

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Pablo Seminotti

**ESTACAS CARREGADAS TRANSVERSALMENTE:
COMPORTAMENTO E DIMENSIONAMENTO QUANDO
EXECUTADAS EM SOLOS RESIDUAIS**

Porto Alegre
novembro 2016

PABLO SEMINOTTI

**ESTACAS CARREGADAS TRANSVERSALMENTE:
COMPORTAMENTO E DIMENSIONAMENTO QUANDO
EXECUTADAS EM SOLOS RESIDUAIS**

Trabalho de Diplomação a ser apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Nilo Cesar Consoli

Porto Alegre
novembro 2016

PABLO SEMINOTTI

**ESTACAS CARREGADAS TRANSVERSALMENTE:
COMPORTAMENTO E DIMENSIONAMENTO QUANDO
EXECUTADAS EM SOLOS RESIDUAIS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelos/as Professores/as Orientador/a e Relator/a da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, novembro de 2016

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University, Canadá
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Nilo Cesar Consoli (UFRGS)
Ph.D. pela Concordia University, Canadá

Prof. Lucas Festugato (UFRGS)
Ph.D. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Rúben Alejandro Quiñónez Samaniego (UFRGS)
Mestre pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a minha família linda, aos meus pais
Leomar e Dulce e a minha irmã Bianca, a base mais sólida
que eu poderia ter para qualquer momento desta caminhada.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao professor Nilo Cesar Consoli, orientador deste trabalho, primeiramente por ter me acolhido como seu orientando, em segundo lugar, agradeço por ser decisivo nos momentos certos e pelo pronto atendimento às minhas solicitações.

Agradeço também ao professor Lucas Festugato, paraninfo da turma de formandos 2016/2 e relator deste trabalho pela agilidade no atendimento das demandas e pela atenção despendida sempre que possível.

Agradeço ao Ricardo Bergan Born e ao Vitor Pereira Faro pela agilidade em fornecer muitos dos dados e informações para este trabalho.

Agradeço ao corpo docente da Escola de Engenharia da UFRGS por todo o apoio e dedicação demonstrados nas disciplinas e pesquisas, em especial aos professores da área de geotecnia que contribuíram muito para o meu desenvolvimento nesta área de atuação.

Agradeço aos ex-colegas de trabalho da Estaç pela amizade, experiência profissional e por instigarem o meu interesse ainda mais pelo desenvolvimento prático da engenharia de fundações.

Agradeço a minha família maravilhosa que nunca mediu esforços para me apoiar nos estudos e na motivação para continuar. Aos meus pais pela experiência e pelos melhores exemplos possíveis de integridade e perseverança. A minha irmã Bianca, maior exemplo de dedicação e disciplina, mesmo à distância nesses últimos dois anos.

Agradeço a minha namorada Amanda, pela imensa paciência, pelos puxões de orelha, pelo apoio incondicional ao longo desses últimos 3 anos e por me ensinar o verdadeiro significado da palavra “coragem”.

Agradeço a todas as amigas que fiz na Escola de Engenharia e na AAEE que tornaram a caminhada até aqui mais prazerosa, divertida e saudável. Em especial aos componentes do quadrado mágico da ZN, Klins, Tino e Dudu, meus amigos mais presentes nessa caminhada.

Pouco conhecimento faz com que as pessoas se sintam orgulhosas.
Muito conhecimento, que se sintam humildes.
É assim que as espigas sem grãos erguem
desdenhosamente as cabeças para o Céu, enquanto que as
cheias as baixam para a terra, sua mãe.

Leonardo da Vinci

RESUMO

Este trabalho versa sobre fundações profundas, mais precisamente os elementos estruturais do tipo estacas sob a condição de carregamentos horizontais significativos. A revisão bibliográfica inicia com definições e classificações de tipos de estacas, considerando maior foco no método executivo das estacas escavadas mecanicamente além de um breve capítulo sobre capacidade de carga vertical e horizontal. Em seguida são apresentadas constatações e definições sobre sistemas de classificação de solos, dando ênfase ao final para o sistema de classificação de solos pela origem, que aborda de maneira resumida os processos de formação de solos residuais. São abordadas as peculiaridades e complexidades envolvidas no comportamento de solos do tipo residuais, informando que estes não necessariamente possuem características que se adequam a modelos de solo previamente definidos, por serem coesivos friccionais. Nesta seção também é caracterizado o solo residual do campo experimental da UPF no norte do estado do Rio Grande do Sul. Todos os parâmetros e características deste solo são definidos através de ensaios de campo e laboratório para posterior utilização na aplicação de método analítico proposto. Foi feita revisão bibliográfica sobre métodos e modelos analíticos para determinação de capacidade de carga lateral de estacas, destacando-se o método de Broms para solos coesivos saturados. Em seguida foi apresentado o programa de pesquisa que engloba provas de cargas lateral em 4 estacas diferentes, realizadas no campo experimental da UPF, todos os resultados pertinentes foram considerados e registrados. Utilizando o método de Broms com algumas adequações, como a substituição do valor da resistência não drenada S_u pela resistência a compressão simples do solo dividida por dois ($RCS/2$), foi feita a análise teórica para as situações do ensaio de provas de carga lateral nas 4 estacas. Todas as considerações geométricas e sobre as propriedades dos materiais foram feitas. A comparação dos resultados obtidos analiticamente pelo método de Broms alterado com os resultados experimentais medidos se mostrou razoavelmente satisfatória no que diz respeito à determinação de carga lateral última das estacas, porém não foi igualmente satisfatória para o cálculo das profundidades onde ocorre o surgimento de rótulas plásticas nas estacas longas flexíveis. O fator que controla o bom desempenho de estacas quanto a carregamentos horizontais é de fato o diâmetro, envolvido na área lateral efetiva de contato com o solo e intimamente ligado à rigidez das estacas pelo momento de inércia da seção.

Palavras-chave: Fundações profundas. Estacas. Carregamentos Horizontais. Solos Residuais.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa	19
Figura 2 – Diferença entre estacas passivas e ativas	29
Figura 3 – Deformação da estaca sob carga horizontal	31
Figura 4 – Estacas curtas com topo livre (a) e topo fixo (b)	32
Figura 5 – Estacas longas com topo livre (a) e topo fixo (b)	32
Figura 6 – Exemplo de curva de distribuição granulométrica do solo	36
Figura 7 – Curvas brasileiras de alguns solos brasileiros	36
Figura 8 – Perfil de solo residual de decomposição de gnaisse	42
Figura 9 – Resultados dos ensaios SPT, CPT e SDTM	47
Figura 10 – Propriedades e índices físicos ao longo da profundidade	48
Figura 11 – Resultados dos ensaios triaxiais	49
Figura 12 – Correlação entre índice de plasticidade (IP) e ângulo de atrito interno (ϕ')..	50
Figura 13 – Perfil de solo considerado, coesão efetiva (c'), ângulo de atrito interno (ϕ') e módulo de elasticidade (E).....	51
Figura 14 – Transformação da pressão em carga linear	53
Figura 15 – Conceito de módulo de reação	54
Figura 16 – Variações do módulo (K) com a profundidade (z)	55
Figura 17 – Estaca submetida a uma força transversal: reação do solo (a) real e (b) modelada pela hipótese de Winkler	57
Figura 18 – Reação do solo contra o deslocamento horizontal da estaca (a) tensões despertadas; (b) mecanismo de ruptura	58
Figura 19 – Deflexões laterais na superfície do solo para solos coesivos	59
Figura 20 – Distribuição de pressões laterais de solos em estacas com topo livre carregadas horizontalmente	62
Figura 21 – Deflexão, reações do solo e momento fletor para estaca curta com topo livre	63
Figura 22 – Solos coesivos – resistência lateral última	65
Figura 23 – Deflexão, reações do solo e momento fletor para uma estaca longa com topo livre	65
Figura 24 – Solos coesivos – resistência lateral última	66
Figura 25 – Deflexão, reações do solo e momento fletor para uma estaca curta com topo fixo	67
Figura 26 – Deflexão, reações do solo e momento fletor para uma estaca intermediária com topo fixo	67
Figura 27 – Deflexão, reações do solo e momento fletor para uma estaca longa com topo fixo	68

Figura 28 – Esquema de aplicação de carga e reações: vista em planta (a) e vista lateral (b)	72
Figura 29 – Gráfico carga x deslocamento – Par de estacas 1	73
Figura 30 – Gráfico carga x deslocamento – Par de estacas 2.....	74
Figura 31 – Gráfico carga x deslocamento – Par de estacas 3.....	74
Figura 32 – Gráfico carga x deslocamento – Par de estacas 4.....	74
Figura 33 – Gráfico deslocamento x profundidade	75
Figura 34 – Gráfico das grandezas normalizadas	76
Figura 35 – Mecanismos de ruptura para (a) par de estacas 4 e (b) pares de estacas 2,3 e 4.....	78
Figura 36 – Esquema de forças e reações para estaca curta rígida	80
Figura 37 – Esquema de forças e reações para estaca longa flexível	80
Figura 38 – Ábaco adaptado para estaca curta rígida em solo residual	81
Figura 39 – Ábaco adaptado para estaca longa flexível em solo residual	83

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Diferença entre estacas passivas e ativas	29
Quadro 2 – Terminologia do sistema unificado	38
Quadro 3 – Esquema para a classificação pelo sistema unificado	41

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores do módulo de reação K para argilas pré-adensadas	55
Tabela 2 – Valores da constante η_h do coeficiente de reação horizontal	55
Tabela 3 – Resistência lateral última segundo padrão de deformações e rugosidade de superfície	63
Tabela 4 – Configurações e condições das estacas	72
Tabela 5 – Parâmetros e características considerados para as estacas	79
Tabela 6 – Parâmetros considerados para o solo	79
Tabela 7 – Resumo dos dados utilizados no cálculo das estacas longas flexíveis	83
Tabela 8 – Comparativo entre resultados experimentais e teóricos	85

LISTA DE SIGLAS

ASTM – *American Society for Testing and Materials*

CC – Coeficiente de Curvatura

CETEC – Centro de Tecnologia

CNU – Coeficiente de Não Uniformidade

CPT – *Cone Penetration Test*

EUA – Estados Unidos da América

FAER – Faculdade de Engenharia e Arquitetura

LL – Limite de Liquidez

LP – Limite de Plasticidade

IP – Índice de Plasticidade

RCS – Resistência a Compressão Simples

SDTM – *Seismic Dilatometer Test*

SPT – *Standard Penetration Test*

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UPF – Universidade de Passo Fundo

LISTA DE SÍMBOLOS

β – fator adimensional para método de Broms (adimensional)

δ_H – deslocamento horizontal medido em provas de carga lateral (mm)

η_h – constante do coeficiente de reação horizontal (adimensional)

σ – tensão normal genérica gerada pelo solo atuando atrás da estaca (kN/cm²)

σ_z – tensão unitária atuante no solo a uma profundidade z (kN/cm²)

ϕ' – ângulo de atrito interno do solo (°)

A_H – área lateral de contato da estaca com o solo (m²)

A_s – área lateral da estaca (m²)

