

Ficha catalográfica gerada por meio de sistema automatizado gerenciado pela BU/UFSC.
Dados inseridos pelo próprio autor.

Batista, Heitor Venâncio Conceição de Lima
Considerações sobre aspectos gerais de projetos de
fundações rasas e profundas / Heitor Venâncio Conceição de
Lima Batista ; orientador, Naloan Coutinho Sampa, 2024.
138 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2024.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Projeto de fundações. 3. Métodos
de dimensionamento. 4. Investigação geotécnica. 5.
Desempenho de fundações. I. Sampa, Naloan Coutinho. II.
Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em
Engenharia Civil. III. Título.

Heitor Venâncio Conceição de Lima Batista

Considerações sobre aspectos gerais de projetos de fundações rasas e profundas

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil.

Florianópolis, 05 de julho de 2024.

Prof.^a Liane Ramos da Silva, Dra.
Coordenadora
Curso de Graduação em Engenharia Civil

Banca Examinadora

Prof. Naloan Coutinho Sampa, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.
Avaliador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.^a Stephanie Thiesen, Dra.
Avaliadora
Universidade Federal de Santa Catarina

Florianópolis, 2024.

Aos meus pais, Anderson e Eliz, que fizeram de seus
dias, os dias de seus filhos.

AGRADECIMENTOS

Esse trabalho de conclusão de curso possui muitos significados. Uma realização que não é só minha, mas de várias pessoas.

Agradeço aos meus pais, Anderson e Eliz, que me deram a oportunidade de trilhar meu caminho desde muito cedo, me apoiando, incentivando, aconselhando e não deixando dúvidas do quão grande é o amor deles por mim. Sem vocês, nada disso seria possível!

Aos meus irmãos, Helô, João e Mariana, fonte de motivação, memórias inesquecíveis, alegrias e muito orgulho. Não há como agradecer pela parceria e irmandade. Foi por vocês!

À minha avó Erotildes, cujo sonho era cursar Engenharia Civil. Que essa conquista irradie à sra. Obrigado por todo carinho e cuidado.

À minha prima Jéssica, minha irmã também, por todo apoio, momentos compartilhados e palavras de incentivo.

Mariana, minha namorada, agradeço por todo amor, aventuras, suporte e palavras de impulso. Meus dias são mais ensolarados e felizes ao teu lado.

Aos meus amigos, que em muitos momentos me motivaram a continuar mesmo não sabendo disso. Em especial, Alex, que me acompanha há mais tempo do que posso me recordar. Obrigado pelos momentos compartilhados, infinitas conversas e amizade.

À Universidade Federal de Santa Catarina, Universidade que me abraçou e proporcionou vivências indescritíveis. Que a Universidade Pública seja sempre livre, viva e pulsante!

Aos colegas de Nova Engevix, por todo conhecimento compartilhado e oportunidades de aprendizagem.

Agradeço ao meu orientador, Prof. Naloan Sampa, pelos conselhos, conversas e inspirações. Estendo os agradecimentos à banca, Prof. Rafael Higashi e Prof.^a Stephanie Thiesen, por aceitarem avaliar este trabalho.

Às estrelas, fonte de toda energia.

RESUMO

A necessidade permanente de fundações em obras de engenharia torna indispensável o seu dimensionamento e elaboração de projetos. Para isso, além do dimensionamento das fundações, compreender os aspectos que envolvem todos os critérios e condicionantes de projeto é crucial para a elaboração de um projeto eficiente, sustentável, seguro e econômico. Sob essa perspectiva, este trabalho aborda e discute os principais aspectos teórico-práticos da elaboração de projetos de fundações, com foco na perspectiva dos projetistas iniciantes. Para o seu desenvolvimento, realizou-se uma pesquisa bibliográfica do tipo exploratório, abrangendo diferentes tipos de trabalhos acadêmicos em diversos bancos de dados. Os trabalhos selecionados foram analisados e partes relevantes foram extraídas para alinhamento e confronto de ideias. Devido às limitações de tempo e espaço, o trabalho foi estruturado em seis capítulos sequenciais para facilitar a compreensão e apresentação das considerações. Com a elaboração do trabalho, é importante enfatizar que, mesmo para estruturas simples, a análise adequada da fundação não apenas garante a segurança, mas também pode reduzir custos e evitar problemas futuros. É fundamental que qualquer estrutura apoiada no solo, cuja ruptura possa resultar em perdas de vidas, e impactos econômicos e ambientais, tenha sua fundação projetada e executada sob o acompanhamento de um profissional qualificado. A elaboração de um bom projeto de fundações envolve decisões complexas e interação entre diferentes profissionais e não se resume a uma mera estimativa de capacidade de carga e recalques. O engenheiro de fundações deve possuir conhecimentos básicos de geologia e estruturas, colaborando com outros especialistas ao longo do processo de projeto. As normativas pertinentes devem ser consideradas em todas as fases da elaboração do projeto de fundações. O entendimento do comportamento do solo é crucial, exigindo planejamento adequado das investigações geotécnicas, interpretação precisa dos resultados, definição pertinente dos fatores de segurança face às incertezas envolvidas, uso racional dos métodos de dimensionamento e análise adequada do desempenho das fundações. Conclui-se que este trabalho pode ser de grande auxílio para projetistas iniciantes na elaboração de projetos de fundações.

Palavras-chave: projeto de fundações; fator de segurança; métodos de dimensionamento; investigação geotécnica; desempenho de fundações.

ABSTRACT

The ongoing need for foundations in civil engineering projects makes their design and planning essential. Beyond structural sizing, understanding the criteria and project constraints is critical to developing efficient, sustainable, safe, and cost-effective designs. This study focuses on theoretical and practical aspects of foundation design, particularly for novice designers. The research involved an exploratory literature review of various academic databases, analyzing selected papers to extract relevant insights and synthesize ideas. Due to time and space constraints, the study is divided into six sequential chapters to facilitate understanding and presentation of the considerations. It emphasizes that even for simple structures, proper foundation analysis ensures safety, reduces costs, and prevents future problems. It emphasizes the importance of qualified professional oversight for structures where foundation failure could result in loss of life and significant economic and environmental impacts. Effective foundation design requires complex decision-making and interdisciplinary collaboration, integrating geotechnical understanding, structural knowledge, and compliance with relevant standards throughout the design process. Comprehensive geotechnical investigations, accurate interpretation of results, proper determination of safety factors under uncertainty, rational use of design methods, and performance analysis are essential. This thesis concludes that it can significantly assist novice designers in the development of foundation projects.

Keywords: foundation design; safety factors; design methods; geotechnical investigation; foundation performance.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Fluxograma da metodologia do trabalho.	25
Figura 2 – Formatos de topografia.	27
Figura 3 – Classificação climatológica do Brasil segundo critério de Köppen.	28
Figura 4 – Ações atuantes na estrutura de edifícios.	29
Figura 5 – Estado limite último.	31
Figura 6 – Deslocamentos de uma estrutura.	32
Figura 7 – Terminologia de recalque total, diferencial e distorção angular.	32
Figura 8 – Valores de distorções angulares e danos correlatos.	33
Figura 9 – Principais tipos de fundações rasas.	34
Figura 10 – Bulbo de tensões.	35
Figura 11 – Tipos de ruptura.	36
Figura 12 – Materiais empregados em estacas.	37
Figura 13 – Métodos de fabricação de estacas.	38
Figura 14 – Classificação de estacas pelo distúrbio na instalação.	40
Figura 15 – Métodos de transferência de carga em estacas.	41
Figura 16 – Disposições típicas de fundações profundas em grupo.	42
Figura 17 – Superposição dos bulbos de tensões em fundações profundas.	43
Figura 18 – Eficiência de grupo em fundações profundas.	43
Figura 19 – Programa de investigação geotécnica.	44
Figura 20 – Terminologia para o ensaio <i>Standard Penetration Test</i> (SPT).	51
Figura 21 – Frequência de ensaios de penetração e cálculo de valores de N_{SPT}	51
Figura 22 – Variedade de tamanho de penetrômetros.	56
Figura 23 – Terminologia para os penetrômetros de cone.	57
Figura 24 – Equipamento de execução do ensaio de palheta.	61
Figura 25 – Pressiômetro tipo Ménard.	63
Figura 26 – Visão geral do equipamento utilizado no ensaio pressiométrico.	64
Figura 27 – Ábaco para estimar tensões admissíveis em fundações rasas sobre areia.	81
Figura 28 – Perfil do índice de deformação específica.	87
Figura 29 – Interpretações do perfil do índice de deformação específica.	89
Figura 30 – Variação de α em função de S_u/σ'_{v0} e IP	93
Figura 31 – Curvas de densidade de probabilidade de resistência e solicitação.	104
Figura 32 – Curva de probabilidade de ruína.	104
Figura 33 – Função margem de segurança.	104
Figura 34 – Ensaio de placa em solo não homogêneo.	110
Figura 35 – Detalhe esquemático de provas de carga estática.	114

Figura 36 – Detalhe esquemático de provas de carga estática composta por elementos de tração.	115
Figura 37 – Esquema de aquisição de dados e sua representação de provas de carga dinâmicas.	116

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Vantagens e desvantagens: métodos de cravação.	39
Quadro 2 – Vantagens e desvantagens: métodos de escavação.	39
Quadro 3 – <i>Checklist</i> para visita a campo.	46
Quadro 4 – Ensaaios <i>in situ</i> e suas aplicabilidades.	65
Quadro 5 – Fatores de segurança e coeficientes de ponderação para solicitações de compressão para fundações rasas.	70

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Estado de compacidade e consistência.	52
Tabela 2 – Classificação de solos e rochas segundo Clayton.	52
Tabela 3 – Valores de α para estimativa de E	54
Tabela 4 – Sensibilidade de argilas.	61
Tabela 5 – Parâmetros geotécnicos.	66
Tabela 6 – Valores mínimos para fatores de segurança parciais.	69
Tabela 7 – Sugestão de fatores de segurança parciais.	69
Tabela 8 – Sugestão de fatores de segurança globais.	69
Tabela 9 – Fatores de segurança parciais para tipos de estacas.	71
Tabela 10 – Fatores de segurança parciais para parâmetros do solo.	72
Tabela 11 – Fatores de segurança parciais para fundações rasas.	72
Tabela 12 – Fatores de forma.	78
Tabela 13 – Propostas para determinação de σ_r	83
Tabela 14 – Valores limites de recalque diferencial e total.	84
Tabela 15 – Coeficiente de Poisson.	85
Tabela 16 – Coeficiente de correlação K	88
Tabela 17 – Valores de α para valores de S_u e tipos de estaca.	94
Tabela 18 – Valores de α para valores de S_u/σ'_{v0}	94
Tabela 19 – Valores de K e α	97
Tabela 20 – Valores de $F1$ e $F2$	97
Tabela 21 – Valores de K e α	98
Tabela 22 – Valores de $F1$ e $F2$	98
Tabela 23 – Valores de K e α	99
Tabela 24 – Valores de $F1$ e $F2$	99
Tabela 25 – Valores de C	99
Tabela 26 – Valores de C para estacas escavadas com lama bentonítica.	100
Tabela 27 – Valores de α	100
Tabela 28 – Valores de β	100
Tabela 29 – Valores de α e β_T	102
Tabela 30 – Valores de α e β	103
Tabela 31 – Capacidades de diferentes ensaios em estacas e seus resultados obtidos.	111
Tabela 32 – Critérios para execução de provas de carga.	112

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i>
ASTM	<i>ASTM International</i>
CAPWAP	<i>Case Pile Wave Analysis Program</i> [®]
CASE	<i>CASE</i> [®]
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
CPTu	Ensaio de piezocone
DMT	Dilatômetro de Marchetti
EGDI	<i>European Geological Data Infrastructure</i>
EGS	<i>Euro Geo Surveys</i>
ELS	Estado limite de serviço
ELU	Estado limite último
EUA	Estados Unidos da América
Eurocode	<i>European Technical Standards</i>
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
LCPC	<i>Laboratoire central des ponts et chaussées</i>
NA	Nível d'água
NBR	Norma Brasileira
OCR	<i>Overconsolidation ratio</i>
PCCL	Prova de carga estática cíclica lenta
PCCR	Prova de carga estática cíclica rápida
PCE	Prova de carga estática lenta
PCM	Prova de carga estática mista
PCR	Prova de carga estática rápida
PDA	<i>Pile Driving Analyzer</i> [®]
PIT	<i>Pile Integrity Testing</i>
PMT	Ensaio pressiométrico
RSA	Razão de sobreadensamento
SBT	<i>Soil behaviour type</i>
SFL	Argilas fluviolagunares e de baías holocênicas
SGB	Serviço Geológico Brasileiro
SIG	Sistema de Informações Geográficas
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
USGS	<i>United States Geological Survey</i>

VST

Vane shear test

LISTA DE SÍMBOLOS

N_{SPT}	Índice de resistência à penetração
α	Coeficiente de adesão solo-estaca
S_u	Resistência ao cisalhamento não drenada
σ'_{v0}	Tensão geostática vertical efetiva
IP	Índice de plasticidade
E	Módulo de Young ou módulo de elasticidade
σ_r	Capacidade de carga última
K	Coeficiente de correlação para q_c
K	Fator de correção da ponta
α	Fator de correção do fuste
$F1$	Fator de correção de escala
$F2$	Fator de correção de execução
C	Fator de correção da ponta
α	Fator de correção da ponta
β	Fator de correção do fuste
α	Fator de correção da ponta
β_T	Fator de correção do fuste
α	Fator de correção do atrito lateral
β	Fator de correção da ponta
q_c	Resistência à penetração de ponta
ρ	Recalque estimado
ω	Inclinação da fundação
δ	Recalque diferencial da fundação
β	Distorção angular da fundação
B	Menor dimensão da fundação rasa
η_g	Fator de eficiência de grupo
Q_0	Capacidade do grupo de estacas
Q_p	Capacidade individual de uma estaca
n	Número de linhas do grupo de estacas
m	Número de colunas do grupo de estacas
\varnothing	Diâmetro da estaca
s	Espaçamento das estacas do grupo
N_p	Número de estacas do grupo
$N_{1,60}$	N_{SPT} corrigido para energia e nível de tensões
N_{60}	N_{SPT} corrigido para 60% da energia teórica de queda livre
C_N	Fator de correção decorrente da tensão efetiva de sobrecarga
D_r	Densidade relativa

φ	Ângulo de atrito interno
p_{atm}	Pressão atmosférica
f_s	Resistência por atrito lateral
u	Poropressão
q_t	Resistência à penetração de ponta corrigida
u_2	Poropressão do piezocone
a	Fator de área líquida
A_n	Área de atuação da poropressão no cone
A_q	Área máxima do cone
R_f	Razão de atrito do cone
Q_t	Resistência do cone normalizada
u_0	Poropressão hidrostática
B_q	Poropressão do cone normalizada
F_r	Razão de atrito normalizada
I_c	Índice de classificação do material
K_0	Coeficiente de empuxo no repouso
φ'	Ângulo de atrito interno efetivo
M	Módulo oedométrico
G	Módulo cisalhante
OCR	Razão de sobreadensamento
S_t	Sensibilidade da argila
K	Coeficiente de adensamento
C_h	Coeficiente de adensamento horizontal
γ'	Peso específico
c'	Coesão efetiva
LL	Limite de liquidez
T_{max}	Torque máximo
D_p	Diâmetro da palheta
S_{ur}	Resistência ao cisalhamento não drenada amolgada
μ	Fator empírico de correção de S_u
$S_{u,cor}$	Resistência ao cisalhamento não drenada corrigida
k	Condutividade hidráulica
p_0	Primeira leitura DMT corrigida
p_1	Segunda leitura DMT corrigida
I_D	Índice do material
K_D	Índice de tensão horizontal
E_D	Módulo dilatométrico
C_c	Índice de compressão
C_r	Índice de recompressão

C_d	Índice de descompressão
E_u	Módulo de Young ou módulo de elasticidade não drenado
FS	Fator de segurança
τ	Resistência cisalhante do solo
S	Solicitações no solo
$\tau_{parcial}$	Resistências considerando fatores de segurança parciais
$S_{parcial}$	Solicitações considerando fatores de segurança parciais
σ_{adm}	Capacidade de carga admissível
D	Profundidade de assentamento fundação rasa
q	Sobrecarga
L	Comprimento da fundação rasa
N_c	Fator de capacidade de carga relacionado com a coesão
N_q	Fator de capacidade de carga relacionado com a sobrecarga
N_γ	Fator de capacidade de carga relacionado com o peso específico
c	Coesão
E_p	Empuxo passivo
α	Ângulo entre a superfície de ruptura e a base da fundação rasa
c^*	Coesão para ruptura local
φ^*	Ângulo de atrito para ruptura local
S_c	Fator de forma relacionado com a coesão
S_q	Fator de forma relacionado com a sobrecarga
S_γ	Fator de forma relacionado com o peso específico
d_c	Fator de profundidade relacionado com a coesão
d_q	Fator de profundidade relacionado com a sobrecarga
d_γ	Fator de profundidade relacionado com o peso específico
K_p	Coeficiente de empuxo passivo
A'	Área fictícia da fundação rasa
B'	Largura fictícia da fundação rasa
L'	Comprimento fictício da fundação rasa
e_B	Excentricidade na direção da largura da fundação rasa
e_L	Excentricidade na direção do comprimento da fundação rasa
i_c	Fator de inclinação de carga relacionado com a coesão
i_q	Fator de inclinação de carga relacionado com a sobrecarga
i_γ	Fator de inclinação de carga relacionado com o peso específico
g_c	Fator de inclinação do terreno relacionado com a coesão
g_q	Fator de inclinação do terreno relacionado com a sobrecarga
g_γ	Fator de inclinação do terreno relacionado com o peso específico
b_c	Fator de inclinação da base relacionado com a coesão
b_q	Fator de inclinação da base relacionado com a sobrecarga

b_γ	Fator de inclinação da base relacionado com o peso específico
q_{adm}	Tensão admissível
A_h	Área da placa utilizada no ensaio de prova de carga
q_1	Capacidade de carga no interior da placa de carga
ρ_h	Perímetro da placa utilizada no ensaio de placa de carga
q_2	Cisalhamento na borda da placa de carga
δ_{max}	Recalque diferencial máximo da fundação
ρ_{max}	Recalque estimado máximo
q	Pressão média aplicada
ν	Coefficiente de Poisson
I_s	Fator de forma e rigidez da fundação rasa
I_d	Fator de profundidade da fundação rasa
I_h	Fator de espessura da camada compressível
ε_z	Deformação específica
I_ε	Índice de deformação específica
ρ_f	Recalque final estimado
C_1	Fator de correção para embutimento da fundação rasa
C_2	Fator de correção para deformações viscosas da fundação rasa
t	Tempo para cálculo de estimativa de recalques
K	Constante entre a tensão confinante e a tensão efetiva no ensaio triaxial
E_0	Módulo de Young ou módulo de elasticidade na base da fundação rasa
Q_{ult}	Capacidade de carga da estaca
W	Peso próprio da fundação
$Q_{P,ult}$	Capacidade de carga da ponta
$Q_{L,ult}$	Capacidade de carga do fuste
A_P	Área da ponta
$q_{P,ult}$	Capacidade unitária da ponta
A_L	Área do fuste
$\tau_{L,ult}$	Capacidade unitária do fuste
U	Perímetro do fuste da estaca
Δ_L	Comprimento unitário da estaca
L	Comprimento do fuste
β	Coefficiente de adesão solo-estaca
c_a	Aderência entre a estaca e o solo
σ'_h	Tensão horizontal efetiva
δ	Ângulo de atrito da interface solo-estaca
K_s	Coefficiente de tensão lateral do solo
σ'_v	Tensão vertical efetiva
$\bar{N}_{SPT,P}$	Média do índice de resistência à penetração da ponta

$\bar{N}_{SPT,L}$	Média do índice de resistência à penetração do fuste
$q_{P,s}$	Resistência da ponta superior
$q_{P,i}$	Resistência da ponta inferior
\bar{N}_{SPT}	Média do índice de resistência à penetração
Q_{adm}	Capacidade de carga admissível
F_d	Força de reação do amostrador SPT no solo
$q_{P,SPT}$	Resistência unitária da ponta
$F_{d,P}$	Parcela da ponta da força de reação do amostrador
a_p	Área de ponta do amostrador
$\tau_{L,SPT}$	Resistência unitária de atrito lateral
$F_{d,L}$	Parcela do atrito lateral da força de reação do amostrador
a_l	Soma das áreas lateral externa e interna do amostrador
τ_{med}	Média das resistência cisalhante do solo
σ_r	Desvio padrão da resistência cisalhante do solo
S_{med}	Média das solicitações no solo
σ_S	Desvio padrão das solicitações no solo
p_f	Probabilidade de ruína
f_{yk}	Resistência característica de escoamento do aço

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	21
1.1	JUSTIFICATIVA	23
1.2	OBJETIVOS	23
1.2.1	Objetivo geral	24
1.2.2	Objetivos específicos	24
1.3	LIMITAÇÕES	24
1.4	METODOLOGIA	24
1.5	ESTRUTURA DO TRABALHO	25
2	CONCEITOS GERAIS	27
2.1	OBRAS DE FUNDAÇÕES	27
2.2	FUNDAÇÕES RASAS	32
2.3	FUNDAÇÕES PROFUNDAS	34
2.3.1	Fundações profundas em estacas	35
2.3.2	Fundações profundas em tubulões	40
2.3.3	Efeito de grupo em fundações profundas	41
2.4	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	42
2.4.1	Standard Penetration Test (SPT)	50
2.4.2	Ensaio de cone (CPT) e piezocone (CPTu)	55
2.4.3	Ensaio de palheta	60
2.4.4	Ensaio pressiométricos e dilatométricos	62
2.4.5	Ensaio de laboratório	64
2.5	FATORES DE SEGURANÇA	67
2.6	CONSIDERAÇÕES	72
3	DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES RASAS	76
3.1	CAPACIDADE DE CARGA ÚLTIMA	76
3.1.1	Métodos racionais	76
3.1.1.1	Método de Terzaghi	76
3.1.1.2	Método de Meyerhof	78
3.1.1.3	Método de Brinch-Hansen	80
3.1.2	Métodos semiempíricos	80
3.1.2.1	Método de Terzaghi e Peck	80
3.1.2.2	Método de Teixeira	81
3.1.2.3	Método de De Mello	82
3.1.2.4	Método de Teixeira e Godoy	82
3.1.2.5	Formulação de Skempton adaptada por Teixeira	82
3.1.3	Métodos empíricos	83
3.1.3.1	Método de Housel	83

3.2	RECALQUES	84
3.2.1	Métodos racionais	84
3.2.1.1	Teoria da Elasticidade	84
3.2.1.2	Métodos numéricos	86
3.2.2	Métodos semiempíricos	86
3.2.2.1	Método de Schmertmann	86
3.2.3	Métodos empíricos	88
3.2.3.1	Método de Burmister	88
3.3	CONSIDERAÇÕES	89
4	DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS	91
4.1	CAPACIDADE DE CARGA ÚLTIMA	91
4.1.1	Métodos racionais	92
4.1.1.1	Carga unitária lateral	92
4.1.1.2	Carga unitária da ponta	95
4.1.2	Métodos semiempíricos	95
4.1.2.1	Método de Aoki-Velloso	96
4.1.2.2	Método de Décourt-Quaresma	98
4.1.2.3	Método de Teixeira	101
4.1.2.4	Método da UFRGS	102
4.1.3	Métodos empíricos	103
4.1.3.1	Análise probabilística de ruína	103
4.2	RECALQUES	104
4.3	CONSIDERAÇÕES	106
5	DESEMPENHO DE FUNDAÇÕES	108
5.1	PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS	113
5.2	PROVAS DE CARGA DINÂMICAS	115
5.3	MONITORAMENTOS ADICIONAIS PARA ANÁLISE DE DESEMPE- NHO	116
5.4	CONSIDERAÇÕES	117
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	119
6.1	PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS	120
	REFERÊNCIAS	121
	APÊNDICE A – FLUXOGRAMA DE PROJETO DE FUNDAÇÕES	137

1 INTRODUÇÃO

Elementos de fundações, sejam rasas ou profundas, são essenciais em obras de edifícios, pontes, viadutos, estruturas *offshore*, entre outros, com o objetivo de transmitir a carga da superestrutura para o solo de fundação. Devido à heterogeneidade do subsolo e à influência da água no seu comportamento, diversos tipos de fundações com características e comportamentos distintos são empregados. A seleção da solução mais econômica, eficiente, sustentável e segura é uma tarefa complexa, que depende de vários fatores e da intervenção de profissionais de diversas áreas.

As cargas aplicadas aos elementos de fundação variam e nem sempre são apenas de compressão ou possuem a mesma magnitude. Há pilares que suportam cargas maiores e outros menores, exigindo cuidados específicos dependendo da diferença de magnitude entre elas. Os elementos de fundação devem ser dimensionados para suportar qualquer tipo de carga, incluindo cargas horizontais, cargas de tração e momentos causados por excentricidade. Essas cargas podem variar ao longo da vida útil da estrutura devido à ação do vento, eventos sísmicos e à interação solo-estrutura. Portanto, é crucial que o engenheiro de fundações possua conhecimento básico em disciplinas relacionadas às estruturas, permitindo uma interação eficaz com engenheiros estruturais.

As obras podem ser executadas em qualquer local, incluindo regiões com diferentes topografias, classificações climáticas, geomorfologias, comportamentos de solos e rochas, e condições hidrológicas. Assim, é necessário que o engenheiro tenha um sólido conhecimento em Mecânica dos Solos e Fundações, além de um conhecimento básico em Geologia e a capacidade de interagir com profissionais de áreas afins, incluindo geólogos.

Os materiais do subsolo, caracterizados pela sua heterogeneidade e pela interação com os elementos de fundações neles embutidos, devem ser adequadamente investigados por meio de ensaios. O objetivo é delinear o perfil geológico-geotécnico, classificar os materiais das camadas, definir intervalos de valores dos parâmetros de interesse, identificar a posição do nível d'água e reconhecer outras condições especiais. Um bom projeto de fundações depende fundamentalmente da qualidade dos resultados obtidos na campanha de investigação geotécnica.

A definição dos principais ensaios de campo e laboratório numa campanha de investigação geotécnica depende de vários fatores, incluindo as características da obra (tamanho, magnitude e distribuição de cargas) e o comportamento do solo local identificado nas investigações preliminares ou nos estudos de escritório.

Em obras simples, especialmente em regiões remotas, a realização de ensaios antes da execução é frequentemente negligenciada. Mesmo em áreas urbanas, muitas obras economizam na investigação geotécnica, limitando-se a poucos ensaios SPT.

Contudo, em grandes obras que envolvem extensas áreas com solos de diferentes comportamentos, o planejamento de uma campanha de investigação geotécnica adequada é desafiador. Portanto, é essencial que o engenheiro de fundações esteja envolvido na tomada das principais decisões, garantindo a eficácia e segurança do projeto.

Aliada a uma boa campanha de investigação, a interpretação adequada dos resultados dos ensaios é crucial para compreender o comportamento dos materiais e determinar os parâmetros de interesse. Diversas metodologias teóricas, semiempíricas e empíricas, disponíveis na literatura, são utilizadas para relacionar grandezas medidas nos ensaios com os parâmetros geotécnicos desejados. A experiência do engenheiro é indispensável nessa etapa devido às particularidades dos métodos desenvolvidos em diferentes contextos e tipos de solo. Métodos distintos geralmente apresentam resultados variados, exigindo a aplicação de estatísticas para definir valores médios, desvios padrão e faixas de variação dos parâmetros.

Além do comportamento dos materiais do subsolo, condições de saturação do solo e características da obra, outros aspectos são considerados na definição das melhores soluções de fundação. Estes incluem a disponibilidade de equipamentos, domínio da técnica executiva, prazos construtivos, custo, sustentabilidade, eficiência e segurança. A decisão é complexa e envolve diversos agentes, sendo comum a seleção de mais de uma solução viável.

Das soluções selecionadas, o engenheiro de fundações inicia o processo de dimensionamento geotécnico, definindo as dimensões, quantidade e distribuição dos elementos de fundação. Em seguida, quantifica as cargas e recalques, utilizando métodos de previsão adequados e aplicando fatores de segurança necessários para garantir a estabilidade e a eficiência do projeto.

Essa fase exige do engenheiro o domínio dos métodos de dimensionamento, especialmente no que tange aos parâmetros de entrada, fatores de segurança e limitações dos métodos. Embora a prática brasileira de dimensionamento de fundações profundas esteja consolidada em métodos semiempíricos baseados nos resultados do ensaio SPT, é fundamental que o engenheiro compreenda plenamente as hipóteses e limitações desses métodos. É recomendável utilizar mais de um método no processo de dimensionamento para a mesma solução de fundação, visando à comparação e validação dos resultados.

As incertezas presentes em diferentes fases de um projeto de fundações demandam uma análise de desempenho rigorosa. Ensaio de placa em fundações rasas, provas de carga e ensaios *Pile Integrity Testing* (PIT) em fundações profundas são ferramentas valiosas para aprimorar os métodos de dimensionamento, otimizar o projeto, reduzir custos e tempo, além de mitigar possíveis patologias nas fundações. Quando necessário, o engenheiro de fundações deve ser capaz de solicitar e interpretar essas análises de desempenho.

Os desafios descritos acima evidenciam a complexidade de elaborar um bom projeto de fundações, que não consiste somente em estimar capacidade de carga e recalque a partir de um dado método. É evidente que a maioria das etapas mencionadas são realizadas predominantemente em obras grandes, complexas ou com altos riscos envolvidos. Em obras simples e comuns, essas etapas são frequentemente simplificadas ou desconsideradas.

Este trabalho se concentra na revisão bibliográfica para apresentar e discutir alguns tópicos relevantes no processo de elaboração de projetos de fundações. Não se pretende cobrir todos os aspectos de um projeto de fundações sob a ótica de um especialista, mas fornecer um material básico para alunos e engenheiros que estão tendo seu primeiro contato com projetos de fundações geotécnicas.

Paralelamente, busca-se elucidar alguns aspectos críticos que mostram como a má interpretação das condicionantes, uma investigação geotécnica deficiente e insuficiente, a interpretação equivocada dos resultados, a estimativa incorreta dos parâmetros, um dimensionamento inadequado e a falta de acompanhamento das obras de fundações podem levar a um desempenho insatisfatório das fundações, conforme apontam Milititsky, Consoli e Schnaid (2008).

1.1 JUSTIFICATIVA

A literatura nacional e internacional sobre o dimensionamento de fundações rasas e profundas é extensa e especializada. Portanto, este trabalho não pretende substituí-la ou servir como referência definitiva para a elaboração de projetos de fundações.

A principal justificativa para a elaboração deste estudo é abordar e discutir, de forma concisa e direta, os conceitos essenciais para a elaboração de um projeto de fundação, auxiliando os alunos e engenheiros que estão tendo seu primeiro contato com projetos de fundações geotécnicas.

No âmbito da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), este trabalho pode ser particularmente útil para os alunos de Engenharia Civil matriculados nas disciplinas de Fundações e Tópicos Avançados em Fundações, bem como para aqueles que desenvolvem Projetos Integradores focados na área de fundações.

1.2 OBJETIVOS

Os objetivos deste trabalho foram divididos em geral e específicos e são descritos a seguir.

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é abordar e discutir os principais aspectos teórico-práticos presentes na literatura para a elaboração de projetos de fundações, com foco na perspectiva dos projetistas iniciantes.

1.2.2 Objetivos específicos

Para atingir o objetivo geral, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- a) Apresentar e discutir os requisitos básicos para a elaboração de projetos de fundações;
- b) Apresentar e discutir as premissas básicas das investigações geotécnicas de campo e de laboratório, bem como a definição dos fatores de segurança dos projetos;
- c) Apresentar e discutir as particularidades dos principais métodos de dimensionamento de fundações rasas e profundas;
- d) Apresentar e discutir os requisitos para a análise do desempenho de fundações rasas e profundas.

1.3 LIMITAÇÕES

Este trabalho focou-se em tópicos fundamentais para a concepção de projetos de fundações em nível de graduação. Portanto, não contempla temas relacionados a carregamento de tração, carregamento lateral, sismos, interação solo-estrutura, nem métodos de dimensionamento baseados nos ensaios Ensaio de piezocone (CPTu), Dilatômetro de Marchetti (DMT) e Ensaio pressiométrico (PMT). Além disso, não são abordados tópicos referentes aos solos siltosos, colapsáveis, expansíveis e solos suscetíveis ao colapso.

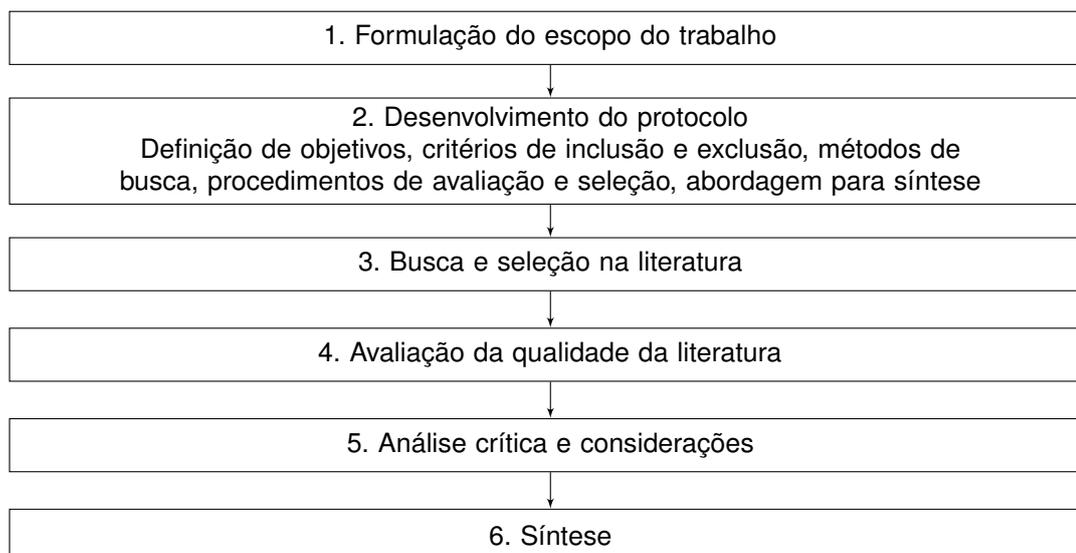
1.4 METODOLOGIA

O trabalho foi desenvolvido seguindo uma revisão sistemática de pesquisa exploratória qualitativa, que incluiu a identificação, avaliação e síntese dos principais conceitos relacionados ao projeto de fundações, conforme o escopo do estudo. A Figura 1 apresenta um fluxograma que ilustra as etapas metodológicas do trabalho.

O primeiro item aborda a formulação do escopo do trabalho. O segundo item, desenvolvimento do protocolo, envolve a definição dos critérios de inclusão e exclusão dos trabalhos de referência, os métodos de busca utilizados, os processos de avaliação e seleção, e a definição da estrutura da síntese.

Como referencial normativo, foram utilizadas as normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), do *European Technical Standards* (Eurocode), da

Figura 1 – Fluxograma da metodologia do trabalho.



Fonte: Elaboração própria (2024).

American Society of Civil Engineers (ASCE) e da *ASTM International (ASTM)*. Os materiais de busca na literatura incluíram dissertações, teses, livros, artigos de revistas científicas, trabalhos de congresso, normas técnicas e manuais, abrangendo documentos em língua portuguesa e inglesa.

A avaliação dos materiais considerou o impacto das publicações no campo de estudo, sua relevância para os objetivos do trabalho, o embasamento teórico fornecido e as inovações introduzidas nos tópicos analisados.

A compilação e a avaliação dos materiais visaram sua apresentação de forma a cobrir os temas propostos no trabalho, construindo uma dinâmica integrativa através de formulações argumentativas e contra-argumentativas. Ao final da exposição, foram apresentadas considerações relevantes sobre o tema. A síntese consiste na consolidação dessas considerações.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho está organizado em seis capítulos, sendo dispostos seguindo a estruturação:

1. Introdução: apresenta o tema e os objetivos do trabalho, além de justificativa, metodologia e a estrutura do trabalho;
2. Conceitos gerais: aborda os principais fundamentos para a concepção de projetos básicos de fundações, premissas de investigações geotécnicas e determinação de fatores de segurança;
3. Fundações rasas: explora os principais métodos de dimensionamento de fundações rasas;

4. Fundações profundas: explora os principais métodos de dimensionamento de fundações profundas;
5. Desempenho de fundações: aborda os principais critérios envolvidos na análise do desempenho de fundações;
6. Considerações finais: apresenta as conclusões gerais do estudo e as sugestões para trabalhos futuros.

2 CONCEITOS GERAIS

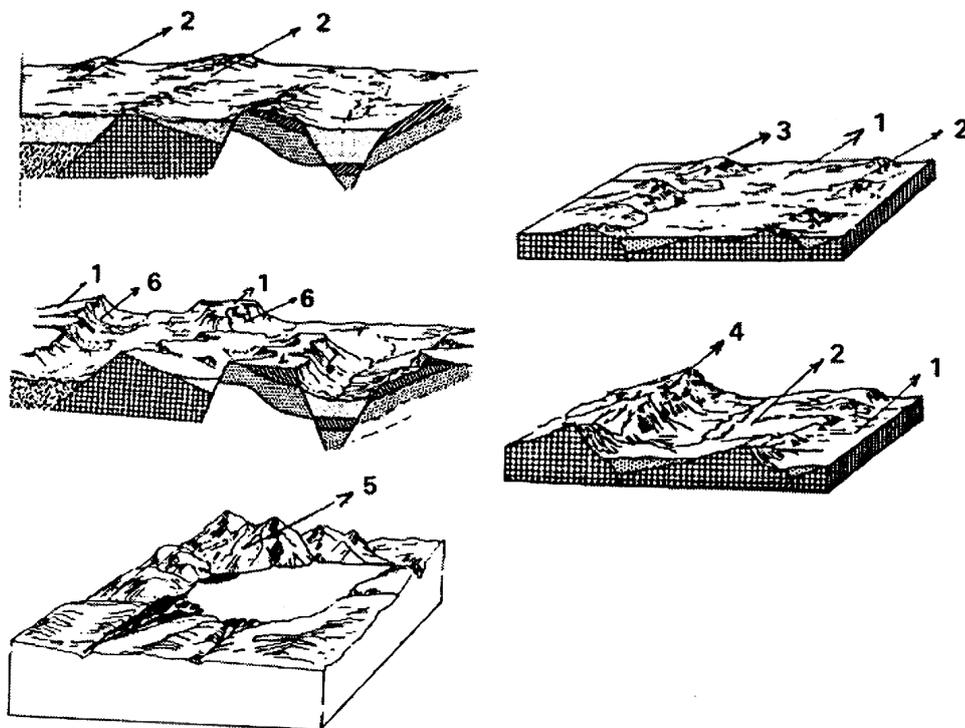
2.1 OBRAS DE FUNDAÇÕES

Entender um projeto de fundações para propor soluções pertinentes requer um profundo conhecimento dos elementos de projeto, o que demanda uma fusão entre ciência e arte. Para tanto, o engenheiro de fundações deve estar a par das características do projeto, além de possuir experiência e conhecimento para adequar os critérios que sejam necessários.

Os principais elementos que compõem um projeto de fundações podem ser divididos em quatro grupos: local da obra, propriedades do subsolo, características da estrutura e as construções circundantes.