A_p – área de ponta da estaca (m²)

c' – intercepto coesivo efetivo do solo (kN/cm²)

dPG – profundidade do ponto de giro da estaca (m)

D – diâmetro ou lado da estaca carregada (m)

D10 – diâmetro abaixo do qual estão 10% das partículas (em peso) (mm)

D30 – diâmetro abaixo do qual estão 30% das partículas (em peso) (mm)

D60 – diâmetro abaixo do qual estão 60% das partículas (em peso) (mm)

e – excentricidade do carregamento lateral (distância da aplicação da carga até a superfície do solo (m)

E – módulo de elasticidade genérico (kN/cm²)

E_c – módulo de elasticidade (ou de Young) do concreto (kN/cm²)

f – profundidade onde ocorre o momento fletor máximo em estacas e o surgimento de rótula plástica para estacas longas flexíveis (m)

f_{ck} – resistência a compressão característica do concreto (MPa)

F_H – força horizontal aplicada nas provas de carga lateral (kN)

g – profundidade abaixo do ponto de momento fletor máximo (m)

H_R – carga horizontal genérica aplicada ao topo da estaca (kN)

I – momento de inércia da seção da estaca (cm^4)

k – coeficiente de reação horizontal do solo genérico (kN/cm^3)

k_z – coeficiente de reação horizontal do solo a uma profundidade z (kN/cm^3)

K – módulo de reação horizontal do solo (kN/cm^2)

L – comprimento da estaca abaixo da superfície do solo (m)

$M_{\text{máx}}$ – momento fletor máximo atuando na estaca carregada lateralmente (kN.cm)

M_y – momento fletor resistente da seção da estaca (kN.cm)

p – reação do solo aplicada a estaca (kN/cm)

P_{ult} – carga lateral última da estaca (kN)

q_s – tensão cisalhante máxima atuando no fuste da estaca (kN/m^2)

q_p – tensão normal máxima atuando na ponta da estaca (kN/m^2)

Q_u – capacidade de carga total da estaca (kN)

Q_s – carga máxima suportada pelo atrito lateral da estaca (kN)

Q_p – carga máxima suportada pela ponta da estaca (kN)

R – valor para profundidade de restrição de K para argilas pré adensadas (m)

R_A – reação imposta pelo solo à estaca acima do ponto de giro para estacas rígidas (kN)

R_B – reação imposta pelo solo à estaca abaixo do ponto de giro para estacas rígidas (kN)

S_u – resistência não drenada de solos coesivos (kN/cm²)

T – valor para profundidade de restrição de K para areias (m)

x – profundidade de atuação da reação do solo abaixo do ponto de giro da estaca rígida (m)

y – deslocamento sofrido pelo solo (m)

y_0 – deflexão lateral da estaca na superfície do solo (mm)

z – profundidade genérica (m)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	17
2.1 QUESTÃO DA PESQUISA	17
2.2 OBJETIVO PRINCIPAL DA PESQUISA	17
2.3 OBJETIVO SECUNDÁRIO DA PESQUISA	17
2.4 PRESSUPOSTO	17
2.5 DELIMITAÇÕES	18
2.6 LIMITAÇÕES	18
2.7 DELINEAMENTO	18
3 FUNDAÇÕES PROFUNDAS – ESTACAS	21
3.1 CLASSIFICAÇÃO E TIPOS DE STACAS	21
3.2 ESTACAS ESCAVADAS MECANICAMENTE	22
4. CAPACIDADE DE CARGA	25
4.1 CAPACIDADE DE CARGA PARA CARREGAMENTOS VERTICAIS	26
4.2 ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE	27
5. CLASSIFICAÇÕES DE SOLOS	34
5.1 CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS	34
5.2 SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO	37
5.2.1 Classificação unificada	38
5.2.2 Classificação pela origem	41
5.3 SOLOS RESIDUAIS	45
5.3.1 Generalidades	46
5.3.2 Caracterização do campo experimental	47
6 CAPACIDADE DE CARGA PARA ESTACAS CARREGADAS TRANSVERSALMENTE	52
6.1 COEFICIENTE E MÓDULO DE REAÇÃO HORIZONTAL	52
6.2 MODELOS DE REAÇÃO DO SOLO – HIPÓTESE DE WINKLER	56
6.3 MÉTODO DE BROMS PARA SOLOS COESIVOS	58
6.3.1 Deflexões laterais na superfície	58
6.3.2 Resistência lateral última de estacas	61
6.3.2.1 Estacas curtas com topo livre	63
6.3.2.2 Estacas curtas com topo fixo	65
6.3.2.3 Estacas longas com topo livre	66

6.3.2.4 Estacas longas com topo fixo	68
7 PROVAS DE CARGA LATERAL EM ESTACAS INSTALADAS EM SOLOS RESIDUAIS	70
7.1 PROCEDIMENTOS DE CAMPO	71
7.2 RESULTADOS E ANÁLISES	73
7.2.1 Resultados dos ensaios experimentais	73
7.2.2 Análises dos resultados	75
7.2.3 Análise segundo a formulação de Broms	77
7.2.3.1 Estaca curta rígida – par de estacas 4	81
7.2.3.2 Estacas longas flexíveis – pares de estacas 1, 2 e 3	82
7.3 COMPARAÇÕES ENTRE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS.....	84
8. CONSIDERAÇÕES FINAIS	86
8.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE PROVAS DE CARGA LATERAL	86
8.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE ANÁLISE TEÓRICA E COMPARAÇÕES	87
REFERÊNCIAS	89

1 INTRODUÇÃO

A crescente expansão populacional que se observa na sociedade como um todo, cria demandas cada vez maiores de residências, locais de trabalho, escritórios, etc. Essa demanda, por sua vez, aliada a redução dos espaços urbanos, que são os locais de interesse para estabelecimento dessas edificações, faz com que haja um processo de verticalização bastante acentuado dos prédios, sejam eles comerciais ou residenciais. O desenvolvimento de técnicas construtivas avançadas e materiais cada vez mais competentes para certas situações também faz com que as soluções sejam as mais diversas. No âmbito da construção civil, no que se refere à infraestrutura de transportes, as malhas viárias, sejam rodoviárias, ferroviárias, urbanas ou interurbanas, também são influenciadas por esses aumentos de demandas e necessidades de novas soluções.

Toda essa infinidade de possibilidades criada por este contexto reflete também nas possíveis soluções para estruturas de fundações das edificações. Dentre os tipos de fundações que se conhecem e são largamente utilizadas, as fundações profundas (majoritariamente representadas por estacas) têm lugar de destaque, uma vez que apresentam algumas vantagens em relação às fundações conhecidas como rasas, superficiais ou diretas (sapatas ou blocos). As primeiras normalmente mostram melhores resultados quanto a recalques das edificações, além de serem a alternativa que consome menos mão de obra, tendo em vista os equipamentos disponíveis para sua execução. Além disso, soluções em estacas apresentam ampla aplicabilidade, versatilidade e poucas limitações dimensionais, se comparadas a soluções de blocos ou sapatas.

Os carregamentos gerados nas estruturas de fundações podem ser os mais complexos. No que se refere a cargas horizontais em estacas, estas podem ser verificadas em casos como:

- a) aerogeradores, prédios muito altos e esbeltos, torres de transmissão (carregamentos devidos a ação dos ventos);
- b) pontes e viadutos (carregamentos devidos a frenagem de veículos);
- c) estacas para estruturas de contenção (carregamentos devidos a pressões de solo);
- d) estruturas em locais sujeitos a terremotos;

- e) eclusas, plataformas *offshore*, *nearshore* (estruturas suscetíveis a pressões de água).

Considerando o contexto de projetos para fundações profundas, o presente estudo pretende fazer uma análise dos métodos e modelos utilizados atualmente para interpretação do comportamento de estacas submetidas a carregamentos horizontais significativos. Pretende-se realizar uma reunião bibliográfica que seja suficiente para entender os parâmetros e características mais importantes envolvidos na determinação de capacidades de carga lateral para estacas submetidas a tais efeitos.

Considerando o complexo contexto de solos residuais, que apresentam peculiaridades bastante acentuadas, este trabalho pretende trazer os principais aspectos a se considerar quando uma estaca é executada em tais regiões e carregada horizontalmente no topo. Para tal, pretende-se usar como referência estudos e publicações feitos a respeito de provas de carga lateral realizadas em campo experimental localizado na cidade de Passo Fundo, norte do estado do Rio Grande do Sul. Assim, particularizando o assunto para o que foi realizado neste campo experimental, serão comparados resultados medidos em campo com aqueles obtidos analiticamente por formulações propostas na bibliografia. De maneira geral, este estudo visa auxiliar na ampliação do entendimento do comportamento e dimensionamento de estacas submetidas a carregamentos laterais (ou horizontais) quando instaladas em solos residuais típicos brasileiros.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: a avaliação analítica pelo método de Broms para estacas carregadas lateralmente em solos coesivos é válida como previsão de comportamento em solos residuais típicos?

2.2 OBJETIVO PRINCIPAL DA PESQUISA

O objetivo principal do trabalho é a comparação de resultados de análise teórica pelo método de Broms para estacas carregadas lateralmente instaladas em solos residuais com resultados obtidos de ensaios de provas de carga lateral em estacas executadas em solo residual típico da região norte do estado do Rio Grande do Sul.

2.3 OBJETIVO SECUNDÁRIO DA PESQUISA

Apresentação de resultados de provas de carga lateral realizadas em estacas instaladas em solo residual e constatação dos parâmetros e fatores que controlam o desempenho de estacas submetidas a esforços laterais.

2.4 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que são válidas e corretas as determinações e sugestões encontradas nas normas técnicas vigentes no Brasil. Sejam elas ABNT NBR 6122 – Projeto e execução de fundações, ABNT NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Bem como o que propõem a literatura existente sobre o assunto.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a análise das situações em que as estacas são executadas verticalmente. Além disso, delimita-se a carregamentos horizontais no topo da estaca.

2.6 LIMITAÇÕES

É limitação do trabalho a análise e avaliação de resultados específicos baseados em provas de carga para o caso de execução em solos residuais devidamente caracterizados.

2.7 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir que estão representadas na figura 1 e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) revisão bibliográfica;
- b) apresentação de resultados de ensaios de campo para estacas carregadas lateralmente em solos residuais;
- c) análise teórica da situação de campo por método analítico e comparação dos resultados teóricos e experimentais
- d) considerações finais.

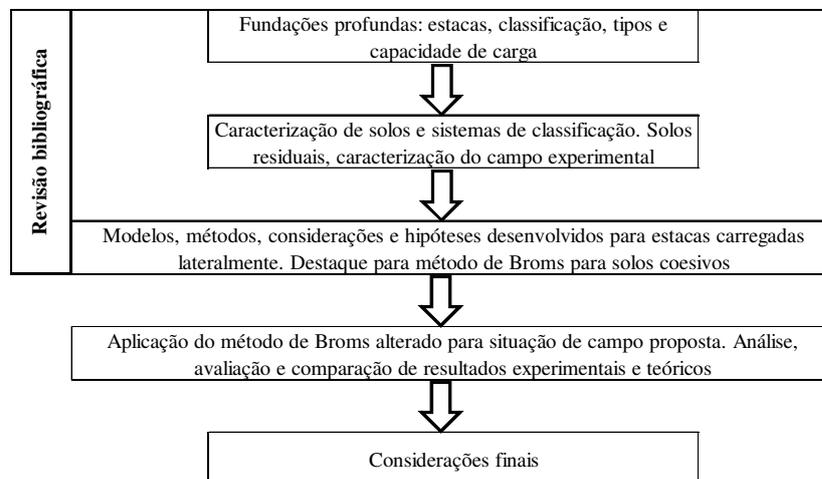
A revisão bibliográfica que será realizada durante a primeira etapa do trabalho, refere-se a um apanhado geral inicial sobre definições e caracterizações de fundações profundas, mais precisamente sobre os elementos estruturais do tipo estaca. Considerando que é parte fundamental do desenvolvimento da área da geotecnia, nesta seção da pesquisa serão destacados os métodos executivos dos principais tipos de estacas possíveis de se executar com o maquinário existente hoje no cenário brasileiro. Além de algumas considerações iniciais sobre definição de capacidade de carga de estacas tanto para carregamentos verticais quanto para carregamentos horizontais (ou laterais). Pretende-se destacar as primeiras classificações de carregamentos transversais.

A segunda etapa da pesquisa bibliográfica deste trabalho visa apresentar conceitos básicos para caracterização de solos, definições de granulometria, ensaios e procedimentos laboratoriais para categorização das partículas que compõem uma massa de solo, tanto para solos de característica argilosa quanto arenosa. Além disso, os principais sistemas de

classificação de solos serão apresentados, trazendo as contribuições que cada um pode fazer para o trabalho. Será destacada a classificação de solos pela origem, que traz as definições de solos transportados (ou sedimentares) e solos residuais, fazendo uma breve introdução dos processos de formação destes últimos. Também nesta parte da pesquisa bibliográfica intenta-se demonstrar as razões pelas quais solos residuais são tão peculiares, além de trazer definições sobre seu comportamento, ocorrência, parâmetros e propriedades. Para finalizar esta etapa da pesquisa, será caracterizado, através de resultados de ensaios de campo, o campo experimental da UPF localizado em Passo Fundo no norte do estado do Rio Grande do Sul. Solo este que servirá de referência para a aplicação de método analítico para estacas carregadas lateralmente.

Finalizando a revisão bibliográfica, a terceira etapa aborda os métodos e modelos já concebidos para avaliação do comportamento e do dimensionamento de estacas carregadas lateralmente. Hipóteses consideradas em cada situação e ferramentas utilizadas para a solução de problemas, como constantes de reação horizontal do solo, módulos de reação, hipóteses de Winkler, etc. Será dado enfoque ao método desenvolvido por Broms em 1964 para estacas carregadas lateralmente, instaladas em solos puramente coesivos saturados. Método este que servirá de referência para avaliação teórica dos procedimentos de campo, referentes aos ensaios de prova de carga lateral realizados no campo experimental da UPF. Este método foi escolhido, pois se verificou que a sua abordagem e metodologia são suficientes e satisfatórias para utilização na avaliação teórica proposta. Suas premissas e características também se adequam à situação.

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa



(fonte: elaborado pelo autor)

A segunda etapa do trabalho consiste na aplicação do método de Broms citado anteriormente, com algumas adequações, para a situação proposta no campo experimental. Para tal, serão apresentados os resultados dos ensaios de prova de carga que foram realizados em 4 estacas diferentes instaladas no solo residual caracterizado. Pretende-se utilizar o que foi determinado pela formulação encontrada na pesquisa bibliográfica para definir resultados teóricos e compará-los com os experimentais, validando ou não a utilização do método. Portanto, esta seção pretende atingir o objetivo principal da pesquisa.

Por fim, na terceira e última etapa do trabalho, serão feitas as considerações finais. Estas reunirão o que foi constatado das análises dos resultados experimentais e teóricos para estabelecer os parâmetros e critérios que regem o bom desempenho de estacas carregadas lateralmente. Com isso, pretende-se atingir o objetivo secundário da pesquisa.

3 FUNDAÇÕES PROFUNDAS – ESTACAS

Em sua seção que trata de definições iniciais, a NBR 6122 traz, mais precisamente em seu item 3.7, a definição para fundações profundas:

Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.

Ainda na seção que aborda definições, esta norma destaca o elemento de fundação estaca como sendo aquele que tem a sua execução totalmente realizada de maneira mecanizada, com ferramentas ou equipamentos. Ou seja, que não necessita da descida de pessoas ao subsolo pelo fuste em qualquer que seja a etapa de execução. Esta última característica diferencia as estacas dos tubulões, pois estes possuem na base do fuste um alargamento, sendo assim, necessita a descida de alguém para executá-la. No caso dos tubulões, a transferência de carga para o subsolo ocorre preponderantemente pela base, portanto, a descida de um profissional às vezes é necessária para uma simples limpeza do fundo da escavação, garantindo as condições de projeto. Ainda sobre a definição de estacas, a norma brasileira cita os principais materiais que podem ser utilizados na sua execução, quais sejam: concreto pré-moldado, protendido ou moldado *in loco*; estacas ainda podem ser feitas de aço, madeira e até da combinação desses materiais. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010).

A NBR 6122 define que: “A grandeza fundamental para o projeto de fundações profundas por estacas é a carga admissível (se o projeto for feito em termos de valores característicos) ou carga resistente de projeto (quando for feito em termos de valores de projeto).” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 24).

3.1 CLASSIFICAÇÃO E TIPOS DE ESTACAS

Os tipos de estacas possíveis de serem executadas com as tecnologias atuais podem ser primeiramente classificados, ou categorizadas em dois grandes grupos:

- a) estacas de deslocamento;
- b) estacas escavadas.

O primeiro grupo de estacas, as de deslocamento, é assim denominado, pois, no processo de sua execução, há deslocamento da massa de solo que envolve a estaca, uma espécie de adensamento, ou seja, estas são introduzidas ao solo por meio de algum processo que não envolva remoção de solo. Para exemplificar os tipos de estacas deste grupo, podem ser citadas as estacas pré-moldadas de concreto armado (protendido), as metálicas (sejam perfis ou até trilhos), as de madeira, as apiloadas de concreto e as estacas tipo Franki, que são caracterizadas pela cravação de um tubo de revestimento metálico, com ponta fechada, com concreto fundido interno ao tubo. (DÉCOURT, 1998).

Há também um tipo de estaca desenvolvido na Bélgica, denominada estaca “Omega”, apesar de ser moldada *in loco*, esta tem o seu fuste feito por broca que desloca o solo e não o retira. Este último tipo usualmente possui grandes capacidades de carga. Já o segundo grupo abrange as estacas executadas por processo de perfuração do terreno e retirada de solo deste. Podem ser feitas com ou sem revestimento (conforme a situação do subsolo em questão, presença de água, instabilidade do fuste gerado pela perfuração, etc.), ou podem ser executadas com ou sem fluido estabilizante. Neste grupo de estacas estão as estacas broca escavadas manualmente ou mecanicamente, as do tipo “Strauss”, as estacas barretes, os estações, as hélices contínuas e por fim, as estacas injetadas (tipo raiz). (DÉCOURT, 1998).

As estacas executadas no campo experimental da UPF, que servirão de referência para as análises teóricas deste trabalho, foram feitas de maneira mecânica, com a utilização de equipamento de escavação para retirada de solo e posterior concretagem. Portanto, estas são classificadas como estacas escavadas, tendo em vista a importância deste tipo de estaca, o item a seguir destaca o que a bibliografia traz como informações relevantes sobre estas, aspectos executivos e variantes existentes.

3.2 ESTACAS ESCAVADAS MECANICAMENTE

Falconi et al. (1998) assinalam que dentro desta categoria de estacas, mais precisamente no que se trata daquelas escavadas mecanicamente que não utilizam fluido estabilizante (lama bentonítica), pode-se ainda fazer uma subdivisão em outros 3 tipos: as estacas Strauss com

tubo de revestimento recuperável, estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal e as estacas broca.

O desconforto e perturbação usualmente frutos da cravação de estacas pré-moldadas de concreto, ou até mesmo metálicas (seja pela vibração, seja pelo ruído), motivou a criação das estacas tipo **Strauss**, que possui um processo executivo relativamente simples: consiste basicamente na remoção de material (solo) com a utilização de sonda ou piteira, além da colocação de tubos metálicos no solo, estes podem ser rosqueados uns aos outros nas suas extremidades, sendo o processo de retirada de solo e colocação dos tubos, simultâneo. Faz-se isso até atingir a profundidade de projeto especificada. (FALCONI et al., 1998).

Posteriormente o processo de concretagem acontece, à semelhança do processo da estaca Franki, com apiloamento e retirada da tubulação. A retirada dos tubos é processo de fundamental relevância para que seja mantida a integridade das estacas. Pelas suas características, procura-se executar estas estacas introduzindo sua ponta em solos coesivos, além disso, podem-se citar algumas vantagens deste método: o equipamento é pequeno, o que possibilita fácil locomoção dentro do canteiro de obras, além de ser possível a execução praticamente junto às divisas do terreno. (FALCONI et al., 1998).

Já com uma utilização mais recente e com maiores possibilidades de execução de diferentes diâmetros, além de profundidades maiores (podendo atingir até 40 metros), as **estacas escavadas mecanicamente** representam soluções bastante adequadas para diversos casos e muito versátil. O seu trado helicoidal, seja ele parcial ou longo, normalmente aparece nos equipamentos acoplado a chassis metálicos ou até mesmo caminhões. O fato de estar acoplado a caminhões também facilita a sua locomoção até as obras e dentro do canteiro de obras. Sua versatilidade também é fruto dos diversos diâmetros possíveis de se executar (de 20 centímetros até 170 centímetros). (FALCONI et al., 1998).

De maneira bem simples e intuitiva o processo executivo se resume a perfuração com o trado até a profundidade desejada, posterior posicionamento da armadura no fuste e finalizando com o lançamento do concreto no fuste. Vale ressaltar que esta sequência de passos é válida para situações nas quais o fuste se mantém aberto até o momento do lançamento do concreto pelas condições favoráveis do subsolo, ou seja, quando este não desmorona fechando o fuste após o alívio de tensões causado pela retirada de material. (FALCONI et al., 1998).

Considerando as **estacas broca**, estas são, na grande maioria das vezes, escavadas com processos manuais através da utilização de trado concha. Restringem-se estas estacas aos casos de pouca carga a ser suportada por cada uma delas, pelo fato de não ser possível atingir grandes profundidades, além de não se poder garantir que os furos de fato estejam verticais. (FALCONI et al., 1998).

4. CAPACIDADE DE CARGA

Tendo em vista que a os métodos semi-empíricos desenvolvidos para determinação de capacidade de carga das estacas é função direta do tipo de estaca, as várias técnicas possíveis de execução de estacas foram primeiramente citadas no capítulo anterior, com enfoque nas escavadas mecanicamente. Este capítulo pretende reunir de forma resumida os conceitos que envolvem capacidade de carga de estacas e os aspectos envolvidos no seu cálculo, inclusive para carregamentos horizontais.