Como local da obra, o fator topografia influi de maneira substancial na concepção do projeto (Ceddia *et al.*, 2009). Além de referenciar os elementos da obra quanto aos sistemas de referências geodésicos, realizar a avaliação da topografia permite elaborar as concepções de soluções. Topografias planas apresentam facilidades quando comparadas às topografias onduladas ou escarpadas. A Figura 2 apresenta os principais formatos de topografia.

Figura 2 – Formatos de topografia.



Fonte: Santos *et al.* (2005).

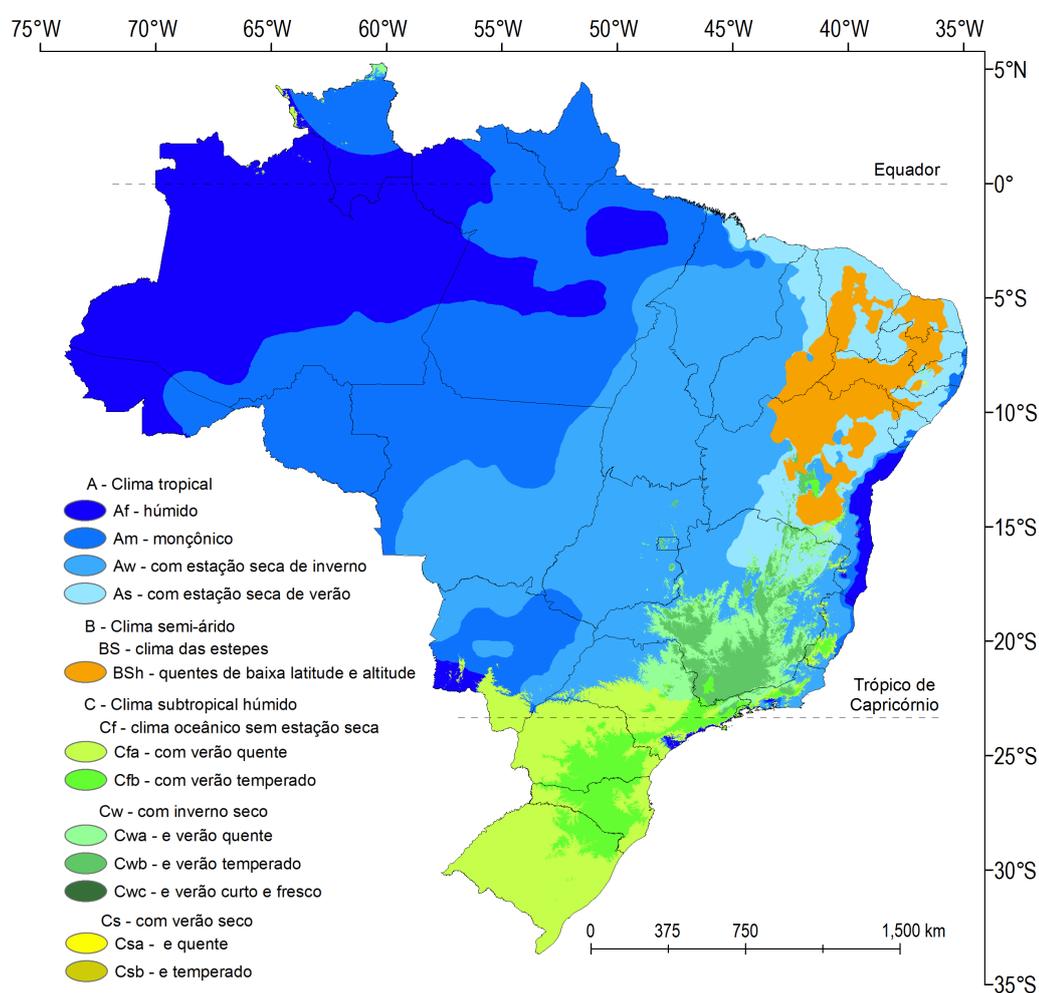
Nota: 1) plano; 2) suave ondulado; 3) ondulado; 4) forte ondulado; 5) montanhoso; e 6) escarpado.

Desta análise, poderão ser verificadas regiões de taludes ou encostas no terreno

(ou em seu arredor) que possam causar prejuízos ou acidentes à obra. Segundo Gerscovich (2016) e Fiori (2015), talude é qualquer superfície inclinada de maciço de solo ou rocha. Quando natural se denomina encosta.

Outro fator importante para análise do local da obra é o clima (Steinke, 2012). Na Figura 3, é ilustrada a diversidade dos sistemas climáticos presentes no Brasil. O entendimento do regime de precipitação permite adequação de métodos, processos e materiais utilizados para corresponder ao período que a obra se desenvolverá, evitando períodos de alto volume de chuvas. Períodos de cheia de calhas de cursos d'água adjacentes à obra devem ser notados e evitados.

Figura 3 – Classificação climatológica do Brasil segundo critério de Köppen.



Fonte: Alvares *et al.* (2013).

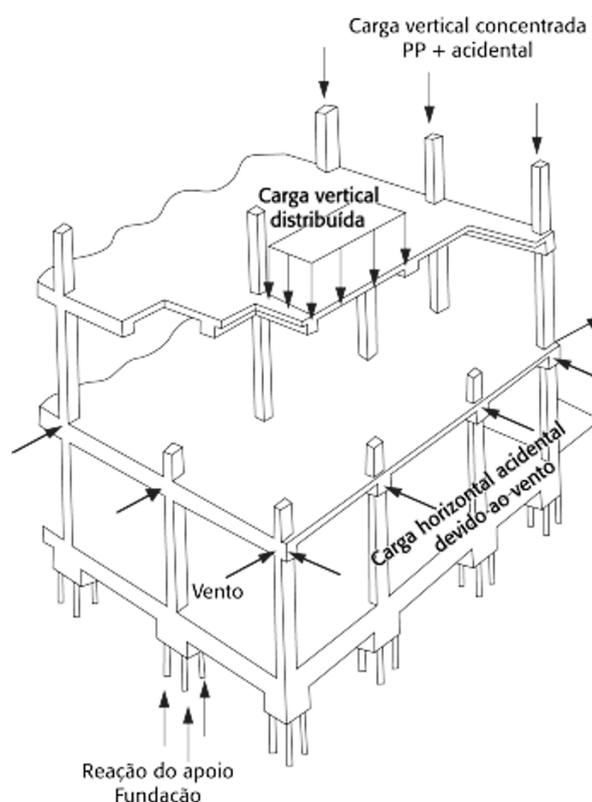
Conforme Florenzano (2008), os movimentos de massa possuem capacidade de produzir danos materiais e humanos catastróficos. Estudar a geomorfologia do local permite verificar a evolução de processos erosivos e assinalar quanto à sua influência na obra.

Acerca do subsolo, o componente primordial são as investigações geológicas-geotécnicas. Explorar e conhecer o subsolo da fundação é crucial para a concepção

de projetos de fundações. Esse assunto é abordado detalhadamente na Seção 2.4.

A estrutura sobre a fundação e suas características devem ser tratadas detalhadamente e não apenas os carregamentos que dela provém, como apresentado na Figura 4. É justificado entender qual será a concepção estrutural, no caso de edifícios, verificar quantos pavimentos serão construídos, presença de pavimentos em subsolo e sistemas de contenção de solo. Voltado à estrutura, entender qual o tipo de carregamento será solicitado permite avaliar critérios de deformações e projetar a fundação para tais (Machado, 2010).

Figura 4 – Ações atuantes na estrutura de edifícios.



Fonte: Campos (2015).

Em ambientes urbanos, locais com concentração de edifícios, conceber um projeto de fundações que não seja impactado pela vizinhança é uma tarefa desafiadora. Nesse sentido, Milititsky (2016) cita que, com a diminuição dos espaços disponíveis nos centros urbanos, há a necessidade de escavações e obras de contenções profundas.

As escavações provocam movimentos de solo, alterando o estado inicial de tensões que, dependendo das características do solo e sensibilidade quanto à recalques das estruturas vizinhas, geram deformações que prejudicam a segurança e utilização dos espaços (Honório, 2021).

Complementarmente, verifica-se os níveis de carregamento aplicados e a capacidade de suporte com estudo expedito do solo. Níveis de tensões baixos podem

ser tratados primeiramente como fundações rasas, enquanto níveis de tensões altos podem direcionar para soluções em fundações profundas.

A concepção de um projeto de fundações tem como critérios (Velloso; Lopes, 1998):

- Atender aos níveis de deformações aceitáveis sob as condições de trabalho;
- Garantir a segurança quanto à ruptura do elemento geotécnico (estabilidade externa);
- Garantir a segurança quanto à ruptura do elemento estrutural (estabilidade interna).

O critério de deformações está associado ao Estado limite de serviço (ELS), enquanto a estabilidade externa e interna está relacionada com o Estado limite último (ELU). Define-se como ELS a ocorrência de danos localizados, de caráter estético ou de durabilidade da estrutura, deformações ou deslocamentos excessivos que afetem a estrutura e vibrações excessivas. O ELU é caracterizado como o colapso da estrutura devido à perda de equilíbrio como corpo rígido, plastificação de elementos estruturais ou seções e ruptura de ligações (NBR 8681, ABNT (2004)). Na Figura 5 são apresentadas algumas configurações de ELU.

Há quatro principais tipos de movimentos de uma fundação (Velloso; Lopes, 1998). Os tipos de deslocamentos são apresentados na Figura 6, assim como a terminologia de recalques na Figura 7.

- Recalques, ρ : deslocamento total experimentado por qualquer ponto da fundação;
- Inclinação, ω : rotação de corpo rígido da estrutura;
- Recalques diferenciais, δ : diferença do valor de recalque entre dois pontos;
- Distorção angular da fundação, β : rotação do segmento de reta entre dois pontos.

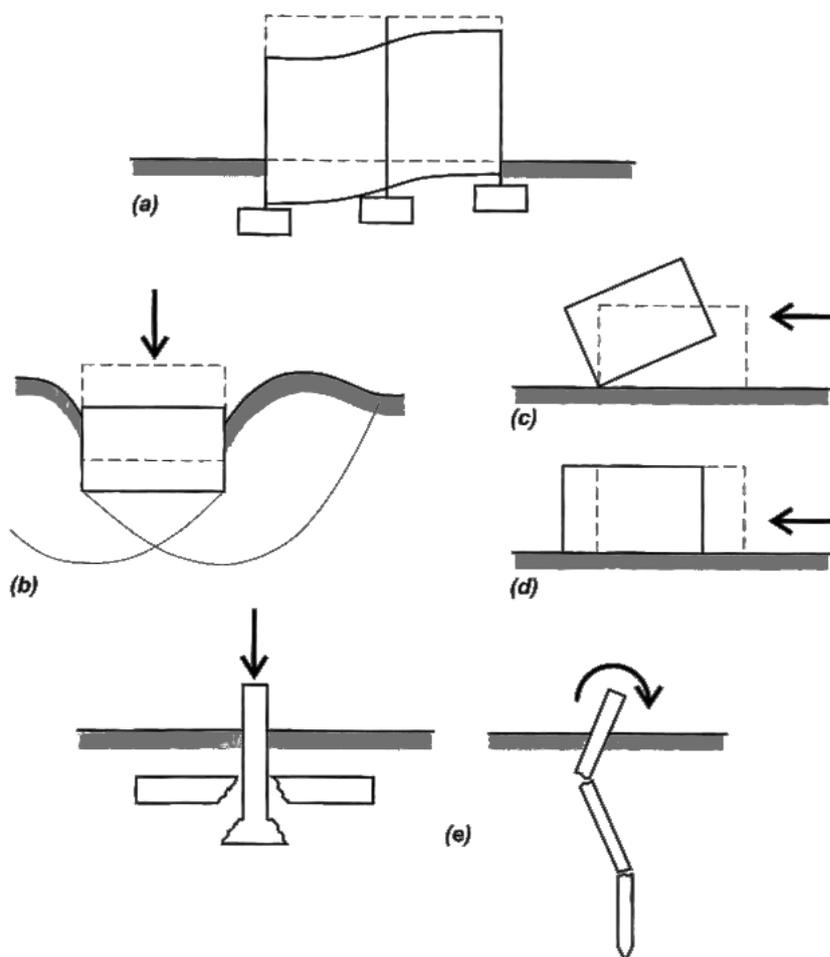
Para cada tipo de estrutura e seus requisitos, há necessidade de avaliar quais serão as distorções angulares permitidas para o edifício. Na Figura 8 são apresentados alguns valores de distorções com o respectivo dano associado.

Salgado (2022) atribui à escolha do tipo de fundação às informações coletadas nas investigações geotécnicas (Seção 2.4), realizando considerações que permitam avaliar o desempenho, a construtibilidade e o custo da fundação. As primeiras informações das investigações poderão balizar dimensionamento preliminar de soluções.

Alguns dos itens que podem ser avaliados:

- Presença de Nível d'água (NA) elevado: escavações de fundações rasas podem exigir soluções complexas de rebaixamento de NA;

Figura 5 – Estado limite último.

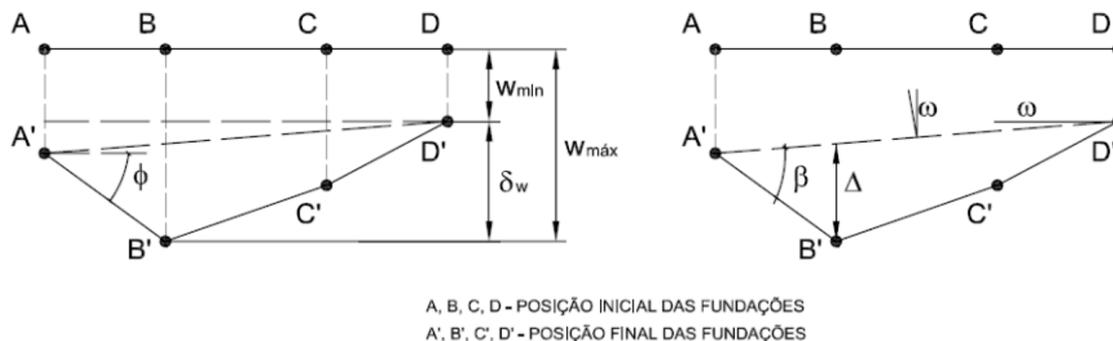


Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Nota: (a) deformações excessivas, (b) colapso do solo, (c) tombamento, (d) deslizamento e (e) colapso estrutural.

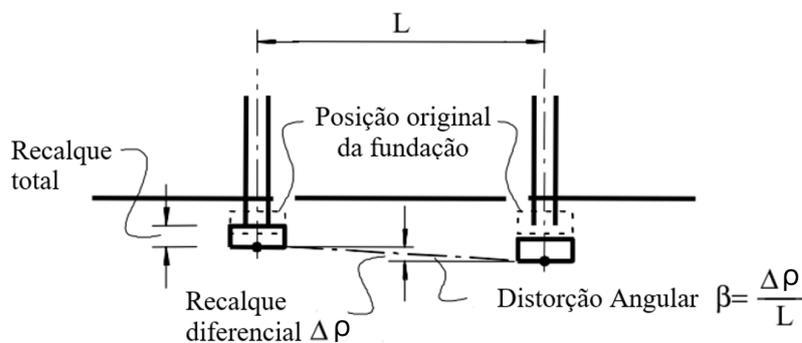
- Presença de matacões ou bloco de rochas: impedem cravação de estacas e alguns métodos de escavação;
- Fatores regionais econômicos: determinado material (concreto, aço, madeira) pode possuir custos de aquisição e transporte mais vantajosos economicamente;
- Disponibilidade: de equipamentos, mão-de-obra ou material;
- Prazos: soluções podem possuir tempos de construção não aceitáveis;
- Acesso: se situada em terreno de difícil acesso poderá dificultar ou impedir chegada de equipamentos;
- Edificações vizinhas: não poderá ser concebido solução que desestabilize a fundação de edifícios vizinhos;

Figura 6 – Deslocamentos de uma estrutura.



Fonte: ISE (1989 apud Savaris, 2008).

Figura 7 – Terminologia de recalque total, diferencial e distorção angular.



Fonte: Poulos, Carter e Small (2001).

- Sustentabilidade: não considerar soluções que violam aspectos básicos de sustentabilidade.

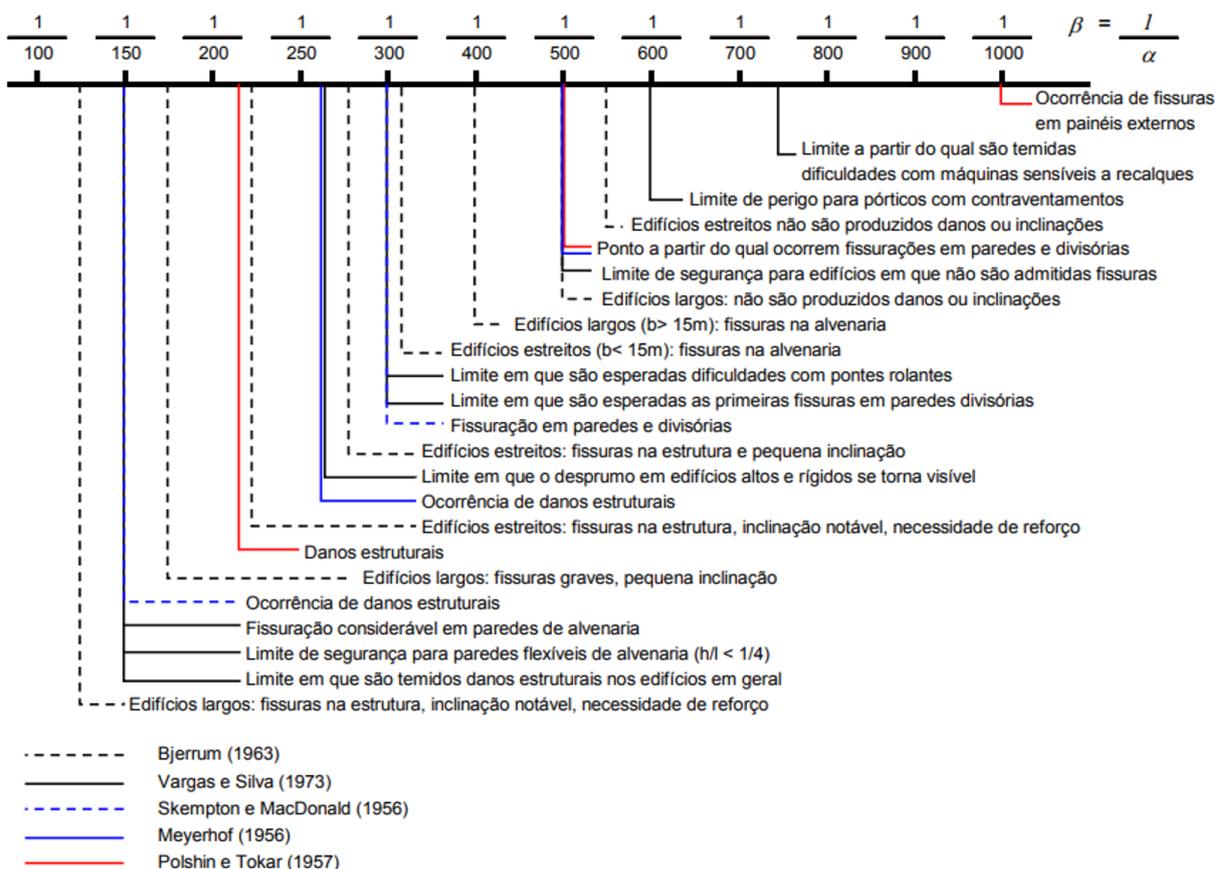
2.2 FUNDAÇÕES RASAS

A Norma Brasileira (NBR) 6122 (ABNT, 2022) define como fundação rasa (direta ou superficial) o elemento cuja base está apoiada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, B , recebendo e distribuindo as cargas aplicadas.

No uso de fundações rasas, o material comumente utilizado é o concreto, seja simples ou armado. Na Figura 9, são apresentados os principais tipos de fundações rasas. Descreve-se abaixo, segundo Velloso e Lopes (2004a), os tipos de fundações rasas:

- Bloco: elemento de fundação composto apenas por concreto simples, dimensionado para que as tensões de tração sejam totalmente resistidas pelo concreto, sem exigência de armadura;
- Sapata: elemento de fundação composto por concreto armado, dimensionado para que as tensões de tração sejam resistidas pelo aço, possuindo

Figura 8 – Valores de distorções angulares e danos correlatos.



Fonte: de Barros (2005) adaptado de Velloso e Lopes (2004a).

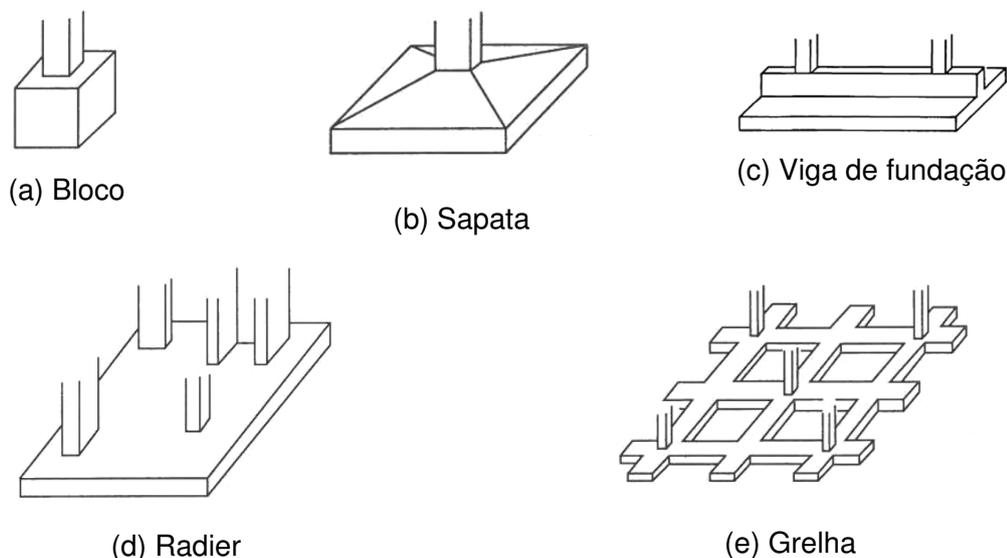
diferenças geométricas em relação ao bloco;

- Baldrame (sapata corrida): uma sapata que resiste à carga distribuída, possuindo uma dimensão em planta muito maior que a outra;
- Viga de fundação: elemento responsável por receber a carga de vários pilares, quando os centros, em planta, estão no mesmo alinhamento;
- Grelha: fundação formada por um conjunto de vigas que se intersectam nos eixos dos pilares;
- Radier: elemento de fundação que recebe todos os pilares da obra;
- Sapata associada¹: elemento de fundação que recebe parte dos pilares da obra, diferentemente do radier, pilares não alinhados, diferindo da viga de fundação.

Um conceito importante para o tratamento de fundações rasas é o de bulbos de tensões ou bulbos de pressões (Figura 10), que são utilizados para avaliar a influência

¹ O uso de fundação associada está relacionado com o pré-dimensionamento da estrutura de fundação, onde, em virtude das dimensões obtidas preliminarmente, se tem distâncias não aceitáveis entre fundações ou mesmo interpenetração. O uso de fundação associada também pode ser avaliado quando se deseja uniformizar os recalques (Velloso; Lopes, 1998).

Figura 9 – Principais tipos de fundações rasas.



Fonte: Velloso e Lopes (2004a apud Velloso; Lopes, 1998).

do carregamento externo em determinada camada ou profundidade de solo sob a fundação rasa. A geometria da fundação e a carga aplicada determinam a configuração dos bulbos de tensões. Na prática geotécnica são consideradas profundidades correspondentes até onde o bulbo atinge 10% da pressão geostática efetiva.

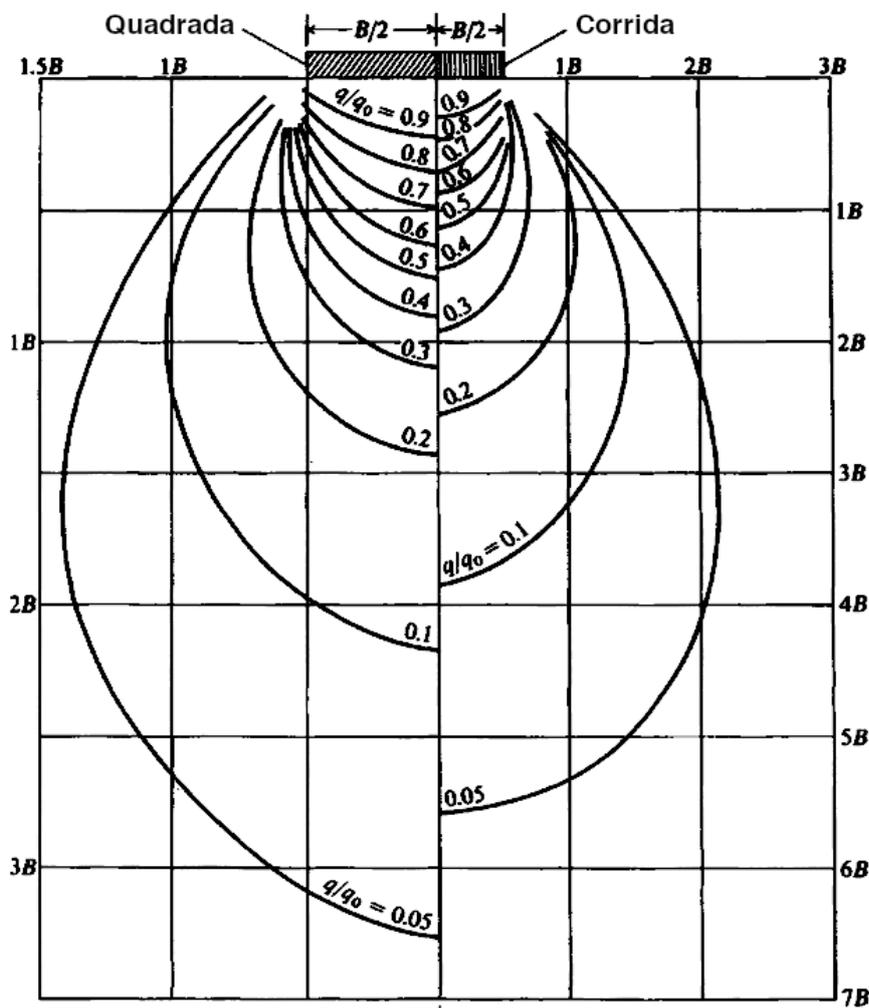
Como consequência do estudo do carregamento no solo, entender como o solo pode romper é crucial para análise da fundação. Define-se ruptura como sendo a perda da capacidade de carga resistente e/ou perda das características que mantenham o ELS. Os tipos de ruptura do solo em fundações são a ruptura geral, a ruptura local e a ruptura por puncionamento (Figura 11).

A ruptura geral ocorre de maneira súbita e catastrófica em solos resistentes sob fundações rasas, sendo caracterizada por uma superfície de ruptura que vai do bordo da fundação até o nível do terreno. A ruptura local ocorre de forma semelhante à ruptura geral, entretanto a superfície de ruptura não se estende até o nível do terreno e as deformações verticais são mais acentuadas. A ruptura por puncionamento ocorre geralmente em solos com baixa capacidade de carga e apresenta um padrão de difícil observação. Este tipo de ruptura não mobiliza significativamente o solo fora da área carregada nem causa movimentação do solo da superfície do terreno (Bowles, 1997).

2.3 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Conforme preconiza a NBR 6122 (ABNT, 2022), fundação profunda é o elemento de fundação que recebe o carregamento e o distribui através de sua superfície lateral (resistência lateral), superfície de ponta (resistência de ponta) ou por uma com-

Figura 10 – Bulbo de tensões.



Fonte: Bowles (1997).

binação de ambas, tendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3 m.

Há três grupos de fundações profundas, a saber:

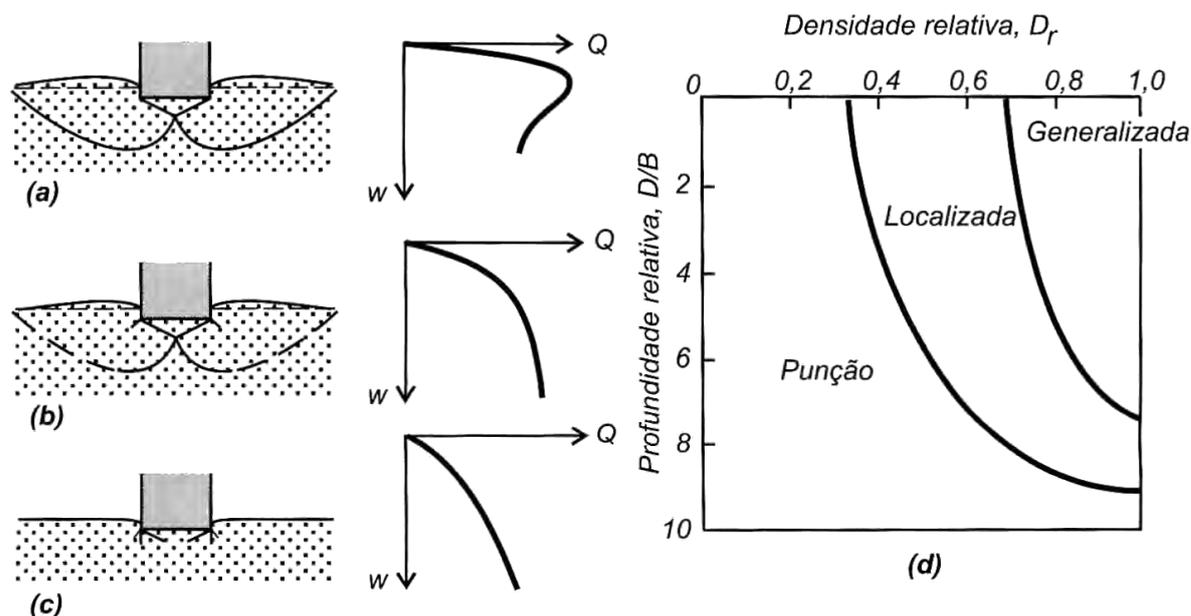
- Estacas;
- Tubulões;
- Caixões.

As fundações em caixões não serão abordadas neste trabalho devido ao seu desuso, motivado pela sua complexidade executiva e pelo surgimento de novos métodos alternativos (Velloso; Lopes, 1998).

2.3.1 Fundações profundas em estacas

O grupo de fundações profundas em estacas abrange uma ampla gama de tipos, que diferem em materiais, métodos de fabricação, métodos executivos, mecanismos de

Figura 11 – Tipos de ruptura.



Fonte: Vesić (1963 apud Velloso; Lopes, 2010).

Nota: (a) ruptura geral, (b) ruptura local, (c) ruptura por punção e (d) condições para ocorrência em areias.

transferência de carga e níveis de deslocamento do solo durante a instalação (Prakash; Sharma, 1991; Velloso; Lopes, 1998).

- a) Material (Figura 12): uma análise classificatória de estacas identifica o seu material principal, como madeira, concreto, aço e materiais compósitos. Estacas de madeira recebem tratamento com conservantes para evitar a infestação por organismos, quando utilizadas acima do nível d'água ou em ambiente marinho, sendo inseridas no solo através de cravação. Estacas de concreto são comumente utilizadas pela facilidade de material e de execução. Em aço, as estacas mais comuns são as de tubos vazados e de perfis metálicos. Há ainda as estacas mistas, compostas por dois segmentos de materiais diferentes (Tomlinson; Woodward, 2014);
- b) Método de fabricação (Figura 13): estacas de madeira e aço são sempre consideradas pré-fabricadas, ou seja, chegam à obra prontas para serem utilizadas. As de concreto, entretanto, podem ser tanto pré-fabricadas (pré-moldadas² e protendidas³) ou fabricadas *in loco*, seguindo os preceitos

² A NBR 9062 (ABNT, 2017) trata do projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldadas. O fabricante é responsável pelo atendimento às considerações da norma, sendo disponibilizado ao cliente um catálogo com as principais informações para o projeto de fundações.

³ A NBR 14931 (ABNT, 2023) trata do projeto e execução de estruturas de concreto protendido. O fabricante é responsável pelo atendimento às considerações da norma, sendo disponibilizado ao cliente um catálogo com as principais informações para o projeto de fundações.

Figura 12 – Materiais empregados em estacas.



(a) Madeira



(b) Concreto



(c) Metal



(d) Mista

Fonte: USDOT (2016).

apresentados pela NBR 6122, NBR 6118 e NBR 14931 (ABNT, 2022; ABNT, 2024; ABNT, 2023) (Tomlinson; Woodward, 2014);

- c) Método de instalação: estacas podem ser instaladas através de cravação ou escavação. Estacas de madeira, aço e concreto pré-fabricado⁴ são cravadas. Estacas de concreto moldadas *in loco* são denominadas estacas escavadas. O Quadro 1 cita as vantagens e desvantagens dos métodos de cravação e o Quadro 2 dos métodos de escavação;
- d) Amolgamento do solo na instalação (Figura 14): é entendido como a movimentação do solo durante a instalação da estaca. A Figura 14 organiza as estacas em função do nível de deslocamento. Das e Sobhan (2018), Prakash e Sharma (1991) e Velloso e Lopes (1998) dividem os tipos de estaca quanto ao seu deslocamento, a saber:
- Grande deslocamento: grupo de estacas caracterizado pelo grande deslocamento do solo durante a instalação. Tal deslocamento pode ser resultado da cravação, da pressão ou da vibração da estaca.

⁴ O uso de estacas pré-fabricadas em furos já escavados também ocorre.

Figura 13 – Métodos de fabricação de estacas.



(a) Pré-fabricada

(b) Fabricada *in loco*

Fonte: USDOT (2006) e de França (2011).

Esse grupo inclui as estacas de madeira, concreto pré-fabricado, concreto protendido, tubos de aço com ponta fechada, canelada ou cônica;

- Pequeno deslocamento: estacas que movimentam uma pequena quantidade lateral de solo. Essas estacas incluem os perfis metálicos, tubos de aço vazados e estacas helicoidais;
- Sem deslocamento: estacas caracterizadas por pouca ou nenhuma mudança no estado de tensão lateral do solo. O processo construtivo dessas estacas consiste na remoção do solo por escavação e posterior inserção da estaca pré-fabricada ou concretada *in loco* com o mesmo volume de solo removido. Em consequência, a resistência lateral⁵ dessas pode ser prejudicada pelo alívio de tensões horizontais antes da instalação das estacas. O método de escavação é variado, podendo ser por trado (perfuração rotativa) ou por

⁵ Quando comparada com estacas de deslocamento de mesmas dimensões e formatos (Prakash; Sharma, 1991).

Quadro 1 – Vantagens e desvantagens: métodos de cravação.

Vantagens	Desvantagens
Estacas são moldadas exatamente conforme especificação	Estacas pré-moldadas e protendidas precisam ser corretamente armadas para suportar esforços de transporte
Estacas de qualquer tamanho, comprimento e formato são moldadas em canteiro separado e somente cravadas na obra, tornando o processo mais rápido	Locação pode demandar equipamento de pesado de guindaste
Cravação em solo granular compacta o solo adjacente resultando em um aumento da capacidade resistente da estaca	Planejamento do canteiro pra movimentação e içamento
Obra limpa e organizada. Supervisão simplificada. Espaço de armazenamento reduzido	O tamanho pré-fabricado pode resultar em arrasamentos e ligações. Equipes adicionais e custos de projeto podem ser aumentados
Usadas em locais onde há receio de escavar e encontrar lençol artesianiano	Em solos com propriedades de drenagem não adequadas, a cravação de uma nova estaca pode fazer levantar uma estaca já cravada
Mais favorável de se usar sobre lâmina d'água	Em caso de fundações adjacentes sensíveis a cravação ou vibração, não poderá ser utilizada

Fonte: Murthy (2002).

Quadro 2 – Vantagens e desvantagens: métodos de escavação.

Vantagens	Desvantagens
Estacas de qualquer comprimento e diâmetro podem ser construídas	Requer supervisão rigorosa e controle de qualidade dos materiais
Não há possibilidade de dano quanto a transporte e içamento	Necessita de espaço para armazenamento dos materiais. O canteiro pode ficar desorganizado
Método eficaz para locais onde vibrações são inaceitáveis visto estruturas adjacentes	No caso de solos granulares, não há aumento da capacidade resistente da estaca advindo da escavação
Aplicáveis em solos com baixa capacidade de drenagem sendo que não há distúrbios relevantes no solo	A construção de estacas escavadas é dificultada pela presença de lençol artesianiano

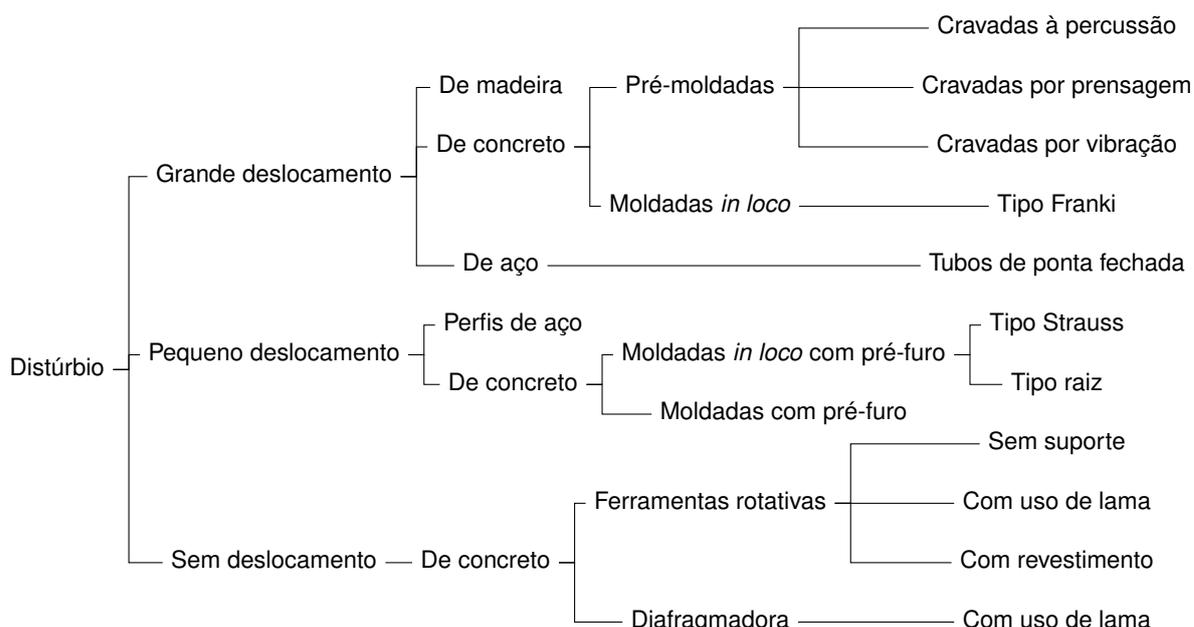
Fonte: Murthy (2002).

*grabbing*⁶ (escavação percussiva).

Em contrapartida, Tomlinson e Woodward (2014) e Velloso e Lopes (2004b) adicionam ainda um outro grupo de estacas, nomeado de *replacement piles* ou estacas de substituição. Esses autores enfatizam que, no caso de retirada de solo e inserção de material para a estaca, se obtém uma substituição e não uma ausência de deslocamento. Neste caso, então, uma estaca concretada *in loco*, tubos e perfis metálicos ou estacas pré-fabricadas inseri-

⁶ O termo deriva do ato de "pegar", do inglês *to grab*. O método de *grabbing* está relacionado com uma escavação, revestida ou não, com aparelho de percussão (Luan *et al.*, 2018).

Figura 14 – Classificação de estacas pelo distúrbio na instalação.