Segundo afirmam Velloso e Lopes (2010), quando o dimensionamento de uma fundação é realizado de maneira correta, esta deve apresentar segurança tanto para os possíveis modos de colapso (relacionado aos estados limite últimos) quanto para deslocamentos que sejam aceitáveis quando em serviço (relação com os estados limite de utilização). Portanto, um projeto de fundações deve levar em conta a segurança para perda de capacidade de carga (um dos principais modos de colapso) e também para deslocamentos (sejam eles verticais ou horizontais) quando estiverem atuando as cargas de serviço.

Considerando esse cenário, vários fatores precisam estar presentes na análise de uma solução para projeto de fundações profundas. Uma série desses fatores a serem considerados para a determinação de carga admissível, ou carga resistente de projeto para as estacas é apresentada pela NBR 6122. São eles (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 24-25):

- a) características geomecânicas do subsolo;
- b) posição do nível d'água;
- c) eventual alteração das características dos solos (expansivos, colapsíveis, etc.) devido a agentes externos (encharcamento, contaminação, agressividade, etc.);
- d) alívio de tensões;
- e) eventual ocorrência de solicitações adicionais como atrito negativo e esforços horizontais devido a carregamentos assimétricos;
- f) geometria do elemento de fundação;
- g) recalques admissíveis.

4.1 CAPACIDADE DE CARGA PARA CARREGAMENTOS VERTICAIS

À exemplo do que a norma traz como definição para o conceito de fundação profunda, Décourt (1998) indica que a conceituação básica utilizada atualmente para que se determine a capacidade total de carga de uma estaca, vem do entendimento de que, quando carregada verticalmente, o elemento estrutural estaca irá resistir a este carregamento em parte pela resistência ao cisalhamento gerada em toda a área de contato com o solo pelo fuste da estaca e em parte por tensões normais que aparecessem na ponta da estaca. Assim, pode-se definir que a capacidade de carga Q_u de uma estaca é a soma da parcela de contribuição da carga máxima suportada pelo atrito lateral Q_s (cisalhamento), mais a parcela de contribuição gerada pela máxima carga que a ponta da estaca pode suportar Q_p . Em termos de tensões, pode-se representar então as parcelas Q_s e Q_p como multiplicações das tensões cisalhante e normais limites, q_s e q_p , respectivamente, pelas áreas respectivas onde atuam A_s (área lateral da estaca) e A_p (área de ponta da estaca). Conforme apresentado pela fórmula 1.

$$Q_u = Q_s + Q_p = q_s \cdot A_s + q_p \cdot A_p \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

Q_u – capacidade de carga total da estaca;

Q_s – carga máxima suportada pelo atrito lateral;

Q_p – carga máxima suportada pela ponta da estaca;

q_s – tensão cisalhante máxima atuando no fuste da estaca;

q_p – tensão normal máxima atuando na ponta da estaca;

A_s – área lateral da estaca;

A_p – área de ponta da estaca.

Velloso e Lopes (2010) destacam que a abordagem feita acima para a determinação da capacidade de carga total da estaca, é fruto de uma interpretação de equilíbrio entre a carga provinda da estrutura (carga aplicada) e a resistência oferecida pelo solo. Portanto trata-se de um método que pode ser classificado como estático. Os autores ainda subdividem os métodos estáticos em racionais (ou teóricos) e semi-empíricos. Os primeiros usam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo; já os segundos são baseados diretamente em ensaios *in situ* de penetração (CPT e SPT).

Os métodos racionais e semi-empíricos ganham muitas vezes as denominações “indiretos” e “diretos”, respectivamente, conforme Décourt (1998, p. 265) afirma:

A capacidade de carga pode ser avaliada através de processos diretos e indiretos.

Nos processos ditos diretos, os valores de q_s e q_p são determinados através de correlações empíricas ou semi-empíricas com algum tipo de ensaio *in situ*.

Nos processos ditos indiretos, as principais características de resistência ao cisalhamento e de rigidez dos solos são avaliadas através de ensaios *in situ* e/ou de laboratório e a capacidade de carga é determinada através da utilização de formulação teórica ou experimental.

Ensaio de laboratório, métodos teóricos e experimentais têm importância fundamental no estabelecimento da influência que todos os parâmetros podem ter sobre os cálculos de capacidade de carga, porém a utilização de tais métodos e ensaios não é corriqueira na prática de engenharia em geral. Isso se deve ao fato de ser muito difícil a obtenção dos parâmetros do solo necessários a estes tipos de análise. Todavia, o estabelecimento de relações entre as tensões limites de ruptura, associadas aos estados limites de ruptura, e os dados de resistência obtidos em campo por ensaios de penetração, já são mais simples de ser feito. Quando essas relações são estabelecidas de forma que as probabilidades de acerto sejam grandes, se tornam correlações obtidas de forma semi-empíricas. Ajustam-se equações estatisticamente para que estas continuem com os princípios previamente definidos nos métodos teóricos e experimentais. Os métodos de Aoki e Velloso, de 1975 e de Décourt e Quaresma, de 1978, são os mais difundidos no Brasil, para o caso de fundações em estacas. (DÉCOURT, 1998).

Cabe ressaltar que, por não ser foco deste trabalho, os métodos para determinação de capacidade de carga de estacas carregadas verticalmente não estão descritos.

4.2 ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE

Esta seção intenta reunir as primeiras generalidades em relação aos casos de carregamentos horizontais (transversais) em estacas, assunto principal do trabalho.

Diversas são as situações que podem causar esforços laterais significativos em estacas. As forças que geram tais esforços podem ser causadas por terremotos, ondas ou forças devidas aos ventos ou até por pressões laterais de solos. Estruturas construídas *off-shore*, no Golfo do México e nos Oceanos Pacífico ou Atlântico estão submetidas a forças laterais causadas por

ondas e ventos. A segurança dessas estruturas depende da capacidade das estacas de suportar as forças laterais resultantes. (BROMS, 1964, tradução nossa).

Estruturas construídas em áreas dos estados da Califórnia, Oregon e Washington nos EUA, ou no Japão podem estar sujeitas a acelerações laterais altíssimas causadas por terremotos e as estacas devem resistir as forças laterais resultantes. Os códigos para concepção de estruturas nessas áreas frequentemente especificam que as estacas dessas estruturas devem ter a capacidade de resistir a forças laterais iguais a 10% da carga axial aplicada. Outras situações como estacas que sustentam estruturas de contenção de terra, que estão constantemente sob a ação de pressões de solo, além de estruturas de eclusas e pontes que estão submetidas a diferentes pressões de água. (BROMS, 1964, tradução nossa).

Além desses contextos destacados, podem-se citar as situações de prédios muito esbeltos, nos quais a ação do vento em uma das fachadas causa esforços laterais significativos nas estacas, bem como aerogeradores, constantemente sujeitos a ação de ventos intensos, torres de transmissão de energia, que possuem superestruturas bastante leves nas quais a ação de ventos é significativa. Todos esses são exemplos práticos nos quais podem ser verificadas forças horizontais significativas atuantes em estacas.

A NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 29) traz em seu item 8.4.2 a seguinte constatação: “Quando estacas ou tubulões estão submetidos a esforços horizontais ou momentos, pode ocorrer a plastificação do solo ou do elemento estrutural, o que deve ser considerado no projeto com as respectivas deformações.”.

No universo de estacas carregadas transversalmente, no que se refere aos possíveis carregamentos e consequentes comportamentos de estacas, pode ser feita uma primeira classificação, conforme aponta De Beer (1977 apud ALONSO, 1989, p. [66]):

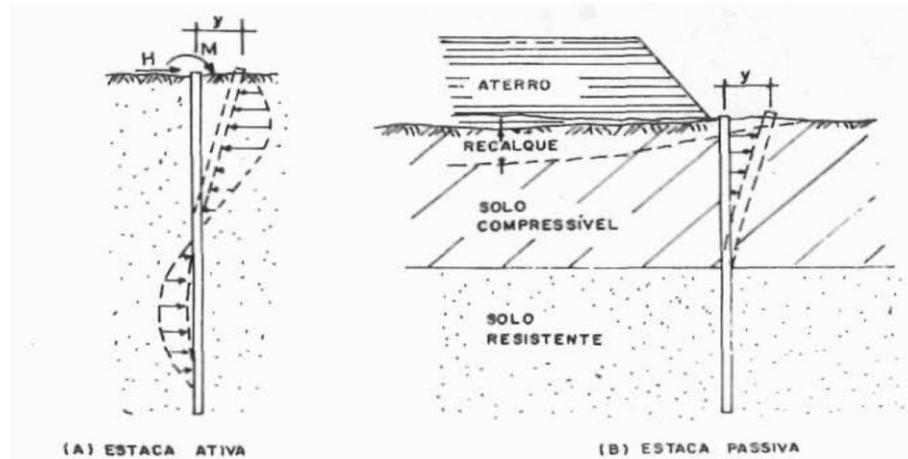
[...] as estacas carregadas transversalmente podem ser divididas em dois grupos: as ativas e as passivas.

As estacas ativas são as que, sob a ação de cargas externas, transmitem ao solo esforços horizontais [...]. Ao contrário, as estacas passivas são as em que os esforços horizontais ao longo do fuste são decorrentes do movimento do solo que as envolve [...].

No primeiro caso, o carregamento é a causa e o deslocamento horizontal, o efeito. No segundo caso, o deslocamento horizontal é a causa e o carregamento ao longo do fuste, o efeito.

A figura 2 representa esquematicamente a diferença entre as estacas ativa e passivas.

Figura 2 – Diferença entre estacas passivas e ativas



(fonte: ALONSO, 1989, p. [66])

Devido ao fato de existirem diferenças significativas entre as abordagens para resolução de problemas de estacas ativas ou passivas, a maneira como se tratam matematicamente ambos os casos também é diferente. (ALONSO, 1989).

Conforme mostra a figura 2, a estaca passiva acaba sendo carregada lateralmente ao longo de seu comprimento pela movimentação de massa de solo compressível causada pela instalação de aterro ou algo que carregue o solo significativamente deformando-o, causando o efeito. Este efeito é muitas vezes denominado como efeito *Tschebotarioff*, que não será abordado por este trabalho, uma vez que o foco deste são estacas carregadas transversalmente no topo, ou seja, **estacas ativas**. O quadro 1 evidencia as diferenças entre as estacas passivas e ativas

Quadro 1 – Diferença entre estacas ativas e passivas

	Estacas ativas	Estacas passivas
Intensidade e ponto de aplicação das cargas	Conhecidos <i>a priori</i>	Não conhecidos <i>a priori</i>
Ponto de atuação das cargas	Num só plano (carregamento à superfície)	Ao longo de parte do fuste (carregamento em profundidade)
Posição relativa do solo que envolve a estaca	Há deslocamento no lado contrário ao do movimento da estaca (efeito de arco)	O solo está sempre em contato com a estaca (não há efeito de arco)

(fonte: adaptado de ALONSO, 1989, p. 67)

De acordo com Alonso (1989), quando há interesse no estudo de estacas do tipo **ativas**, normalmente utilizam-se métodos que apresentam como informação prévia o conceito de coeficiente de reação horizontal estimado do solo (discutido com maior detalhamento mais adiante). Esse fator, corriqueiramente é obtido partindo-se dos relatórios de sondagem gerados a partir de ensaios de simples reconhecimento de subsolo (SPT – Standard Penetration Test), no qual cada camada de solo está associada a um número que representa a resistência do solo, vinculado a este número está a identificação e a categorização do material. Além disso, a experiência dos projetistas de fundações é fundamental para que cada situação seja avaliada de maneira correta, experiência esta adquirida em obras semelhantes. Desta maneira, considera-se essencial a realização e correta interpretação da maior quantidade possível de ensaios de provas de carga em estacas devidamente instrumentadas, para que os parâmetros relevantes para solução dos problemas passem por aferições cada vez melhores.