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (1998).

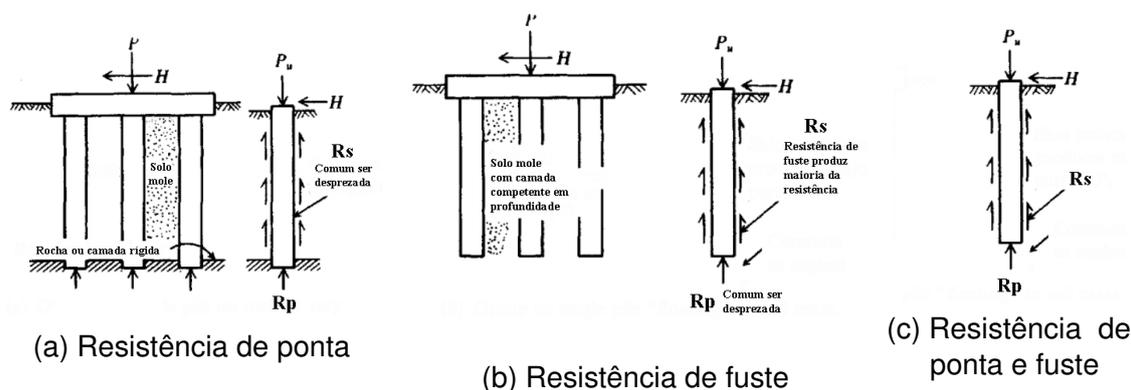
dos em uma escavação seriam estacas de substituição e não estacas sem deslocamento.

- e) Mecanismo de transferência de carga (Figura 15): segundo a NBR 6122 (ABNT, 2022), as fundações profundas realizam a transferência de carga de três maneiras: somente pela superfície da ponta, somente pela superfície do fuste ou por uma combinação de superfície da ponta e superfície do fuste. Ainda, Prakash e Sharma (1991) acrescentam que estacas que trabalham por resistência da ponta (estacas de ponta) são estacas que geralmente atravessam camadas de solo mole ou solto, transferindo a carga para uma camada mais resistente. Quanto às estacas que trabalham predominantemente por resistência do fuste, também conhecidas como "estacas flutuantes" e estacas de atrito, elas não têm contribuição significativa da resistência de ponta, sendo que todo o fuste da estaca fica embutido em uma camada menos resistente.

2.3.2 Fundações profundas em tubulões

Os elementos de fundação do tipo tubulões são cilíndricos, podendo ter ou não uma base alargada. Diferentemente das estacas, os tubulões requerem trabalho manual em profundidade para alargar a base ou limpar o fundo da escavação (NBR 6122, ABNT (2022)). Essa necessidade se deve ao fato de que as cargas aplicadas nos tubulões são transferidas principalmente pela base. Segundo a NR-18 (BRASIL, 2020), é proibido a escavação manual de tubulões com profundidade maior do que

Figura 15 – Métodos de transferência de carga em estacas.



Fonte: Bowles (1997).

15 m, assim como execução de tubulão com utilização de ar comprimido.

2.3.3 Efeito de grupo em fundações profundas

Dois ou mais elementos de fundações profundas, em interação e interligados por um dispositivo de conexão, como um bloco de coroamento, formam um grupo de fundações profundas ou grupo de estacas. A disposição dessas estacas, cujos padrões são observados na Figura 16, resulta na superposição dos bulbos de tensões (Figura 17) e na alteração do mecanismo de interações entre as estacas e o solo. Dependendo do espaçamento e geometria de estacas, o dimensionamento é feito considerando o grupo de estacas como um todo, e não as estacas individualmente (Atkinson, 2007; Bowles, 1997; Das, 2010).

Dessa superposição, define-se o fator de eficiência do grupo de estacas, conforme mostra a Equação (1):

$$\eta_g = \frac{Q_0}{\sum Q_p} \quad (1)$$

onde:

η_g = fator de eficiência de grupo;

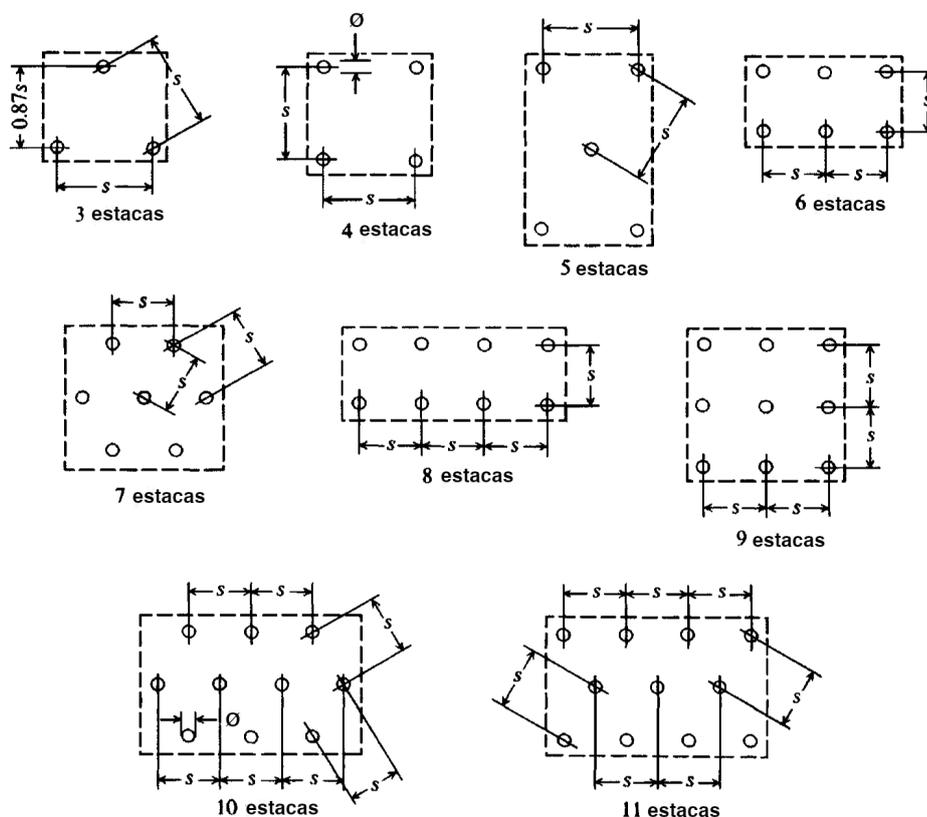
Q_0 = capacidade do grupo de estacas;

Q_p = capacidade individual de uma estaca.

Várias formulações foram propostas na literatura para estimar o fator de eficiência de grupo, η_g . Dentre essas formulações, a Equação (2) apresenta a expressão adotada por Moorhouse e Sheehan (1968). Outras propostas podem ser consultadas nos trabalhos de Seiler e Keeney (1944) e Feld (1943). A Figura 18 apresenta a disposição e terminologia para cálculo da eficiência de grupo.

$$\eta_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (2)$$

Figura 16 – Disposições típicas de fundações profundas em grupo.



Fonte: Adaptado de Bowles (1997).

onde:

η_g = fator de eficiência de grupo;

$\theta = \tan^{-1}(\phi/s)$;

m = número de colunas do grupo de estacas;

n = número de linhas do grupo de estacas.

Com η_g , retorna-se a Equação (1), obtendo-se a Equação (3).

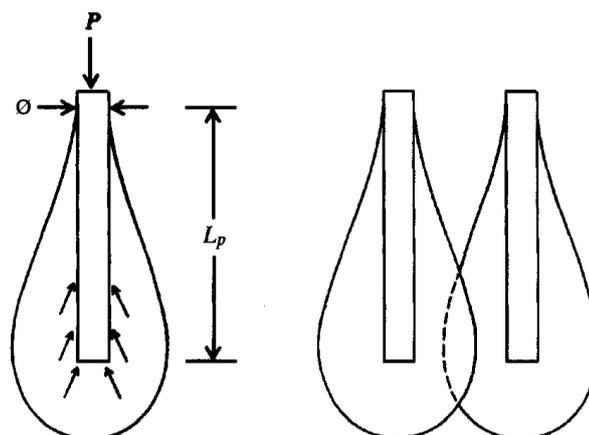
$$Q_0 = \eta_g N_p Q_p \quad (3)$$

onde N_p é o número de estacas do grupo.

2.4 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

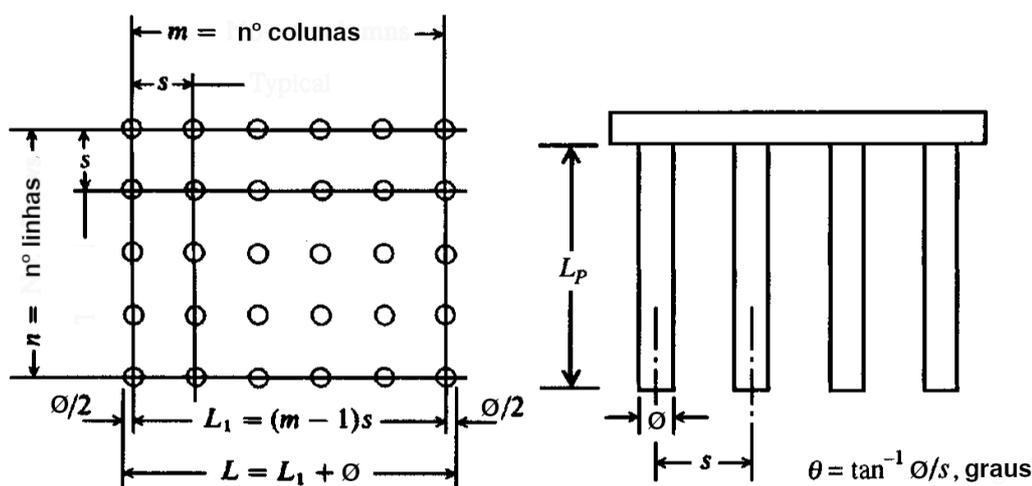
A investigação geotécnica do subsolo é pré-requisito para o projeto de fundações, fornecendo dados acerca do local e permitindo um projeto seguro e econômico para os elementos de fundações. Segundo Coduto (2001), diferentemente de outros materiais utilizados na engenharia, *e.g.*, aço e concreto, que são geralmente fabricados em ambientes controlados e cujas propriedades podem ser obtidas através de

Figura 17 – Superposição dos bulbos de tensões em fundações profundas.



Fonte: Adaptado de Bowles (1997).

Figura 18 – Eficiência de grupo em fundações profundas.



Fonte: Adaptado de Bowles (1997).

catálogos dos fornecedores, os solos e rochas, materiais geotécnicos, possuem propriedades desconhecidas. Portanto, é necessário realizar ensaios em todas as obras para identificar os materiais e determinar suas propriedades de projeto.

Make a large number of trial holes to find the different strata in order to be sure that an apparently good soil does not overlay a clay, a sandy soil, or some other soil which can be compressed under a load (Bullet, 1755).

A NBR 6122 (ABNT, 2022) estabelece que, para qualquer edificação deve ser feita uma campanha de investigação geotécnica preliminar, constituída no mínimo por sondagens à percussão (com SPT), visando a determinação da estratigrafia e classificação dos solos, a posição do NA e a medida do índice de resistência à penetração, N_{SPT} , de acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2020b).

Conforme Jamiolkowski *et al.* (1985) a investigação geotécnica tem por objetivos:

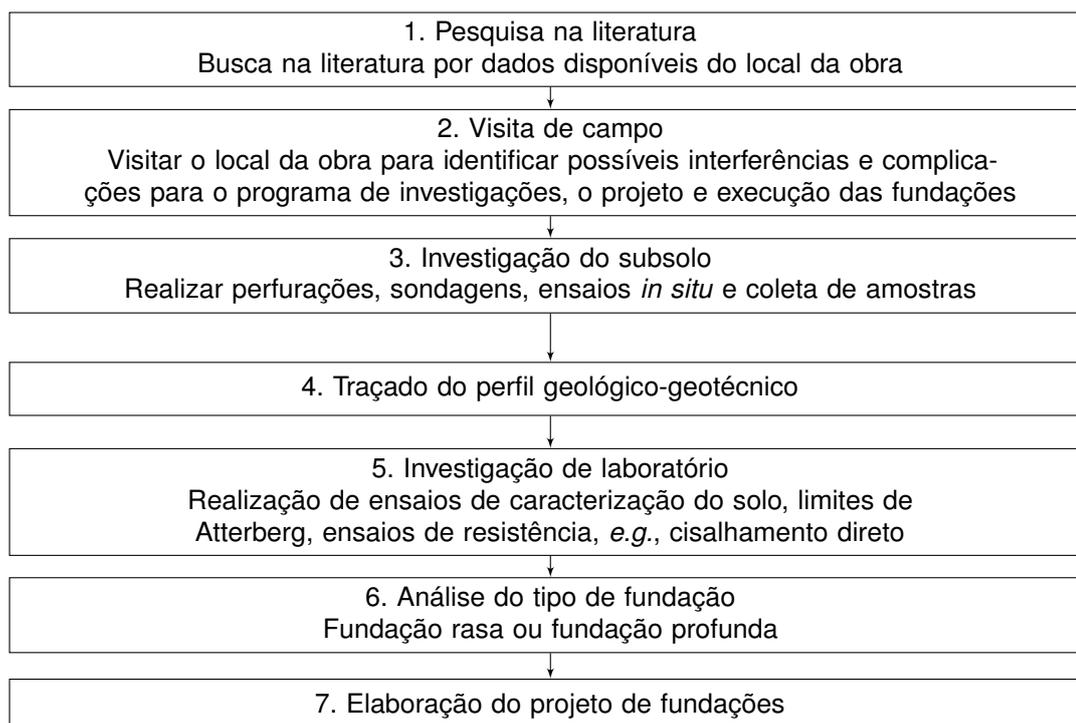
- Obter informações topográficas, hidrogeológicas, geoambientais e geotécnicas que são valiosas para o projeto;
- Conhecer e representar os perfis geológicos, inclusive o nível do lençol freático, NA;
- Dispor de dados adequados para um projeto seguro e confiável;
- Avaliar mudanças no nível do lençol freático e condições de drenagem na obra e edificações vizinhas.

Uma boa campanha de investigação geotécnica deve produzir e entregar resultados que permitam conhecer, projetar e monitorar as condições no local da obra. O ambiente físico descrito pelas investigações geotécnicas adequa projetos de engenharia, viabilizando construções seguras e econômicas (Salgado, 2022).

Schnaid e Odebrecht (2012) enfatizam que, devido à diversidade de equipamentos e procedimentos disponíveis no mercado brasileiro, o estabelecimento de um plano racional de investigação é uma etapa crítica no projeto geotécnico. Conhecimento, experiência, normas e práticas regionais devem ser considerados durante o processo de “julgamento geotécnico” para a seleção dos critérios adequados à solução do problema.

Na Figura 19, Rajapakse (2016) sugere um programa de investigação geotécnica, destacando os tópicos necessários e a ordem cronológica das atividades.

Figura 19 – Programa de investigação geotécnica.



Fonte: Adaptado de Rajapakse (2016).

Geralmente, a pesquisa na literatura, realizada em escritório, é a primeira fase de uma investigação geotécnica para o reconhecimento hidrogeológico e geotécnico da área (Schnaid; Odebrecht, 2012). Esta fase tem o propósito de fornecer ao engenheiro de fundações conhecimento prévio dos principais fatores que podem caracterizar feições no local da obra, além de prever o que será necessário avaliar no local como cursos d'água, presença de solos compressíveis, afloramentos rochosos etc.

Nessa etapa, o engenheiro de fundações pode utilizar ferramentas bibliográficas (livros, artigos, dissertações, teses, mapas, aerolevantamentos, investigações antigas, experiência local etc) em paralelo aos *softwares* de Sistema de Informações Geográficas (SIG), com dados de agências do Estado e instituições para obter parâmetros como caracterização e formação do solo (Lepsch, 2010), formação geológica, condições do lençol freático e topografia, podendo ser implantadas técnicas de geoestatística para interpretação dos resultados (Folle, 2002; Yamamoto; Landim, 2013; Thiesen, 2016).

No Brasil, dados geológicos podem ser obtidos através da Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM), vinculada ao Serviço Geológico Brasileiro (SGB), de forma gratuita. Nos Estados Unidos da América (EUA), esses dados estão disponíveis na base do *United States Geological Survey* (USGS). A Europa disponibiliza esses dados por meio do *European Geological Data Infrastructure* (EGDI), vinculado ao *Euro Geo Surveys* (EGS). É importante frisar que, a depender do dado analisado, há um fator escala de deve ser levado em conta. É sempre preferível que tais dados possuam escala maior possível, permitindo uma análise mais localizada das propriedades (INPE, 2001).

Na visita de campo, o engenheiro de fundações deve observar os aspectos do local da obra que podem interferir nas decisões de projeto e execução das fundações. É nessa etapa da investigação que são coletadas informações qualitativas para o direcionamento das hipóteses de projeto. Schnaid e Odebrecht (2012) ressaltam a possibilidade de realizar sondagens geotécnicas esparsas para a caracterização do subsolo na ainda na fase de exploração.

Rajapakse (2016) apresenta no Quadro 3 um *checklist* de itens a serem verificados, incluindo os impactos na investigação do local da obra, os impactos na execução e impactos no orçamento do projeto. Schnaid e Odebrecht (2012) explicam que a tomada de decisões, entre as alternativas possíveis, é realizada segundo critérios de maior eficiência, menor risco ou menor custo. Naturalmente, essas informações são preliminares e deverão ser refinadas, nas etapas de Projeto Básico e Executivo, por meio de programas de investigação complementares.

A investigação do subsolo consiste em conjunto de atividades executados *in loco* para obter informações do solo por meio de perfurações, sondagens, identificação tátil-visual, coletas de amostras e ensaios. Essas etapas são geralmente agrupadas

Quadro 3 – Checklist para visita a campo.

Item	Impactos na investigação do site	Impactos na execução	Impactos no orçamento
Terreno inclinado	Pode criar dificuldades para equipamentos de perfuração	Manobrabilidade prejudicada dos equipamento de construção	Pelas atividades de corte e aterro
Terreno acidentado	Pode criar dificuldades para equipamentos de perfuração	Manobrabilidade prejudicada dos equipamento de construção	Pelas atividades de corte e aterro
Cursos d'água próximos	Poços de monitoramento do nível do lençol freático podem ser necessários	Lençol freático alto pode causar necessidade de bombeamento em escavações	Pelas atividades de bombeamento
Rede elétrica próxima	Equipamento de perfuração precisam ficar distantes da rede elétrica	Equipamento de construção precisam ficar distantes da rede elétrica	Possível impacto no orçamento devido a potencial dano à rede
Infraestrutura enterrada	A perfuração deve ser cautelosa para não danificar as infraestruturas	Trabalho de construção	Realocação de benfeitorias
Solo compressível	Deve ser tomada medidas de atenção na fase de investigação	–	Possível impacto no orçamento
Solo contaminado	Deve ser analisado a extensão da contaminação	Impactos severos nas atividades de construção	Impacto severo no orçamento
Aterros antropogênicos	Presença de materiais como concreto e madeira podem causar problemas para os equipamentos de perfuração	Materiais desconhecidos não aplicáveis para construção	Possível impacto no orçamento
Edificações vizinhas	–	Alguns métodos construtivos podem não ser permitidos próximos a hospitais e escolas, como o método de cravação; Escavações podem causar patologias nos edifícios vizinhos; A construção de fundações rasas pode induzir atrito negativo em fundações profundas de edifícios próximos	Possível impacto no orçamento

Fonte: Adaptado de Rajapakse (2016).

em duas etapas: etapa preliminar para auxiliar na elaboração do projeto básico e etapa complementar para auxiliar no projeto executivo (CEN, 2004; Schnaid; Odebrecht, 2012; ABNT, 2022). Schnaid e Odebrecht (2012) explicam que nem sempre é recomendável ou economicamente viável determinar todas as informações em uma única etapa, tornando necessária a realização de investigações em duas etapas. As atividades envolvidas nas duas etapas devem ter as suas especificações, conforme as

orientações das normas nacionais ou internacionais, visando garantir a padronização dos resultados.

As investigações realizadas na etapa preliminar, obrigatória segundo a NBR 6122 (ABNT, 2022), constituem a primeira etapa da investigação propriamente dita e visa buscar elementos para a elaboração do projeto básico e orientar investigações complementares. Outros objetivos, segundo CEN (2004), são avaliar a adequabilidade do local, comparar alternativas, prever eventuais mudanças, e planejar as investigações complementares.

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), o escopo do programa de investigação na etapa preliminar deve ser determinado com base nas características da superestrutura e nas condições do subsolo. Em estruturas convencionais, quando o solo é resistente e estável, estudos geotécnicos mais complexos não são necessários; informações obtidas a partir de ensaios SPT ou *Cone Penetration Test* (CPT) são suficientes.

Os resultados desses ensaios podem ser utilizados para determinar a estratigrafia da área de estudo. No entanto, em solos compressíveis e de baixa resistência, é necessário utilizar diversas técnicas de ensaio para caracterizar adequadamente as propriedades do solo. As amostras coletadas durante o ensaio de percussão são utilizadas para classificação tátil-visual e a caracterização básica no laboratório (ensaios de granulometria, limites de liquidez e plasticidade e teor de umidade).

Na etapa complementar, as investigações são realizadas para determinar os parâmetros constitutivos necessários ao dimensionamento da obra. A NBR 6122 (ABNT, 2022) permite a realização de ensaios de campo e/ou laboratório nessa fase. Por exemplo, quando há insuficiência de investigações preliminares ou dúvidas quanto a seus resultados, a investigação geotécnica complementar é realizada para auxiliar na compreensão das particularidades do subsolo.

Em outras palavras, essa investigação é conduzida sempre que houver questionamentos sobre as investigações preliminares ou as condicionantes. A investigação complementar inclui ensaios de campo como CPT, CPTu, DMT, *Vane shear test* (VST), além de sondagens rotativas ou mistas.

A programação de investigação complementar deve satisfazer a exigências mínimas que garantam o reconhecimento detalhado das condições do subsolo. A engenharia de fundações faz uso dos resultados dessa etapa para definir o tipo de fundação, cota de assentamento (caso de fundação rasa ou especial), comprimento dos elementos (caso de fundação profunda ou especial), taxas e cargas admissíveis do terreno para a fundação (Schnaid; Odebrecht, 2012).

A coleta de amostras deve ser baseada no objetivo da investigação, na geologia do local e na complexidade da estrutura geotécnica. Após a coleta das amostras, de preferência uma em cada camada do subsolo, são realizadas investigações comple-

mentares de laboratório. Estas investigações são úteis para confirmar ou confrontar as informações obtidas na etapa preliminar.

Os ensaios de caracterização, resistência, adensamento e ensaios químicos, conduzidos conforme os critérios de ensaios padronizados, auxiliam na determinação dos parâmetros e propriedades dos materiais encontrados no local (CEN, 2007).

No escritório, o engenheiro de fundações, em colaboração com um geólogo, pode utilizar os resultados dos ensaios de campo e laboratório para elaborar um perfil geotécnico do local e determinar parâmetros geotécnicos de interesse. Curtin *et al.* (2006) argumenta que engenheiros de fundações experientes podem possuir conhecimento suficiente para interpretar adequadamente os resultados das investigações geotécnicas. Adverte, entretanto, para situações em que falsa interpretação dos dados podem gerar resultados inesperados, como nos casos de admissão de leito rochoso quando se trata de um matacão.

Portanto, Milititsky (2019) recomenda realizar um número adequado de ensaios de campo e de laboratório, nas etapas preliminares e complementares, para caracterizar o subsolo e assegurar a presença ou não de solos moles, colapsíveis, expansivos ou cársticos.

Por um lado, Council, Thornburg e Kimball (2021) dispensam a necessidade de investigação do subsolo quando a fundação é projetada e executada com base em valores tabelados de capacidade de carga e na experiência local com o solo. Por outro lado, recomendam a realização de investigações nos seguintes casos, entre outros:

- a) Solos colapsíveis e expansíveis, argilas moles, solos suscetíveis à liquefação, solos sensíveis e solos de aterros consolidados;
- b) Fundações profundas;
- c) Fundações rasas sob aterros compactados;
- d) Fundações em taludes.

De acordo com CEN (2007), as investigações geotécnicas não visam apenas fornecer informações do subsolo para a fase de projeto, mas também determinar propriedades dos materiais que permitam a interpretação do comportamento solo-estrutura em diferentes etapas da obra. Nessa linha, um bom planejamento da campanha de investigação geotécnica é fundamental para compreender quais ensaios deverão ser realizados, bem como a quantidade, profundidade, período, sequência e a metodologia. CEN (2004) classifica as estruturas em três categorias e especifica as condições de investigação para cada uma:

- Categoria geotécnica 1: envolve casos em que o risco de estabilidade global é desprezível. As condições e propriedades dos solos são determinadas com base na experiência local;

- Categoria geotécnica 2: abrange estruturas convencionais ou partes delas, sem riscos excepcionais, em condições de solo não problemáticas ou sob carregamentos típicos. Inclui casos de fundações rasas e profundas convencionais. Para essa categoria, o tipo e a quantidade de investigações geotécnicas devem atender aos requisitos estabelecidos;
- Categoria geotécnica 3: inclui estruturas, ou partes delas, que não se enquadram nas categorias 1 e 2, como estruturas muito grandes, sob riscos notáveis, em condições de subsolo insólitas, com carregamentos atípicos, situadas em regiões de alta atividade sísmica ou sujeitas a instabilidade do local ou arredores, necessitando de investigações inéditas ou especiais.

Com relação ao número de investigações, CEN (2007) ressalta que o arranjo ou a malha dos pontos de investigação para fins de fundações deve ser capaz de determinar a estratigrafia do local, sendo localizadas em pontos críticos, em critérios de formato e carregamento.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), a NBR 8036 (ABNT, 1983) e a NBR 6122 (ABNT, 2022), o número de sondagens e sua localização em planta dependem do tipo de estrutura e das características específicas do subsolo, devendo ser alocadas de forma a resolver o problema em estudo de maneira técnica e econômica. As sondagens devem ser realizadas da seguinte forma:

- Uma sondagem para cada 200 m² de área da projeção em planta do edifício, até 1.200 m²;
- Uma sondagem adicional a cada 400 m² excedentes, entre 1.200 m² e 2.400 m²;
- Para áreas acima de 2.400 m² deve ser implantado plano particular.

Satisfazendo necessariamente o número mínimo de:

- Duas para área de projeção em planta de até 200 m²;
- Três para área de projeção em planta entre 200 m² e 400 m².

A profundidade das sondagens deve permitir o reconhecimento das características do solo solicitadas pelos elementos de fundação, sendo estabelecida como critério a profundidade em que o acréscimo de pressão no solo, decorrente das cargas aplicadas, seja inferior a 10% da pressão geostática efetiva (Schnaid; Odebrecht, 2012).

USACE (2001) associa investigações geotécnicas insuficientes ou más interpretações dos resultados dessas investigações a erros de projeto, atrasos no cronograma, riscos ambientais, custos adicionais devido às modificações no projeto, alterações jurídicas e ameaça à integridade da estrutura.

Velloso e Lopes (2010) citam que o custo das investigações é baixo comparado com o custo da obra. Schnaid e Odebrecht (2012) citam que os custos associados

às investigações geotécnicas geralmente variam de 0,2% a 0,5% do custo de obras convencionais. Das e Sobhan (2018) atribuem entre 0,1% e 0,5% do custo da estrutura às investigações geotécnicas. Para Waltham (2002), para obras convencionais, os custos com investigações podem variar de 0,5% a 2% em relação aos custos finais. Quaresma *et al.* (1998) alertam que economias na fase de investigação do subsolo podem resultar em despesas significativamente maiores para reparar os efeitos de surpresas decorrentes de solos mal investigados.

Weltman e Head (1983) destacam que o investimento nas investigações geotécnicas deve ser suficiente para permitir uma melhor compreensão do meio físico, visando mitigar riscos e moderar custos. Segundo o autor, comparar os custos das investigações com o custo total da obra é um equívoco, pois, com uma investigação geotécnica, que forneça os dados necessários e complementares, pode reduzir os custos finais da obra.

Os itens a seguir apresentam e descrevem os principais tipos de ensaios de campo e de laboratório utilizados na investigação geotécnica.

2.4.1 Standard Penetration Test (SPT)

O SPT é o ensaio de campo mais popular, rotineiro e econômico realizado em praticamente todo o mundo (Salgado, 2022; Schnaid; Odebrecht, 2012), apesar da crescente utilização do CPT. Esse ensaio consiste na penetração dinâmica de um amostrador padronizado no solo, utilizando a energia produzida por um sistema de polias e martelo, associado a uma sondagem de simples reconhecimento. No Brasil, a altura de queda e a massa do martelo são padronizados em 75 cm e 65 kg, respectivamente (Schnaid; Odebrecht, 2012; ABNT, 2020b).

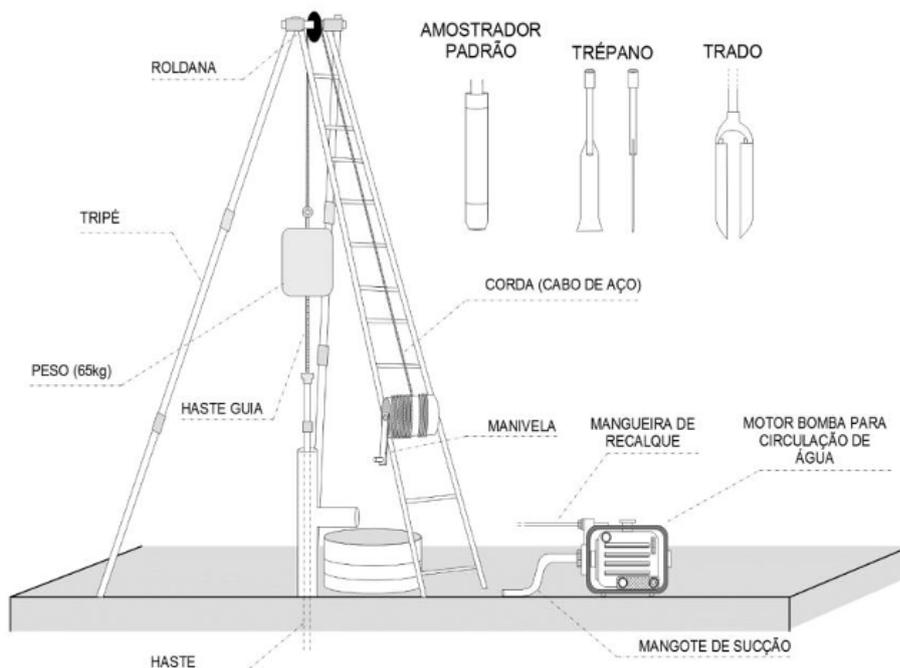
A perfuração é realizada com o auxílio de trado e circulação d'água por trépano de lavagem, podendo o furo ser revestido ou não. Os equipamentos utilizados no ensaio incluem amostrador bipartido, conjunto de hastes, martelo, tripé, cabeça de bater e o conjunto de perfuração. A Figura 20 apresenta o esquema e a terminologia dos equipamentos utilizados no ensaio SPT.

A perfuração é realizada com auxílio de trado e circulação d'água por trépano de lavagem, sendo o furo revestido ou não. A Figura 20 apresenta esquema de terminologia para o ensaio SPT.

Algumas normas que orientam os procedimentos para a realização do ensaio SPT incluem a NBR 6484 (ABNT, 2020b), ASTM 1586-18 (ASTM, 2022) e *International Organization for Standardization* (ISO) 22476-3 (ISO, 2005). Apesar das recomendações da norma NBR 6484 (ABNT, 2020b), as dimensões, massas e requisitos para cada parte do ensaio podem variar regionalmente, exigindo, portanto, uma análise e interpretação cuidadosa dos resultados obtidos.

A resistência à penetração dinâmica medida no ensaio SPT é denominada

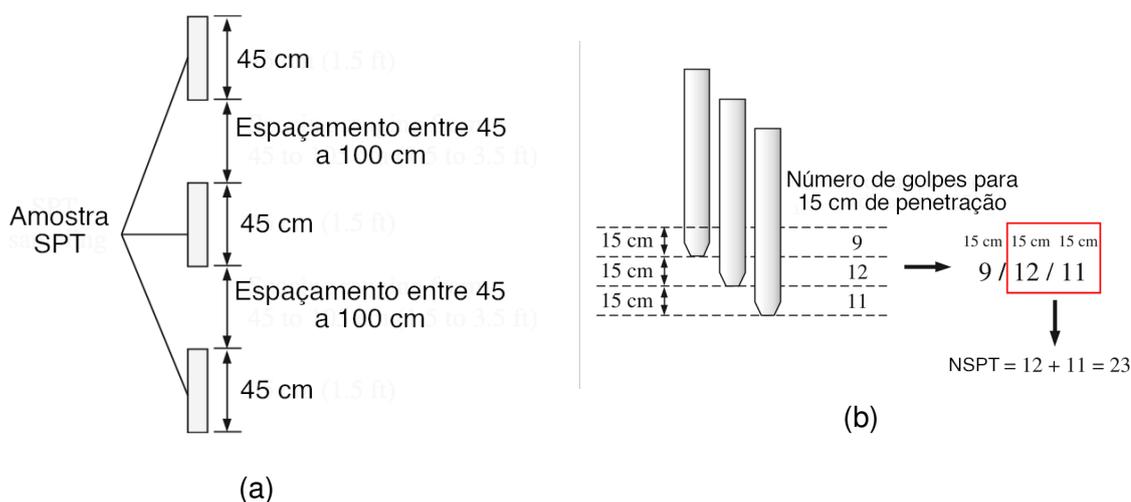
Figura 20 – Terminologia para o ensaio SPT.



Fonte: Higashi (2016).

N_{SPT} , sendo caracterizada pelo número de golpes necessários para a penetração de 300 mm do amostrador após a cravação inicial de 150 mm (NBR 6484, ABNT (2020b)). A Figura 21 apresenta um esquema detalhado de avanço de cravação e de números de golpes medidos nos 45 cm de cravação do amostrador. Enfatiza-se que, além de medir o N_{SPT} , o ensaio fornece a posição de nível d'água, se presente, e a identificação dos materiais (cor, textura, cheiro) a cada metro de perfuração.

Figura 21 – Frequência de ensaios de penetração e cálculo de valores de N_{SPT} .



Fonte: Adaptado de Salgado (2022).

Os valores do N_{SPT} , associados à caracterização tátil-visual do material amostrado (Figura 21a), são utilizados para analisar o estado dos solos das camadas. Segundo ABNT (2022), em solos granulares e coesivos, valores de N_{SPT} fornecem informações sobre compactidade e consistência, respectivamente, conforme mostrado na Tabela 1 e na Tabela 2.

Tabela 1 – Estado de compactidade e consistência.

Solo	Índice de resistência à penetração N_{SPT}	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	20 a 30	Muito rija(o)
	> 30	Dura(o)

Fonte: Adaptado de ABNT (2020b).

Tabela 2 – Classificação de solos e rochas segundo Clayton.

Solo	Índice de resistência à penetração N_{SPT}	Designação
Areias $N_{1,60}$	0 a 3	Muito fofa
	3 a 8	Fofa
	8 a 25	Média
	25 a 42	Densa
	42 a 58	Muito densa
Argilas N_{60}	0 a 4	Muito mole
	4 a 8	Mole
	8 a 15	Firme
	15 a 30	Rija
	30 a 60	Muito rija
	> 60	Dura
Rochas brandas N_{60}	0 a 80	Muito brandas
	80 a 200	Brandas
	> 200	Moderadamente brandas

Fonte: Adaptado de Clayton (1995).

Considerando a diversidade de equipamentos e procedimentos no ensaio SPT, é necessário corrigir os valores de N_{SPT} utilizados em projetos com base na eficiência do sistema, que leva em conta os níveis de energia aplicados para a penetração. Conforme Schnaid e Odebrecht (2012), a eficiência do sistema é função do atrito entre o cabo e a roldana, do sistema de elevação e liberação do martelo, e da geometria do martelo.

Segundo Belincanta (1998) e Cavalcante, F. Danziger e B. Danziger (2004), a perda de energia no ensaio SPT com o uso de sistemas manuais varia entre 70% e 80%, enquanto nos EUA e Europa, com sistema mecanizado, esse valor é de aproximadamente 60%. A prática sugere normalizar o número de golpes para N_{60} .

Na estimativa de parâmetros de comportamento do solo, o método utilizado deverá especificar a necessidade de corrigir os valores de N_{SPT} . A correção é obtida pela Equação (4), por meio de uma relação entre a energia empregada e a energia de referência (Schnaid, 2009):

$$N_{60} = \frac{N_{SPT} \cdot \% \text{ da energia aplicada}}{0,60} \quad (4)$$

onde:

N_{60} = N_{SPT} corrigido para 60% da energia teórica de queda livre;
 N_{SPT} = índice de resistência à penetração.

O valor de 0,60 foi sugerido conforme os trabalhos de Seed *et al.* (1985) e Skempton (1986).

Há outra correção aplicada que relaciona o N_{SPT} com o nível geostático de tensões *in situ*. Principalmente para solos granulares, a contagem de golpes do SPT é influenciada pelo nível de tensões que o material se encontra (Schnaid, 2009). A correção é realizada pelo fator C_N (Jamiolkowski *et al.*, 1985; Liao; Whitman, 1986; Clayton, 1995):

$$N_{1,60} = C_N N_{60} \quad (5)$$

onde:

$N_{1,60}$ = N_{SPT} para 60% da energia teórica e para uma tensão de referência de 100 kPa, considerando o solo normalmente adensado;
 C_N = fator de correção decorrente da tensão efetiva de sobrecarga.

Expressões para os valores de C_N podem ser encontrados nos trabalhos de Peck, Hanson e Thornburn (1974), Liao e Whitman (1986), Skempton (1986), Clayton (1995) e Schnaid e Odebrecht (2012).

De acordo com Salgado (2022), os resultados do ensaio SPT podem ser interpretados para determinar os parâmetros geotécnicos, utilizando os seguintes métodos:

- a) Métodos indiretos: os resultados do ensaio SPT são utilizados para prever parâmetros que representam o comportamento do solo;
- b) Métodos diretos: os resultados do ensaio SPT são aplicados diretamente na previsão da capacidade de carga ou no recalque de um elemento de fundação, sem necessidade de determinar parâmetros intermediários.

Para os métodos indiretos, foram elaboradas proposições de relação de parâmetros. Em solos granulares, estima-se a densidade relativa, D_r e o ângulo de atrito interno, φ .

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{60}}{0,23\sigma'_{v0} + 16}} \quad \text{Gibbs e Holtz (1957)} \quad (6)$$

onde σ'_{v0} é tensão geostática vertical efetiva.

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{60}}{0,28\sigma'_{v0} + 27}} \quad \text{Skempton (1986)} \quad (7)$$

$$1,49 - D_r \tan(\varphi) = 0,712 \quad \text{De Mello (1971)} \quad (8)$$

$$\varphi = 30^\circ + 15D_r \quad \text{para areias puras, Meyerhof (1956)} \quad (9)$$

$$\varphi = 25^\circ + 15D_r \quad \text{areias} \geq 5\% \text{ de finos, Meyerhof (1956)} \quad (10)$$

$$\varphi \approx 20^\circ + \sqrt{15,4 + N_{60}} \quad \text{Hatanaka e Uchida (1996)} \quad (11)$$

$$\varphi \approx 15^\circ + \sqrt{24 + N_{SPT}} \quad \text{Teixeira (1996)} \quad (12)$$

Uma estimativa inicial do módulo de elasticidade, E , pode ser realizada com a formulação de Kulhawy e Mayne (1990):

$$\frac{E}{p_{atm}} = \alpha N_{60} \quad (13)$$

onde E é módulo de elasticidade e p_{atm} é pressão atmosférica (mesma unidade de E).