De maneira geral, projetos de fundações em estacas devem ser tais que suportam cargas verticais, horizontais e momentos. Os problemas relacionados a estacas com carregamentos horizontais significativos normalmente aparecem em situações específicas de certas estruturas, conforme apresentam Velloso e Lopes (2010), que destacam como exemplo os pilares de pontes, sujeitos a carga vertical (peso próprio e cargas sobre a ponte); cargas horizontais longitudinais (frenagem de veículos e efeitos de temperatura) e cargas horizontais transversais (vento, força centrífuga, etc.). Existem duas maneiras de se pensar o projeto que irá resistir a estas solicitações, a primeira delas utiliza estacas inclinadas na direção da maior força horizontal, para que estas estejam trabalhando predominantemente sob forças axiais de compressão ou tração. A dificuldade de execução de estacas inclinadas normalmente inviabiliza a concepção de projetos com essa opção, como no exemplo da ponte citado acima, a dificuldade de execução em água é bastante grande. Por esta razão e também por estar caindo em desuso, este tipo de solução não será abordado por este trabalho, restringindo-se a situação de estacas executadas verticalmente.

A situação apresenta a problemática observando-se os três seguintes aspectos: (VELLOSO E LOPES, 2010, p. [379]).

- a) estabilidade (ou segurança à ruptura do solo), isto é, verificar se o solo é capaz de suportar, com segurança desejada as tensões que lhe são transmitidas pela estaca ou tubulão;
- b) deslocamentos, isto é, verificar se o deslocamento (e rotação) do topo da estaca ou tubulão sob a carga de trabalho é compatível com a estrutura suportada;

- c) dimensionamento estrutural da estaca ou tubulão, quando será necessário prever os esforços internos.

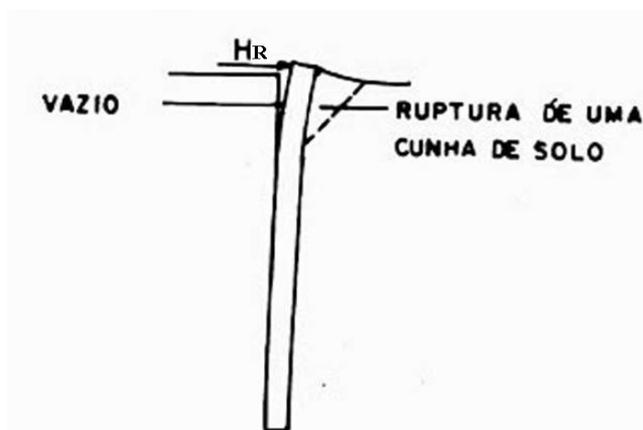
Esses aspectos estão alinhados com os objetivos que o projeto deve atender, enunciados por Alonso (1989, p. 73):

- a) cálculo dos deslocamentos e dos esforços na estaca que permitam seu dimensionamento estrutural;
- b) verificação da segurança quanto á ruptura do solo que serve de suporte à estaca.

Na maioria dos casos, em fundações de estruturas correntes, a representatividade ou significância de esforços horizontais não é tão grande assim (frente aos carregamentos verticais), e, portanto, nenhuma medida especial é tomada para tal. Entretanto, quando o esforço horizontal é significativo, as tensões no lado oposto ao de aplicação da carga aumentarão, enquanto que no lado da aplicação, diminuirão. Este processo ocorre até um determinado ponto em que um buraco se abre num dos lados da estaca (lado de aplicação) e uma ruptura aparece no outro (lado oposto ao da aplicação). (DÉCOURT, 1998).

A figura 3 mostra, de maneira genérica, como pode ocorrer a ruptura do solo.

Figura 3 – Deformação da estaca sob carga horizontal



(fonte: DÉCOURT, 1998, p. 290)

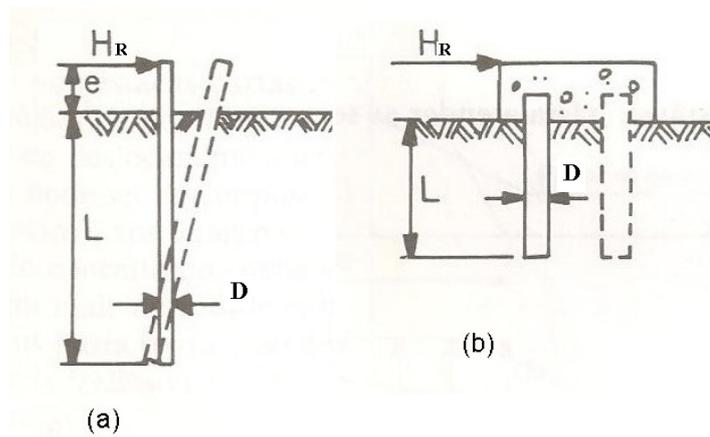
Porém, os mecanismos de ruptura são diferentes dependendo de alguns fatores geométricos da estaca. Deve-se considerar o seu comprimento e a condição da cabeça ou topo da estaca. Assim, uma categorização clássica e bastante utilizada no estudo desses casos é a que aparece a seguir. (DÉCOURT, 1998).

- a) estacas curtas com topo livre;
- b) estacas curtas com topo fixo;
- c) estacas longas com topo livre;
- d) estacas longas com topo fixo;

Para este contexto de classificação, entende-se por estacas com topo fixo aquelas que possuem bloco de coroamento vinculado à sua cabeça.

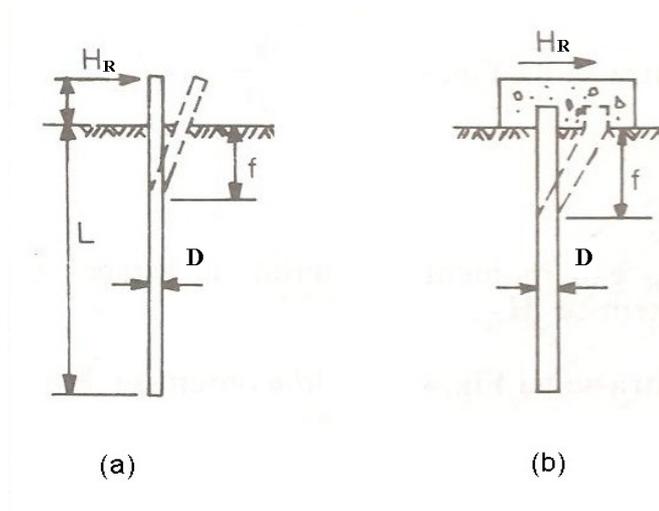
Essa abordagem com os mecanismos de ruptura destacados é importante para as determinações dos deslocamentos envolvidos em cada caso. As figuras 4 e 5 trazem esquematicamente os tipos de ruptura possíveis.

Figura 4 – Estacas curtas com topo livre (a) e topo fixo (b)



(fonte: adaptado de ALONSO, 1989, p. 92)

Figura 5 – Estacas longas com topo livre (a) e topo fixo (b)



(fonte: adaptado de ALONSO, 1989, p. 93)

Conforme evidenciam as figuras, Décourt (1998) descreve as rupturas para as situações:

- a) **estaca curta com topo livre:** ocorre a ruptura no momento em que a estaca sofre uma rotação do tipo corpo rígido;
- b) **estaca curta com topo fixo:** também haverá comportamento de corpo rígido, porém a estaca estará se movendo em translação;
- c) **estaca longa com topo livre:** aparece, em certa profundidade, uma rótula plástica no corpo da estaca e deslocamentos significativos surgem somente na parte superior da estaca;
- d) **estaca longa com tipo fixo:** duas rótulas plásticas aparecem na ruptura, uma localizada pouco abaixo do bloco de coroamento e outra em certa profundidade.

Tendo sido feita esta primeira abordagem em relação ao que se espera do comportamento de estacas carregadas transversalmente, o capítulo seguinte traz considerações sobre solos, abordando, portanto, o segundo grande assunto relevante para tomada de decisões em projetos geotécnicos. O capítulo subsequente ao próximo (capítulo 6) traz novamente os conceitos de formas de ruptura para o contexto mais específico de determinação de momentos resistentes, resistência última lateral de estacas e determinação de deflexões laterais.

5. CLASSIFICAÇÕES DE SOLOS

No âmbito da engenharia civil, os materiais, seus comportamentos e as mais diversas situações em que possam ser utilizados são categorizados e organizados para melhor compreensão das suas possíveis e corretas aplicações. Mais particularmente no que se refere ao estudo da engenharia de fundações, o material solo é o grande responsável pelas tomadas de decisões. O entendimento da interação solo-estrutura passa pelo conhecimento e caracterização do material no qual estará inserido o elemento estrutural. Considerando o contexto mais recente da história, quando o conhecimento técnico e científico passou a ser o grande guia para determinações de avanços tecnológicos em todas as áreas, a engenharia geotécnica também produziu seu acervo de classificações (ou categorizações) de solos, através do estudo da mecânica dos solos.

Este capítulo intenta trazer os principais conceitos e classificações que já foram estabelecidos para diferenciação dos solos em areias, argilas e siltes. Ao final, dar-se-á enfoque a classificação dos solos quanto a sua origem, com destaque no tipo de solo residual, que é o interesse de estudo deste trabalho.

5.1 CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS

Para iniciar este tópico é preciso estabelecer algumas definições que tratam a respeito do conceito do que é solo. Conforme destaca Pinto (2006, p. 14).

Os solos são constituídos por um conjunto de partículas com água (ou outro líquido) e ar nos espaços intermediários. As partículas, de maneira geral, encontram-se livres para deslocar-se entre si. Em alguns casos, uma pequena cimentação pode ocorrer entre elas, mas num grau extremamente mais baixo do que nos cristais de uma rocha ou de um metal, ou nos agregados de um concreto. O comportamento dos solos depende do movimento das partículas sólidas entre si e isto faz com que ele se afaste do mecanismo dos sólidos idealizados na Mecânica dos Sólidos Deformáveis, na qual se fundamenta a Mecânica das Estruturas, de uso corrente na Engenharia Civil.