Sendo α obtido da Tabela 3.

Tabela 3 – Valores de α para estimativa de E .

Classificação do solo	α
Areias com finos	5
Areias limpas normalmente consolidadas	10
Areias limpas sobreadensadas	15

Fonte: Adaptado de Kulhawy e Mayne (1990).

Já para solos coesivos, os valores de S_u podem ser obtidos pela Equação (14), Equação (15) e Equação (16):

$$\frac{S_u}{N_{SPT}} = 0,4 \text{ a } 20 \text{ (kPa)} \quad \text{argilas sensíveis, De Mello (1971)} \quad (14)$$

$$\frac{S_u}{N_{60}} = 10,5 \text{ (kPa)} \quad \text{Décourt (1989)} \quad (15)$$

$$\frac{S_u}{N_{60}} = 4,5 \text{ (kPa)} \quad \text{argilas pré-adensadas não sensíveis, Stroud (1989)} \quad (16)$$

onde S_u é a resistência ao cisalhamento não drenada.

Schnaid e Odebrecht (2012) explicam que a velocidade de cravação do amostrador é significativamente maior em campo em comparação com as velocidades de cisalhamento em ensaios de laboratório (tipicamente $0,3 \times 10^{-3}$ %/s no laboratório, enquanto em campo variam de 10^{-3} a 10^{-5} %/s). Essa diferença resulta em valores de S_u medidos em campo de 1,5 a 2 vezes superiores aos obtidos em laboratório (Randolph, 2004).

A utilização do ensaio de SPT permanece amplamente adotada na prática geotécnica, especialmente em fundações, devido à sua simplicidade, economia e à vasta experiência acumulada em sua aplicação (Schnaid; Odebrecht, 2012).

Segundo os autores, devido a sua ampla aceitação e aplicação, os valores médios de penetração do SPT são frequentemente utilizados como uma indicação qualitativa à previsão de problemas em Engenharia de Fundações, principalmente por meio dos métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996) largamente utilizados no Brasil.

Por exemplo, valores de N_{SPT} superiores a 30 geralmente indicam solos resistentes e estáveis, dispensando a necessidade de estudos geotécnicos mais detalhados para casos comuns. Em contrapartida, solos com N_{SPT} inferiores a 5 são considerados compressíveis e pouco resistentes, e soluções baseadas unicamente nesses ensaios não são recomendadas, pois, nessa faixa de variação de N_{SPT} (0-5), os resultados não são representativos (Schnaid; Odebrecht, 2012).

Por fim, destaca-se que detalhes adicionais sobre diversas equações baseadas em N_{SPT} , que podem ser empregadas para a estimativa de outros parâmetros geotécnicos, tensões admissíveis e recalques de fundações rasas, podem ser encontradas em Schnaid e Odebrecht (2012).

2.4.2 Ensaio de cone (CPT) e piezocone (CPTu)

Os ensaios de cone CPT e de piezocone CPTu consistem na cravação estática de uma ponteira cônica de aço no solo a uma taxa constante de 20 mm/s. A ponteira cônica padrão possui um ângulo de 60° de ápice e uma área de seção transversal de 10 cm^2 , enquanto a luva lateral tem uma área de 150 cm^2 . É importante notar que existem ponteiros cônicos com diferentes tamanhos, conforme ilustrado na Figura 22.

Durante a cravação, são realizadas medições, contínuas ou intermitentes, da resistência da ponta do cone, q_c e do atrito lateral da luva, f_s . No CPTu, além das medi-

Figura 22 – Variedade de tamanho de penetrômetros.



Fonte: Robertson e Cabal (2015).

Nota: da esquerda – 2 cm², 10 cm², 15 cm² e 40 cm².

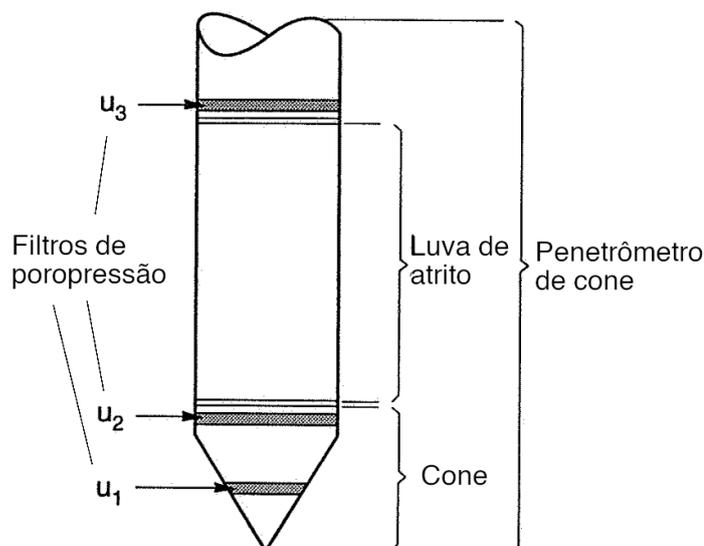
ções de q_c e f_s , são registradas de forma contínua as poropressões, u , geradas durante a cravação. A Figura 23 apresenta esquema de terminologia dos penetrômetros de cone.

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), inicialmente, o ensaio CPT era totalmente mecânico. Somente em 1935, no *Delf Soil Mechanics Laboratory*, foi projetada a primeira prensa de 10 ton para o equipamento de cravação utilizado no ensaio de cone. Em 1965, a Fugro desenvolveu o primeiro cone elétrico, estabelecendo a base para os equipamentos e as normas atuais. Na década de 1970 foi desenvolvido um equipamento capaz de medir a poropressão, u .

As normas para o ensaio são a ASTM D5778-20 (ASTM, 2020b) e a ISO 22476-1 (ISO, 2022). A NBR 12069 (ABNT, 1991) era utilizada no Brasil, porém esta foi cancelada em 2015. Atualmente as normas internacionais são utilizadas no Brasil como referência.

Atualmente, os ensaios CPT e CPTu estão entre as ferramentas consideradas mais importantes de prospecção geotécnica no campo. Schnaid e Odebrecht (2012) explicam que os resultados desses ensaios são utilizados para a determinação estratigráfica de perfis de solos, análise das propriedades dos materiais prospectados,

Figura 23 – Terminologia para os penetrômetros de cone.



Fonte: Adaptado de Lunne, Powell e Robertson (1997).

especialmente em depósitos de solos moles, e para previsão da capacidade de carga de fundações.

Robertson e Cabal (2015) complementam que, com equipamentos de penetração mais robustos, esses ensaios podem ser realizados em solos mais resistentes e, em alguns casos, até mesmo em rochas brandas.

Uma das maiores críticas aos ensaios de CPT e CPTu refere-se à ausência de coleta de amostras para a identificação e a classificação das distintas camadas que compõem o subsolo (Schnaid, 2009; Schnaid; Odebrecht, 2012; Robertson; Cabal, 2015).

Para contornar esse problema, vários autores citados por Schnaid e Odebrecht (2012) propuseram métodos indiretos de classificação de solos na forma de ábacos. Esses métodos utilizam as grandezas medidas durante a cravação do cone (q_c ou q_t , f_s e u_2) para determinar o tipo de solo, em vez de realizar uma determinação direta das suas características granulométricas.

Esse procedimento indireto de classificação é estabelecido com base em padrões de comportamento. Robertson e Cabal (2015) salientam que a classificação do solo baseado no ensaio de cone pode ser comparada posteriormente com os resultados de amostras coletadas em locais pré-determinados a partir dos resultados dos ensaios de cone.

Campanella, Gillespie e Robertson (1982) discutiram os efeitos da poropressão nas medidas da resistência de ponta e propuseram a Equação (17) para corrigir a resistência de ponta, q_c . Schnaid e Odebrecht (2012) enfatizam a necessidade de corrigir a resistência de ponta em todos os ensaios em que há monitoramento das poropressões durante a cravação, especialmente para a determinação de propriedades

em argilas moles.

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (17)$$

onde:

q_t = resistência à penetração de ponta corrigida;

q_c = resistência à penetração de ponta;

u_2 = poropressão;

a = fator de área líquida, $a = A_n/A_q$.

Também, define-se a razão de atrito, R_f , expressa por:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \quad (18)$$

onde:

R_f = razão de atrito do cone;

f_s = resistência por atrito lateral.

Com essas grandezas foram elaborados *charts Soil behaviour type* (SBT), sendo relacionados com os parâmetros (Schnaid; Odebrecht, 2012; ROCSCIENCE INC, 2021):

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0} - u_0} \quad (19)$$

onde:

Q_t = resistência à penetração de ponta corrigida normalizada;

u_0 = poropressão hidrostática.

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma'_{v0}} \quad (20)$$

onde:

B_q = poropressão do cone normalizada.

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma'_{v0}} 100\% \quad (21)$$

onde:

F_r = razão de atrito normalizada.

Os ábacos ou SBT elaborados a partir desses parâmetros podem ser consultados em vários trabalhos, incluindo Robertson (1990), Jefferies e Davies (1993) e Schnaid e Odebrecht (2012).

Jefferies e Davies (1993) melhoraram a proposta de Robertson (1990) baseando-se nos valores de q_t e u_2 , validados para valores de $B_q > 1$. Os dados são relacionados pela Equação (22). O valor de I_c permite analisar a condição de drenagem do solo para esforços habituais nas obras de engenharia. Schnaid e Odebrecht (2012) citam $I_c < 1,8$ para solos drenados e $I_c > 2,76$ para solos não drenados.

$$I_c = \sqrt{[3 - \log(Q_t)(1 - B_q)]^2 + [1,5 + 1,3 \log(F_r)]^2} \quad (22)$$

onde:

I_c = índice de classificação do material.

Em termos de parâmetros de projeto, o ensaio SPT utiliza o N_{SPT} , associado à análise de amostras coletadas, para entender o comportamento do solo e determinar seus parâmetros. Em contraste, os ensaios CPT e CPTu consideram diretamente grandezas como q_c , f_s e/ou u , além daquelas derivadas e ábacos de classificação propostos. Em resumo, enquanto o ensaio SPT baseia-se principalmente em uma única medida numérica N_{SPT} para estimar todos os parâmetros, enquanto os ensaios CPT e CPTu utilizam múltiplas grandezas numéricas (q_c , f_s e/ou u) para análise e interpretação.

Com a acessibilidade do equipamento de CPT e CPTu em vários países, diversas relações têm sido desenvolvidas a partir de seus resultados para estimar parâmetros geotécnicos. Schnaid e Odebrecht (2012) enumeram e definem um conjunto de parâmetros que podem ser estimados com base nos resultados desses ensaios. Destacam-se, entre eles, a classificação do solo, o estado de tensões *in situ* (K_0), o ângulo de atrito efetivo (φ'), o módulo oedométrico (M), o módulo cisalhante (G), a história de tensões (OCR), a sensibilidade (S_t), a resistência não drenada (S_u), o coeficiente de adensamento (K), o coeficiente de adensamento horizontal (C_h), o peso específico aparente (γ'), e o intercepto coesivo efetivo (c'). Vários desses parâmetros são utilizados para estimativa de recalques ou de capacidade de carga de fundações.

Os resultados de ensaios CPT podem ser utilizados diretamente para a estimativa da capacidade de carga de fundações. É importante destacar que o método de Aoki e Velloso (1975) foi desenvolvido com base em correlações entre os valores de q_c e N_{SPT} . Na prática brasileira, o dimensionamento de fundações é predominantemente baseado em métodos que utilizam o N_{SPT} . Em contrapartida, em vários países europeus, é comum a utilização de métodos baseados em CPT, como o método *Laboratoire central des ponts et chaussées* (LCPC) proposto por Bustamante e Ganeselli (1981) e o método europeu de projeto proposto por de Ruiter e Beringen (1979), para a estimativa direta da capacidade de carga de estacas.

2.4.3 Ensaio de palheta

Desenvolvido no final da década de 1910 na Suécia, o ensaio de palheta, ou VST, como também é conhecido, é amplamente utilizado para determinar a resistência não drenada (S_u) de argilas devido a sua simplicidade (Ortigão; Collet, 1986; Chandler, 1998; Coutinho; J. Oliveira; A. Oliveira, 2000; Schnaid; Odebrecht, 2012). O ensaio é normatizado pela NBR 10905 (ABNT, 1989), ASTM D2573-08 (ASTM, 2008) e ISO 22476-9 (ISO, 2020).

O ensaio consiste na introdução de uma palheta de seção cruciforme no solo até a profundidade desejada, seguida pela aplicação de um torque necessário para cisalhar o solo por rotação em condições não drenadas. A velocidade de rotação da palheta é de $6^\circ/\text{min}$ e a razão entre a altura e o diâmetro da palheta é de 2. Figura 24 mostra o equipamento utilizado para a realização do ensaio de palheta. Schnaid e Odebrecht (2012) explicam alguns critérios necessários para a realização dos ensaios de palheta. Por exemplo, é recomendado que o valor de $N_{SPT} \leq 2$, o solo deve predominantemente argiloso ($\geq 50\%$ passante na peneira #200, $LL \geq 25$, $IP \geq 4$), ausência de lentes de areia. Antes da realização do ensaio, é necessário o conhecimento prévio da natureza do solo por meio de ensaios SPT ou CPT para avaliar sua aplicabilidade e interpretação adequada dos resultados.

A partir do valor do torque máximo medido, T_{max} , determina-se a resistência não drenada S_u , utilizando a Equação (23):

$$S_u = 0,86 \frac{T_{max}}{\pi D_p} \quad (23)$$

onde:

T_{max} = torque máximo;

D_p = diâmetro da palheta.

Em vários projetos, é importante analisar a sensibilidade de argilas, calculada com base na relação entre a resistência não drenada na condição indeformada, S_u e a resistência não drenada na condição amolgada, S_{ur} , conforme a Equação (24).

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (24)$$

onde:

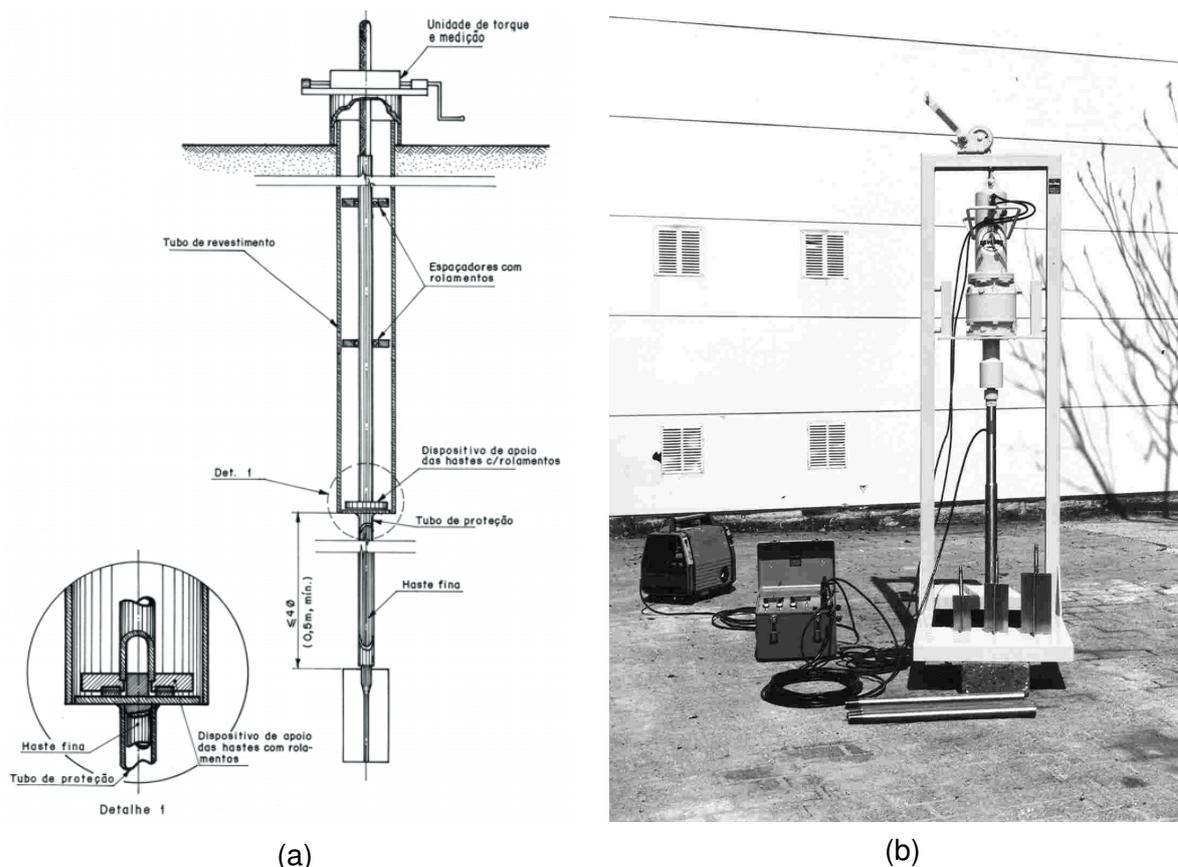
S_t = sensibilidade da argila;

S_{ur} = resistência ao cisalhamento não drenada amolgada (obtida na Equação (23)).

A Tabela 4 apresenta a classificação de argilas com base nos valores de sensibilidade.

Schnaid e Odebrecht (2012) reforçam a necessidade de correção da resistência não drenada no ensaio de palheta, conforme a Equação (25) proposta por Bjerrum

Figura 24 – Equipamento de execução do ensaio de palheta.



Fonte: (a) ABNT (1989) e (b) Schnaid (2009).

Tabela 4 – Sensibilidade de argilas.

Classificação	S_t
Insensível	0-1
Baixa sensibilidade	1-2
Média sensibilidade	2-4
Alta sensibilidade	4-8
Muito sensível	> 8
Ultrasensível	> 16

Fonte: Skempton e Northey (1952).

(1973) para o cálculo da estabilidade de taludes, considerando a combinação dos fatores que influenciam os resultados do ensaio – velocidade de carregamento, anisotropia e fluência. O fator de correção empírico μ decresce com o aumento do índice de plasticidade e, em argilas brasileiras, varia entre 0,4 a 0,9, com uma média de 0,65 (Schnaid; Odebrecht, 2012).

$$S_{u,cor} = \mu S_u \tag{25}$$

onde:

$S_{u,cor}$ = resistência ao cisalhamento não drenada corrigida;
 μ = fator empírico de correção de S_u .

Um parâmetro importante para a análise da história de tensão e do adensamento de depósitos de argilas moles é o *Overconsolidation ratio* (OCR) ou Razão de sobreadensamento (RSA). Mayne e Mitchell (1988) propuseram a Equação (26) para calcular o valor de OCR.

$$OCR = 4,31 \frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \quad (26)$$

2.4.4 Ensaios pressiométricos e dilatométricos

Apesar de os ensaios pressiométricos e dilatométricos serem comuns em alguns países europeus, sua aplicação no contexto brasileiro ainda não está amplamente difundida nos projetos de fundações. No Brasil, esses ensaios são geralmente reservados para obras especiais de grande porte ou alto risco, que requerem um conjunto mais abrangente de ensaios geotécnicos. Este trabalho explora apenas os conceitos básicos desses ensaios.

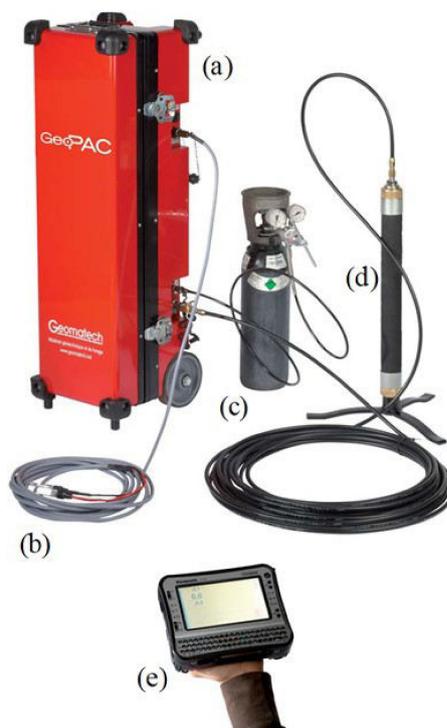
Para informações mais detalhadas, recomenda-se consultar os estudos de Marchetti (1980), Mair e Wood (1987), Anderson e Pyrah (1989), Schnaid (2009), Reyes (2012), Schnaid e Odebrecht (2012), Arsonnet *et al.* (2013), Vargas (2019), (Zegers, 2021), ISSMGE (2001), ASTM D4719-20 (ASTM, 2020a), ISO 22476-4 (ISO, 2021), ASTM D6635-15 (ASTM, 2015) e ISO 22476-11 (ISO, 2017).

O PMT, também conhecido como ensaio de pressiômetro de Ménard, tem como objetivo principal a análise do comportamento tensão-deformação de solos ou rochas brandas *in situ*. Durante o ensaio, um elemento cilíndrico, conforme ilustrado na Figura 25, aplica uma pressão radial uniforme nas paredes de um furo de sondagem por meio de uma membrana flexível, resultando na expansão de uma cavidade cilíndrica dentro do solo.

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), o procedimento do ensaio envolve a inserção da sonda em um furo de sondagem na profundidade desejada, seguida da expansão controlada por incrementos de pressão de mesma magnitude. A cada incremento, as leituras do volume de água injetada são registradas aos 15, 30 e 60 segundos. Após 60 segundos, um novo incremento de pressão é aplicado, gerando uma curva pressiométrica que relaciona o volume injetado com a pressão aplicada.

A interpretação dos parâmetros geotécnicos a partir dos resultados de ensaios pressiométricos depende do tipo de pressiômetro utilizado, do método de instalação, do tipo de solo e do método de análise. Neste contexto, o solo é considerado um meio perfeitamente elastoplástico, conforme discutido por Schnaid (2009) e Schnaid e Odebrecht (2012).

Figura 25 – Pressiômetro tipo Ménard.



Fonte: Arsonnet *et al.* (2013).

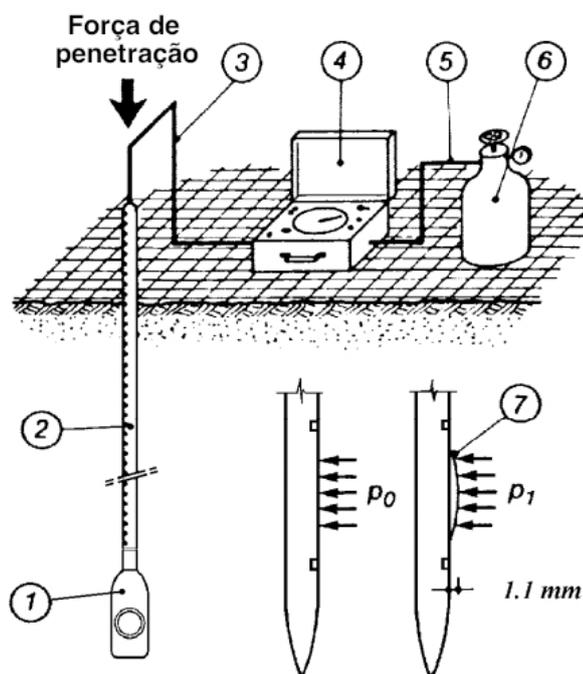
Nota: (a) controle de volume e pressão, (b) fonte de eletricidade, (c) fonte de gás comprimido, (d) sonda e (e) controle remoto do equipamento.

Entre os parâmetros que podem ser obtidos estão o coeficiente de empuxo no repouso, K_0 , módulo cisalhante, G , módulo de elasticidade, E , resistência ao cisalhamento não drenada, S_u , em argilas, ângulo de atrito interno, φ , em areias, poropressões, u , e condutividade hidráulica, k (Schnaid; Odebrecht, 2012). A determinação do módulo cisalhante, G e módulo de elasticidade, E é de particular relevância, devido à reconhecida dificuldade em obtê-los por meio de outros ensaios de campo e laboratório (Schnaid; Odebrecht, 2012).

Por outro lado, o ensaio dilatométrico, conhecido como ensaio do dilatômetro de Marchetti, desenvolvido por Silvano Marchetti em meados dos anos 1970, é um ensaio geotécnico realizado para se conhecer parâmetros de deformabilidade do solo (Marchetti, 1980). Consiste em uma lâmina de aço inoxidável, disposta em uma de suas faces, membrana expansível, de aço, de 60 mm de diâmetro. O ensaio é realizado verificando a pressão necessária para inserir a lâmina no solo e, em seguida, utiliza-se pressão de gás para expandir a membrana dentro do solo, conforme a Figura 26. Tipicamente, o ensaio é realizado a cada 20 cm em dois estágios de deslocamento, aferindo as pressões necessárias para os deslocamentos (ISSMGE, 2001; Schnaid, 2009; Reyes, 2012).

Conforme Schnaid e Odebrecht (2012), a interpretação dos resultados do ensaio dilatométrico permite a estimativa de parâmetros constitutivos do solo por meio

Figura 26 – Visão geral do equipamento utilizado no ensaio pressiométrico.



Fonte: Monaco, Marchetti e Totani (2007).

Nota: (1) lâmina do ensaio DMT, (2) hastes de cravação, (3) cabo elétrico e pneumático, (4) unidade de controle, (5) cabo pneumático, (6) cilindro de gás e (7) membrana de expansão.

de correlações semiempíricas. Especificamente, esses parâmetros incluem o coeficiente de empuxo no repouso, K_0 , a razão de sobreadensamento, OCR , resistência ao cisalhamento não drenada, S_u , em argilas, ângulo de atrito interno, φ , em areias, condutividade hidráulica, k , coeficiente de adensamento horizontal, C_h e o peso específico do solo, γ'

Os parâmetros que podem ser adquiridos do ensaio são: primeira leitura corrigida, p_0 , segunda leitura corrigida, p_1 , a partir das quais podem ser correlacionadas com o índice do material, I_D , o índice de tensão horizontal, K_D , o módulo dilatométrico, E_D , o coeficiente de empuxo no repouso, K_0 , a razão de sobreadensamento, OCR , resistência ao cisalhamento não drenada, S_u , em argilas, ângulo de atrito interno, φ , em areias, condutividade hidráulica, k , coeficiente de adensamento horizontal, C_h e o peso específico do solo, γ' (ISSMGE, 2001; Schnaid; Odebrecht, 2012).

Como resumo, o Quadro 4, elaborado por Robertson (1986), apresenta a aplicabilidade de diferentes tipos de ensaios na determinação de parâmetros de projetos.

2.4.5 Ensaios de laboratório

Em projetos de fundações, ensaios de laboratório são realizados com o objetivo de determinar parâmetros de resistência e deformabilidade, funcionando como pro-

Quadro 4 – Ensaios *in situ* e suas aplicabilidades.

	Tipo de solo	Perfil estratigráfico	Poropressão	Ângulo de atrito	Resistência não drenada	Densidade relativa	Compressibilidade	Coefficientes de consolidação	Permeabilidade	Módulo de elasticidade e de cisalhamento	Tensão total	Razão de sobreadensamento
<i>Cone penetration test</i> (CPT)	B	A	–	B	C	B	C	–	–	B	C	C
<i>Piezocone penetration test</i> (CPTu)	A	A	A	B	B	B	C	A	B	B	C	B
Dilatômetro de Marchetti (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	–	–	B	B	B
Ensaio de palheta (VST)	C	C	–	–	A	–	–	–	–	–	C	B
<i>Standard Penetration Test</i> (SPT)	A	B	–	B	C	B	–	–	–	B	–	C
Ensaio pressiométrico (PMT)	B	B	–	C	B	C	C	C	–	A	C	C

Fonte: Adaptado de Robertson (1986).

Nota: A = altamente aplicável, B = moderadamente aplicável, C = limitadamente aplicável, – = não aplicável.

cedimentos complementares às investigações de campo (Schnaid; Odebrecht, 2012; Almeida; Marques, 2014). Almeida e Marques (2014) destacam que os modos de deformação e ruptura, assim como as trajetórias de tensão nos ensaios de campo e de laboratório, diferem daqueles observados na obra e devem ser considerados nas previsões de recalques e nas análises de estabilidade.

Para a realização dos ensaios de laboratório, são conduzidas campanhas prévias de coleta de amostras deformadas e/ou indeformadas. As amostras deformadas podem ser coletadas tanto na etapa preliminar quanto na complementar, enquanto as amostras indeformadas são coletadas exclusivamente na etapa complementar, devido ao custo e às dificuldades inerentes ao processo de coleta (Quaresma *et al.*, 1998; Schnaid; Odebrecht, 2012).

Na posse das amostras, realizam-se ensaios de laboratório para a caracterização dos materiais e determinação dos parâmetros de interesse. Segundo CEN (2007), o programa de ensaios laboratoriais depende do tipo de construção, tipo de subsolo, da estratigrafia e dos parâmetros geotécnicos necessários para o projeto, em confor-

midade com as categorias geotécnicas apresentadas.

Geralmente, as amostras deformadas, tanto de areias quanto de argilas, são utilizadas essencialmente para ensaios básicos de caracterização física, como umidade natural, massa específica real dos grãos limites de Atterberg e análise granulométrica. O valor da massa específica dos grãos é utilizado na análise dos resultados de sedimentação e adensamento. Almeida e Marques (2014) destacam que as amostras deformadas coletadas para determinação de umidade devem ser imediatamente colocadas em sacos plásticos e armazenadas em caixas de isopor, protegidas do solo.

Os ensaios para a determinação dos limites de Atterberg são importantes para a análise da plasticidade de argilas e podem ser utilizados para auxiliar na correção da resistência não drenada (S_u) e na análise qualitativa de compressibilidade de argilas por meio da Carta de Plasticidade de Casagrande (Bjerrum, 1973; Almeida; Marques, 2014; Das; Sobhan, 2018).

Os ensaios mais complexos para análises de deformabilidade e resistência, e em alguns casos de permeabilidade, são realizados na etapa complementar (Quaresma *et al.*, 1998; Schnaid; Odebrecht, 2012; Almeida; Marques, 2014). Quaresma *et al.* (1998) explicam que esses ensaios enfrentam dificuldades conhecidas na amostragem indeformada, especialmente em solos pouco coesivos e solos sensíveis. A obtenção de amostras indeformadas de areias puras acima do lençol freático é muito difícil e, abaixo dele, praticamente impossível. Em função disso, é comum a utilização de amostras deformadas de areias em ensaios para determinação dos parâmetros de resistência, como cisalhamento direto e compressão triaxial.

A coleta de amostras indeformadas é restrita a solos com certo nível de coesão, principalmente argilas. Essas amostras podem ser utilizadas em ensaios destinados a analisar deformabilidade, resistência e permeabilidade (Schnaid; Odebrecht, 2012; Almeida; Marques, 2014).

A Tabela 5 apresenta os parâmetros geotécnicos que podem ser estimados com base nos ensaios de adensamento, cisalhamento direto e compressão triaxial.

Tabela 5 – Parâmetros geotécnicos.

Tipo	Objetivo	Parâmetros de interesse
Adensamento	Análise de recalque	Argilas: C_c, C_r, C_d
Cisalhamento direto	Análise de resistência ao cisalhamento	φ', c'
Triaxial	Resistência e deformabilidade	Argilas: S_u, φ', c', E_u Areias: φ', c', E

Fonte: Adaptado de Almeida e Marques (2014).

Na prática de engenharia de fundações, os parâmetros listados na Tabela 5 podem ser utilizados para a análise dos recalques e da capacidade de carga de elementos de fundação. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), em depósitos argilosos

e arenosos, os recalques imediatos de fundações superficiais geralmente são determinados a partir da aplicação dos conceitos básicos estabelecidos pela Teoria da Elasticidade. No entanto, o sucesso dessa Teoria depende da previsão adequada do módulo de elasticidade drenado, E em areias, e do módulo de elasticidade não drenado, E_u em argilas.

Na impossibilidade de determinar esses módulos por meio do ensaio de compressão triaxial, pode-se recorrer a correlações empíricas estabelecidas a partir dos ensaios de campo. Em argilas, os recalques a longo prazo (recalques primários) são calculados a partir da aplicação da Teoria do Adensamento. Para isso, utilizam-se os parâmetros determinados nos ensaios de adensamento ou correlações baseadas nos resultados dos ensaios de CPT e CPTu.

Os parâmetros de resistência, como a coesão e o ângulo de atrito, determinados por meio dos ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial, podem ser utilizados especialmente para a análise da capacidade de carga de fundações rasas.

Embora existam vários métodos teóricos que utilizam os valores de coesão e ângulo de atrito para analisar a capacidade de carga de fundações profundas, a prática brasileira de dimensionamento de fundações profundas é baseada em métodos semiempíricos que utilizam resultados de ensaios de campo. Mesmo nos métodos teóricos, os valores de coesão e ângulo de atrito costumam ser estimados por meio de correlações empíricas estabelecidas a partir de resultados de campo (Quaresma *et al.*, 1998; Schnaid; Odebrecht, 2012).

Quaresma *et al.* (1998) explicam que o ângulo de atrito interno não é uma característica única de uma dada areia, pois depende não apenas do tipo de ensaio utilizado para sua determinação, mas também do nível de tensão considerado. Nos métodos que utilizam o ângulo de atrito, surge a questão de qual valor utilizar: a) o do ensaio triaxial convencional?; b) o obtido em um ensaio de cisalhamento direto?; c) o obtido em um ensaio de deformação plana?; ou d) o obtido em um ensaio de cisalhamento direto?.

Por fim, Quaresma *et al.* (1998) enfatizam que os solos, sendo materiais depositados pela natureza em formações heterogêneas, apresentam um comportamento muito complexo para ser tratado por abordagens teóricas rigorosas. Portanto, abordagens baseadas em ensaios de campo são práticas e aceitáveis, considerando as incertezas decorrentes da variabilidade do solo. Nesse sentido, os ensaios de laboratório são restritos a alguns casos especiais, principalmente em solos coesivos saturados (solos moles).

2.5 FATORES DE SEGURANÇA

Devido à variabilidade espacial das características dos solos e às incertezas nos parâmetros estimados (conforme apresentado na Seção 2.4) e nos métodos de

dimensionamento (apresentados adiante no Capítulo 3 e Capítulo 4), é crucial aplicar fatores de segurança no projeto de fundações que considerem esses aspectos (Velloso; Lopes, 2004a). Na mesma linha, Schnaid e Odebrecht (2012) afirmam que a abrangência das informações obtidas determina os fatores de segurança adotados em projeto, visando compatibilizar os métodos de dimensionamento com as incertezas decorrentes: (a) das hipóteses simplificadoras adotadas nos cálculos, (b) da estimativa das cargas permanentes e acidentais de projeto, e (c) da previsão das propriedades mecânicas e de comportamento do solo.

Na prática, a adoção de fatores de segurança em solos é por essência mais difíceis do que em materiais cujas propriedades são conhecidas e podem ser determinadas com rigor e precisão. Portanto, a fixação de fatores de segurança deve ser relacionada com o conhecimento do solo, dos parâmetros adotados, das cargas aplicadas, nos métodos de dimensionamento e da execução da fundação (Cintra; Aoki, 2010; Velloso; Lopes, 2004a)

Segundo AISC (2022), fator de segurança pode ser definido conceitualmente (Equação (27)) como a razão entre as ações resistentes e as ações solicitantes.

$$FS = \frac{\sum \tau}{\sum S} \quad (27)$$

onde FS é o fator de segurança, τ as resistências e S as solicitações.

A Equação (27) trata de um fator de segurança global, onde todas as avaliações de segurança são realizadas em relação ao total das resistências e o total das solicitações. Há ainda os chamados fatores de segurança parciais. Por outro lado, os fatores de segurança parciais são aplicados nas parcelas das resistências e das solicitações, conforme demonstrada na Equação (28) proposta por Terzaghi e Peck (1996).

$$\frac{\sum \tau_{parcial}}{\sum S_{parcial}} = 1 \quad (28)$$

onde $\tau_{parcial}$ é as resistências considerando fatores de segurança parciais e $S_{parcial}$ é as solicitações considerando fatores de segurança parciais.

Meyerhof (1969) e Terzaghi e Peck (1996) sugerem valores para os fatores de segurança parciais conforme o Tabela 6 e o Tabela 7, respectivamente. Os fatores de segurança do Tabela 6 reduzem os parâmetros de resistência e aumentam as cargas atuantes. Ou seja, os parâmetros de resistência são divididos por esses fatores, enquanto as cargas são multiplicadas por eles. Por outro lado, no Tabela 7, tanto as cargas quanto os parâmetros de resistência são multiplicados pelos fatores de segurança correspondentes.

A Tabela 8 apresenta alguns fatores de segurança globais conforme Baikie (1985).

Tabela 6 – Valores mínimos para fatores de segurança parciais.

Item	Parâmetro de resistência	Fator de segurança parcial
Obras de terra e contenções	Coesão	1,50
	Tangente do ângulo de atrito interno ($\tan \varphi$)	1,20
	Coesão e tangente do ângulo de atrito interno	1,30 a 1,50
Fundações	Coesão	2,00 a 2,50
	Tangente do ângulo interno ($\tan \varphi$)	1,20 a 1,30
Cargas permanentes	-	1,00
Pressão hidrostática	-	1,00 a 1,20
Cargas acidentais	-	1,20 a 1,50

Fonte: Adaptado de Meyerhof (1969).

Tabela 7 – Sugestão de fatores de segurança parciais.

Categoria	Item	Fator
Cargas	Cargas permanentes	1,25
	Cargas acidentais, vento, sismos	1,50
	Pressão hidrostática	1,25
Resistência cisalhante	Coesão (obras de terra e contenções)	0,65
	Coesão (fundações)	0,50
	Tangente do ângulo de atrito interno ($\tan \varphi$)	0,80

Fonte: Adaptado de Terzaghi e Peck (1996).

Tabela 8 – Sugestão de fatores de segurança globais.

Categoria	Fator de segurança global
Obras de terra	1,3 a 1,5
Contenções	1,5 a 2,0
Fundações	2,0 a 3,0

Fonte: Adaptado de Baikie (1985).

De acordo com Feld (1965), Terzaghi e Peck (1996) e Fleming (1992), o uso de fatores de segurança em análises de capacidade de carga, sejam globais ou parciais, não é suficiente para garantir a segurança do projeto de fundações. Terzaghi e Peck (1996) explicam que é necessário também verificar a segurança da estrutura em relação ao recalque, mesmo que a verificação da capacidade de carga esteja satisfatória. Ademais, Feld (1965) acrescenta a verificação da movimentação das estruturas adjacentes nessa perspectiva.

As normativas de projetos de fundações apresentam diretrizes diferentes na determinação e utilização dos fatores de segurança para o projeto de fundações. Os valores variam conforme tipo de fundação, estados limites analisados e os métodos para determinação da capacidade de carga (Schuppener *et al.*, 2009).

Existem três métodos consagrados na literatura para a estimativa de capacidade de carga de fundações: métodos racionais (ou teóricos), métodos empíricos e métodos semiempíricos. Os métodos racionais são aqueles que utilizam teorias estabelecidas, deduções e princípios teóricos. Os métodos empíricos baseiam-se na abordagem intuitiva, com dados observacionais e experimentais coletados e analisados para formular hipóteses. Os métodos semiempíricos combinam os elementos dos métodos racionais e empíricos, calibrando a teoria com os dados experimentais.

A NBR 6122 (ABNT, 2022) apresenta os fatores de segurança para fundações, separando-os em fundações rasas e profundas. Para fundações rasas, consideram segurança na compressão, segurança na tração, no deslizamento e tombamento, e segurança para flutuação.