Ainda sobre generalidades que envolvem solos, Pinto (2006) afirma que a origem de todos os solos está na decomposição da rocha que inicialmente compunha a crosta terrestre. Esta decomposição decorre da ação de agentes tanto químicos quanto físicos. Os minerais constituintes da rocha original podem ser atacados quimicamente por água que percola entre

fissuras abertas por variações térmicas, por exemplo. Além disso, a água que penetra nas trincas pode congelar, exercendo pressões elevadas dentro do maciço rochoso, fazendo-o trincar ainda mais e fragmentando-o em blocos menores. O mesmo autor ainda revela uma série de outros ataques químicos como hidratação, hidrólise, oxidação, lixiviação, troca de cátions, carbonatação, que podem ocorrer devido à fauna e flora das regiões. Os solos oriundos desses processos acima citados são, de maneira genérica, pequenas partículas misturadas que se diferenciam pela composição química e pelo tamanho. As concentrações de cada tipo de partícula dependem da composição química da rocha matriz.

Pinto (2006) revela que o tamanho das partículas é uma das primeiras características mais perceptíveis a se observar na caracterização e diferenciação dos solos. De maneira geral, numa primeira análise, é fácil identificar solos que possuem grãos perceptíveis a olho nu, como uma areia marinha ou pedregulhos. Já outros solos possuem grãos finíssimos que quando em contato com a água, formam um tipo de pasta ou barro e a visualização das partículas individuais não é mais possível de ser feita. Segundo o autor, existe uma enorme diversidade no tamanho dos grãos, que não se percebe a um primeiro vislumbre. Mas uma análise adequada e mais criteriosa pode revelar que alguns grãos são consideravelmente menores que outros. “Existem grãos de areia com dimensões de 1 a 2 mm, e existem partículas de argila com a espessura da ordem de 10 Angstrons (0,000001 mm).” (PINTO, 2006; p.15).

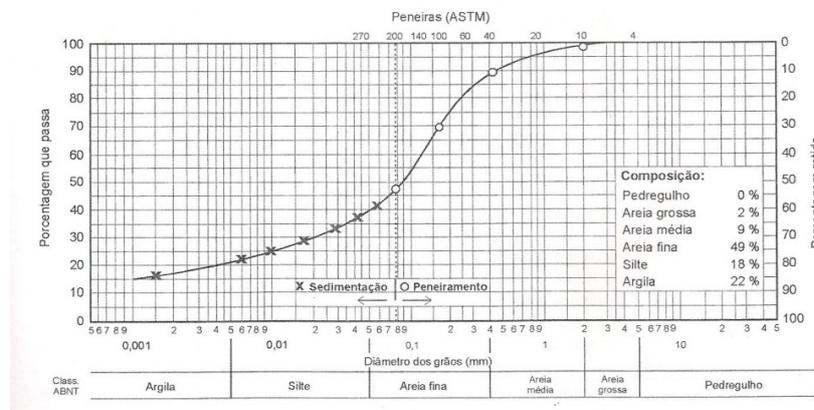
Essa abordagem de diferenciação de solos por meio do tamanho das partículas que os compõem, já indica uma primeira divisão ou classificação possível. Conforme aponta Pinto (2006), existem ensaios para identificação de solos a partir das partículas que os formam, um deles é a análise granulométrica. Sobre este ensaio, o autor afirma (2006, p. 21).

Num solo, geralmente convivem partículas de tamanhos diversos. Nem sempre é fácil identificar as partículas, porque os grãos de areia, por exemplo, podem estar envoltos por uma grande quantidade de partículas argilosas, finíssimas, com o mesmo aspecto de uma aglomeração formada exclusivamente por essas partículas argilosas. Quando secas, as duas formações são dificilmente diferenciáveis. Quando úmidas, entretanto, a aglomeração de partículas argilosas se transforma numa pasta fina, enquanto que a partícula arenosa revestida é facilmente reconhecida pelo tato. Portanto, na tentativa de identificação tátil-visual de um solo, é fundamental que ele se encontre bastante úmido.

A análise granulométrica, segundo Pinto (2006), divide-se em duas fases: o peneiramento e a sedimentação. O peneiramento é o processo de passagem de solo através de peneiras com

aberturas padronizadas. A porcentagem passante nas peneiras é referida em relação ao peso seco da amostra e apresentada graficamente contra um eixo que traz a abertura das peneiras em forma logarítmica. O peneiramento é limitado pelo tamanho da abertura da peneira mais fina, geralmente 0,075 mm (peneira n.º 200). Para se ter conhecimento da distribuição granulométrica da parte mais fina do solo, aplica-se então a sedimentação, baseada na Lei de Stokes. A figura 6 apresenta um exemplo que ilustra bem a distribuição granulométrica de um solo.

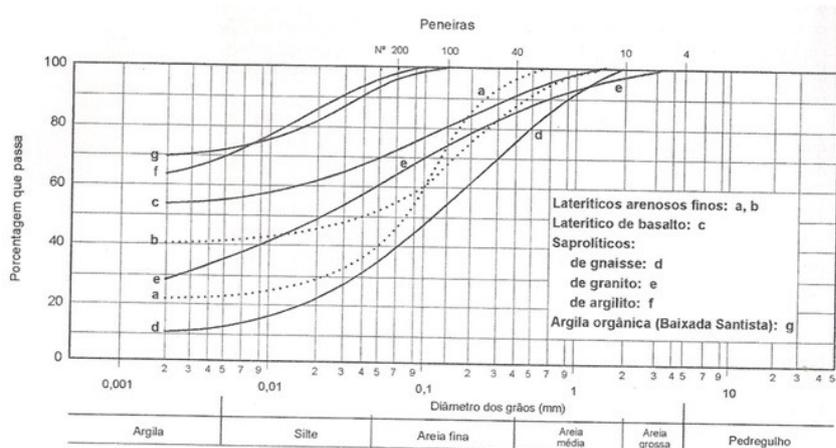
Figura 6 – Exemplo de curva de distribuição granulométrica do solo



(fonte: PINTO, 2006, p. 21)

Já a figura 7 mostra, em um mesmo gráfico, diferentes distribuições granulométricas de alguns solos típicos brasileiros. Os nomes presentes na legenda da figura referem-se a um sistema de classificação de solos, assunto do próximo item deste trabalho.

Figura 7 – Curvas granulométricas de alguns solos brasileiros



(fonte: PINTO, 2006, p. 24)

5.2 SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO

Reforçando o que já foi explicitado no início deste capítulo, Pinto (2006, p. [63]) afirma.

A diversidade e a diferença de comportamento dos diversos solos perante as solicitações de interesse da Engenharia levou ao seu natural agrupamento em conjuntos distintos, aos quais podem ser atribuídas algumas propriedades. Dessa tendência racional de organização da experiência acumulada, surgiram os sistemas de classificação de solos.

O objetivo da classificação dos solos, sob o ponto de vista de engenharia, é poder estimar o provável comportamento do solo ou, pelo menos, orientar o programa de investigação necessário para permitir a adequada análise de um problema.

Uma discussão bastante relevante trazida por Pinto (2006) quanto às classificações, é sobre a validade, ou aceitação de certas classificações por parte dos técnicos envolvidos nas decisões. Grupos de solos são determinados por limites numéricos que podem ser descontínuos, dessa maneira, quando existem solos com características ou índices que os levam para próximo desses limites, podem acabar sendo classificados em grupos distintos, causando alguma confusão. A informação mais completa a respeito de um solo são os índices e parâmetros apresentados por este e não os parâmetros do grupo no qual foi classificado, porém a classificação é fundamental para que o conhecimento seja transmitido. Dessa maneira, quando uma solução foi aplicada e um resultado satisfatório foi obtido, foi para um determinado **tipo de solo**. Por isso, quando um tipo de solo é considerado, este deve ser entendido por todos, evidenciando a necessidade de classificação. “Se, por exemplo, a expressão **areia bem graduada compacta** for empregada para descrever um solo, é importante que o significado de cada termo desta expressão possa ser entendido da mesma maneira por todos e, se possível, ter limites bem definidos.” (PINTO, 2006, p. [63]).

Conforme revelado por Pinto: (2006, p. 64).

Existem diversas formas de classificar os solos, como pela sua origem, pela sua evolução, pela presença ou não de matéria orgânica, pela estrutura, pelo preenchimento dos vazios. Os sistemas baseados no tipo e comportamento das partículas que constituem os solos são mais conhecidos na engenharia de solos. Deve se levar em conta que outras classificações, que levam em consideração a origem do solo e sua evolução natural, são muito úteis, com informações complementares que, em certos casos são bastante relevantes, [...].

A seguir serão apresentados breves resumos de dois sistemas de classificação, destacando-se por último o sistema de classificação pela origem, que traz a designação de solo residual.

5.2.1 Classificação unificada

Pinto (2006) informa que este sistema fora inicialmente desenvolvido para ser utilizado em obras de aeroportos, mas posteriormente teve seu emprego generalizado. Concebido pelo prof. Casagrande, tem grande aceitação e é muito utilizado por engenheiros geotécnicos que trabalham em barragens de terra. O quadro 2 mostra a terminologia empregada no sistema.

Quadro 2 – Terminologia do sistema unificado

G	pedregulho
S	areia
M	silte
C	argila
O	solo orgânico
W	bem graduado
P	mal graduado
H	alta compressibilidade
L	baixa compressibilidade
Pt	turfas

(fonte: adaptado de PINTO, 2006, p. 64)

Segundo Pinto (2006), a ideia principal do sistema unificado é identificar os solos por um conjunto com duas das letras apresentadas no quadro 1. As letras da parte superior (G, S, M, C, O) apontam o tipo principal do solos e as quatro seguintes (W, P, H, L) referem-se a informações complementares do solo. Desta forma então, um solo classificado como SP por exemplo, seria uma **areia mal graduada**. Já um solo CH, seria uma **argila de baixa compressibilidade**.

Neste sistema de classificação, conforme Pinto (2006), uma das primeiras diferenciações a serem feitas quanto a uma amostra de solo é a porcentagem de finos presentes nesta. Isso é feito considerando a parte de material que passa através da peneira n.º200, cuja abertura é de 0,075 mm. Dessa maneira, se a porcentagem passante na peneira for menor que 50, este solo será classificado como solo de granulação grosseira, representado pelas letras G ou S do quadro anterior. Caso contrário, quando esta porcentagem for maior que 50, o solo deve ser enquadrado como de granulação fina, ou seja, correspondente às letras M, C ou O do quadro de nomenclaturas.

Pinto (2006) afirma que um solo que é classificado como de granulação grosseira, deverá em seguida ser subdividido em pedregulho ou areia, conforme a dimensão de suas partículas e as

frações que as representam predominantemente. “Por exemplo, se o solo tiver 30% de pedregulho, 40% de areia e 30% de finos, ele será classificado como areia – S.”. Após essa diferenciação, é preciso saber a informação secundária do solo. Sendo a porcentagem de finos (passante na peneira n.º 200) menor que 5%, deve ser feita uma verificação da composição granulométrica. Materiais classificados como **granulares** podem ser bem-graduados, quando existem partículas com vários diâmetros, ou mal-graduados, quando predominam partículas de um determinado diâmetro, ocupando uma faixa estreita dos possíveis diâmetros presentes na classificação. (PINTO, 2006 p. 65).

Sobre a distribuição granulométrica de solos granulares, Pinto (2006, p. 65) destaca:

A expressão “bem-graduado” expressa o fato de que a existência de grãos com diversos diâmetros confere ao solo, em geral, melhor comportamento sob o ponto de vista de engenharia. As partículas menores ocupam os vazios correspondentes às maiores, criando um entrosamento, do qual resulta menor compressibilidade e maior resistência.

A representação numérica para esta característica dos solos, demonstrado por Pinto (2006), é conhecida como coeficiente de não uniformidade (CNU). O CNU é calculado com a fórmula 2.

$$CNU = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde:

CNU = coeficiente de não uniformidade;

D60 = diâmetro abaixo do qual estão 60% das partículas (em peso);

D10 = diâmetro abaixo do qual estão 10% das partículas (em peso).

Outro coeficiente conhecido, porém não muito utilizado é o coeficiente de curvatura (CC), apresentado na fórmula 3.

$$CC = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

CC = coeficiente de curvatura;

D30 = diâmetro abaixo do qual estão 30% das partículas (em peso).

D10 = diâmetro abaixo do qual estão 10% das partículas (em peso).

D60 = diâmetro abaixo do qual estão 60% das partículas (em peso);

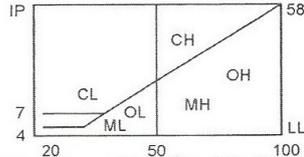
O primeiro coeficiente (CNU) está relacionado com a amplitude dos tamanhos das partículas, já o segundo coeficiente (CC) está mais relacionado à detecção da forma da curva granulométrica.

Pinto (2006) revela que quando está se trabalhando com solos com predominância de fração fina, que é o caso de **siltos e argilas**, estes terão sua classificação designada pelas letras M (siltos), C (argila) ou O (solo orgânico). Nesses casos, a determinação do comportamento argiloso dos solos é feita através do teor de argila e também pela sua atividade. Desta forma, os índices de consistência são mais indicados para caracterizar o comportamento argiloso de um solo.

Ao contrário do que acontece com torrões de areia que se desmancham facilmente ao serem manuseados, as argilas possuem certa consistência perceptível ao tato. Assim, o estado de uma argila é normalmente indicado pela resistência que apresenta. O comportamento plástico característico das argilas, muito se deve às famílias de minerais que as compõem, além disso, a maneira como as argilas “reagem” quando interagem com a água é crucial na análise dos solos. Por isso, vários índices de consistência (ou Limites de Attenberg) foram definidos, como por exemplo, o Limite de Liquidez (LL), o Limite de Plasticidade (LP) e o Índice de Plasticidade (IP). O aprofundamento sobre estes limites e suas definições não se mostra relevante para esta etapa do trabalho e por isso não serão abordados. (PINTO, 2006).

Voltando ao sistema de classificação unificado, Pinto (2006) reforça que, apesar de representar o solo por apenas duas letras (característica principal e secundária), a maneira como será descrito o solo deve ser a mais completa possível. O autor traz o exemplo da descrição de um solo SW que seria uma “[...] areia (predominantemente) grossa e média, bem graduada, com grãos angulares cinza.”. O quadro 3 mostra um esquema para a classificação unificada. (PINTO, 2006, p. 69).

Quadro 3 – Esquema para a classificação pelo sistema unificado

% P #200 < 50	G > S : G	% P #200 < 5	GW CNU > 4 e 1 < CC < 3
			GP CNU < 4 ou 1 > CC > 3
		% P #200 > 12	GC GM 
	5 < #200 < 12	GW-GC, GP-GM, etc.	
	S > G : S	% P #200 < 5	SW CNU > 6 e 1 < CC < 3
			SP CNU < 6 ou 1 > CC > 3
% P #200 > 12		SC SM 	
	5 < #200 < 12	SW-SC, SP-SC, etc.	
% P #200 > 50	C	CL CH	
	M	ML MH	
	O	OL OH	

(fonte: PINTO, 2006, p. 69)

O sistema ainda traz os tipos de solos classificados como turfas (Pt) que são aqueles com muita matéria orgânica, nos quais predomina a presença de fibras vegetais em decomposição parcial.

O sistema de classificação unificado, ainda que importante no contexto geotécnico, pouco contribui quando é necessária a caracterização de solos residuais, uma vez que não capta de maneira correta muitas de suas peculiaridades estruturais que os tornam diferenciados. O sistema de classificação destacado a seguir é o que abrange a terminologia “solo residual”.

5.2.2 Classificação pela origem

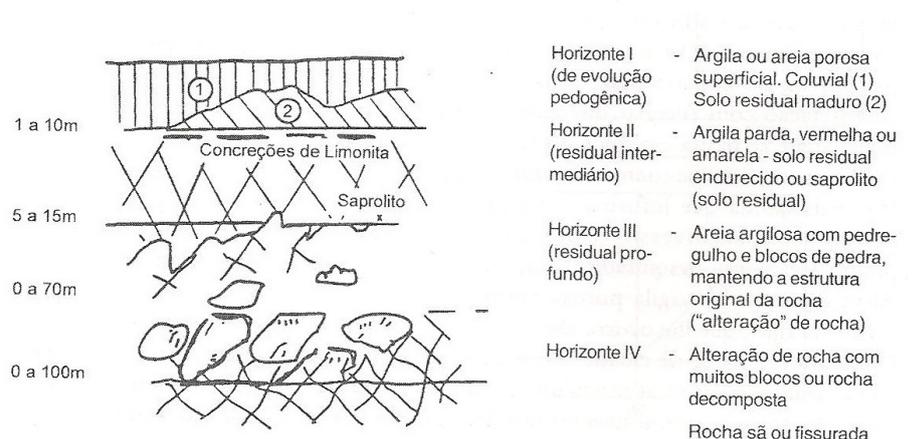
O último tipo de classificação a ser abordado por este capítulo é o que traz destaque para os solos conhecidos por residuais, que são os solos de interesse deste trabalho. A classificação dos solos pela sua origem é, segundo Pinto (2006), uma complementação importante para garantir a transmissão dos conhecimentos, além de ser fundamental para se ter noção das ocorrências em cada região. O autor afirma que, muitas vezes, indicar a origem do solo pode ser até mais útil do que classificá-lo através da sua constituição física. Esta classificação inicia-se com a distinção dos solos em dois grandes grupos principais, são eles: solos residuais e solos transportados (ou sedimentares).

Conforme informado por Pinto (2006), definem-se por **solos residuais** aqueles que surgem da decomposição das rochas originais e que permanecem exatamente no local onde se formaram, não havendo deslocamento ou transporte das partículas. Agentes externos podem agir para

movimentar as massas de solo, então, para que não haja esta remoção, a velocidade de decomposição da rocha matriz deve ser maior que a velocidade de remoção ou transporte das partículas. Diversos fatores podem influenciar esta velocidade de decomposição, dentre os quais se podem destacar o regime de chuvas, as temperaturas e a vegetação da região. Conforme já citado anteriormente, regiões de clima tropical (predominante no Brasil) favorecem uma degradação com velocidade mais acentuada nas rochas. Dessa forma, os solos residuais se apresentam em horizontes cujas intemperizações ocorreram de forma decrescente, ou seja, quanto mais profundo o horizonte, menor a intemperização sofrida pela rocha, formando assim camadas diferentes com transições gradativas entre si.

A figura 8 mostra um exemplo desse tipo de estratificação.

Figura 8 – Perfil de solo residual de decomposição de gnaisses



(fonte: VARGAS, 1981 apud PINTO, 2006, p. 72)

Os solos residuais ainda são subdivididos em outros grupos particulares, conforme destaca Pinto (2006, p. 72).

Solo residual maduro: superficial ou sotoposto a um horizonte “poroso” ou “húmido”, que perdeu toda a estrutura original da rocha-mãe e tornou-se relativamente homogêneo.

Saprolito ou solo saprolítico: solo que mantém a estrutura original da rocha-mãe, inclusive veios intrusivos, fissuras e xistocidades, mas perdeu a consistência da rocha. Visualmente pode confundir-se com uma rocha alterada, mas apresenta pequena resistência ao manuseio. É também chamado de solo residual jovem ou solo de alteração de rocha.

Rocha alterada: horizonte em que a alteração progrediu ao longo de fraturas ou zonas de menor resistência, deixando intactos grandes blocos de rocha original.

Quando o assunto envolve solos residuais, Pinto (2006) informa que é importante indicar a rocha matriz, ou original, ou rocha-mãe, como foi referido. É sabido no meio geotécnico e geológico que esta informação já revela traços da composição física do solo, condicionada pela rocha-mãe. Solos residuais basálticos têm predominância argilosa em sua composição, já aqueles oriundos da degradação de gnaisses têm característica predominantemente siltosa e os solos que têm como rocha-mãe o granito, apresentam teores equivalentes de areia média, silte e argila.

Referindo-se a **solos transportados**, Pinto (2006) define-os como sendo aqueles que de alguma forma foram levados para longe da rocha-mãe por algum agente de transporte externo. Os solos transportados ou sedimentares são condicionados por este agente transportador que acaba definindo as características do solo.

Dessa maneira, o mesmo autor (2006) faz o registro dos tipos de solos transportados que podem ocorrer. Aqueles que são originados pela ação da gravidade são conhecidos como **solos coluvionares**. Como exemplo de ocorrência no Brasil, podem ser citados os solos superficiais do planalto, que são depositados sobre solos residuais. Além desses, destacam-se os escorregamentos das escarpas da Serra do Mar que forma os tálus aos pés dos taludes. Nessa região estão presentes massas de materiais muito diversos que ficam sujeitos a movimentações de rastejo.

Pinto (2006) revela que quando a água é o grande responsável pelo transporte das partículas de solo, formam-se os solos conhecidos como **aluvionares** ou **aluviões**. Os diversos regimes de cheias e secas dos corpos d'água geram deposições de sedimentos diferentes em um mesmo local, formando assim camadas estratificadas de granulometrias distintas. A velocidade das águas no momento da deposição dos sedimentos é que determina a constituição desses tipos de solos. Aluviões podem ser predominantemente arenosos ou muito argilosos, estes, mais comuns em várzeas quaternárias de córregos e rios.

Quando a deposição de sedimentos ocorre devido à ação dos ventos, conforme Pinto (2006) afirma, formam-se os depósitos **eólicos**. As partículas transportadas pelo vento têm a característica de serem mais arredondadas, devido ao atrito constante que ocorre entre elas. O arenito Botucatu, localizado no Brasil, tem suas areias com partículas bastante arredondadas pelo fato de a rocha sedimentar original ter sido formada por grãos previamente transportados pelo vento.

O mesmo autor (2006) ainda traz outras duas formas de gênese de solos transportados que são de pouco interesse: os **drifts**, mais comuns na América do norte e Europa, que é o transporte por geleiras; e o transporte por organismos vivos, que não possui grandes conseqüências na formação dos solos superficiais, mesmo que percebido em alguns locais, por isso, pouco estudado.