O Quadro 5 apresenta os valores referentes à segurança na compressão, levando em conta o método de determinação da resistência última para fundações rasas. Nos casos de tração, deslizamento e tombamento, são adotados fatores de minoração de 1,2 para a parcela favorável do peso, 1,4 para a resistência do solo, e um fator de majoração de 1,4 para o esforço atuante. Para o caso de flutuação, o fator de segurança global mínimo recomendado é de 1,1.

Quadro 5 – Fatores de segurança e coeficientes de ponderação para solicitações de compressão para fundações rasas.

Métodos para determinação da resistência última	Coeficiente de ponderação da resistência última	Fator de segurança global
Semiempíricos	Valores propostos no próprio método e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio método e no mínimo 3,00
Analíticos (teóricos)	2,15	3,00
Semiempíricos ou analíticos com duas ou mais provas de carga executadas na fase de projeto	1,40	2,00

Fonte: Adaptado de ABNT (2022).

Ainda em relação às fundações rasas, Teixeira e Godoy (1998) recomendam selecionar o fator de segurança dos métodos teóricos conforme a especificidade do problema, mas não inferior a 3. Em análises baseadas nos resultados de provas de carga sobre placas, os autores sugerem a adoção de um fator de segurança de 2.

No caso de fundações profundas, na hipótese de cálculo da carga admissível por método semiempírico ou por provas de carga estáticas executadas na fase de elaboração ou adequação do projeto, a NBR 6122 (ABNT, 2022) recomenda os fatores de segurança global de 2,0 e 1,6, respectivamente. Para determinar a força resistente de cálculo, devem ser utilizados ponderadores de 1,4 para resultados de métodos semiempíricos e de 1,14 para resultados de provas de carga. A NBR 6122 (ABNT, 2022) também apresenta outros fatores de minoração da resistência para determina-

ção de valores característicos de resistências calculadas por métodos semiempíricos baseadas em ensaios de campo e por provas de cargas estáticas.

Council, Thornburg e Kimball (2021) recomendam um fator de segurança global mínimo de 2 para fundações profundas. Não obstante, em estratigrafias que possuem camadas de solos moles, é necessário confirmar que não há redução da capacidade de suporte por um método de análise aprovado. Recomenda-se, neste caso, que as fundações sejam apoiadas em maiores profundidades ou que o número de elementos de fundações seja aumentado.

A Tabela 9, elaborada com base em Milititsky (2019), apresenta valores de fatores de segurança geralmente sugeridos como indicação inicial para as parcelas de resistência lateral e de ponta de diversos tipos de estaca. Esses valores aplicam-se para a condição de carregamento em estado limite de serviço quando o cálculo é realizado por correlação direta com o N_{SPT} sem comprovação através de ensaios estáticos.

Tabela 9 – Fatores de segurança parciais para tipos de estacas.

Tipo de estaca	Fator de segurança		
	Ponta	Lateral	Global
Escavadas	> 3 a 5	> 2 compressão; > 2,5 tração	> 2,5
Hélice contínua (1ª opção)	> 3 a 5	> 2 compressão; > 2,5 tração	> 2,5
Raiz	> 3 a 4	> 2 compressão; > 2,5 tração	> 2,5
Metálicas	> 2,5	> 2 compressão; > 2,5 tração	> 2,5
Hélice contínua (2ª opção)	> 3 a 5	Resistência lateral desprezada	> 2,0
Pré-moldada de concreto	> 2	> 1,5 compressão; > 2,5 tração	> 2,0

Fonte: Adaptado de Milititsky (2019).

Para CEN (2004), há fatores de segurança para as propriedades do solo, assim como para as fundações. Pelas abordagens de cálculo da EN 1997-1 associam os coeficientes parciais de segurança das ações (A1 e A2), das propriedades do solo (M1 e M2) e da resistência do solo (R1, R2, R3 e R4).

Nos solos, os fatores de segurança são aplicados conforme o Tabela 10. Ainda, se tratando de fundações rasas, há os fatores de segurança parciais quanto a capacidade de carga e de deslizamento, conforme o Tabela 11.

Nas normativas estadunidenses, são notórias as disposições da ASCE 7-16 (ASCE, 2016), que especificam os fatores e considerações para o cálculo dos esforços mínimos nas estruturas. Os métodos de dimensionamento de fundações, então, se baseiam em valores de carregamentos já majorados, conforme descrito na Seção 2.4 da ASCE 7-16.

Tabela 10 – Fatores de segurança parciais para parâmetros do solo.

Parâmetro do solo	Valor	
	M1	M2
Tangente do ângulo de atrito interno ($\tan \varphi$)	1,00	1,25
Coesão efetiva	1,00	1,25
Resistência ao cisalhamento não drenada	1,00	1,40
Resistência à compressão simples	1,00	1,40
Peso específico	1,00	1,00

Fonte: Adaptado de CEN (2004).

Tabela 11 – Fatores de segurança parciais para fundações rasas.

Resistência	Valor		
	R1	R2	R3
Capacidade de carga	1,00	1,40	1,00
Deslizamento	1,00	1,10	1,00

Fonte: Adaptado de CEN (2004).

2.6 CONSIDERAÇÕES

Esta seção apresenta as considerações do autor sobre os principais temas discutidos neste capítulo. Ressalta-se desde já que a elaboração de um projeto de fundações de qualidade requer uma interação técnica entre engenheiros de fundações, geólogos e engenheiros estruturais. De forma geral, essa relação também envolve o proprietário da obra, os executores (pessoal de campo), a vizinhança, os fornecedores, entre outros agentes do processo. Assim, o engenheiro de fundações deve possuir um domínio sólido dos conceitos de Mecânica dos Solos e Fundações, além de conhecimentos básicos de geologia e engenharia estrutural.

Diversas etapas são necessárias para desenvolver um bom projeto de fundações. Dentre essas, destacam-se estudos preliminares no escritório, bom planejamento de investigações preliminares e complementares, interpretação adequada de resultados, seleção do tipo de fundação mais adequado, análise de desempenho de fundações e o dimensionamento propriamente dito. A implementação de uma ou mais dessas etapas depende do tipo da obra, das práticas regionais e do rigor técnico do engenheiro de fundações.

Antes de propor qualquer tipo de fundação para uma obra, é crucial analisar os projetos arquitetônico e estrutural básicos, quando disponíveis. É necessário compreender a concepção estrutural adotada e suas particularidades, assegurando a convergência entre o projeto estrutural e o projeto de fundações. Esses projetos fornecem informações essenciais sobre tipos e magnitudes de cargas atuantes, regiões com concentração de cargas, existência de cargas especiais, dimensões da obra, entre outros.

A análise dos aspectos relacionados ao local de implantação da obra, como topografias acidentadas, presença de edificações ao redor do empreendimento, cursos d'água e acessos restritos, é fundamental antes da definição do tipo de fundação. Para essa análise, é recomendável o uso de mapas e visitas à vizinhança do local da obra, mesmo que virtualmente por meio de ferramentas como *Google Maps*, para compreender as características da região e das edificações vizinhas.

Um dos fatores mais importantes para a definição do tipo de fundação são as características do solo do local da obra. Essas informações são obtidas por meio de estudos prévios de escritório e investigações geotécnicas preliminares e complementares. As campanhas de investigações devem ser bem planejadas e executadas de acordo com as normativas técnicas, garantindo que os resultados sejam bem analisados e interpretados para fornecer parâmetros representativos do solo *in situ*.

É recomendável que o engenheiro de fundações faça parte da equipe responsável pelo planejamento e orientação das investigações geotécnicas. Um plano eficaz de investigação geotécnica deve definir claramente as etapas necessárias para alcançar os objetivos desejados. Em cada etapa, é essencial estabelecer os objetivos específicos, tipos e quantidade de ensaios, locais de sondagem e coleta de amostras, profundidades a serem investigadas, critérios para interrupção dos ensaios, um *checklist* com requisitos para execução e aceitação dos ensaios, instruções de segurança, entre outros detalhes.

No campo, é crucial que os relatórios de sondagem sejam bem organizados, incluindo informações básicas do local, classificação dos solos encontrados, presença ou não do nível d'água etc. Qualquer evento não previsto deve ser devidamente anotado no relatório.

A equipe de sondagens deve incluir um técnico bem treinado, responsável por verificar as condições do equipamento antes dos ensaios e tomar decisões necessárias durante as investigações. Em situações mais complexas, é recomendável que o técnico contate a equipe de escritório para orientações adicionais. Atenção especial deve ser dada durante os ensaios para monitorar a presença de lentes de areia, matacões, gases perigosos, cavas, artesianismo, entre outros possíveis problemas.

Para fins de investigação geotécnica, podem ser realizados ensaios de campo e de laboratório. As características da obra, práticas regionais, disponibilidade de equipamentos e parâmetros de interesse para o dimensionamento, determinam os tipos e quantidades de ensaios a serem realizados. Independentemente do contexto, é crucial definir bem os tipos e a quantidade de ensaios para caracterizar adequadamente o subsolo, fornecendo informações relevantes para a elaboração do projeto e execução da obra. Uma proposta de campanha de investigação geotécnica é apresentada no Apêndice A.

No Brasil, para fins de projeto de fundações, é comum utilizar principalmente os

resultados do ensaio SPT e ensaios de caracterização básica do solo. A recomendação da NBR 6122 (ABNT, 2022) sobre a necessidade de realizar pelo menos um ensaio SPT em qualquer obra é de extrema importância, especialmente em locais onde não há históricos de comportamento do solo.

Em obras de maior porte, podem ser criadas “ilhas de investigação” com diferentes tipos de ensaios para compreender melhor o comportamento do solo. Os resultados dos ensaios SPT realizados na etapa preliminar devem orientar o planejamento dos ensaios complementares, que podem incluir ensaios CPT, ensaio de palheta, ensaio dilatométrico e ensaio pressiométrico. Além disso, a coleta de amostras indeformadas é recomendada em argilas moles para a realização de ensaios mecânicos de laboratório.

Uma campanha de investigação geotécnica bem planejada e a interpretação adequada dos seus resultados são fundamentais para refinar soluções e otimizar o projeto de fundações, reduzindo custos, evitando patologias e melhorando o desempenho das fundações. Na interpretação dos resultados, é essencial elaborar perfis de solo com valores médios dos parâmetros obtidos a partir de uma análise espacial estatística.

O conhecimento do subsolo, da posição do nível d'água e das cargas atuantes deve orientar o engenheiro na seleção do tipo de fundação, considerando fatores como custo, eficiência, disponibilidade de equipamentos e empresas executoras, sustentabilidade e tempo de construção. A experiência do engenheiro de fundações é crucial nesta fase.

De modo geral, fundações rasas devem ser preferidas em obras com baixo nível de carga, solo com boa capacidade de suporte, nível de água profundo e em regiões distantes ou sem acesso a equipamentos para estacas. A escolha do tipo de fundação rasa a ser adotada dependerá muito da planta de cargas. Pilares muito próximos, combinados a altos carregamentos, podem resultar em sobreposição de elementos do tipo bloco ou sapata, sendo necessário analisar alternativas como fundação em grelha ou radier.

As estacas podem ser utilizadas em diversos tipos de solos, considerando sua diversidade. Fatores como condição de saturação do solo, estratigrafia do local (presença de pedregulhos e matacões, solos moles, rocha), disponibilidade de equipamentos, práticas regionais, custo e métodos de execução influenciam na definição do tipo de estaca a ser utilizado.

Em zonas urbanas, as estacas escavadas ou mistas são preferidas devido à menor vibração e barulho em comparação com as estacas cravadas. Devido à praticidade executiva e ao domínio da técnica, as estacas hélice contínua têm sido cada vez mais utilizadas em áreas urbanas. No entanto, problemas com fechamento de fuste em solos muito moles devem ser considerados ao utilizar estacas hélice contínua.

Estacas escavadas de grande diâmetro são geralmente utilizadas em obras com

cargas muito elevadas. Contudo, elas podem demandar o uso de camisas metálicas ou de fluidos estabilizantes para manter a integridade das paredes de escavação. Cuidados especiais são necessários nesse tipo de estaca para garantir a contribuição da parcela de ponta na capacidade de carga.

As estacas cravadas são adequadas para solos com presença de NA ou onde a escavação não é viável. Elas possuem a vantagem de não prejudicar as parcelas das resistências lateral e de ponta, de manter o canteiro de obras mais limpo e requerem menos espaço para equipamentos, além de não necessitarem de centrais de aço e concreto, tornando-se uma solução ideal para áreas densamente povoadas sem restrição de “bate estaca” ou com espaço reduzido.

No Brasil, devido às perturbações ambientais, vibração e ruído causados pela cravação de estacas, existem leis municipais que limitam o uso de equipamentos de cravação, conhecidos popularmente como bate estacas. Portanto, o engenheiro de fundações deve consultar o código de obras municipal para verificar a viabilidade do método de cravação e suas restrições, caso existam.

Na análise de viabilidade, é recomendável que o engenheiro investigue a disponibilidade de empresas executoras de fundações na região. Essa medida minimiza o risco de um projeto se tornar inexecutável devido à falta de prestadores de serviço locais. A indisponibilidade de uma solução, por mais tecnicamente viável que seja, pode acarretar custos elevados devido à importação de materiais, necessidade de mão-de-obra especializada ou transporte de materiais e equipamentos até o local da obra.

A qualidade da investigação geotécnica, os tipos de fundações escolhidos e as condições adotadas na formulação do método de dimensionamento influenciam diretamente o valor do fator de segurança. Os fatores de segurança, tanto global quanto parcial, têm como objetivo mitigar a possibilidade de colapso por meio da majoração dos esforços e da redução das resistências, refletindo as incertezas de várias origens.

Conclui-se que, além do dimensionamento propriamente dito das fundações, vários fatores, incluindo estudos detalhados de escritório, uma boa investigação geotécnica, interpretação adequada dos resultados e a seleção apropriada do tipo de fundações, contribuem para a elaboração de um projeto de fundações seguro, eficiente, econômico e sustentável.

3 DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES RASAS

Este capítulo apresenta as principais abordagens dos métodos racionais (ou teóricos), empíricos e semiempíricos utilizados para estimar a capacidade de carga última e o recalque de fundações superficiais. O objetivo não é detalhar o conceito teórico de cada abordagem, mas sim apresentar as principais equações propostas para estimar a capacidade de carga última ou recalque.

Vale enfatizar desde já que a filosofia de projeto de fundações estabelece que as cargas aplicadas aos elementos de fundação devem ser inferiores à capacidade de carga admissível do solo. Diversas metodologias são utilizadas para calcular essa capacidade de carga, que é geralmente obtida pela razão entre a capacidade de carga última e o fator de segurança global, conforme descrito na Equação (29).

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{FS} \quad (29)$$

onde:

σ_{adm} = capacidade de carga admissível;

σ_r = capacidade de carga última.

Os valores do fator de segurança FS foram discutidos na Seção 2.5. Os métodos utilizados para estimar a capacidade de carga de ruptura e recalque de uma fundação rasa são abordados nos itens seguintes. A partir deste ponto, onde se menciona “capacidade de carga” ou “capacidade de carga de ruptura”, entende-se como capacidade de carga última.

3.1 CAPACIDADE DE CARGA ÚLTIMA

A capacidade de carga de fundações rasas pode ser estimada por meio de diversos métodos, que incluem os racionais, empíricos e semiempíricos. Os métodos racionais utilizam teorias estabelecidas, deduções e princípios teóricos para realizar os cálculos. Por outro lado, os métodos empíricos baseiam-se em abordagens intuitivas, utilizando dados observacionais e experimentais coletados e analisados para formular hipóteses. Os métodos semiempíricos combinam elementos dos métodos racionais e empíricos, calibrando a teoria com os dados experimentais disponíveis.

3.1.1 Métodos racionais

3.1.1.1 Método de Terzaghi

O método de Terzaghi (Terzaghi, 1943) é uma solução analítica para o problema de capacidade de carga de fundações rasas sujeitas a carregamentos verticais e centrados. Na formulação do método, Terzaghi considerou o seguinte:

- Uma fundação é considerada rasa quando a menor dimensão B é maior ou igual a profundidade de assentamento, D . Nesse caso, a resistência ao cisalhamento da camada de solo acima da cota de assentamento da fundação rasa é desconsiderada, porém é considerada uma sobrecarga, q , igual a $D\gamma'$;
- Uma sapata corrida é aquela que possui o comprimento L maior ou igual a $5B$;
- O maciço de solo é tratado como rígido (pouco deformável), como ocorre em caso de ruptura geral.

A expressão proposta por Terzaghi para estimar a capacidade de carga é apresentada na Equação (30), onde os três fatores de carga N_c , N_q e N_γ , dependem apenas do ângulo de atrito interno do solo, φ .

$$\sigma_r = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma'BN_\gamma \quad (30)$$

Têm-se σ_r é a capacidade de carga, c é a coesão, q , N_c é o fator de capacidade de carga relacionado a coesão do solo, N_q é o fator de capacidade de carga relacionado com a sobrecarga, N_γ é o fator de capacidade de carga relacionado com o peso específico do solo, E_p é o empuxo passivo, γ' é o peso específico do solo, B é a menor dimensão da fundação rasa.

Os fatores de capacidade de carga N_c , N_q e N_γ são determinados pela Equação (31), Equação (32) e Equação (33), respectivamente.

$$N_c = \cot(\varphi) \left[e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right] \quad (31)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (32)$$

$$N_\gamma = \frac{4E_p}{\gamma' B^2} \cos(\alpha - \varphi) \quad (33)$$

O ângulo α na Equação (33) refere-se ao ângulo entre a superfície de ruptura e a base da fundação rasa, dado por $180^\circ - \varphi$.

Em caso de ruptura local, Terzaghi propõe a correção dos valores de coesão e $\tan \varphi$ por um fator empírico de $\frac{2}{3}$, segundo a Equação (34) e Equação (35), respectivamente:

$$c^* = \frac{2}{3}c \quad (34)$$

$$\tan \varphi^* = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad (35)$$

Posteriormente, no trabalho de Terzaghi e Peck (1996), foram introduzidos os fatores de forma S_c , S_q e S_γ na Equação (30), para levar em conta a influência da forma da fundação na capacidade de carga. A Tabela 12 apresenta os valores desses fatores para fundações rasas corrida, quadrada e circular.

Tabela 12 – Fatores de forma.

Forma da fundação	Fatores de forma		
	S_c	S_q	S_γ
Corrida	1,0	1,0	1,0
Quadrada	1,3	1,0	0,8
Circular	1,3	1,0	0,6

Fonte: Adaptado de Terzaghi e Peck (1996).

A expressão genérica para a estimativa da capacidade de carga de ruptura é apresentada pela Equação (36):

$$\sigma_r = cN_c S_c + qN_q S_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma S_\gamma \quad (36)$$

3.1.1.2 Método de Meyerhof

O método de Meyerhof (1951, 1963) pode ser considerado como um aprimoramento da teoria apresentada por Terzaghi (1943). O método considera que a superfície de ruptura prossegue até a camada superficial do terreno, de modo que são consideradas tanto a q quanto a componente da resistência ao cisalhamento do solo dessa camada. A Equação (37) representa a expressão genérica para estimar a capacidade de carga última.

$$\sigma_r = cN_c S_c d_c + qN_q S_q d_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma S_\gamma d_\gamma \quad (37)$$

Os fatores de capacidade de carga N_c , N_q e N_γ são determinados através da Equação (38), Equação (39) e Equação (40), respectivamente. Assim como no caso de Terzaghi, tais fatores só dependem do ângulo de atrito interno do solo, φ .

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (38)$$

$$N_c = (N_q - 1) \tan(\varphi) \quad (39)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\varphi) \quad (40)$$

Os fatores S_q e S_γ são considerados iguais e dependem apenas do ângulo de atrito interno do solo, enquanto o fator de forma S_c depende tanto do ângulo de atrito

quanto da geometria do elemento de fundação. Para os cálculos dos fatores de forma S_c e S_q são propostas a Equação (41) e Equação (42).

$$S_c = 1 + 0,2K_P \frac{B}{L} \quad (41)$$

$$S_q = S_\gamma = \begin{cases} 1 + 0,2K_P & , \varphi > 10^\circ \\ 1,0 & , \varphi = 0 \end{cases} \quad (42)$$

Onde K_P é o coeficiente de empuxo passivo ($K_P = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$), L é o comprimento da fundação rasa.

Os fatores de profundidade d_q e d_γ são considerados iguais e dependem apenas do ângulo de atrito interno do solo, enquanto o fator de forma d_c depende tanto do ângulo de atrito quanto da geometria do elemento de fundação. Para os cálculos dos fatores de forma d_c e d_q são propostas a Equação (43) e Equação (44). A introdução desses fatores se deve a premissa de Meyerhof (1951, 1963) de que a superfície de ruptura prossegue até a camada superficial do terreno.

$$d_c = 1 + 0,2\sqrt{K_P} \frac{B}{L} \quad (43)$$

$$d_q = d_\gamma = \begin{cases} 1 + 0,1K_P & , \varphi > 10^\circ \\ 1,0 & , \varphi = 0 \end{cases} \quad (44)$$

Onde d_c , d_q e d_γ são fatores de profundidade relacionados à coesão, à sobrecarga e ao peso específico, respectivamente.

Em caso das cargas serem excêntricas, a área efetiva A' (Meyerhof, 1953) apresentada na Equação (47), deve ser levada em consideração, de modo que as dimensões fictícias B' e L' são determinadas pela Equação (45) e Equação (46), respectivamente.

$$B' = B - 2e_B \quad (45)$$

$$L' = L - 2e_L \quad (46)$$

$$A' = L' B' \quad (47)$$

Onde A' é a área fictícia da fundação rasa, B' é a menor dimensão fictícia da fundação rasa, e_B é a excentricidade da menor dimensão da fundação rasa, e_L é a excentricidade na direção do comprimento da fundação rasa e L' é o comprimento fictício da fundação rasa.

O conceito da área efetiva visa caracterizar uma área da sapata na qual as tensões (compressivas) mais elevadas, podem ser supostas uniformes. Assim, a área efetiva é terminada de modo que a resultante das cargas atuantes passe pelo seu centro de gravidade.

3.1.1.3 Método de Brinch-Hansen

O método de Brinch-Hansen (1961) continua o aprimoramento de Meyerhof (1951, 1963) para a Teoria de Terzaghi (1943). Brinch-Hansen utiliza-se de fatores de forma (S_c, S_q, S_γ), de profundidade (d_c, d_q, d_γ), mas também de fatores de inclinação da carga (i_c, i_q, i_γ), fatores de inclinação do terreno (g_c, g_q, g_γ) e fatores de inclinação da base da fundação (b_c, b_q, b_γ) (Brinch-Hansen, 1970). A expressão genérica do método de Brinch-Hansen é apresentada na Equação (48).

$$\sigma_r = cN_c S_c d_c i_c b_c g_c + qN_q S_q d_q i_q b_q g_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \quad (48)$$

O conceito da área efetiva de fundação deve ser levado em consideração no cálculo da carga de ruptura por razões supracitadas. Em Velloso e Lopes (2010) podem ser encontradas tabelas e equações para determinação dos fatores de forma, profundidade, inclinação da carga e inclinação da base da fundação.

Com relação aos fatores de capacidade de carga, são utilizadas a Equação (49), Equação (50) e Equação (51) para estimar N_c , N_q e N_γ , respectivamente. Vesic (1975) recomendou a utilização da Equação (52) para a determinação do N_γ .

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\varphi) \quad (49)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (50)$$

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan(\varphi) \quad (51)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan(\varphi) \quad (52)$$

3.1.2 Métodos semiempíricos

3.1.2.1 Método de Terzaghi e Peck

O método de Terzaghi e Peck (1948, 1967) para estimativa da capacidade de carga admissível de fundações em areia (Equação (53)) foi formulada com base nos resultados de N_{SPT} considerando um recalque da fundação de 1 polegada (1").

$$\sigma_r = 4,4 \left(\frac{N_{SPT} - 3}{10} \right) \left(\frac{B - 1'}{2B} \right)^2 \quad (53)$$

onde:

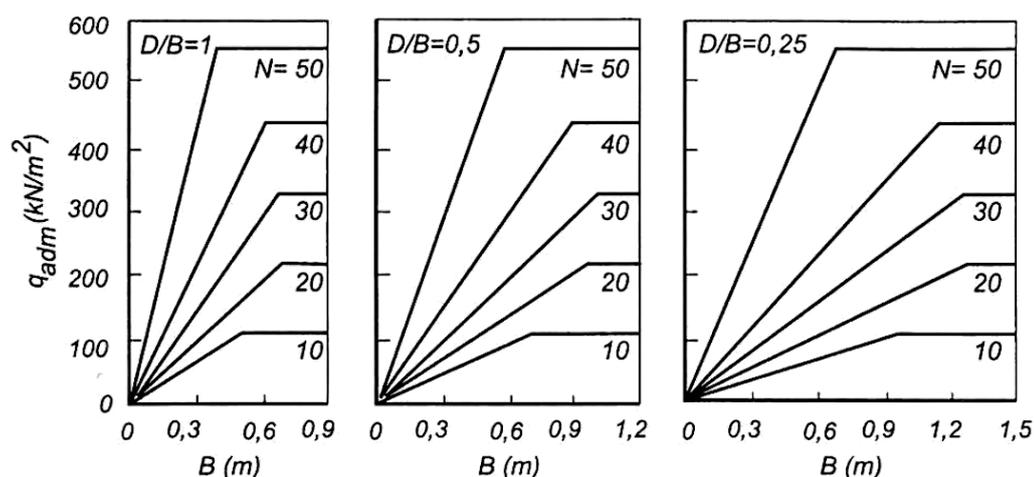
q_{adm} = tensão admissível, em kgf/cm^2 ;

B = menor dimensão da fundação rasa, em pés, com $B \geq 4'$.

Em areias saturadas, os autores recomendam reduzir pela metade o valor da tensão admissível (σ_r) estimada na Equação (53).

Peck, Hanson e Thornburn (1974), entretanto, tendo por base o conservadorismo da Equação (53), propõe uma revisão do método, em forma de ábaco. Considerando a relação D/B , é inserido o fator profundidade da fundação rasa na formulação, juntamente com os valores de N_{SPT} . A Figura 27 apresenta o ábaco proposto para os novos valores de tensão admissíveis. Valores de tensão admissível podem ser estimados por meio de interpolação quando os valores de D/B não correspondem exatamente aos disponíveis no ábaco.

Figura 27 – Ábaco para estimar tensões admissíveis em fundações rasas sobre areia.



Fonte: Peck, Hanson e Thornburn (1974).

3.1.2.2 Método de Teixeira

O método de Teixeira (1996) foi desenvolvido a partir de um estudo com sapatas quadradas de 1,5 m de lado, B e embutidas a uma profundidade de 1,5 m, D em solo arenoso com pelo específico de 18 kN/m^3 . A Equação (54) apresenta a estimativa da capacidade de carga considerada para os valores de B e N_{SPT} .

$$\sigma_r = 0,05 + (1 + 0,4B) \frac{N_{SPT}}{100} \quad (54)$$

onde:

σ_r = capacidade de carga, MPa;

B = menor dimensão da fundação rasa, m.

O autor recomenda um fator de segurança de 3 para o cálculo de capacidade de carga admissível.

3.1.2.3 Método de De Mello

O método de De Mello (1975) foi desenvolvido a partir de estudos de deformações observadas em ensaios de prova de carga sobre placa. A capacidade de carga em qualquer tipo de solo pode ser determinada em função do N_{SPT} , conforme demonstrado na Equação (55), desde que os valores de N_{SPT} estejam entre 4 e 16 golpes.

$$\sigma_r = 0,1 \left(\sqrt{N_{SPT}} - 1 \right) \quad (55)$$

onde σ_r é a capacidade de carga, em MPa.

3.1.2.4 Método de Teixeira e Godoy

Diferentemente de Teixeira (1996) e De Mello (1975), que são baseados no ensaio SPT, o método de Teixeira e Godoy (1998) dirige uma formulação baseada no valor de resistência de ponta, q_c , obtida do ensaio CPT, além de considerações acerca do conceito de bulbo de tensões. A Equação (56) foi proposta para sapatas em areia, enquanto a Equação (57) foi desenvolvida para sapatas em argilas.

$$\sigma_r = \frac{q_c}{15} \leq 4,0 \text{ MPa (para areias)} \quad (56)$$

$$\sigma_r = \frac{q_c}{10} \leq 4,0 \text{ MPa (para argilas)} \quad (57)$$

onde q_c é a média dos valores de resistência de ponta no bulbo de tensões, sendo $\geq 1,5$ MPa.

3.1.2.5 Formulação de Skempton adaptada por Teixeira

Uma formulação utilizada na prática brasileira de fundações para obtenção da *tensão admissível* para sapatas é apresentada na Equação (58), desenvolvida por Teixeira (1996) a partir dos resultados de Skempton (1951).

$$q_{adm} = \frac{N_{SPT}}{50} + q, \text{ em MPa, com } 5 \leq N_{SPT} \leq 20 \quad (58)$$

O valor de N_{SPT} é considerado a média dos valores de N_{SPT} no bulbo de tensões. q pode ou não ser considerada (Cintra; Aoki; Albiero, 2011). O caso mais comum é desconsiderar, sendo então a Equação (59) aplicada.

$$q_{adm} = \frac{N_{SPT}}{50} = 0,02N_{SPT}, \text{ em MPa, com } 5 \leq N_{SPT} \leq 20 \quad (59)$$

Na literatura, existem várias expressões semiempíricas propostas para estimar a capacidade de carga de fundações superficiais a partir de resultados de ensaios de campo. Schnaid e Odebrecht (2012) compilaram alguns desses métodos na Tabela 13.

Tabela 13 – Propostas para determinação de σ_r .

Método	Equações para fundações diretas
Meyerhof (1956)	Areias: $\sigma_r = q_c(B/12)_{cw}$ onde q_c é a resistência da ponta do cone mecânico; B, a largura da fundação (metros)
Meyerhof (1974)	Argilas: $\sigma_r = \alpha_{bc}q_c$ Nota: desenvolvido para cone mecânico
Schmertmann (1978)	Areias: $\sigma_r = 0,55\sigma_{atm}(q_c/\sigma_{atm})^{0,78}$ Argilas: $\sigma_r = 2,75\sigma_{atm}(q_c/\sigma_{atm})^{0,52}$ Nota: desenvolvido para cone mecânico
Tand, Funegard e Briaud (1986)	Argilas: $\sigma_r = R_k(*q_c - \sigma_{v0}) + \sigma_{v0}$ Nota: o fator R_k depende da razão de embutimento da sapata (D/B) e do grau de fissuramento da argila. Para sapatas superficiais sobre argilas intactas, $R_k = 0,45$; para sapatas em argilas fraturadas, $R_k = 0,30$
Canadian Geotechnical Society (1992)	Areias: $\sigma_r = R_{k0}q_c$, onde $R_{k0} = 0,3$
Tand, Funegard e Warden (1995)	Areias: $\sigma_r = R_kq_c + \sigma_{v0}$, onde $R_{k0} =$ função (D,B)
Teixeira e Godoy (1998)	Areias: $\sigma_r = 0,3q_c$ (MPa) Argilas: $\sigma_r = 0,2q_c$ (MPa)
Eslaamizaad e Robertson (1996)	Areias: $\sigma_r = K_\phi q_c$
Lee e Salgado (2005)	Areias: $\sigma_r = \beta_{bc}q_c(AVG)$ onde q_c é o valor médio a uma profundidade B abaixo da sapata
Eslami e Gholami (2005)	Areias: $\sigma_r = R_{k1}q_c$ onde $R_{k1} =$ função (razão D/B e da resistência normalizada do cone (q_c/σ'_{v0}))
Robertson e Cabal (2007)	Areias e argilas: $\sigma_r = K_\phi q_c$ onde $K_\phi = 0,16$ (areias), $K_\phi = 0,3$ a $0,6$ (argilas)
Briaud (2007)	Areias: $\sigma_r = K_\phi q_c$ onde $K_\phi = 0,23$

Fonte: Adaptado de Schnaid e Odebrecht (2012).

3.1.3 Métodos empíricos

3.1.3.1 Método de Housel

Com base em resultados de ensaios de placa de carga realizados *in situ*, Housel (1929) propôs uma equação para cálculo da capacidade de carga com utilizando dois ou mais ensaios de placa de carga, conforme apresentado na Equação (60).

$$\sigma_r = A_h q_1 + p_h q_2 \quad (60)$$

onde A_h é a área da placa utilizada no ensaio de prova de carga, q_1 é a capacidade de carga no interior da placa de carga, p_h é o perímetro da placa utilizada no ensaio de prova de carga, q_2 é a tensão cisalhante na borda da placa de carga.

O método consiste em determinar um sistema de equações com base nos resultados da curva carga *versus* recalque, permitindo calcular valores de q_1 e q_2 , consideradas incógnitas do sistema. Com os valores de q_1 e q_2 conhecidos, a carga de ruptura pode ser calculada pela Equação (60), uma vez que A_h e p_h são conhecidos. Para estabelecer o sistema de equações, Bowles (1997) recomenda determinar as cargas correspondentes a recalques de 6, 10 ou 15 mm, utilizando a curva carga *versus* recalque.

3.2 RECALQUES

Recalque em fundações rasas são fenômenos que impactam na estabilidade de edificações, ocorrendo devido ao assentamento do solo sob carregamentos. Tais deslocamentos podem comprometer a integridade das construções. Verificar os fatores que influenciam esses deslocamentos e seus métodos de estimativa é crucial para garantir segurança e desempenho das estruturas.

Segundo Burland, De Mello e Broms (1977), os valores adotados por Skempton e MacDonald (1956) para os recalques diferenciais e totais, apresentados na Tabela 14, são aceitáveis como valores limites, em casos rotineiros para estruturas de aço e concreto.

Tabela 14 – Valores limites de recalque diferencial e total.

Areias		Argilas	
δ_{max}	25 mm	δ_{max}	40 mm
ρ_{max}	40 mm para sapatas isoladas	ρ_{max}	65 mm para sapatas isoladas
ρ_{max}	40 a 65 mm para radier	ρ_{max}	65 a 100 mm para radier

Fonte: Adaptado de Skempton e MacDonald (1956).

3.2.1 Métodos racionais

3.2.1.1 Teoria da Elasticidade

Utilizando soluções teóricas baseadas na Teoria da Elasticidade, diversas abordagens foram propostas para estimar a deformação de um corpo considerado elástico sujeito a diferentes tipos de solicitações. No caso do solo, que é um material não cimentado, heterogêneo, anisotrópico e possivelmente saturado, simplificações são necessárias para estabelecer uma equação que permita a estimativa do recalque de fundações rasas.

Conforme Schnaid e Odebrecht (2012), no caso do uso de soluções elásticas, o cálculo de recalque é realizado considerando duas situações distintas: solo homogêneo (módulo de elasticidade constante) e solo onde o módulo de elasticidade apresenta um aumento linear com a profundidade.

Timoshenko (1970) propôs a Equação (61) para calcular o recalque de uma fundação rasa sob carga centrada, com base na teoria da elasticidade e considerando o solo como um meio semi-infinito.

$$\rho = qB \frac{1 - \nu^2}{E} I_s I_d I_h \quad (61)$$

onde ρ é o recalque estimado, q é a pressão média aplicada, ν é o coeficiente de Poisson, I_s é o fator de forma e rigidez da fundação rasa, I_d é o fator de profundidade da fundação rasa e I_h é o fator de espessura da camada compressível.

Valores típicos para I_s , I_d e I_h podem ser encontrados nos trabalhos de Fox (1948), Harr (1966) e Perloff (1975). Lopes (1979) recomenda desconsiderar o fator I_d devido ao fato de que fundações rasas não mobilizam deformações que abrangem diferentes materiais em camadas mais profundas.

Para valores de ν , Teixeira e Godoy (1998) propõem os valores apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 – Coeficiente de Poisson.

Solo	ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3-0,5
Argila saturada	0,4-0,5
Argila não saturada	0,1-0,3

Fonte: Teixeira e Godoy (1998).

Meyerhof (1974) recomenda um método baseado na Teoria da Elasticidade, onde é assumido que os fatores de Timoshenko (1970) são iguais a 1 e o módulo de elasticidade, E , é igual a duas vezes a resistência de ponta de cone q_c , conforme a Equação (62).

$$\rho = \frac{qB}{2q_c} \quad (62)$$

Poulos e Davis (1974) propuseram inúmeras soluções para a estimativa de recalques, considerando diferentes condições de contorno. Essas soluções consideram cargas aplicadas a meios elásticos semi-infinitos, presença de camada rígida na profundidade de influência do carregamento, sistema de múltiplas camadas, rigidez do elemento de fundação, meios homogêneos etc.

3.2.1.2 Métodos numéricos

Apesar dos métodos numéricos serem ferramentas potentes e em ascensão na engenharia geotécnica para a análise de diversos problemas, seu uso em escritórios de projetos para análises de capacidade de carga e recalque de fundações ainda não é comum. Em problemas mais complexos, sua utilização é justificada, uma vez que os métodos tradicionais são aplicados em análises preliminares para obter uma estimativa da ordem de grandeza dos resultados.

Segundo Velloso e Lopes (2004a), em problemas de fundações, os métodos numéricos são empregados em análises de interação solo-estrutura ou solo-fundação, sendo os mais utilizados o Método das Diferenças Finitas, o Método dos Elementos Finitos e o Método dos Elementos de Contorno.

Os conceitos desses métodos não são abordados neste trabalho, pois não fazem parte do seu escopo.

3.2.2 Métodos semiempíricos

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), os métodos estatísticos que utilizam resultados do ensaio SPT, como os propostos por Schultze e Sherif (1973), Burland, De Mello e Broms (1977) e Burland, Burbidge e Wilson (1985) são recomendados para a previsão do limite superior do recalque médio de fundações rasas em depósitos arenosos. Mais detalhes desses métodos podem ser obtidos em Schnaid e Odebrecht (2012). Os autores acrescentam que, a estimativa de recalques a partir de métodos diretos baseados na resistência à penetração q_c não é prática consagrada.

3.2.2.1 Método de Schmertmann

O método de Schmertmann (1970) foi desenvolvido com base nos resultados de ensaios de placa. Schmertmann analisou o comportamento de deformações específicas ε_z e observou um padrão onde o pico de deformação específica ocorre na profundidade $B/2$ e as deformações cessam aproximadamente na profundidade $2B$ (Figura 28). Para a formulação do método, ele introduziu o índice de deformação específica I_ε , calculado pela Equação (63).

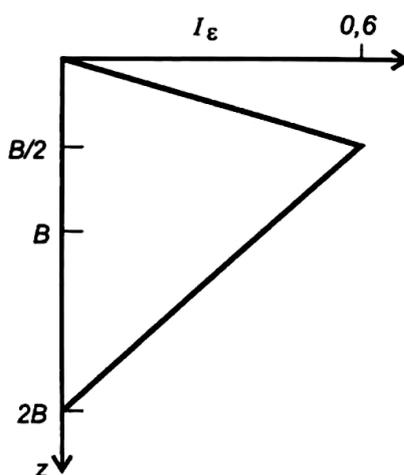
$$I_\varepsilon = \varepsilon_z \frac{E}{q} \quad (63)$$

onde I_ε é o índice de deformação específica e ε_z é a deformação específica.

A partir dos valores do índice de deformação específica e do módulo de elasticidade do material E , o recalque pode ser estimado usando a Equação (64).

$$\rho = \int_0^{2B} \varepsilon_z dz = q \int_0^{2B} \frac{I_\varepsilon}{E} dz = q \sum_{i=1}^n \frac{I_{\varepsilon i}}{E_i} \Delta z \quad (64)$$

Figura 28 – Perfil do índice de deformação específica.



Fonte: Velloso e Lopes (2004a).

Para determinar o ρ_f , Schmertmann (1970) recomendou a utilização de dois fatores de correção do recalque devido ao embutimento da fundação rasa, C_1 , e às deformações viscosas, C_2 , conforme a Equação (65). Os valores de C_1 e C_2 são obtidos pela Equação (66) e Equação (67), respectivamente:

$$\rho_f = C_1 C_2 \rho \quad (65)$$

$$C_1 = 1 - 0,5 \frac{\sigma'_{v0}}{q} \quad (66)$$

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \frac{t}{0,1} \quad (67)$$

onde:

C_1 = fator de correção para embutimento da fundação rasa;

C_2 = fator de correção para deformações viscosas da fundação rasa;

t = tempo para cálculo de estimativa de recalques, em anos.

Na determinação do cálculo do módulo de elasticidade, E , Schmertmann, Hartman e Brown (1978) propuseram a Equação (68) e a Equação (69), em fundações rasas circulares ou quadradas e corridas, respectivamente. Ambas as equações foram desenvolvidas com base nos resultados do ensaio CPT.

$$E = 2,5q_c \quad (68)$$

$$E = 3,5q_c \quad (69)$$

Na ausência de resultados do ensaio CPT, Teixeira (1993) sugeriu o uso do coeficiente de correlação K , que relaciona q_c e N_{SPT} , conforme a Equação (70). Os valores de K são apresentados na Tabela 16.

$$q_c = KN_{SPT} \quad (70)$$

Tabela 16 – Coeficiente de correlação K .

Solo	K (MPa)
Areia siltosa	0,20
Silte argiloso	0,25
Argila arenosa	0,30
Silte	0,35
Silte arenoso	0,45
Areia argilosa	0,55
Areia siltosa	0,70
Areia	0,90
Areia com pedregulho	1,10

Fonte: Teixeira (1993).

Barata (1984) desenvolveu a Equação (71) com base na Teoria da Elasticidade e nos resultados do ensaio CPT, para estimar o módulo de elasticidade E . O fator η varia conforme o tipo de solo, situando-se entre 2,0 para areis e 8,0 para argilas parcialmente saturadas.

$$E = \eta q_c \quad (71)$$

3.2.3 Métodos empíricos

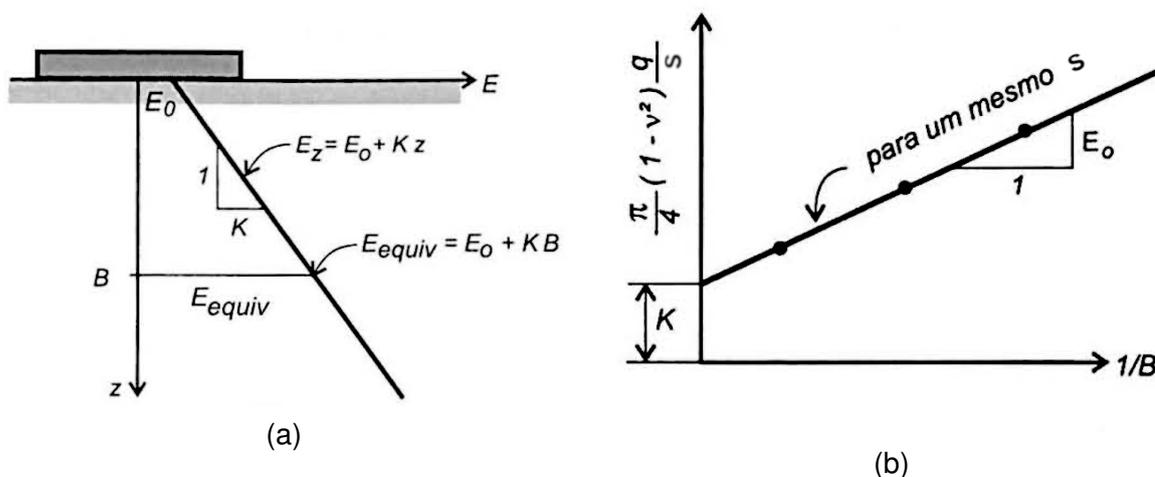
3.2.3.1 Método de Burmister

O método de Burmister (1947) foi desenvolvido com base nos resultados de ensaios de placa. A Equação (72) foi proposta para estimar o recalque de uma fundação rasa circular em meio homogêneo, assumindo que o módulo de elasticidade do solo aumenta com a profundidade. O método pressupõe que, a uma profundidade $z = B$, existe um módulo de elasticidade equivalente que resultaria no mesmo recalque observado. A interpretação dos resultados dos ensaios permite extrair os valores de K e E_0 , conforme apresentado na Figura 29, os quais são utilizados na Equação (72) para estimar o recalque.

$$\rho = qB \frac{\pi}{4} \frac{1 - \nu^2}{E_0 + KB} \quad (72)$$

onde E_0 é o módulo de elasticidade na base da fundação rasa e K é a razão entre a tensão confinante e a tensão efetiva no ensaio triaxial.

Figura 29 – Interpretações do perfil do índice de deformação específica.



Fonte: Velloso e Lopes (2004a).

Conforme explicam Schnaid e Odebrecht (2012), os métodos semiempíricos e empíricos devem ser utilizados com base nas recomendações e limitações indicadas por cada autor. Esses métodos retratam condições geológicas/geotécnicas particulares e, portanto, devem ser utilizados com cautela e validados para condições locais. Esses métodos não devem ser aplicados para solos de aterro, solos colapsíveis, expansíveis e materiais que apresentem comportamento não convencional.

3.3 CONSIDERAÇÕES

O dimensionamento de fundações rasas consiste basicamente na verificação dos critérios de capacidade de carga e recalque. Para isso, empregam-se diversos métodos formulados a partir de abordagens teóricas, empíricas ou semiempíricas de capacidade de carga.

Na verificação da capacidade de carga e do recalque, os métodos teóricos (racionais) são amplamente utilizados. Contudo, esses métodos requerem parâmetros de resistência (ângulo de atrito e coesão) e elásticos (módulo de elasticidade). Como a prática brasileira de investigação geotécnica é consolidada no ensaio SPT, valores de N_{SPT} são frequentemente usados em correlações empíricas para determinar esses parâmetros, levando, assim, o empirismo aos métodos racionais.

No caso de realização de ensaios de laboratório, surge a questão de qual valor de ângulo de atrito deve ser utilizado nos cálculos, considerando que esse valor depende do tipo de ensaio realizado. Além disso, é necessário decidir qual módulo elástico deve ser empregado: tangente, secante ou inicial? E como calcular o módulo elástico equivalente, considerando que ele varia com os níveis de tensão no solo?

Além desses aspectos, os fatores de capacidade de carga N_c , N_q e N_γ dependem exclusivamente do ângulo de atrito. Uma pequena variação no ângulo de atrito,

situação comum devido à variabilidade do solo, pode provocar uma alteração significativa nesses fatores e, conseqüentemente, na capacidade de carga. Em função disso, cuidados especiais são necessários no uso desse método.

A utilização dos métodos empíricos e semiempíricos para previsão de capacidade de carga e recalques depende do domínio do método e da disponibilidade dos parâmetros requeridos. Quando bem compreendidos e calibrados, esses métodos podem auxiliar nas análises preliminares de projeto. A maioria deles foram formulados a partir dos resultados dos ensaios SPT e CPT. No Apêndice A são apresentadas formulações para cálculo da capacidade de carga e recalque.

A definição do fator de segurança em fundações rasas deve levar em consideração a possibilidade de saturação do solo onde a fundação está apoiada. Isso inclui a possibilidade de redução dos parâmetros de resistência, a geração de excesso de poropressão na base e a utilização do peso específico efetivo do solo.

Em casos especiais, provas de carga em placa devem ser realizadas para analisar o comportamento do solo *in situ*. Paralelamente, análises de fundações rasas podem ser realizadas por meio de métodos de elementos finitos, desde que os parâmetros necessários e representativos do comportamento do solo estejam disponíveis.

4 DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Este capítulo apresenta as principais abordagens dos métodos racionais (ou teóricos), empíricos e semiempíricos utilizados para estimar a capacidade de carga última e o recalque de fundações profundas em estacas. O objetivo deste capítulo não é detalhar o conceito teórico de cada abordagem, mas sim apresentar as principais equações propostas para estimar a capacidade de carga última ou recalque.

A capacidade de carga admissível em estacas é determinada pela divisão da capacidade de carga última pelo fator de segurança correspondente, que varia conforme o método adotado, podendo ser global ou parcial.

Os valores do fator de segurança (FS) considerados em fundações profundas foram apresentados na Seção 2.5. Os métodos utilizados para estimar a capacidade de carga de ruptura e recalque de fundações profundas são abordados nos itens seguintes. Esclarece-se novamente que, ao mencionar “capacidade de carga” ou “capacidade de carga de ruptura”, refere-se à capacidade de carga última.

4.1 CAPACIDADE DE CARGA ÚLTIMA

A concepção da capacidade de carga em fundações profundas envolve o equilíbrio limite estático entre a carga aplicada, o peso do elemento estrutural, e as resistências mobilizadas na ponta e no fuste da estaca, conforme descrito na Equação (73).

$$Q_{ult} + W = Q_{P,ult} + Q_{L,ult} \quad (73)$$

onde Q_{ult} é a capacidade de carga da estaca, W é o peso próprio da fundação, $Q_{P,ult}$ é a capacidade de carga da ponta e $Q_{L,ult}$ é a capacidade de carga do fuste.

O peso próprio da fundação é frequentemente negligenciado devido à sua insignificância em comparação com as cargas típicas aplicadas em fundações profundas. Portanto, a Equação (73) pode ser reescrita na forma da Equação (74).

$$Q_{ult} = Q_{P,ult} + Q_{L,ult} \quad (74)$$

As cargas mobilizadas na ponta ($Q_{P,ult}$) e ao longo do fuste da estaca ($Q_{L,ult}$) são determinadas por meio da Equação (75) e da Equação (76), respectivamente.

$$Q_{P,ult} = A_P q_{P,ult} \quad (75)$$

$$Q_{L,ult} = A_L \tau_{L,ult} = U \sum_1^n \tau_{L,ult} \Delta L \quad (76)$$

A_P é a área da base, U é o perímetro do fuste da estaca, L é o comprimento do fuste, Δ_L é o comprimento unitário da estaca, $q_{P,ult}$ é a carga unitária da ponta e $\tau_{L,ult}$ é a carga unitária lateral (ou de atrito lateral ou de fuste).

Assumindo que o diâmetro da estaca é conhecido e não varia ao longo do fuste, para a determinação da capacidade de carga, as incógnitas são $q_{P,ult}$ e $\tau_{L,ult}$ para as quais os métodos seguintes propõem expressões para sua determinação.

4.1.1 Métodos racionais

4.1.1.1 Carga unitária lateral

Duas abordagens, denominadas método α e método β são utilizadas no método racional para estimar a carga unitária lateral.

O método α é aplicado em solos coesivos na condição de carregamento não drenado (análise de curto prazo) para estimar a carga unitária lateral ($\tau_{L,ult}$) em função da resistência não drenada do solo, S_u , conforme mostra a Equação (77).

$$\tau_{L,ult} = \alpha S_u \quad (77)$$

O coeficiente de adesão α , conforme representado na Equação (77), varia em função da resistência não drenada do solo. Tomlinson (1957) explicou que a relação entre $\tau_{L,ult}$ e S_u não é linear, visto que valores de α diminuem com aumento de S_u . Diversas expressões foram propostas para determinar este coeficiente, sendo que Niazi e Mayne (2013) compilaram várias delas. As expressões mais utilizadas são apresentadas neste trabalho.

A API (1987) propôs a Equação (78) para estimar o valor do coeficiente de adesão α em estacas cravadas em solos moles *offshore*. Devido à sua ampla aceitação, essa expressão é frequentemente utilizada em solos coesivos *onshore* para diversos tipos de estacas. Observa-se nessa expressão que valores de α próximos a 1 correspondem a argilas normalmente adensadas, enquanto valores menores de α correspondem a argilas rijas a duras, fortemente sobreadensadas.

$$\alpha(z) = \begin{cases} 0,5 \left(\frac{S_u(z)}{\sigma'_{v0}(z)} \right)^{-0,5} & , \left(\frac{S_u(z)}{\sigma'_{v0}(z)} \right) \leq 1,0 \\ 0,5 \left(\frac{S_u(z)}{\sigma'_{v0}(z)} \right)^{-0,25} & , \left(\frac{S_u(z)}{\sigma'_{v0}(z)} \right) > 1,0 \end{cases} \quad (78)$$

sendo $\alpha \leq 1$.

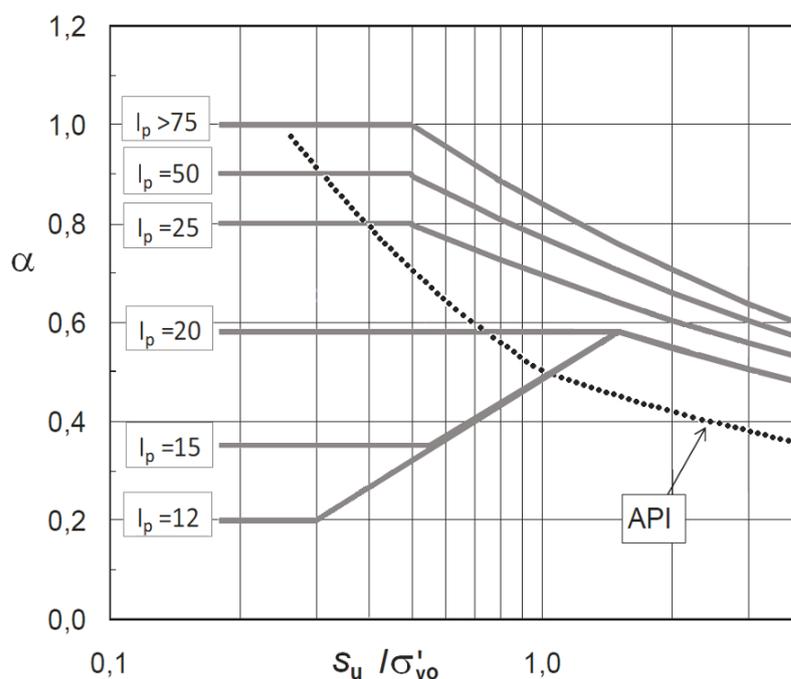
Posteriormente, API (1993) propôs estimar a resistência lateral diretamente utilizando o maior valor da expressão apresentada na Equação (79).

$$\tau_{L,ult}(z) = \begin{cases} 0,5 \left(S_u(z) \sigma'_{v0}(z) \right)^{-0,5} \\ 0,5 \left(S_u(z) \right)^{0,75} \left(\sigma'_{v0}(z) \right)^{-0,25} \end{cases} \quad (79)$$

Karlsrud, Clausen e Aas (2005) consideram que, além da razão S_u/σ'_{v0} , índice de plasticidade (IP) dos solos coesivos também influencia o valor do coeficiente de adesão α . Ou seja, o valor de α decresce com o aumento da razão e cresce com o aumento de IP . Assim, eles propuseram a Equação (80) e o ábaco ilustrado na Figura 30, que permite estimar α com base na razão S_u/σ'_{v0} e IP .

$$\alpha(z) = \begin{cases} 0,32 (IP - 10)^{0,3} & , \left(\frac{S_u(z)}{\sigma'_{v0}(z)} \right) \leq 1,0 \\ 0,5 F_{tip} \left(\frac{S_u(z)}{\sigma'_{v0}(z)} \right)^{-0,3} & , \left(\frac{S_u(z)}{\sigma'_{v0}(z)} \right) > 1,0 \end{cases} \quad (80)$$

Figura 30 – Variação de α em função de S_u/σ'_{v0} e IP .



Fonte: Adaptado de Karlsrud, Clausen e Aas (2005) e Wrana (2015).

Outras abordagens também foram desenvolvidas para estimar o coeficiente de adesão α . Por exemplo, a Tabela 17, proposta pela NAVFAC (1984), permite determinar valores de α com base no tipo de estaca e na resistência não drenada. Por outro lado, Kolk e Van der Velde (1996), baseando-se na filosofia da API (1987), propuseram a Tabela 18 para estimar α em função da razão S_u/σ'_{v0} .

Diferentemente do método α , que é baseado nas tensões totais devido à condição de carregamento não drenado, o método β baseia-se nos parâmetros drenados do solo (tensões efetivas para uma análise de longo prazo) e é utilizado tanto em solos coesivos quanto em solos granulares. Poulos (2017) explica que a resistência unitária lateral pode ser estimada com base na Equação (81).

$$\tau_{L,ult} = c_a + \sigma'_h \tan(\delta) = K_s + \sigma'_v \tan(\delta) \quad (81)$$

Tabela 17 – Valores de α para valores de S_U e tipos de estaca.

Tipo de estaca	Consistência do solo	Resistência não drenada, S_U , kPa	α
Madeira e concreto	Muito mole	0-12	1,00
	Mole	12-24	1,00-0,96
	Média	24-48	0,96-0,75
	Rija	48-96	0,75-0,48
	Dura	96-192	0,48-0,33
Metálica	Muito mole	0-12	1,00
	Mole	12-24	1,00-0,92
	Média	24-48	0,92-0,70
	Rija	48-96	0,70-0,36
	Dura	96-192	0,36-0,19

Fonte: Adaptado de NAVFAC (1984).

Tabela 18 – Valores de α para valores de S_U/σ'_{v0} .

S_U/σ'_{v0}	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4
α	0,95	0,77	0,70	0,65	0,62	0,60	0,56	0,55	0,53	0,52	0,50	0,49	0,48
S_U/σ'_{v0}	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	3,0	4,0
α	0,47	0,42	0,41	0,41	0,42	0,41	0,41	0,40	0,40	0,40	0,40	0,39	0,39

Fonte: Adaptado de Kolk e Van der Velde (1996).

onde c_a é a aderência entre a estaca e o solo, K_s é o coeficiente de tensão lateral do solo, σ'_h e σ'_v são tensões horizontal efetiva e vertical efetiva média, respectivamente, e δ é o ângulo de atrito entre a estaca e o solo.

Considerando que o fator β é dado pela Equação (82), a resistência unitária pode ser estimada em função de δ utilizando a Equação (83).

$$\beta = K_s \tan(\delta) \quad (82)$$

$$\tau_{L,ult} = c_a + \beta \sigma'_v \quad (83)$$

Para solos puramente friccionais (solos granulares), considera-se c_a igual a zero, enquanto que, para solos coesivos na condição não drenada, β e σ'_v igual a zero e c_a é igual a S_U .

A faixa típica de variação dos coeficientes β e K_s , bem como do ângulo δ é apresentada em vários trabalhos (McClelland, 1974; Kraft; Lyons, 1974; Meyerhof, 1976; NAVFAC, 1984; Karlsrud; Clausen; Aas, 2005; Fellenius, 2006; Salgado, 2006a; Velloso; Lopes, 2010; Niazi; Mayne, 2013). Esses parâmetros são dependentes do método construtivo utilizado, do tipo de estaca e do ângulo de atrito do solo.

4.1.1.2 Carga unitária da ponta

Diversos autores estabeleceram equações para determinar a carga unitária de ponta, utilizando teoria clássica de capacidade de suporte similar à empregada nos métodos teóricos para a formulação de teorias de capacidade de carga de fundações rasas. Nesse caso, considera-se o mecanismo de ruptura na ponta da estaca e a contribuição do solo acima do plano da base da estaca. De modo geral, a resistência unitária de ponta de estacas longas pode ser estimada com base na Equação (84) estabelecida a partir dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, desconsiderando a parcela relacionada ao peso específico $\gamma' \frac{B}{2} N_\gamma$.

$$q_{P,ult} = cN_c + K_s \sigma'_v N_q \quad (84)$$

em que c é a coesão onde está apoiada a ponta da estaca, σ'_v a tensão vertical efetiva na base da estaca, N_c e N_q são fatores de capacidade de carga de coesão e de sobrecarga, respectivamente, e K_s o coeficiente de empuxo do solo contra o fuste, na vizinhança da ponta da estaca.

Para solos puramente friccionais (solos granulares), considera-se cN_c igual a zero, enquanto que, para solos coesivos na condição não drenada, $K_s \sigma'_v N_q$ é igual a zero e c é igual a S_u .

Os valores típicos dos fatores de capacidade de carga N_c e N_q dependem do ângulo de atrito e podem ser estimados com base nas equações apresentadas anteriormente. Em argilas mole, Skempton (1959) recomenda adotar N_c igual a 9.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), a teoria de capacidade de suporte aplicada a fundações profundas não é frequentemente empregada na prática brasileira, ao contrário da prática inglesa. Como o valor de N_q é sensível a φ' , um erro relativamente pequeno na estimativa de φ' resultará em um erro significativo na estimativa de N_q . Além disso, há dificuldades na estimativa de φ' devido aos efeitos de instalação da estaca. Como alternativa a esse método, difundiu-se no Brasil a prática de relacionar diretamente as medidas de N_{SPT} com a capacidade de carga de estacas.

4.1.2 Métodos semiempíricos

Os métodos semiempíricos estimam as resistências de ponta e de atrito lateral com base nos resultados de ensaios *in situ*, como SPT, CPT e outros. Este trabalho aborda primeiramente três métodos amplamente utilizados no Brasil para estimar a capacidade de carga de estacas com base nos valores de N_{SPT} : Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996). Além desses métodos, o trabalho também aborda o método Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Contudo, ressalta-se que é comum na Europa, devido à recomendação do Eurocode 7, a utilização de métodos baseados nos resultados do ensaio CPT, como o método LCPC

proposto por Bustamante e Gianeselli (1981) e o método europeu de projeto proposto por de Ruiter e Beringen (1979), para a estimativa direta da capacidade de carga de estacas.

4.1.2.1 Método de Aoki-Velloso

O método de Aoki e Velloso (1975) foi estabelecido com base nos resultados do ensaio CPT. Por isso, propõe-se a utilização das Equação (85) e Equação (86) para estimar as parcelas das resistências unitárias lateral e de ponta, respectivamente.

$$\tau_{L,ult} = \frac{f_s}{F2} \quad (85)$$

$$q_{P,ult} = \frac{q_c}{F1} \quad (86)$$

Como a prática brasileira de investigação geotécnica de campo é mais voltada para o ensaio SPT, Aoki e Velloso (1975) estabeleceram coeficientes que relacionam diretamente valores de q_c com N_{SPT} (Equação (87)), e indiretamente valores de f_s com N_{SPT} (Equação (88)).

$$q_c = KN_{SPT} \quad (87)$$

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \rightarrow f_s = \alpha q_c = \alpha KN_{SPT} \quad (88)$$

Inserindo as expressões acima na Equação (73) de uma estaca, obtêm-se a Equação (89) proposta no método Aoki e Velloso.

$$Q_{ult} = A_P \frac{K \bar{N}_{SPT,P}}{F1} + \frac{U}{F2} \sum_1^n \alpha K \bar{N}_{SPT,L} \Delta L \quad (89)$$

onde q_c é a resistência de ponta de cone, f_s é o atrito lateral de cone, $F1$ e $F2$ são fatores de correção que levam em conta a influência da escala e do método executivo, K fator de correção da ponta relacionado ao tipo de solo, α é o fator de correção do fuste, $\bar{N}_{SPT,P}$ é o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e $\bar{N}_{SPT,L}$ é o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura ΔL .

Para determinar o valor de $\bar{N}_{SPT,P}$, calcula-se a média dos três últimos valores de N_{SPT} : um na profundidade da ponta, outro 1 m acima e o último 1 m abaixo da profundidade da ponta. É importante destacar que o valor de N_{SPT} utilizado nos cálculos não deve exceder 50, conforme Velloso e Lopes (2010).

Os valores de K e α para diferentes tipos de solos são apresentados na Tabela 19, enquanto os valores dos fatores $F1$ e $F2$ são apresentados na Tabela 20.

Tabela 19 – Valores de K e α .

Tipo de solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,0	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Areia argilosa	0,60	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Silte argiloso	0,23	3,4
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltoarenosa	0,33	3,0
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila	0,20	6,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

Tabela 20 – Valores de $F1$ e $F2$.

Tipo de estaca	$F1$	$F2$
Franki	2,50	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,00	6,0
Hélice contínua e ômega	2,00	4,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975) e Velloso, Aoki e Salamoni (1978).

No cálculo da resistência de ponta, Aoki e Velloso consideram a média entre três valores de N_{SPT} : no nível da ponta, 1 m abaixo e 1 m acima, com limite superior de $N_{SPT} = 50$.

Um trabalho posterior desenvolvido por Laprovitera (1988) contribuiu para o aprimoramento do método de Aoki e Velloso (1975), recomendando novos valores para K , α , $F1$ e $F2$ com base nos resultados de ensaios de provas de carga. Os valores de K , α são apresentados na Tabela 21, enquanto os valores de $F1$ e $F2$ são apresentados na Tabela 22.

Da mesma forma, Monteiro (1997) propõe novos valores de K e α Tabela 23 para diferentes tipos de solo, e $F1$ e $F2$ Tabela 24 para diferentes tipos de estacas, utilizando um banco de dados e a experiência da empresa Franki Ltda. No cálculo da carga última, o autor limita o valor máximo de N_{SPT} a 40 golpes. Ele calcula a carga unitária de ponta $q_{P,ult}$ como sendo a média de $q_{P,s}$ e $q_{P,i}$. $q_{P,s}$ é calculada com a média dos valores de N_{SPT} das camadas situadas sete diâmetros acima da ponta, enquanto $q_{P,i}$ é calculada com a média dos valores de N_{SPT} das camadas situadas três diâmetros e meio abaixo da ponta.

A carga admissível do método Aoki e Velloso (1975) é determinada conside-

Tabela 21 – Valores de K e α .

Tipo de solo	K (MPa)	α (%)
Areia	0,60	1,4
Areia siltosa	0,53	1,9
Areia siltoargilosa	0,53	2,4
Areia argilossiltosa	0,53	2,8
Areia argilosa	0,53	3,0
Silte arenoso	0,48	3,0
Silte arenoargiloso	0,38	3,0
Silte	0,48	3,0
Silte argiloarenoso	0,38	3,0
Silte argiloso	0,30	3,4
Argila arenosa	0,48	4,0
Argila arenossiltosa	0,30	4,5
Argila siltoarenosa	0,30	5,0
Argila siltosa	0,25	5,5
Argila	0,25	6,0

Fonte: Laprovitera (1988).

Tabela 22 – Valores de $F1$ e $F2$.

Tipo de estaca	$F1$	$F2$
Franki	2,5	3,0
Metálica	2,4	3,4
Pré-moldada de concreto	2,0	3,5
Escavada	4,5	4,5

Fonte: Laprovitera (1988).

rando um fator de segurança global igual a 2.

4.1.2.2 Método de Décourt-Quaresma

Décourt e Quaresma (1978) desenvolveram um método para determinação da capacidade de carga de estacas baseado nos resultados do ensaio SPT. Eles propuseram a Equação (90) e Equação (91) para determinar as resistências unitárias de lateral e de ponta, respectivamente.

$$q_{P,ult} = C \bar{N}_{SPT,P} \quad (90)$$

$$\tau_{L,ult} = 10 \left(\frac{\bar{N}_{SPT}}{3} + 1 \right) \quad (91)$$

Em que C é o fator característico do solo, $\bar{N}_{SPT,P}$ é o N_{SPT} de ponta definido como a média entre os valores de N_{SPT} correspondentes à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior; $\bar{N}_{SPT,L}$ é o N_{SPT} do fuste definido como a média dos valores de N_{SPT} ao longo do fuste, independentemente do tipo de solo ($3 \leq \bar{N}_{SPT,L} \leq 50$).

Tabela 23 – Valores de K e α .

Tipo de solo	K (MPa)	α (%)
Areia	0,73	2,1
Areia siltosa	0,68	2,3
Areia siltoargilosa	0,63	2,4
Areia argilossiltosa	0,57	2,9
Areia argilosa	0,54	2,8
Silte arenoso	0,50	3,0
Silte arenoargiloso	0,45	3,2
Silte	0,48	3,2
Silte argiloarenoso	0,40	3,3
Silte argiloso	0,32	3,6
Argila arenosa	0,44	3,2
Argila arenossiltosa	0,30	3,8
Argila siltoarenosa	0,33	4,1
Argila siltosa	0,26	4,5
Argila	0,25	5,5

Fonte: Monteiro (1997).

Tabela 24 – Valores de $F1$ e $F2$.

Tipo de estaca	$F1$	$F2$
Franki de fuste apiloado	2,30	3,00
Franki de fuste vibrado	2,30	3,20
Metálica	1,75	3,50
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	2,50	3,50
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,20	2,30
Escavada com lama bentonítica	3,50	4,50
Raiz	2,20	2,40
Strauss	4,20	3,90
Hélice contínua	3,00	3,80

Fonte: Monteiro (1997).

Segundo Cintra e Aoki (2010) o coeficiente característico C apresentado na Tabela 25 foi ajustado por meio de 41 provas de carga realizadas em estacas de concreto.

Tabela 25 – Valores de C .

Tipo de solo	C (kPa)
Argilas	120
Siltos argilosos (alteração de rocha)	200
Siltos arenosos (alteração de rocha)	250
Areias	400

Fonte: Décourt e Quaresma (1978).

Mais tarde, Décourt (1986) sugeriu novos valores de C para estacas escavadas com lama bentonítica, conforme apresentado na Tabela 26.

A Equação (92) do método de Décourt e Quaresma (1978) pode ser utilizada

Tabela 26 – Valores de C para estacas escavadas com lama bentonítica.

Tipo de solo	C (kPa)
Argilas	100
Siltos argilosos (alteração de rocha)	120
Siltos arenosos (alteração de rocha)	140
Areias	200

Fonte: Décourt (1986).

para calcular a carga última de estacas isoladas. Cintra e Aoki (2010) explicam que os fatores α e β nas parcelas das resistências unitárias de ponta e lateral, respectivamente, foram introduzidas posteriormente a partir do trabalho de Décourt (1986).

$$Q_{ult} = \alpha A_P C \bar{N}_{SPT,P} + 10\beta UL \left(\frac{\bar{N}_{SPT}}{3} + 1 \right) \quad (92)$$

Onde os valores de α e β são apresentados na Tabela 27 e Tabela 28, respectivamente.

Tabela 27 – Valores de α .

Solo	Tipo de estaca					
	Cravadas	Escavadas (em geral)	Escavadas (bentonítica)	Hélice contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,00	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Solos inter-mediários	1,00	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
Areias	1,00	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Fonte: Quaresma *et al.* (1998).Tabela 28 – Valores de β .

Solo	Tipo de estaca					
	Cravadas	Escavadas (em geral)	Escavadas (bentonítica)	Hélice contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,00	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos inter-mediários	1,00	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areias	1,00	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Fonte: Quaresma *et al.* (1998).

Para calcular a carga admissível, Q_{adm} , Décourt e Quaresma (1978) recomendam a utilização de fatores de segurança parciais: 4 para resistência de ponta e 1,3 para resistência lateral. Esses valores foram definidos considerando os parâmetros do

solo, a formulação adotada, prevenção de recalques excessivos e a carga de trabalho da estaca.

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= Q_{P,ult} + Q_{L,ult} \\
 Q_{adm} &= \frac{Q_{P,ult}}{4,0} + \frac{Q_{L,ult}}{1,3} \\
 Q_{adm} &= \frac{\alpha A_P C \bar{N}_{SPT,P}}{4,0} + \frac{10\beta UL \left(\frac{\bar{N}_{SPT}}{3} + 1 \right)}{1,3}
 \end{aligned} \tag{93}$$

4.1.2.3 Método de Teixeira

O método de Teixeira (1996) também foi formulado com base nos resultados do ensaio SPT. O autor propôs as Equação (94) e Equação (95) para calcular as resistências unitárias de ponta e lateral, respectivamente.

$$q_{P,ult} = \alpha \bar{N}_{SPT,P} \tag{94}$$

$$\tau_{L,ult} = \beta_T \bar{N}_{SPT,L} \tag{95}$$

Substituindo essas equações na expressão geral de carga de ruptura, obtém-se a Equação (96) para determinar a carga de ruptura com base no método Teixeira (1996).

$$Q_{ult} = \alpha \bar{N}_{SPT,L} A_P + \beta_T U \bar{N}_{SPT,L} L \tag{96}$$

onde $\bar{N}_{SPT,L}$ corresponde à média dos valores de N_{SPT} compreendido ao longo do fuste da estaca, e $\bar{N}_{SPT,L}$ corresponde ao valor médio de N_{SPT} medido no intervalo de quatro diâmetros acima da ponta e um diâmetro abaixo.

O fator de correção α varia conforme o tipo de solo e a estaca, enquanto o parâmetro β_T depende somente do tipo de estaca. Os valores de β_T e α são apresentados na Tabela 29.

Os valores de α valem para $4 < N_{SPT} < 40$. Os tipos de estacas são:

- I) Estacas pré-moldadas de concreto e perfis metálicos;
- II) Estacas tipo Franki;
- III) Estacas escavadas a céu aberto;
- IV) Estacas raiz.

Para estacas pré-moldadas cravadas em solos moles, os valores da Tabela 29 não são válidos, sendo aplicados:

- a) Argilas fluviolagunares e de baías holocênicas (SFL) camadas até cerca de 20-25 m de profundidade, pouco sobreadensadas, com $N_{SPT} < 3$:
 $\tau_{L,ult} = 20$ a 30 kPa;

Tabela 29 – Valores de α e β_T .

Parâmetro	Solo	Tipo de estaca			
		I	II	III	IV
Valores de α (kPa)	Argila siltosa	110	100	100	100
	Silte argiloso	160	120	110	110
	Argila arenosa	210	160	130	140
	Silte arenoso	260	210	160	160
	Areia argilosa	300	240	200	190
	Areia siltosa	360	300	240	220
	Areia	400	340	270	260
	Areia com pedregulhos	440	380	310	290
Valores de β_T (kPa) em função do tipo de estaca		4	5	4	6

Fonte: Teixeira (1996).

- b) Argilas transicionais, pleistocênicas camadas profundas subjacentes a sedimentos SFL, com tensões de adensamento maiores do que as SFL, com $4 < N_{SPT} < 8$: $\tau_{L,ult} = 60$ a 80 kPa.

Para calcular a carga admissível, o autor recomenda utilizar um fator de segurança global de 2 para estacas pré-moldadas, metálicas, Franki e escavadas a céu aberto. Por outro lado, para estacas raiz, o autor recomenda fatores de segurança parciais de 4 para a resistência de ponta e 1,5 para a resistência de atrito lateral.

4.1.2.4 Método da UFRGS

A concepção e o funcionamento do método desenvolvido na UFRGS por Lobo (2005) e Lobo *et al.* (2009) são detalhados por Schnaid e Odebrecht (2012). Segundo os autores, o método UFRGS é fundamentado no conceito de energia e seu desenvolvimento é baseado em um banco de dados composto por 272 provas de carga à compressão. O método permite a determinação da capacidade de carga de estacas com base na força dinâmica de reação do solo (F_d), mobilizada durante a cravação do amostrador SPT.

As resistências unitárias de ponta e de atrito lateral são dadas pela Equação (97) e Equação (98), respectivamente.

$$q_{P,SPT} = \frac{F_{d,P}}{a_p} = \frac{0,7F_d}{a_p} \quad (97)$$

$$\tau_{L,SPT} = \frac{F_{d,L}}{a_l} = \frac{0,2F_d}{a_l} \quad (98)$$

Substituindo essas equações na expressão geral de carga de ruptura, obtém-se a Equação (99) para determinar a carga de ruptura com base no método UFRGS.

$$Q_{ult} = 0,7\beta F_d \frac{A_P}{a_p} + 0,2\alpha \frac{U}{a_l} \sum_1^n F_d \Delta L \quad (99)$$

Onde a_p é a área de ponta do amostrador, a_l é a soma das áreas lateral externa e interna do amostrador, α é o fator de correção do atrito lateral, β é o fator de correção da ponta, F_d é a força de reação do amostrador SPT no solo.

O método foi desenvolvido para estacas metálicas cravadas. Para sua aplicação em outros tipos de estacas, Lobo (2005) propõe os valores dos fatores α e β apresentados na Tabela 30.

Tabela 30 – Valores de α e β .

Tipo de estaca	α	β
Cravada pré-moldada	1,5	1,1
Cravada metálica	1,0	1,0
Hélice contínua	1,0	0,6
Escavada	0,7	0,5

Fonte: Lobo (2005).

4.1.3 Métodos empíricos

4.1.3.1 Análise probabilística de ruína

Como em qualquer obra de engenharia, estruturas de fundações estão sujeitas a riscos de ruína. Portanto, além dos fatores de segurança aplicados por meio de normas e métodos de dimensionamentos, é preciso adotar uma probabilidade de ruína máxima (Cintra; Aoki, 2010).

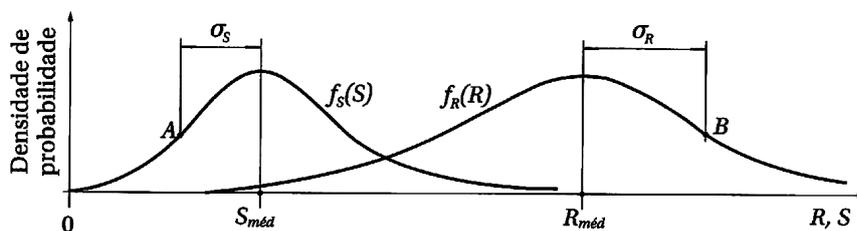
A variabilidade dos parâmetros envolvidos na determinação das solicitações (S) e da resistência cisalhante do solo (τ) demanda a representação de τ e S em curvas das funções de densidade de probabilidade (Figura 31). A média e o desvio padrão da resistência ao cisalhamento do solo correspondem, respectivamente, τ_{med} e σ_τ . De igual modo, a média e o desvio padrão das solicitações impostas ao solo correspondem, respectivamente, S_{med} e σ_S .

A Figura 32 mostra uma linha pontilhada que delimita a região onde as solicitações (S) são maiores que as resistências (τ), configurando casos susceptíveis a ruína. A região abaixo da linha pontilhada indica os valores de S e τ que propiciam a ruína, conforme expresso pela Equação (100) (Aoki; Menegotto, 2002; Cintra; Aoki, 2010).

$$p_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_S(S) f_R(R) dx \quad (100)$$

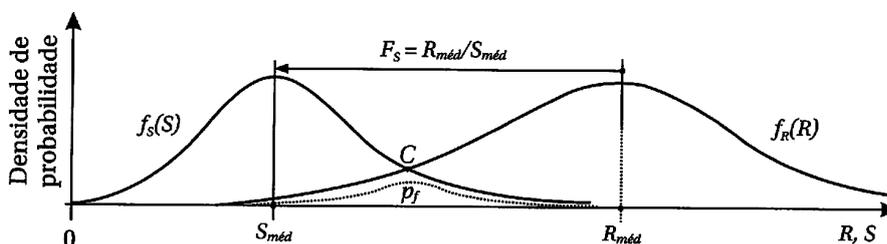
onde p_f é a probabilidade de ruína, $f_S(S)$ é a função densidade de probabilidade das solicitações e $f_R(R)$ é a função densidade de probabilidade das resistências.

Figura 31 – Curvas de densidade de probabilidade de resistência e solicitação.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Figura 32 – Curva de probabilidade de ruína.

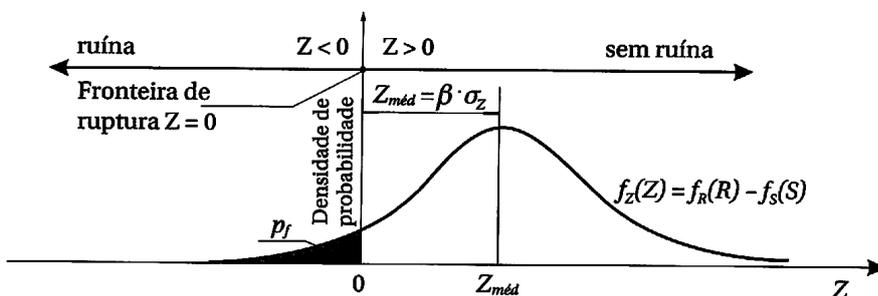


Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Nesse contexto, define-se também margem de segurança na Figura 33 como a diferença entre as curvas de densidade de probabilidade de resistências e das solicitações (Equação (101)). Para não haver ruína, Z deve ser maior que 0. Caso contrário, a fundação estará susceptível a ruína.

$$f_Z(Z) = f_R(R) - f_S(S) \tag{101}$$

Figura 33 – Função margem de segurança.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

4.2 RECALQUES

De acordo com Poulos (2017), as estacas são normalmente usadas em grupos ou como elementos de uma fundação em radier de estacas. No entanto, a análise

do recalque de uma única estaca é um componente importante no projeto, pois a estimativa do recalque de grupos de estacas ou radieres de estacas frequentemente incorpora as características de recalque de uma única estaca. Além disso, uma análise de estaca única é necessária ao avaliar o desempenho de provas de cargas em estacas. Fellenius (2006) reforça que os recalques em fundações profundas, diferente das fundações rasas, são comumente controlados recalque de grupos de estacas e não de estacas isoladas.

Salgado (2022) explica que, quando a escala e a natureza do projeto justificam, uma análise de recalque para cada estaca utilizada como elemento de fundação pode permitir projetos mais econômicos. Neste contexto, o recalque na cabeça da estaca é, naturalmente, uma função da compressibilidade da própria estaca e de como a carga axial é distribuída ao longo do fuste e entre o fuste e a base da estaca. Para desenvolver uma análise precisa que relacione carga aplicada à estaca com o seu recalque, é essencial modelar a rigidez da estaca e do solo e sua interação da forma mais realista possível.

Poulos (2017) enfatiza que os projetos de fundações profundas devem buscar apoiar as bases das estacas em substratos resistentes ou rocha, visando minimizar os recalques e maximizar a transferência de carga pela ponta.

Em raras situações, as estacas são projetadas ou permanecem na condição flutuante. Na maioria dos casos, as estacas têm comprimentos suficientes para atravessar diversas camadas e apoiar suas pontas em um substrato mais resistente. Como resultado, os recalques mobilizados após a aplicação do carregamento total geralmente se encontram dentro da faixa aceitável, considerando o fator de segurança de 2 a 3 comumente utilizado em projetos de fundação.

Tomlinson e Woodward (2014) afirmam que, para a maioria das estacas cravadas e escavadas com diâmetro máximo de 60 cm, os resultados de provas de carga mostram que o recalque não ultrapassa 10 mm, valor considerado satisfatório para a maioria dos projetos de fundações. Por essa e outras razões, não é comum estimar magnitudes de recalques de estacas em obras tradicionais.

Em situações em que seja necessário, os recalques de estacas individuais podem ser estimados por meio de métodos empíricos, semiempíricos e racionais. Esses métodos podem ser encontrados em Salgado (2022), Velloso e Lopes (2010), Poulos (2017), entre outros.

Com relação ao recalque de grupos de estacas, Guo (2013) ressalta que, quando estacas estão em grupo, o recalque aumentará. Esse aumento depende de pelo menos cinco fatores: espaçamento entre os centros das estacas, número de estacas no grupo, rigidez relativa estaca-solo, profundidade da camada rígida subjacente e perfil do módulo de cisalhamento tanto vertical quanto horizontalmente.

Guo (2013), Salgado (2022), Poulos (2017), Velloso e Lopes (2010) apresentam

um conjunto de métodos empíricos, semiempíricos e racionais utilizados para estimar o recalque de grupos de estacas.

Para Guo (2013), à luz dos cinco fatores supramencionados, os métodos empíricos são talvez os menos confiáveis, enquanto os métodos elásticos são considerados mais adequados, já que a interação estaca-solo geralmente pode ser considerada elástica. Para estruturas mais críticas, análises por elementos finitos ou por elementos de contorno podem ser mais apropriadas.

Por fim, Salgado (2022) explica que a maior dificuldade em aplicar os métodos teóricos reside em escolher valores apropriados dos módulos de solo a serem usados para o fuste e para a base da estaca, e então determinar como esses valores se traduzem em um valor adequado e representativo para o módulo de reação do das camadas.

4.3 CONSIDERAÇÕES

As fundações profundas e rasas apresentam diferentes abordagens de dimensionamento. As estacas costumam atravessar várias camadas de solo até alcançarem um estrato mais resistente, exigindo métodos para estimar as resistências de fuste e de ponta.

Existem métodos racionais, semiempíricos e empíricos para estimar a capacidade de carga das estacas. Os métodos racionais, como os métodos α e β , possuem uma base teórica sólida, porém sua precisão depende dos parâmetros de resistência e de interface, bem como das condições de carregamento drenado ou não drenado, que determinam a escolha do método e do tipo de ensaio necessário para obter os parâmetros relevantes. No entanto, devido à dificuldade na determinação desses parâmetros e na garantia da condição de drenagem durante o carregamento, a utilização de métodos racionais não é comum na prática brasileira de dimensionamento de fundações profundas.

No Brasil, os métodos semiempíricos, baseados em resultados de ensaios de campo, especialmente o SPT, são amplamente utilizados e consolidados. Métodos como Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996) são preferidos devido à experiência acumulada, à disponibilidade de ensaios SPT, à simplicidade e à aceitação nos escritórios de projetos. Quando possível, é recomendável comparar os resultados desses métodos para facilitar a definição da capacidade de carga, considerando tanto a resistência de ponta quanto o atrito lateral das estacas.

Cuidados especiais devem ser tomados com os valores de N_{SPT} utilizados para calcular as resistências unitárias de ponta e lateral. Os métodos adotam abordagens diferentes para calcular esses valores. Da mesma forma, é importante atentar para o cálculo da capacidade de carga admissível, considerando que os métodos utilizam fatores de segurança distintos, baseados nas hipóteses adotadas em suas formulações.

Quanto aos métodos empíricos, é crucial avaliar sua adequação em função das propriedades geotécnicas do solo, pois métodos calibrados para certos tipos de solo, estacas e carregamentos podem não ser adequados para demandas específicas fora do intervalo para o qual foram concebidos.

Outra abordagem para a análise de segurança de fundações é o uso do conceito de probabilidade de ruína para a verificação estatística das solicitações e resistências em fundações profundas. Essa abordagem permite uma análise mais realista da capacidade de carga da fundação, utilizando resultados de ensaios *in situ*. No entanto, esbarra no custo elevado para avaliação por obra, o que impede sua ampla difusão.

No Apêndice A são apresentadas propostas para cálculo da capacidade de carga última para fundações profundas.

Devido à tendência de as estacas terem as suas bases apoiadas em camadas mais resistentes, não é comum quantificar os recalques de estacas individuais. Quando quantificados, geralmente esses recalques estão dentro da margem aceitável estabelecida pelos projetos. No entanto, dependendo da configuração das estacas em um bloco, pode ser necessário verificar os recalques de grupos de estacas. Para isso, existem diversas metodologias teóricas, semiempíricas e empíricas disponíveis.

É fundamental destacar a importância dos ensaios de provas de carga, especialmente os instrumentados, para analisar o comportamento das estacas e obter curvas carga-recalque. Os resultados desses ensaios não apenas contribuem para a melhoria dos projetos e das fundações, mas também para a calibração dos métodos de cálculo utilizados.

5 DESEMPENHO DE FUNDAÇÕES

Segundo Milititsky (2019), o projeto de fundações envolve sempre graus de incerteza variáveis e significativos, que necessariamente precisam ser levados em conta nos projetos. As fontes de incerteza podem ser identificadas nas seguintes categorias:

- Incertezas na estimativa das cargas e seus efeitos;
- Incertezas associadas à variabilidade natural do solo;
- Incertezas na avaliação das propriedades dos geomateriais;
- Incertezas associadas com o grau de acuidade dos métodos de análise dos reais comportamentos da fundação, da estrutura e do solo ao qual as cargas serão transferidas.

O subsolo é um meio heterogêneo em sua extensão e profundidade. Atualmente, não existe uma ferramenta de investigação que seja suficientemente rápida, econômica, sustentável e eficiente para explorar de maneira contínua todo o volume de solo. As técnicas investigações geotécnicas atuais são discretas, envolvendo a inserção de ferramentas no solo em pontos predefinidos, cujos resultados são extrapolados para o volume de interesse. No entanto, mesmo com investigações geotécnicas meticulosas, ainda há surpresas por descobrir.

A variabilidade natural do subsolo e a determinação das propriedades das camadas para uso no cálculo representam as principais fontes de incerteza em projetos de fundações. Os erros humanos ou omissões que podem ocorrer na prática não são contemplados pelos fatores de segurança do projeto. Esses erros são mitigados por meio do controle de qualidade, que deve ser conduzido de forma independente dos executantes. Esses erros são provavelmente responsáveis pela maioria dos problemas em engenharia de fundações Milititsky (2019).

Nesse contexto, a análise do desempenho das fundações visa monitorar o comportamento dos elementos de fundações para verificar se correspondem às previsões feitas no projeto (Salgado, 2006b; Niyama; Aoki; Chamecki, 1998). Essa análise abrange tanto o elemento estrutural quanto o solo, sendo a segurança contra ruptura o principal aspecto a ser validado (Niyama; Aoki; Chamecki, 1998).

Segundo Milititsky (2019), não existem métodos de previsão melhores ou piores; estes refletem a experiência de seus autores em contextos específicos e devem ser avaliados por meio de provas de carga para ajuste de representatividade. O autor destaca que, ao aplicar esses métodos a um conjunto de provas de carga não utilizadas na sua formulação, observa-se uma variabilidade significativa entre os valores medidos nos ensaios e os valores previstos. Portanto, os métodos de previsão não são ferramentas exatas ou processos que determinam com certeza o desempenho das

fundações profundas. No entanto, tornam-se extremamente úteis quando calibrados por meio de provas de carga, aumentando assim sua confiabilidade.

Para Coduto (2001), a verificação do desempenho de fundações envolve requisitos relacionados à capacidade de carga, recalques, execução e aspectos econômicos. Ele acrescenta que, mesmo que o desempenho real apresente pequenas variações em relação ao esperado, o projeto das fundações não precisa ser descartado.

A verificação de desempenho por meio de ensaios de prova de carga antes do início da conclusão da obra pode servir não apenas para a validação do projeto, mas também para auxiliar na calibração dos métodos de previsão e na determinação dos fatores de segurança (Coduto, 2001; Milititsky, 2019).

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022), a verificação do desempenho de fundações deve ser realizada, pelo menos, com a medição dos recalques na estrutura, sendo obrigatória nos seguintes casos:

- a) Estruturas com carga variável significativa em relação à carga total, como silos e reservatórios;
- b) Estruturas com mais de 55,0 m de altura entre o térreo e a laje de cobertura do último pavimento habitável;
- c) Estruturas com relação altura/largura superior a 4;
- d) Fundações ou estruturas não convencionais.

Em adição, a ASCE (1997) recomenda o ensaio de prova de carga estática em todas as situações em que há incerteza sobre a capacidade de suporte de projeto, condições de instalação ou quaisquer outras incertezas identificadas pelo projetista. A CEN (2004) recomenda a realização de provas de carga nas seguintes situações:

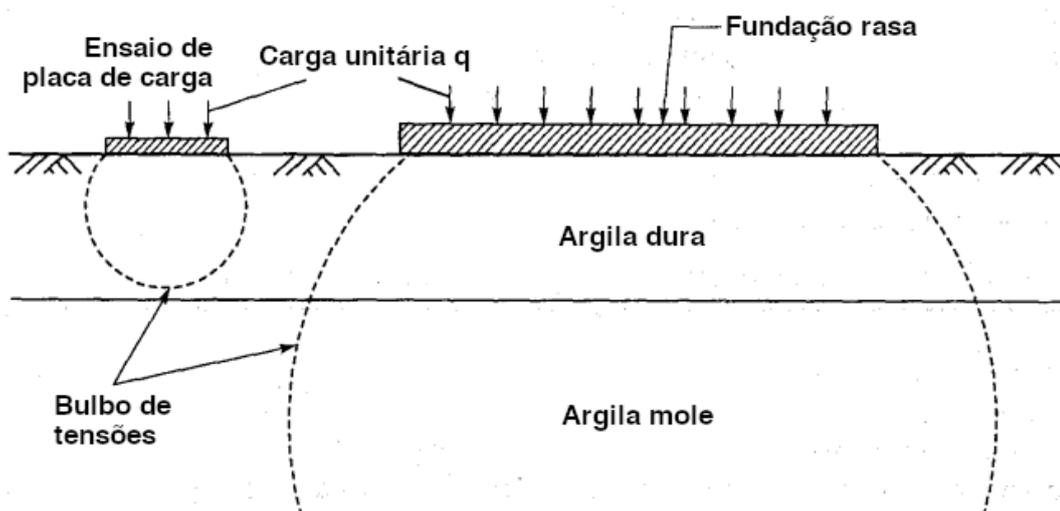
- a) Quando as estacas não foram ensaiadas em solos com as mesmas características e condições de carregamento;
- b) Quando não há experiência de execução com o tipo de estacas ou métodos de instalação;
- c) Quando as estacas estarão sujeitas níveis de carregamentos para os quais a experiência do projetista não é suficiente;
- d) Quando o comportamento do método de instalação difere significativamente ao previsto em projeto;
- e) Estruturas com carga variável significativa em relação à carga total, como silos e reservatórios;
- f) Quando se quer determinar a resposta de uma estaca representativa e do solo circundante ao nível de carregamento, sob aspectos de recalques e carga admissível;
- g) Quando se quer uma avaliação geral do estaqueamento.

A norma NBR 6122 (ABNT, 2022) destaca a importância de monitorar, além dos recalques, outras variáveis como deslocamentos horizontais, desaprumos, integridade ou tensões. Os resultados das medições devem ser comparados com as previsões do projeto.

Em fundações rasas, ensaios de prova de carga sobre placa podem ser realizados quando há dúvidas sobre a capacidade de suporte do solo onde serão apoiadas fundações rasas ou em obras com cargas elevadas (NBR 6122, ABNT (2022)). O seu objetivo, segundo a NBR 6489 (ABNT, 2019) é caracterizar a deformabilidade e resistência do solo sob carregamento de fundações rasas. Conforme Milititsky (2019), os ensaios de placa devem ser realizados com carga máxima na placa equivalente ao dobro daquela que origina a tensão de projeto adotada. Os resultados desses ensaios devem ser submetidos à fiscalização e ao projetista para análise e aprovação.

Para a interpretação adequada dos resultados de ensaios de placa, é essencial considerar a relação modelo-protótipo (efeito de escala), bem como as camadas influenciadas de solo (NBR 6122, ABNT (2022)), considerando que a placa e elementos de fundação geram bulbos de tensões diferentes e mobilizam camadas distintas devido aos seus tamanhos (Murthy, 2002), conforme mostrado na Figura 34.

Figura 34 – Ensaio de placa em solo não homogêneo.



Fonte: Murthy (2002).

Em fundações profundas, de acordo com Milititsky (2019), são realizados diversos ensaios, dependendo da magnitude da obra, para determinar suas características de comportamento. Estes incluem a mobilização da carga axial, o comportamento sob cargas horizontais, a curva carga versus recalque, a capacidade estrutural e a integridade, conforme estabelecido por Poulos (2017) na Tabela 31.

A NBR 6122 (ABNT, 2022) e a CEN (2004) estabelecem critérios que devem ser considerados, como o tipo de estaca, a carga de trabalho e o número total de estacas

Tabela 31 – Capacidades de diferentes ensaios em estacas e seus resultados obtidos.

Tipo de ensaio	Carga geotécnica axial	Carga geotécnica lateral	Carga-recalque	Carga lateral limite	Efeitos de grupo	Resis. e integridade estrutural	Cargas especiais	Movimentos de solo
Prova de carga estática não instrumentada	3	0	3	0	1	1	1	0
Prova de carga estática instrumentada	3	0	3	0	2	2	2	2
Prova de carga estática – carregamento lateral	0	3	0	3	1	2	2	0
Ensaio dinâmico	3	0	2	0	3	3	1	0
Ensaio com célula Osterberg	3	0	2	0	1	1	1	0
Ensaio statnamic instrumentado	3	2	2	2	2	2-3	2	1

Fonte: Poulos (2017).

Nota: 3 – muito apropriado; 2 – pode ser adequado em certas circunstâncias; 1 – possível, mas improvável na maioria dos casos; 0 – não adequado.

da obra, para determinar a quantidade e o tipo de provas de carga a serem realizadas, conforme ilustrado na Tabela 32. Esta tabela é aplicável a obras com até 500 estacas e localizadas na mesma região representativa do subsolo. Para quantidades superiores a 500 estacas, o número de provas de carga adicionais é determinado pelo engenheiro de fundações.

Em situações em que o número de estacas de uma obra excede o valor especificado na coluna (B) da Tabela 32, a norma estabelece a necessidade de realizar provas de carga estáticas de desempenho durante o processo de estaqueamento. Quando o limite de exigibilidade de provas de carga de desempenho é alcançado, conforme indicado na Tabela 32, a norma oferece diretrizes para determinar a quantidade de provas de carga adicionais necessárias. Em tais circunstâncias, pelo menos uma prova de carga estática ou ensaios de carregamento dinâmico devem ser conduzidos nas estacas da edificação principal da obra.

Tabela 32 – Critérios para execução de provas de carga.

Tipo de estaca	(A) Tensão de trabalho máxima para não obrigatoriedade de provas de carga, em MPa	(B) Número total de estacas para qual será obrigatória provas de carga
Pré-moldada	7,0	100
Madeira	–	100
Aço	$0,5f_{yk}$	100
Hélice, hélice de deslocamento, hélice com trado segmentado (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\varnothing \geq 70$ cm	5,0	75
Raiz	$\varnothing \leq 310$ mm = 15,0 $\varnothing \geq 400$ mm = 13,0	75
Microestaca	15,0	75
Trado vazado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido $\varnothing < 70$ cm	4,0	100
Strauss	4,0	100

Fonte: Adaptado de ABNT (2022).

Os critérios apresentados na coluna A da Tabela 32 são válidos para as seguintes condições, que não necessariamente ocorrem simultaneamente:

- Áreas onde há experiência previa com o tipo de estaca utilizado;
- Onde não houver particularidades geológico-geotécnicas;
- Quando não houver variação do processo executivo padrão;
- Quando não houver dúvida quanto ao desempenho das estacas.

Quando as condições acima não forem atendidas, provas de carga devem ser realizadas em pelo menos 1% das estacas, com um mínimo de uma prova de carga, conforme estipulado pela NBR 16903 (ABNT, 2020a), independentemente do número total de estacas.

Especificamente para provas de carga executadas para avaliação de desempenho, a NBR 6122 (ABNT, 2022) recomenda que estas sejam carregadas até atingir pelo menos duas vezes a carga admissível ou até que ocorra um deslocamento que indique ruptura. No caso de estacas com prova de carga prévia, as provas de carga de desempenho devem ser conduzidas até alcançar pelo menos 1,6 vezes a carga admissível ou até que se observe um deslocamento indicativo de ruptura. Se esses critérios não forem atendidos, provas de carga adicionais são recomendadas para determinar a aceitação ou necessidade de readequação da fundação.

ASCE (1997) recomenda para provas de carga estáticas, aplicar uma carga que leve à ruptura do elemento de fundação, ou pelo menos três vezes a carga de trabalho estimada. A recomendação de levar à ruptura do elemento é feita devido às valiosas informações que podem ser obtidas sobre a interação solo-estrutura.

Em casos especiais, a NBR 6122 (ABNT, 2022) recomenda os seguintes:

- Para estacas com carga admissível superior a 3.000 kN, podem-se executar duas provas de carga sobre estacas de mesmo tipo, porém de menor diâmetro. Nestes casos, os critérios de interpretação da prova de carga devem ser justificados;
- A critério do engenheiro de fundações, são aceitos outros ensaios de carga, por exemplo, teste bidirecional, devendo-se levar em conta as particularidades de sua interpretação para o estabelecimento da quantidade e avaliação de desempenho.

Por outro lado, Council, Thornburg e Kimball (2021) recomendam ensaios de prova de sempre que viável e a carga de trabalho das fundações exceder 40 toneladas (356 kN) por elemento, sendo que esses ensaios para fins de verificações de desempenho podem ser realizadas em estacas de teste ou permanentes. O número de provas de carga varia de acordo com o tipo de estacas, se são de teste ou permanentes.

Com relação às provas de carga dinâmica, a NBR 6122 (ABNT, 2022) estabelece que, para fins de comprovação de desempenho, as provas de carga estáticas à compressão podem ser substituídas por ensaios de carregamento dinâmico, conforme a NBR 13208 (ABNT, 2007). Esta substituição pode ser feita na proporção de cinco ensaios de carregamento dinâmico para cada prova de carga estática, conforme a NBR 16903 (ABNT, 2020a).

Para obras que possuam um número de estacas entre os valores especificados na coluna (B) da Tabela 32 e duas vezes esse valor, a substituição das provas de carga estáticas por dinâmicas pode ser total. Acima desse número de estacas, conforme a NBR 16903 (ABNT, 2020a), é obrigatória a realização de pelo menos uma prova de carga estática.

A interpretação dos resultados da prova de carga deve levar em consideração a natureza do terreno, a velocidade de carregamento, a estabilização dos recalques, entre outros aspectos, conforme estipulado na NBR 16903 (ABNT, 2020a).

5.1 PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS

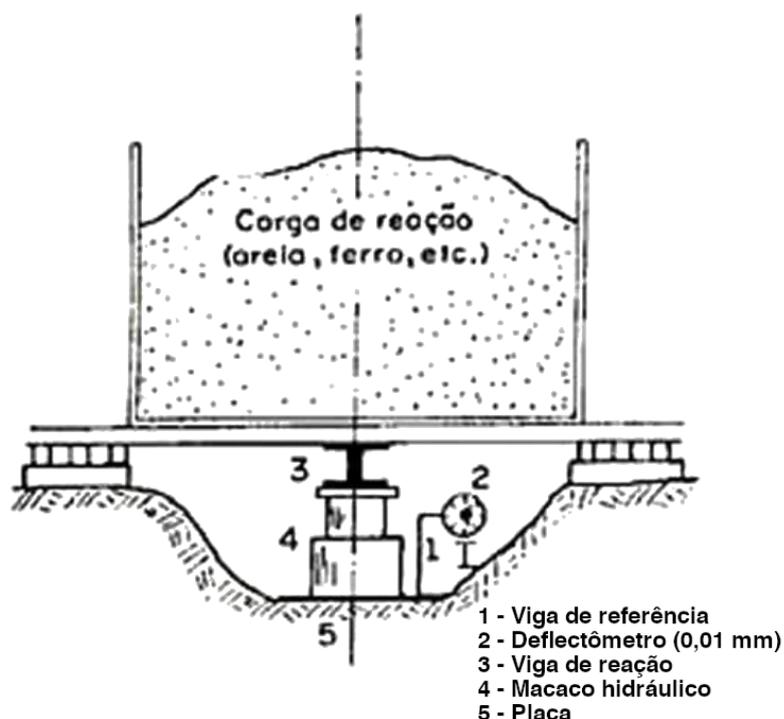
As provas de carga estática são consideradas o método mais eficaz para verificar a capacidade de carga de fundações (Oliveira, 2013). Segundo a NBR 16903 (ABNT, 2020a), esses testes fornecem como resultados curva carga versus deslocamento, permitindo análises de capacidade de carga e recalque. Os ensaios podem

ser realizados em elementos fabricados exclusivamente para essa finalidade (estacas teste) ou em elementos que serão utilizados posteriormente (estacas permanentes).

O ensaio de prova de carga estática consiste basicamente na aplicação de estágios graduais de carregamento, com registro dos recalques provocados pelo carregamento. Existem cinco tipos principais de provas de carga estática, que se diferenciam pela forma de aplicação do carregamento: Prova de carga estática lenta (PCE), Prova de carga estática rápida (PCR), Prova de carga estática mista (PCM), Prova de carga estática cíclica lenta (PCCL) e Prova de carga estática cíclica rápida (PCCR). Esses ensaios podem ser conduzidos utilizando carga controlada, deformação controlada ou pelo método do equilíbrio.

Os sistemas de reação mais comuns utilizados para aplicação de carregamento nas fundações incluem plataformas carregadas (cargueiras), elementos de tração, tirantes ou estacas (Figura 35 e Figura 36). No Brasil, as normas para realização de provas de carga estáticas são a NBR 6489 (ABNT, 2019) para fundações rasas e a NBR 16903 (ABNT, 2020a) para fundações profundas. ISO 22477-1 (ISO, 2018a) para fundações rasas, ISO 22477-4 (ISO, 2018b) para fundações profundas e ASTM D1143/1143M-20 (ASTM, 2020c) também para fundações profundas.

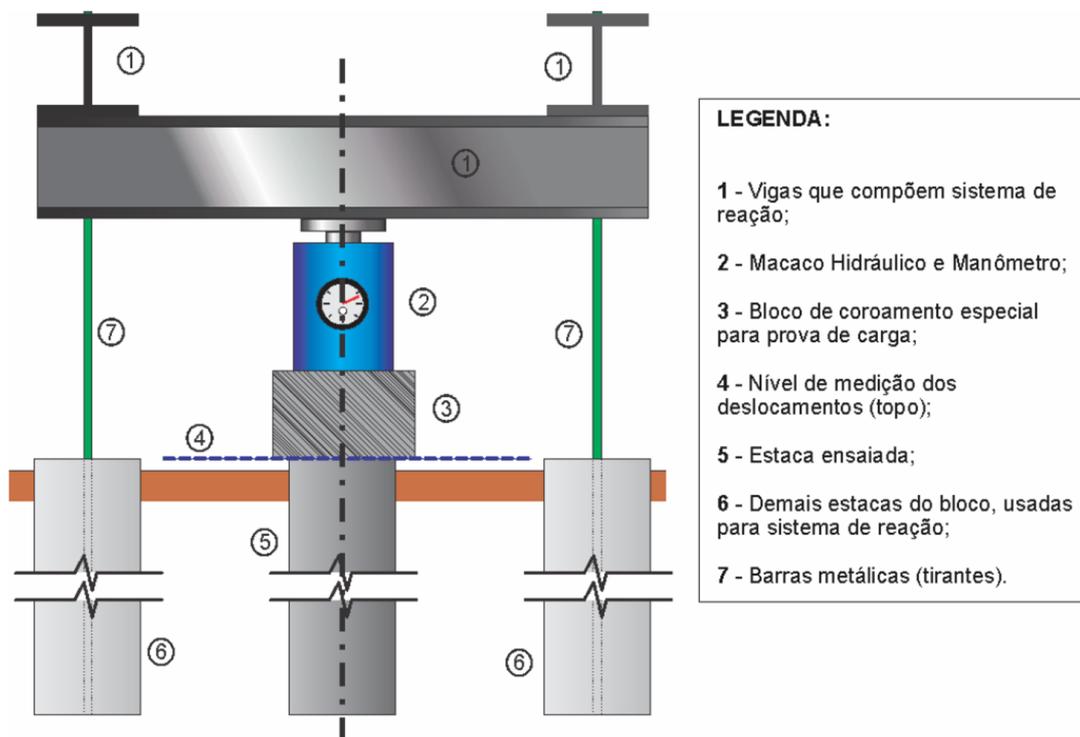
Figura 35 – Detalhe esquemático de provas de carga estática.



Fonte: Niyama, Aoki e Chamecki (1998).

Para interpretação dos resultados, recomenda-se consultar as obras de referência como Vargas (1977, 1981a, 1981b), Godoy (1983), Rocha Filho (1991), Milititsky (1991), Décourt e Niyama (1993), Décourt (1994) e Velloso (2019).

Figura 36 – Detalhe esquemático de provas de carga estática composta por elementos de tração.



Fonte: Oliveira (2013).

5.2 PROVAS DE CARGA DINÂMICAS

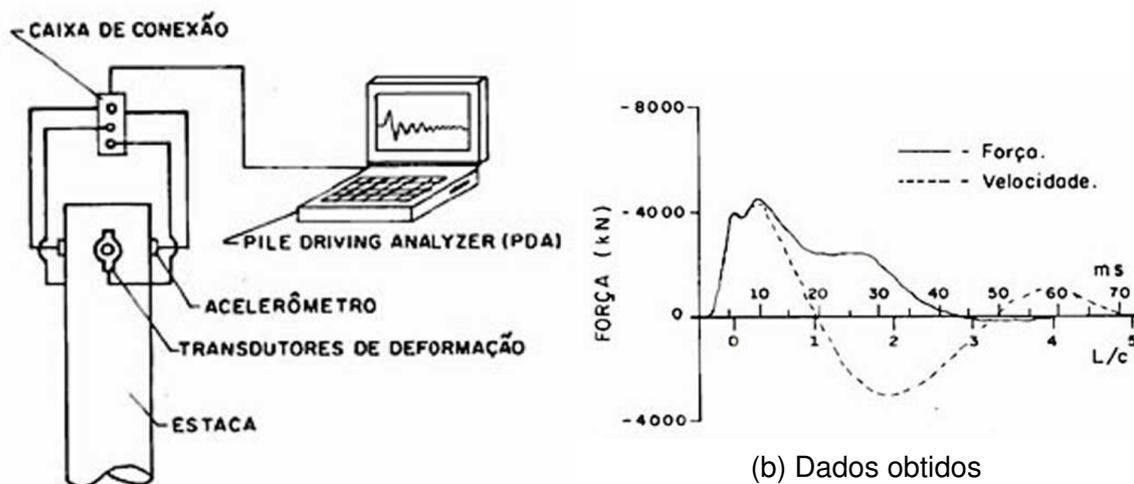
As provas de carga dinâmicas são ensaios baseados na Teoria de Onda realizados para avaliação da capacidade de carga de fundações profundas. Esse tipo de ensaio é frequentemente aplicado em estacas cravadas, aproveitando o próprio processo de cravação para avaliar as propriedades necessárias para o teste. Além de verificar a capacidade de carga, as provas de carga dinâmicas permitem o controle da cravação, em contraste com a medida da nega (Niyama, 1991; Seitz, 1988).

O procedimento do ensaio (Figura 37) envolve a aplicação de golpes de martelo com energias potenciais progressivamente crescentes, enquanto a resistência à cravação é monitorada através de instrumentação (Aoki, 1989; Niyama; Aoki, 1991; ABNT, 2007).

A estaca pode ser analisada a partir da Teoria de Onda sob duas hipóteses distintas. Na hipótese mais simples, o impacto de um martelo na estaca é tratado como a colisão entre duas barras. Na hipótese mais complexa, a estaca é modelada como um sistema composto por elementos discretos de massa e mola.

Durante o impacto do martelo na estaca, ocorre compressão no corpo da estaca, o que acelera as partículas do material que a compõe, gerando uma velocidade. A relação entre a força aplicada e a velocidade gerada é caracterizada por uma cons-

Figura 37 – Esquema de aquisição de dados e sua representação de provas de carga dinâmicas.



(a) Esquema de instrumentação

(b) Dados obtidos

Fonte: Niyama, Aoki e Chamecki (1998).

tante conhecida como impedância. A instrumentação instalada no corpo da estaca é responsável por adquirir os dados das ondas propagadas, os quais são analisados por um *Pile Driving Analyzer*[®] (PDA).

Segundo Milititsky (2019), comparações feitas entre previsões de capacidade de carga de estacas cravadas com métodos baseados na nega (fórmulas dinâmicas) e valores medidos de desempenho sob carga mostram a impropriedade do uso das referidas fórmulas para determinar a capacidade de carga com base exclusivamente na nega.

Os principais métodos de análise dos resultados em provas de carga dinâmicas incluem o *CASE*[®] (CASE) e o *Case Pile Wave Analysis Program*[®] (CAPWAP). A aplicação e os detalhes desses métodos são discutidos por Seitz (1988), Aoki (1989), Alvim, Campo e Valverde (1991), Niyama (1991), Niyama e Aoki (1991), Aoki (1994).

5.3 MONITORAMENTOS ADICIONAIS PARA ANÁLISE DE DESEMPENHO

Conforme Milititsky (2019), o custo de realizar reforços na fundação após estágios avançados da obra pode ser extremamente elevado. Além do aspecto financeiro, a extensão do prazo de construção, as responsabilidades pelos custos adicionais e os impactos na imagem profissional dos envolvidos são considerações negativas significativas que devem ser evitadas. A complementaridade nas análises de desempenho da fundação é essencial para mitigar esses problemas.

Para uma análise adequada do desempenho das fundações, a NBR 6122 (ABNT, 2022) enfatiza a importância de associar às análises de carga-recalques outras

variáveis como deslocamentos horizontais, desaprumos, integridade ou tensões.

Os ensaios de integridade, conhecidos como PIT, são utilizados como ferramentas para identificar precocemente problemas em estacas. Conforme Milititsky (2019), os ensaios de integridade aplicados à totalidade ou a um número significativo de elementos de fundações são prática comum internacionalmente. Esses ensaios permitem avaliar o cobrimento da armadura, uniformidade da seção transversal e módulo do concreto, além de identificar regiões com segregação do concreto ou pequenos vazios, entre outros defeitos. No entanto, a interpretação dos resultados desses ensaios em estacas moldadas *in situ* requer qualificação e experiência para evitar erros.

Conforme Milititsky, Consoli e Schnaid (2008), controles de recalques devem ser realizados durante ou após a execução de uma obra, especialmente quando há dúvidas sobre o comportamento da fundação ou quando é necessário monitorar seu desempenho. O procedimento geralmente utilizado para esse controle envolve a medição regular da evolução dos recalques ao longo do tempo ou com os estágios de carregamento, utilizando equipamento topográfico de precisão vinculado a um *benchmark* ou marco de referência. Os autores fornecem orientações a serem seguidas com base nos valores obtidos ao longo do tempo.

Além disso, questões relevantes como o controle de verticalidade, controle de trincas, degradação de materiais de fundações, causas, tipos e correções de patologias decorrentes de problemas de fundações são discutidas detalhadamente por Milititsky, Consoli e Schnaid (2008).

5.4 CONSIDERAÇÕES

As diretrizes das normas brasileiras relativas ao desempenho de fundações devem ser rigorosamente seguidas para garantir um projeto robusto, livre de patologias e sem necessidade de futuros reforços. A análise de desempenho das fundações não apenas avalia seu comportamento, mas também facilita a obtenção da curva carga-recalque, orienta o dimensionamento e a calibração de métodos. A integração dos dados de ensaios de carga com resultados de investigação geotécnica valida essas informações, conferindo maior confiabilidade ao dimensionamento.

Os ensaios de placa são essenciais em fundações rasas para verificar a capacidade de carga do solo, principalmente em obras especiais. É crucial confirmar a estratigrafia local para evitar interpretações equivocadas da capacidade de carga. Um pré-dimensionamento considerando os níveis esperados de tensão permite o uso de bulbos de pressão para estimar a distribuição e possíveis interações com solos de baixa resistência. A análise precisa desses resultados deve considerar o efeito de escala, garantindo a correta estimativa da capacidade de carga.

As normas brasileiras e internacionais fornecem diretrizes detalhadas para o planejamento e a execução de provas de carga em estacas. Essas normas especificam

critérios para determinar quando realizar as provas de carga, a quantidade necessária, a magnitude da carga a ser aplicada e as grandezas que devem ser medidas durante o ensaio. Recomenda-se a realização de pelo menos uma prova de carga em cada obra, especialmente quando há incertezas sobre as condições do solo ou quando as cargas são elevadas ou variáveis. As provas de carga podem ser estáticas ou dinâmicas, sendo as estáticas as mais comumente utilizadas.

Além do recalque e da capacidade de carga, é essencial medir outras grandezas, como deslocamento horizontal, desaprumo, integridade e tensões. O ensaio de integridade é crucial para a análise do desempenho das estacas, pois verifica a integridade e o comportamento das estacas ao longo de seu fuste. Verificações de desaprumo e verticalidade são fundamentais para monitorar a evolução do recalque. Um plano de monitoramento da estrutura é importante para acompanhar movimentações e distorções, comparando-as com os limites definidos e auxiliando na detecção de patologias e anomalias.

Problemas podem ocorrer, mas compreender as possíveis patologias permite uma ação eficaz de diferentes agentes ao longo da vida útil das fundações. Isso inclui profissionais responsáveis pelas investigações, projeto, fornecimento de materiais, execução e fiscalização dos trabalhos, visando a prevenção de patologias nas fundações.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho atingiu os objetivos preconizados, apresentando e discutindo os principais conceitos relacionados aos projetos básicos de fundações. Dessa forma, proporciona aos iniciantes em projetos de fundações as condições básicas necessárias para uma análise crítica dos temas abordados.

Ao abordar os aspectos gerais dos projetos de fundações, o estudo buscou estabelecer relações entre os critérios e contextos de projeto para fomentar a análise crítica do engenheiro de fundações. Isso foi feito de forma clara por meio da apresentação das condicionantes e variáveis de projeto, como o conhecimento do local da obra, o contexto geológico-geotécnico, os tipos possíveis de fundações, as investigações geotécnicas necessárias e os fatores de segurança aplicáveis.

A escolha entre fundações rasas e profundas não se limita às características da obra, como tamanho, layout e níveis de carregamento. Ela também é influenciada pelas condições do nível de água, perfil estratigráfico do solo, níveis de recalques pretendidos, e a disponibilidade de equipamentos e mão de obra.

Investigações geotécnicas de qualidade são essenciais para o projeto de fundações, permitindo uma melhor avaliação dos parâmetros, redução de custos e fatores de segurança, otimização do projeto e melhoria no desempenho das fundações. Embora as normativas, com exceção da NBR 6122 (ABNT, 2022) e NBR 8036 (ABNT, 1983), não estipulem o tipo e o número de investigações necessárias, a responsabilidade recai sobre o projetista. Os ensaios SPT e CPT são os mais utilizados para determinar parâmetros de projeto.

Os métodos semiempíricos são os mais empregados na determinação da capacidade de carga, requerendo a adequação dos métodos de verificação aos parâmetros geotécnicos disponíveis. Para fundações profundas, as hipóteses de cálculo da capacidade de carga da ponta e do fuste podem causar variações significativas no somatório total.

Os métodos de cálculo dos recalques variam e, ao contrário da capacidade de carga, consideram diversas hipóteses, resultando em estimativas dispersas. A utilização de métodos específicos para as propriedades dos solos encontrados podem ser uma alternativa adequada.

A análise do desempenho das fundações, baseada na realização dos ensaios de placa, de prova de carga e ensaios de integridade para a verificação prévia da capacidade de carga, definição dos coeficientes de segurança e verificação dos métodos de cálculo é encorajada em obras maiores. Além disso, é recomendado o acompanhamento do desempenho de fundações para mitigar a ocorrência de patologias.

6.1 PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS

Para elaboração dos trabalhos futuros nessa linha, sugere-se os seguintes:

- Trabalho que converse com a prática, buscando estabelecer contato com escritórios de projeto de fundações, por meio de entrevistas;
- Abordar temas como fundações sujeitas a esforços de tração, esforços horizontais e momentos;
- Estudar o projeto e execução de fundações sobre o aspecto de patologias.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.
- ALVARES, C. A.; STAPE, J. L.; SENTELHAS, P. C.; MORAES, J. L. G.; SPAROVEK, G. Köppen's climate classification map for Brazil. **Meteorologische Zeitschrift**, Schweizerbart Science Publishers, Stuttgart, Germany, v. 22, n. 6, p. 711–728, 12 2013. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1127/0941-2948/2013/0507>. Acesso em: 28 abr. 2024.
- ALVIM, F. M.; CAMPO, G. C.; VALVERDE, S. Testes de integridade de estacas. *In*: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 2., 1991. **Anais [...]**. São Paulo, 1991. v. 1, p. 1–8.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **ANSI/AISC 360-22**: Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, 2022.
- AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. **API-RP2A**: Planning, designing and constructing fixed offshore platforms. Washington, DC, 1987.
- AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. **API-RP2A-WSD**: Planning, designing and constructing fixed offshore platforms – working stress design. Washington, DC, 1993.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **ASCE 20-96**: Standard guidelines for the design and installation of pile foundations. Reston, VA, 1997.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **ASCE 7-16**: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Reston, VA, 2016.
- ANDERSON, W. F.; PYRAH, I. C. Consolidation and creep effects in the PMT in clay. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989. **Proceedings [...]**. Rio de Janeiro, 1989. p. 153–156. Disponível em: <https://www.issmge.org/publications/publication/consolidation-and-creep-effects-in-the-pmt-in-clay>. Acesso em: 19 abr. 2024.
- AOKI, N. A new dynamic load teste concept. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989. **Proceedings [...]**. Rio de Janeiro, 1989. v. 1, p. 1–4.
- AOKI, N. Carga admissível de estacas através de ensaios dinâmicos. *In*: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1994. **Anais [...]**. Porto Alegre, 1994. p. 73–98.
- AOKI, N.; MENEGOTTO, M. L. Probabilidade de ruína como critério para definir o coeficiente de segurança a ser usado na previsão da carga admissível de fundações por estacas. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 12., 2002. **Anais [...]**. São Paulo, 2002. p. 1471–1481. Disponível em: https://repositorio.usp.br/directbitstream/c9a96654-1dbb-4fd8-8483-8ad26102dc0f/prod_0000402_sysno_128248... Acesso em: 14 abr. 2024.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. *In*: PANAMERICAN CSMFE, 5., 1975. **Proceedings [...]**. Buenos Aires, 1975. v. 1, p. 367–376.

ARSONNET, G.; GAMBIN, M.; YOUSSEF, W.; BAUD, J. The Geopac, an automated control unit for quality Menard PMTs. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING*, 18., 2013. **Proceedings** [...]. Paris, 2013. Disponível em: <https://www.issmge.org/publications/publication/the-geopac-an-automated-control-unit-for-quality-menard-pmts-2177>. Acesso em: 19 abr. 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905**: Solo – Ensaio de palheta *in situ*. Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069**: Solo – Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT) – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13208**: Estacas – ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489**: Solo – Prova de carga estática em fundação direta. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16903**: Solo – Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14931**: Execução de estruturas de concreto armado, protendido e com fibras. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2024.

ASTM INTERNATIONAL. **ASTM D2573-08**: Standard test method for field vane shear test in cohesive soil. West Conshohocken, 2008.

ASTM INTERNATIONAL. **ASTM D6635-15**: Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer. West Conshohocken, 2015.

ASTM INTERNATIONAL. **ASTM D4719-20**: Standard Test Methods for Prebored Pressuremeter Testing in Soils. West Conshohocken, 2020.

ASTM INTERNATIONAL. **ASTM D5778-20**: Standard test method for electronic friction cone and piezocone penetration testing of soils. West Conshohocken, 2020.

ASTM INTERNATIONAL. **ASTM DD1143/D1143M-20**: Standard test methods for deep foundation elements under static axial compressive load. West Conshohocken, 2020.

ASTM INTERNATIONAL. **ASTM D1586/D1586M-18e1**: Standard test method for standard penetration test (SPT) and split-barrel sampling of soils. West Conshohocken, 2022.

ATKINSON, J. **The Mechanics of soils and Foundations**. 2. ed. New York: Taylor & Francis, 2007.

BAIKIE, L. D. Total and partial factors of safety in geotechnical engineering. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 22, n. 4, p. 477–482, 1985. Disponível em: <https://doi.org/10.1139/t85-067>. Acesso em: 21 maio 2024.

BARATA, F. E. **Propriedades mecânicas dos solos**: uma introdução ao projeto de fundações. 1. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos & Científicos, 1984.

BELINCANTA, A. **Avaliação de fatores intervenientes no índice de resistência à penetração do SPT**. 1998. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) — Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

BJERRUM, L. Problems of soil mechanics and construction of soft clays and structurally unstable soils. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1973. **Proceedings [...]**. Moscow, 1973. p. 111–159. Disponível em: https://www.issmge.org/uploads/publications/1/37/1973_06_0004.pdf. Acesso em: 14 abr. 2024.

BOWLES, J. **Foundation Analysis and Design**. 5. ed. Singapore: McGraw-Hill International Editions, 1997. (Civil engineering series).

BRASIL. **NR-18**: Segurança e saúde no trabalho na indústria da construção. Brasília, 2020.

BRIAUD, J. Spread footings in sand: Load settlement curve approach. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 8, p. 905–920, 2007. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:8\(905\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:8(905)). Acesso em: 5 jul. 2024.

BRINCH-HANSEN, J. A general formula for bearing capacity. **Danish Geoteknisk Institut**, Copenhagen, v. 11, p. 38–46, 1961. Disponível em: <https://www.geo.dk/media/1389/geodgibulletinno11.pdf>. Acesso em: 28 maio 2024.

BRINCH-HANSEN, J. A revised and extended formula for bearing capacity. **Danish Geoteknisk Institut**, Copenhagen, v. 28, p. 5–11, 1970. Disponível em: https://campusold.fi.uba.ar/pluginfile.php/453383/mod_resource/content/1/Brinch%20Hansen%20-%20An%20extended%20formula%20for%20bearing%20capacity.pdf. Acesso em: 28 maio 2024.

BULLETT, P. **Architecture pratique**. Paris: [s.n.], 1755.

BURLAND, J. B.; BURBIDGE, M. C.; WILSON. Settlement of foundations on sand and gravel. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v. 78, n. 6, p. 1325–1381, 1985. Disponível em: <https://doi.org/10.1680/iicep.1985.1058>. Acesso em: 29 jun. 2024.

- BURLAND, J. B.; DE MELLO, V. F. B.; BROMS, B. B. Behaviour of foundations and structures. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1977. **Proceedings [...]**. Tokyo, 1977. p. 495–546. Disponível em: https://www.issmge.org/uploads/publications/1/36/1977_02_0078.pdf. Acesso em: 21 jun. 2024.
- BURMISTER, D. M. Discussion in symposium on load tests of bearing capacity of soils. **ASTM STP**, Atlantic City, n. 79, p. 139–146, 1947. Disponível em: <https://doi.org/10.1520/STP43949S>. Acesso em: 24 mar. 2024.
- BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, L. Prevision de la capacite portante des pieux isolfe sous charges verticales. regies pressiometriques et penetrometriques. **Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussees**, n. 113, p. 83–108, 1981.
- CAMPANELLA, R. G.; GILLESPIE, D.; ROBERTSON, P. K. Pore pressures during cone penetration testing. *In*: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982. **Proceedings [...]**. Amsterdam, 1982. p. 507–512.
- CAMPOS, J. C. **Elementos de Fundações em Concreto**. 1ª edição. ed. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2015.
- CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY. **Canadian foundation engineering manual**. 3. ed. Vancouver: Bi-Tech Publishers, 1992.
- CAVALCANTE, E.; F. DANZIGER, A. B.; B. DANZIGER, R. Estimating the SPT penetration resistance from rod penetration based on instrumentation. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SITE CHARACTERIZATION, 2., 2004. **Proceedings [...]**. Porto, 2004. p. 293–298.
- CEDDIA, M. B. *et al.* Topography and spatial variability of soil physical properties. **Scientia Agricola**, Escola Superior de Agricultura "Luiz de Queiroz", v. 66, n. 3, p. 338–352, maio 2009. ISSN 0103-9016. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/S0103-90162009000300009>. Acesso em: 15 mar. 2024.
- CHANDLER, R. J. The in-situ measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane. *In*: ASTM STP 1014, 1998. **Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies**. Philadelphia, 1998. p. 13–44.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.
- CLAYTON, C. R. I. **The standard penetration test (SPT): methods and use**. London, 1995. Disponível em: <https://eprints.soton.ac.uk/75036/>. Acesso em: 17 jun. 2024.
- CODUTO, D. P. **Foundation Design: Principles and Practices**. 2. ed. New Jersey: Prentice Hall, 2001.
- COUNCIL, I. C.; THORNBURG, D. W.; KIMBALL, C. **2021 International Building Code Illustrated Handbook**. Washington, DC: McGraw-Hill Companies, 2021.

COUTINHO, R. Q.; J. OLIVEIRA, T. R.; A. OLIVEIRA, T. J. Geotechnical properties of Recife soft clays. **Solos e Rochas**, v. 23, n. 3, p. 177–203, 2000.

CURTIN, W. G.; SHAW, G.; PARKINSON, G. I.; GOLDING, J. M.; SEWARD, N. J. **Structural Foundation Designers' Manual**. 2. ed. Singapore: Blackwell Publishing, 2006.

DAS, B. M. **Principles of Foundation Engineering**. Stamford: Cengage Learning, 2010.

DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Principles of Geotechnical Engineering**. 9. ed. Boston: Cengage Learning, 2018.

DE BARROS, R. A. **Avaliação do comportamento de fundações em estaca hélice através de medidas de recalques**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, 2005.

DE FRANÇA, D. C. **Provas de cargas estáticas instrumentadas em profundidade em estacas escavadas de grande diâmetro (estacões)**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

DE MELLO, V. F. B. The standard penetration test: state-of-the-art report. *In*: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4., 1971. **Proceedings [...]**. Puerto Rico, 1971. p. 1–86. Disponível em: <https://www.victorfbdemello.com.br/arquivos/Publicacoes/040.1%20-%20THE%20STANDARD%20PENETRATION%20TEST.pdf>. Acesso em: 18 jun. 2024.

DE MELLO, V. F. B. Deformações como base fundamental de escolha da fundação. **Geotecnia**, n. 12, p. 55–75, 1975. Disponível em: https://doi.org/10.14195/2184-8394_12. Acesso em: 27 maio 2024.

DE RUITER, J.; BERINGEN, F. L. Pile foundations for large north sea structures. **Marine Geotechnology**, Taylor & Francis, v. 3, n. 3, p. 267–314, 1979. Disponível em: <https://doi.org/10.1080/10641197909379805>. Acesso em: 1 jun. 2024.

DÉCOURT, L. **Previsão da capacidade de carga de estacas com base nos ensaios SPT e CPT**. Divisão Técnica de Mecânica dos Solos e Fundações – Instituto de Engenharia. São Paulo, 1986.

DÉCOURT, L. The standard penetration test: state-of-the-art report. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989. **Proceedings [...]**. Rio De Janeiro, 1989. v. 4, p. 2405–2416. Disponível em: https://www.issmge.org/uploads/publications/1/33/1989_04_0010.pdf. Acesso em: 18 jun. 2024.

DÉCOURT, L. Fundações e interação solo-estrutura. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 1994. **Anais [...]**. Foz do Iguaçu, 1994. p. 179–205.

DÉCOURT, L.; NIYAMA, S. Predicted and measured behavior of displacement piles in residual soils. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13., 1993. **Proceedings [...]**. New Delhi, 1993. v. 2, p.

477–486. Disponível em: https://www.issmge.org/uploads/publications/1/32/1994_02_0010.pdf. Acesso em: 1 jun. 2024.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. *In: CBMSEF, 6., 1978. Anais [...]*. Rio de Janeiro, 1978. v. 1, p. 45–53.

ESLAAMIZAAD, S.; ROBERTSON, P. K. Seismic cone penetration test to identify cemented sands. *In: CANADIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE, 49., 1996. Proceedings [...]*. Newfoundland, 1996. p. 352–360.

ESLAMI, A.; GHOLAMI, M. Bearing capacity analysis of shallow foundations from CPT data. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 16., 2005. Proceedings [...]*. Rotterdam, 2005. p. 1463–1466. Disponível em: <https://www.issmge.org/uploads/publications/1/22/STAL9781614996569-1463.pdf>. Acesso em: 5 jul. 2024.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1997-1**: Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules. Brussels, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1997-2**: Eurocode 7: Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing. Brussels, 2007.

FELD, J. Discussion of “Connor on friction pile foundations”. **Transactions of the American Society of Civil Engineers**, v. 108, n. 1, p. 141–169, 1943. Disponível em: <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0005578>. Acesso em: 15 jun. 2024.

FELD, J. The Factor of Safety in Soil and Rock Mechanics. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 6., 1965. Proceedings [...]*. Montréal, 1965. p. 185–197. Disponível em: https://www.issmge.org/uploads/publications/1/39/1965_03_0009.pdf. Acesso em: 21 maio 2024.

FELLENIIUS, B. H. **Basics of Foundation Design**. Eletronic edition. Sidney: [s.n.], 2006.

FIORI, A. P. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas**: aplicações na estabilidade de taludes. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

FLEMING, W. G. K. Limit states and partial factors in foundation design. *In: INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS - CIVIL ENGINEERING, 1992. Proceedings [...]*. England, 1992. p. 185–191. Disponível em: <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1680/icien.1992.21498>. Acesso em: 21 maio 2024.

FLORENZANO, T. G. (Org.). **Geomorfologia**: conceitos e tecnologias atuais. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

FOLLE, D. **O estudo geoestatístico de sondagens SPT para geração de mapas auxiliares em obras de engenharia**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

FOX, E. N. The mean elastic settlement of a uniformly loaded area at a depth below the ground surface. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2., 1948. Proceedings [...]*. Rotterdam, 1948. p.

129–132. Disponível em: https://www.issmge.org/uploads/publications/1/43/1948_01_0028.pdf. Acesso em: 29 maio 2024.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GIBBS, H. J.; HOLTZ, W. G. Research on determining the density of sands by spoon penetration testing. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4., 1957. **Proceedings [...]**. London, 1957. v. 1, p. 35–39. Disponível em: https://www.issmge.org/uploads/publications/1/41/1957_01_0009.pdf. Acesso em: 18 jun. 2024.

GODOY, N. S. Interpretação de provas de carga em estacas. *In*: ENCONTRO TÉCNICO SOBRE CAPACIDADE DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS, 1983. **Anais [...]**. São Paulo, 1983. p. 25–60.

GUO, W. D. **Theory and Practice of Pile Foundations**. Boca Raton: CRC Press, 2013.

HARR, M. E. **Foundations of theoretical soil mechanics**. 1. ed. New York: McGraw-Hill Book Co, 1966.

HATANAKA, M.; UCHIDA, A. Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. **Soils and Foundations**, v. 36, n. 4, p. 1–9, 1996. ISSN 0038-0806. Disponível em: https://doi.org/10.3208/sandf.36.4_1. Acesso em: 18 jun. 2024.

HIGASHI, R. A. R. **Curso de graduação em Engenharia Civil**. Florianópolis: UFSC, 2016. 161 p. Notas de aula.

HONÓRIO, A. A. **Grandes escavações em perímetro urbano**: estudo dos deslocamentos e variações de esforços em fundações vizinhas. 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2021.

HOUSEL, W. S. Discussion of “gow on the science of foundations”. **Transactions of the American Society of Civil Engineers**, Boston, v. 93, n. 1, p. 322–330, 1929. Disponível em: <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0004023>. Acesso em: 28 maio 2024.

INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS. **Soil-structure Interaction**: The real behaviour of structures. London, 1989.

INSTITUTO NACIONAL DE PESQUISA ESPACIAIS. **Introdução à ciência da geoinformação**. São José dos Campos, 2001. Disponível em: https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/4108352/mod_resource/content/1/CAMARA%20Intoducao%20Ciencia%20Geoinformacao.pdf. Acesso em: 29 abr. 2024.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 22476-3**: Geotechnical investigation and testing – testing of geotechnical structures – Part 3: Standard penetration test. Geneva, 2005.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 22476-11**: Geotechnical investigation and testing – testing of geotechnical structures – Part 11: Flat dilatometer test. Geneva, 2017.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 22477-1**: Geotechnical investigation and testing – testing of geotechnical structures – Part 1: Testing of piles: static compression load testing. Geneva, 2018.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 22477-4**: Geotechnical investigation and testing – testing of geotechnical structures – Part 4: Testing of piles: dynamic load testing. Geneva, 2018.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 22476-9**: Geotechnical investigation and testing – testing of geotechnical structures – Part 9: Field vane test (FVT and FVT-F). Geneva, 2020.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 22476-4**: Geotechnical investigation and testing – testing of geotechnical structures – Part 4: Prebored pressuremeter test by Ménard procedure. Geneva, 2021.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 22476-1**: Geotechnical investigation and testing – Field testing — Part 1: Electrical cone and piezocone penetration test. Geneva, 2022.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING. **The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations**. Washington, DC, 2001. Disponível em: [https://www.marchetti-dmt.it/conference/dmt15/papers%20DMT%202015%20\(pdf\)/TC16%20DMT%20Report%202001.pdf](https://www.marchetti-dmt.it/conference/dmt15/papers%20DMT%202015%20(pdf)/TC16%20DMT%20Report%202001.pdf). Acesso em: 25 abr. 2024.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C.; GERMAINE, J. T.; LANCELLOTTA, R. New developments in field and laboratory testing of soils. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., 1985. **Proceedings [...]**. San Francisco, 1985. p. 57–153. Disponível em: <https://www.issmge.org/publications/publication/new-developments-in-field-and-laboratory-testing-of-soils>. Acesso em: 5 mar. 2024.

JEFFERIES, M.; DAVIES, M. Use of CPTu to estimate equivalent SPT N60. **Geotechnical Testing Journal**, v. 16, n. 4, p. 458–468, 12 1993. Disponível em: <https://doi.org/10.1520/GTJ10286J>. Acesso em: 10 jun. 2024.

KARLSRUD, K.; CLAUSEN, C. J. F.; AAS, P. M. Bearing capacity of driven piles in clay, the NGI approach. *In*: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FRONTIERS IN OFFSHORE GEOTECHNICS, 1., 2005. **Proceedings [...]**. London, 2005. v. 1, p. 775–782. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/290599539_Bearing_capacity_of_driven_piles_in_clay_the_NGI_approach. Acesso em: 22 jun. 2024.

KOLK, H. J.; Van der VELDE, A. A reliable method to determine friction capacity of piles driven into clays. *In*: OFFSHORE TECHNOLOGY CONFERENCE, 1996. **Proceedings [...]**. Houston, 1996. p. OTC–7993–MS. Disponível em: <https://doi.org/10.4043/7993-MS>. Acesso em: 22 jun. 2024.

KÖPPEN, W. Das geographische system der klimate. *In*: KÖPPEN, W.; EIGER, R. G. (ed.). **Handbuch der Klimatologie**. Berlin: Gebrüder Bornträger, 1936. v. 1, cap. 3, p. 1–44.

KRAFT, L. M.; LYONS, C. G. State-of-the-art: Ultimate axial capacity of grouted piles. *In: OFFSHORE TECHNOLOGY CONFERENCE, 1974. Proceedings [...]*. Houston, 1974. p. OTC-2081-MS. Disponível em: <https://doi.org/10.4043/2081-MS>. Acesso em: 22 jun. 2024.

KULHAWY, F. H.; MAYNE, P. W. **Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design**. Palo Alto: Electric Power Research Institute, 1990.

LAPROVITERA, H. **Reavaliação de método semi-empírico de previsão de capacidade de carga de estacas a partir de banco de dados**. 1988. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1988.

LEE, J.; SALGADO, R. Estimation of bearing capacity of circular footings on sands based on cone penetration test. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 131, n. 4, p. 442–452, 2005. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2005\)131:4\(442\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:4(442)). Acesso em: 5 jul. 2024.

LEPSCH, I. F. **Formação e conservação dos solos**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

LIAO, S. S. C.; WHITMAN, R. V. Overburden correction factors for SPT in sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 112, n. 3, p. 373–377, 1986. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1986\)112:3\(373\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:3(373)). Acesso em: 12 jun. 2024.

LOBO, B.; SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E.; ROCHA, M. Previsão de capacidade de carga de estacas através de conceitos de transferência de energia no SPT. **Geotecnia**, n. 115, p. 5–20, 2009. Disponível em: https://doi.org/10.14195/2184-8394_115_1. Acesso em: 22 jun 2024.

LOBO, B. O. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas**: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

LOPES, F. R. **The undrained bearing capacity of piles and plates studied by the Finite Element Method**. 1979. Tese (Ph.D. Thesis) — University of London, London, 1979.

LUAN, S.; WANG, F.; WANG, T.; LU, Z.; SHUI, W. Characteristics of gravelly granite residual soil in bored pile design: An *in situ* test in Shenzhen. **Advances in Materials Science and Engineering**, v. 2018, p. 1–13, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.1155/2018/7598154>. Acesso em: 12 fev. 2024.

LUNNE, T.; POWELL, J. J. M.; ROBERTSON, P. K. **Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice**. 1. ed. London: CRC Press, 1997.

MACHADO, F. G. **Grandes escavações em perímetro urbano**: Estudo do comportamento de fundações submetidas a vibrações de máquinas. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

MAIR, R. J.; WOOD, D. M. **Pressuremeter Testing**: Methods and interpretation (Ciria ground engineering report). London: Butterworth-Heinemann, 1987.

- MARCHETTI, S. In Situ Tests by Flat Dilatometer. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 106, p. 299–321, 1980. Disponível em: <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000934>. Acesso em: 25 abr. 2024.
- MAYNE, P. W.; MITCHELL, J. K. Profiling of overconsolidation ratio in clays by field vane. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 25, n. 1, p. 150–157, 1988. Disponível em: <https://doi.org/10.1139/t88-015>.
- MCCLELLAND, B. Design of deep penetration piles for ocean structures. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 100, n. 7, p. 709–747, 1974. Disponível em: <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000064>. Acesso em: 22 jun. 2024.
- MEYERHOF, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations. **Géotechnique**, v. 2, n. 4, p. 301–332, 1951. Disponível em: <https://doi.org/10.1680/geot.1951.2.4.301>. Acesso em: 27 maio 2024.
- MEYERHOF, G. G. The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953. **Proceedings [...]**. Switzerland, 1953. p. 440–445. Disponível em: https://www.issmge.org/uploads/publications/1/42/1953_01_0090.pdf. Acesso em: 28 maio 2024.
- MEYERHOF, G. G. Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 82, n. 1, p. 1–19, 1956. Disponível em: <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0000001>. Acesso em: 27 maio 2024.
- MEYERHOF, G. G. Some recent research on the bearing capacity of foundations. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 1, n. 1, p. 16–26, 1963. Disponível em: <https://doi.org/10.1139/T63-003>. Acesso em: 27 maio 2024.
- MEYERHOF, G. G. Safety factors in soil mechanics. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7., 1969. **Proceedings [...]**. Mexico City, 1969. p. 479–481. Disponível em: https://www.issmge.org/uploads/publications/1/38/1969_03_0020.pdf. Acesso em: 21 maio 2024.
- MEYERHOF, G. G. General report: state-of-the-art of penetration testing in countries outside Europe. *In*: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1., 1974. **Proceedings [...]**. Stockholm, 1974. v. 2, p. 40–48.
- MEYERHOF, G. G. Bearing capacity and settlement of pile foundations. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 102, n. 3, p. 197–228, 1976. Disponível em: <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000243>. Acesso em: 22 jun. 2024.
- MILITITSKY, J. Provas de carga estáticas. *In*: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 2., 1991. **Anais [...]**. São Paulo, 1991. v. 2, p. 203–228.
- MILITITSKY, J. **Grandes escavações em perímetro urbano**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.
- MILITITSKY, J. **Fundações de torres: aerogeradores, linhas de transmissão e telecomunicações**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das Fundações**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

MONACO, P.; MARCHETTI, S.; TOTANI, G. The Flat Dilatometer Test (DMT): Design Applications and Recent Applications. *In*: AUSTRALIA - NEW ZEALAND CONFERENCE ON GEOMECHANICS, 10., 2007. **Proceedings [...]**. Brisbane, 2007. p. 516–521. Disponível em: <https://www.issmge.org/publications/publication/the-flat-dilatometer-test-dmt-design-applications-and-recent-developments>. Acesso em: 25 abr. 2024.

MONTEIRO, P. E. **Capacidade de carga de estacas – método Aoki-Velloso**. Relatório interno de estacas Franki Ltda. [S.l.], 1997.

MOORHOUSE, D. C.; SHEEHAN, J. R. Predicting safe capacity of pile groups of piles in groups. **Civil Engineering**, v. 38, n. 10, p. 44–48, 1968.

MURTHY, V. N. S. **Geotechnical engineering**. Boca Raton, FL: CRC Press, 2002. (Civil and Environmental Engineering).

NAVAL FACILITIES ENGINEERING COMMAND. **NAVFAC DM 7.02**: Foundations and earth structures. Washington, DC, 1984.

NIAZI, F. S.; MAYNE, P. W. Cone penetration test based direct methods for evaluating static axial capacity of single piles. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 31, p. 979–1009, 2013. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s10706-013-9662-2>. Acesso em: 22 jun. 2024.

NIYAMA, S. Provas de carga dinâmicas em estacas. *In*: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 2., 1991. **Anais [...]**. São Paulo, 1991. v. 2, p. 229–268.

NIYAMA, S.; AOKI, N. Correlação entre provas de carga dinâmica e estática no campo experimental da epusp. *In*: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 2., 1991. **Anais [...]**. São Paulo, 1991.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. Verificação de desempenho. *In*: HACHICH, W. *et al.* (ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 20, p. 723–754.

OLIVEIRA, P. E. S. de. **Análise de provas de carga e confiabilidade para edifício comercial na região metropolitana do Recife**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2013.

ORTIGÃO, J. A. R.; COLLET, H. B. A eliminação de erros de atrito em ensaios de palheta. **Solos e Rochas**, v. 9, n. 2, p. 33–45, 1986.

PECK, R. B.; HANSON, W. E.; THORNBURN, T. H. **Foundation Engineering**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1974.

PERLOFF, W. H. Pressure distribution and settlement. *In*: WINTERKORN, H. E.; FANG, H. Y. (ed.). **Foundation engineering handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold Co., 1975. p. 148–196.

POULOS, H.; DAVIS, E. **Elastic solutions for soil and rock mechanics**. 1. ed. New York: John Wiley & Sons, 1974.

POULOS, H. G. **Tall Building Foundation Design**. Boca Raton: CRC Press, 2017.

POULOS, H. G.; CARTER, J. P.; SMALL, J. C. Foundations and retaining structures - research and practice. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 15., 2001. **Proceedings [...]**. Istanbul, 2001. p. 2527–2606. Disponível em: https://www.issmge.org/uploads/publications/1/30/2001_04_0007.pdf. Acesso em: 14 abr. 2024.

PRAKASH, S.; SHARMA, H. D. **Pile foundation in engineering practice**. New York: John Wiley & Sons, 1991.

QUARESMA, A. R.; DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A. Q.; ALMEIDA, M. S. S.; DANZIGER, F. Investigações geotécnicas. *In*: HACHICH, W. *et al.* (ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 3, p. 119–162.

RAJAPAKSE, R. A. **Pile Design and Construction Rules of Thumb**. Second edition. Cambridge, MA: Elsevier/Butterworth-Heinemann, 2016.

RANDOLPH, M. Characterisation of soft sediments for offshore applications. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SITE CHARACTERIZATION, 2., 2004. **Proceedings [...]**. Porto, 2004. p. 209–232.

REYES, A. A. R. **Uso de Ensaios dilatométricos para a simulação numérica de uma estrutura de contenção em solo do D.F.** 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade de Brasília, Brasília, 2012.

ROBERTSON, P. K. *In situ* testing and its application to foundation engineering. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 23, n. 4, p. 573–594, 1986. Disponível em: <https://doi.org/10.1139/t86-086>. Acesso em: 12 jun. 2024.

ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. **Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering**. 2. ed. London: Gregg Drilling & Testing, 2007.

ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. **Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering**. 6. ed. London: Gregg Drilling & Testing, 2015.

ROBERTSON, P. K. J. Soil classification using the cone penetration test. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 27, p. 151–158, 1990. Disponível em: <https://www.cpt-robertson.com/PublicationsPDF/Soil%20Classification%20using%20the%20CPT-%20Robertson-CGJ-1990.pdf>. Acesso em: 10 jun. 2024.

ROCHA FILHO, P. Ensaio "*in situ*" em solo residual. *In*: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 2., 1991. **Anais [...]**. São Carlos, 1991. p. 147–165.

ROCSCIENCE INC. **CPT Data Interpretation Theory Manual**. Toronto, 2021.

SALGADO, R. The role of analysis in non-displacement pile design. *In*: MODERN TRENDS IN GEOMECHANICS, 2006. **Proceedings [...]**. Berlin, 2006. v. 106, p. 521–540. Disponível em: https://doi.org/10.1007/978-3-540-35724-7_30. Acesso em: 1 jul. 2024.

- SALGADO, R. **The Engineering of Foundations**. 1. ed. New York: McGraw-Hill Education, 2006.
- SALGADO, R. **The engineering of foundations, slopes and retaining structures**. 2. ed. Boca Raton: CRC Press, 2022.
- SANTOS, R. D.; LEMOS, R. C.; SANTOS, H. G.; KER, J. C.; ANJOS, L. H. C. **Manual de descrição e coleta de solo no campo**. 5. ed. Viçosa: Embrapa, 2005.
- SAVARIS, G. **Monitoração de recalques de um edifício e avaliação da interação solo-estrutura**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, 2008.
- SCHMERTMANN, J. H. Static cone to compute static settlement over sand. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, New York, v. 96, n. 3, p. 1011–1043, 1970. Disponível em: <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001418>. Acesso em: 29 maio 2024.
- SCHMERTMANN, J. H. **Guidelines for cone penetration test: performance and design**. Washington, DC, 1978. Disponível em: <https://rosap.nrl.bts.gov/view/dot/958>. Acesso em: 5 jul. 2024.
- SCHMERTMANN, J. H.; HARTMAN, J. P.; BROWN, P. R. Improved strain influence factor diagrams. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v. 104, n. 8, p. 1131–1135, 1978. Disponível em: <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000683>. Acesso em: 29 maio 2024.
- SCHNAID, F. **In situ Testing in Geomechanics: The Main Tests**. 1. ed. London: Spon Press, 2009.
- SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.
- SCHULTZE, E.; SHERIF, G. Prediction of settlements from evaluated settlement observations for sand. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1973. **Proceedings [...]**. Moscow, 1973. v. 1, p. 225–230. Disponível em: https://www.issmge.org/uploads/publications/1/37/1973_03_0036.pdf. Acesso em: 29 jun. 2024.
- SCHUPPENER, B. *et al.* Eurocode 7 for geotechnical design – a model code for non-EU countries? *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 17., 2009. **Proceedings [...]**. Singapore, 2009. p. 1132–1135. Disponível em: <https://www.issmge.org/uploads/publications/1/21/STAL9781607500315-1132.pdf>. Acesso em: 14 abr. 2024.
- SEED, H. B.; TOKIMATSU, K.; HARDER, L. F.; CHUNG, R. M. Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 111, n. 12, p. 1425–1445, 1985. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1985\)111:12\(1425\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:12(1425)). Acesso em: 17 jun. 2024.
- SEILER, J. F.; KEENEY, W. D. The efficiency of piles in groups. **Wood Preserving News**, v. 22, n. 11, p. 109–118, 1944.

SEITZ, J. M. Dynamic testing of bearing capacity of bored pile in the FRG – State of the art. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON APPLICATION OF STRESS-WAVE ON PILES*, 1988. **Proceedings [...]**. Ottawa, 1988. v. 2.

SKEMPTON, A. W. The bearing capacity of clays. **Building Research Congress**, v. 1, p. 180–189, 1951. Disponível em: <https://doi.org/10.1680/sposm.02050.0008>. Acesso em: 5 jul. 2024.

SKEMPTON, A. W. Cast in-situ bored piles in London clay. **Géotechnique**, v. 9, n. 4, p. 153–173, 1959. Disponível em: <https://doi.org/10.1680/geot.1959.9.4.153>. Acesso em: 22 jun. 2024.

SKEMPTON, A. W. Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. **Géotechnique**, v. 36, n. 3, p. 425–447, 1986. Disponível em: <https://doi.org/10.1680/geot.1986.36.3.425>. Acesso em: 17 jun. 2024.

SKEMPTON, A. W.; MACDONALD, D. H. The allowable settlements of buildings. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v. 5, n. 6, p. 727–768, 1956. Disponível em: <https://doi.org/10.1680/ipeds.1956.12202>. Acesso em: 5 jul. 2024.

SKEMPTON, A. W.; NORTHEY, R. D. The sensitivity of clays. **Géotechnique**, v. 3, n. 1, p. 30–53, 1952. Disponível em: <https://doi.org/10.1680/geot.1952.3.1.30>. Acesso em: 14 jun. 2024.

STEINKE, E. T. **Climatologia fácil**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

STROUD, M. A. The standard penetration test – its application and interpretation. *In: _____*. **Penetration testing in the UK**. Institution of Civil Engineers, 1989. p. 29–49. Disponível em: <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/ptituk.13773.0004>. Acesso em: 14 jun. 2024.

TAND, K. E.; FUNEGARD, E. G.; BRIAUD, J. L. Bearing capacity of footings on clay CPT method. *In: USE OF IN SITU TESTS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING*, 1986. **Proceedings [...]**. Reston, 1986. p. 1017–1033.

TAND, K. E.; FUNEGARD, E. G.; WARDEN, P. E. Predicted/measured bearing capacity of shallow foundations. *In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CONE PENETRATION TESTING*, 1995. **Proceedings [...]**. Linköping, 1995. p. 589–594.

TEIXEIRA, A. H. Um aperfeiçoamento das sondagens de simples reconhecimento à percussão. *In: SOLOS DO INTERIOR DE SÃO PAULO*, 1993. **Anais da mesa redonda...** São Carlos, 1993. p. 75–95.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. *In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS*, 3., 1996. **Anais [...]**. São Paulo, 1996. v. 1, p. 33–50.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise e projeto de fundações rasas. *In: HACHICH, W. et al. (ed.). Fundações: teoria e prática*. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 7, p. 227–264.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. 1. ed. New York: John Wiley & Sons, 1943.

- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 1. ed. New York: John Wiley & Sons, 1948.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1967.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 3. ed. New York: John Wiley & Sons, 1996.
- THIESEN, S. **Aplicação de ferramenta SIG para mapeamento geotécnico e cartas de aptidão para fundação a partir de ensaios SPT: um estudo de caso em Blumenau/SC**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.
- TIMOSHENKO, S. P. **Theory of Elasticity**. 3. ed. New York: McGraw-Hill, 1970.
- TOMLINSON, M.; WOODWARD, J. **Pile Design and Construction Practice**. 6. ed. Boca Raton: CRC Press, 2014.
- TOMLINSON, M. J. The adhesion of piles driven in clay soils. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4., 1957. **Proceedings [...]**. London, 1957. v. 2, p. 66–71. Disponível em: https://www.issmge.org/uploads/publications/1/41/1957_02_0014.pdf. Acesso em: 1 jul. 2024.
- UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Geotechnical Investigation**. Washington, DC, 2001. Disponível em: https://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-1-1804.pdf. Acesso em: 1 abr. 2024.
- U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. **Design and Construction of Driven Pile Foundations**: Reference manual – Volume I. Washington, DC, 2006.
- U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. **Design and Construction of Driven Pile Foundations**: Geotechnical engineering circular no. 12 – Volume I. Washington, DC, 2016. Disponível em: https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/gec12/nhi16009_v1.pdf. Acesso em: 16 jan. 2024.
- VARGAS, J. E. Estimation of the bearing capacity of the Lahar in San Jose city, Costa Rica, using PMT testing, for the foundation of buildings over 50 m in height. *In*: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 17., 2019. **Proceedings [...]**. Reykjavík, 2019. p. 1–8. Disponível em: <http://doi.org/10.32075/17ECSMGE-2019-0111>. Acesso em: 19 abr. 2024.
- VARGAS, M. Uma experiência brasileira em fundações por estacas. 1a parte – Teoria das estacas verticais carregadas axialmente. **Geotecnica**, n. 23, p. 3–33, 1977. Disponível em: https://doi.org/10.14195/2184-8394_23. Acesso em: 1 jun. 2024.
- VARGAS, M. Uma experiência brasileira em fundações por estacas. 2a parte – Comportamento de fundações por estacas na baixada de Santos. **Geotecnica**, n. 31, p. 3–39, 1981. Disponível em: https://doi.org/10.14195/2184-8394_31. Acesso em: 1 jun. 2024.

- VARGAS, M. Uma experiência brasileira em fundações por estacas. 3a parte – Comportamento de fundações por estacas em São Paulo. **Geotecnia**, n. 32, p. 5–36, 1981. Disponível em: https://doi.org/10.14195/2184-8394_32. Acesso em: 1 jun. 2024.
- VELLOSO, D. A.; AOKI, N.; SALAMONI, J. A. Fundações para o silo vertical de 100.000 t no porto de Paranaguá. *In*: CBMSEF, 6., 1978. **Anais [...]**. Rio de Janeiro, 1978. v. 3, p. 125–151.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. Concepção de obras de fundações. *In*: HACHICH, W. *et al.* (ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 6, p. 211–226.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. Nova edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. Volume 1.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. Nova edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. Volume 2.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- VELLOSO, H. V. **Análise de desempenho dos métodos de capacidade de carga semiempíricos e avaliação da probabilidade de ruína de uma fundação em estacas hélice contínua**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2019.
- VESIĆ, A. Bearing capacity of deep foundations in sand. **Highway Research Record**, v. 39, p. 112–153, 1963. Disponível em: <https://trid.trb.org/view/126654>. Acesso em: 13 mar. 2024.
- VESIĆ, A. S. Bearing capacity of shallow foundations. *In*: WINTERKORN, H. E.; FANG, H. Y. (ed.). **Foundation engineering handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold Co., 1975. p. 121–147.
- WALTHAM, T. **Foundations of Engineering Geology**. 2. ed. London: CRC Press, 2002.
- WELTMAN, A. J.; HEAD, J. M. **Site Investigation Manual**. London: Property Services Agency, 1983. (CIRIA special publication – 25, PSA civil engineering technical guide – 35).
- WRANA, B. Pile load capacity – calculation methods. **Studia Geotechnica et Mechanica**, v. 37, 12 2015. Disponível em: <https://doi.org/10.1515/sgem-2015-0048>. Acesso em: 22 jun. 2024.
- YAMAMOTO, J. K.; LANDIM, P. M. B. **Geoestatística**: conceitos e aplicação. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.
- ZEGERS, S. A. I. PMT some insights. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTECHNICAL AND GEOPHYSICAL SITE CHARACTERIZATION, 6., 2021. **Proceedings [...]**. Budapest, 2021. Disponível em: <https://doi.org/10.53243/ISC2020-532>. Acesso em: 19 abr. 2024.

APÊNDICE A – FLUXOGRAMA DE PROJETO DE FUNDAÇÕES

FLUXOGRAMA DE PROJETO DE FUNDAÇÕES