Pinto (2006) destaca de maneira pertinente algumas peculiaridades dos solos conhecidos como **solos orgânicos**. Estes são caracterizados por possuírem grande quantidade de matéria proveniente da decomposição (em diversos estágios) vegetal ou animal. Normalmente são representados por argilas e areias finas, além de serem de fácil identificação com uma cor bastante escura e cheiro forte característico. Solos orgânicos são problemáticos do ponto de vista de propriedades mecânicas por serem muito compressíveis. No Brasil, ocorrem normalmente em depósitos litorâneos com camadas bastante espessas (da ordem de 3 a 10 metros de profundidade). A matéria orgânica representa entre 4 e 20% em peso deste tipo de solo, além disso, os índices de vazios são elevados pelo fato de terem sido formados por sedimentação recente, o que se refere como normalmente adensados. Em decorrência dessas características, possuem pouca capacidade de suporte e compressibilidade elevada.

Em certos locais pode ocorrer uma formação concentrada de folhas e caules que estão em processos iniciais de decomposição. Este tipo de fenômeno, segundo Pinto (2006), recebe o nome de **turfa**, termo que já apareceu no item que trata da classificação unificada de solos. As turfas são muito deformáveis, porém bastante permeáveis, portanto, quando sofrem carregamentos externos, têm seus recalques ocorrendo rapidamente.

Outro solo em destaque é o **solo laterítico**. De frequente ocorrência em climas quentes, com regimes de chuvas moderadas a intensas, este solo é importante de se identificar no cenário brasileiro. Pedologia é a ciência que estuda as modificações na superfície dos depósitos geológicos, responsáveis pelo surgimento de diferentes horizontes tanto em solos residuais quanto transportados (sedimentares). O termo “laterítico” provém da Pedologia e, apesar de não ser mais utilizado por pedólogos, passou a ser muito utilizado por engenheiros. As frações argilosas destes solos contêm concentrações altas de ferro e alumínio oxidados, além de serem constituídas por minerais cauliníticos, o que acaba produzindo a típica coloração avermelhada. (PINTO, 2006).

Pinto (2006) traz ainda algumas particularidades sobre este tipo de solo que o torna muito interessante do ponto de vista de engenharia, principalmente no campo da engenharia rodoviária. Os engenheiros desta área lidam frequentemente com solos superficiais e fazem uso de correlações favoráveis para o comportamento de pavimentos e taludes. Apesar de naturalmente apresentarem índices de vazios elevados (o que os torna pouco competentes para capacidade suporte), quando compactados, esta capacidade se eleva, mostrando assim, a sua excelente aplicabilidade para pavimentação e construção de aterros. Além disso, depois de estarem compactados, solos lateríticos se contraem quando o teor de umidade diminui, porém não se expandem na presença de água.

Tendo sido destacadas algumas particularidades dos mais diversos tipos de materiais, pode-se ter uma ideia dos desafios que os engenheiros geotécnicos enfrentam ao projetar estruturas que devem interagir com solos e atender requisitos mínimos de desempenho, qualidade e segurança. Cabe registrar que ainda existem outros sistemas de classificação de solos, como por exemplo, o sistema rodoviário e os sistemas regionais, que trazem descrições e características de solos muito regionalizadas, com denominações específicas e particulares que muitas vezes não correspondem às possíveis classificações do sistema unificado. Além disso, não são classificações relevantes ou importantes para o estudo deste trabalho, por não serem utilizadas frequentemente em engenharia de fundações.

O item a seguir pretende trazer informações mais específicas sobre solos residuais, além de verificar as peculiaridades que sua estrutura possui que são relevantes aos estudos de carregamentos horizontais em estacas.

5.3 SOLOS RESIDUAIS

Tendo em vista que o presente trabalho traz os resultados de algumas provas de carga laterais em estacas realizadas no campo experimental da UPF, esta seção está dividida em duas etapas, sendo que na primeira estão registradas características e definições gerais para solos residuais como ocorrências e relevância para o cenário geotécnico brasileiro; a segunda etapa pretende caracterizar o campo experimental da UPF utilizado para os testes. Isso será feito através da apresentação de relatórios e resultados referentes a ensaios de campo que lá foram realizados e ensaios laboratoriais com amostras daquele solo.

5.3.1 Generalidades

Conforme já destacado anteriormente, no item 5.2.2 deste trabalho, regiões tropicais e subtropicais são as de maior ocorrência de solos residuais. O intemperismo intenso que ocorre em grandes áreas localizadas em tais regiões faz com que as características e propriedades mecânicas nem sempre estejam alinhadas com modelos de solos já conhecidos ou previamente definidos. Uma característica encontrada nesses casos e que é relevante para este trabalho é a formação de certas estruturas cimentadas naturalmente. Considerando o cenário nacional, solos residuais de basalto são de grande ocorrência na região sul. O intemperismo ocasionou uma diminuição da densidade, aumento da porosidade e condutividade hidráulica. Uma estrutura porosa cimentada como esta acaba levando a características geotécnicas bem distintas de solos de origem sedimentar que possuem a mesma densidade de distribuição granulométrica. (BORN, 2015).

Métodos de determinação de capacidade de carga para estacas conhecidos como métodos indiretos utilizam resultados de relatórios de campo para prévia determinação de parâmetros geotécnicos e subsequente utilização em formulações para determinação de capacidade suporte do solo. Schnaid e Odebrecht (2012) afirmam que existem correlações e fórmulas estabelecidas para estimar os parâmetros a partir do N_{spt} , número que resulta do ensaio de prospecção simples de solo (conhecido também como SPT – *standard penetration test*). As diferenças de comportamento e características são tantas para o caso de solos residuais, que os autores afirmam que “[...] não há, até a presente data, metodologia específica para a determinação do ângulo de atrito, da coesão ou do módulo de elasticidade, principalmente em razão da grande variabilidade encontrada nessas formações.” (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012, p. 49).

As principais razões para dificuldade de determinação de características geotécnicas e propriedades mecânicas de solos residuais estão listadas a seguir: (SCHNAID; HUAT, 2012, apud BORN, 2015, p. 16).

- a) o estado do solo é variável dada a complexa formação geológica;
- b) modelos constitutivos clássicos não oferecem uma boa aproximação de sua natureza;
- c) são solos de difícil amostragem, sendo então em sua maior parte caracterizados por ensaios *in situ*;

- d) apresentam valores de parâmetros fora da variação esperada para solos mais comumente encontrados como depósitos sedimentares de areia e argila;
- e) o efeito de sucção, e seu efeito na permeabilidade e resistência deve ser levada em conta.

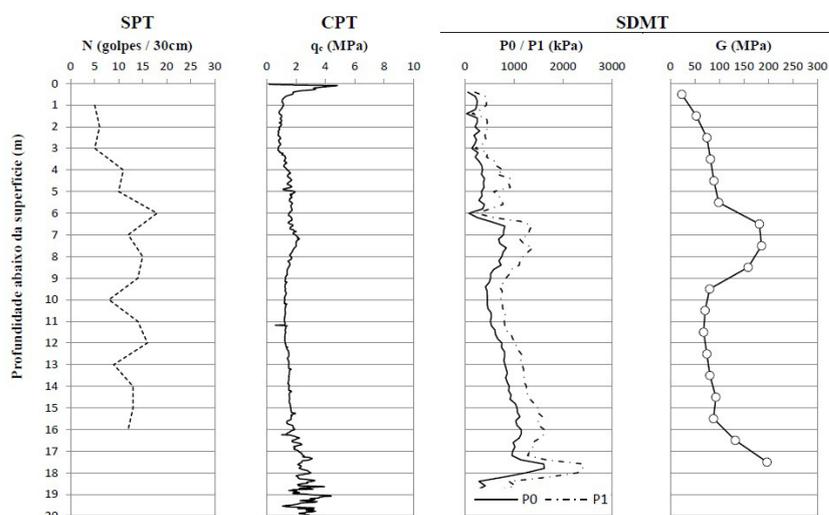
5.3.2 Caracterização do campo experimental

Os ensaios de carregamentos laterais foram realizados em estacas instaladas em solo residual homogêneo originado da intemperização de rochas basálticas (ígneas) e de arenitos (sedimentares). Formações típicas do norte do estado do Rio Grande do Sul, onde se localiza o campo experimental. Este campo pertence ao Centro de Tecnologia (CETEC) da Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FAER) da Universidade de Passo Fundo (UPF) e está instalado mais precisamente no Campus de Passo Fundo, nas proximidades da Rodovia Federal BR-285, km-171, Bairro São José no município de Passo Fundo. (BORN, 2015).

Conforme Streck et al. (2002 apud BORN, 2015), esse solo especificamente possui um perfil muito homogêneo devido às transições graduais entre os horizontes. Além disso, é bem drenado e profundo.

As prospecções geotécnicas (ensaios *in situ*) apresentaram resultados bastante satisfatórios e comprovaram a homogeneidade do solo. Os ensaios realizados foram o SPT (*standard penetration test*), o CPT (*cone penetration test*) e o SDTM (*seismic dilatometer test*). (BORN, 2015). A figura 9 representa os perfis dos resultados dos ensaios.

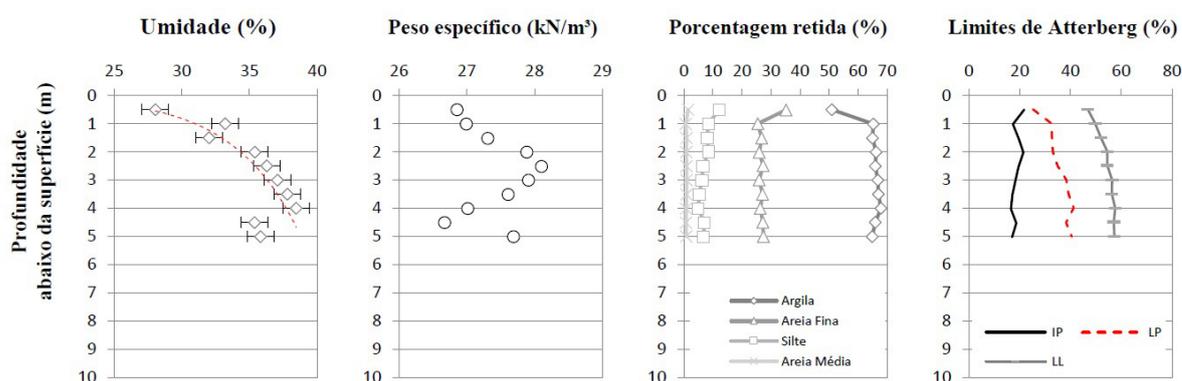
Figura 9 – Resultado dos ensaios SPT, CPT e SDTM



(fonte: FARO, 2014 apud BORN, 2015, p. 30)

Além de prospecções geotécnicas, também foram realizados ensaios de laboratório a fim de se caracterizar completamente as condições apresentadas por este solo. Foi feita a análise da umidade natural do solo, do peso específico real dos grãos, distribuição granulométrica e limites de Atterberg. Um resumo dos resultados dessas análises está apresentado na figura 10 e reforçam a afirmação de que o solo é homogêneo. (BORN, 2015).

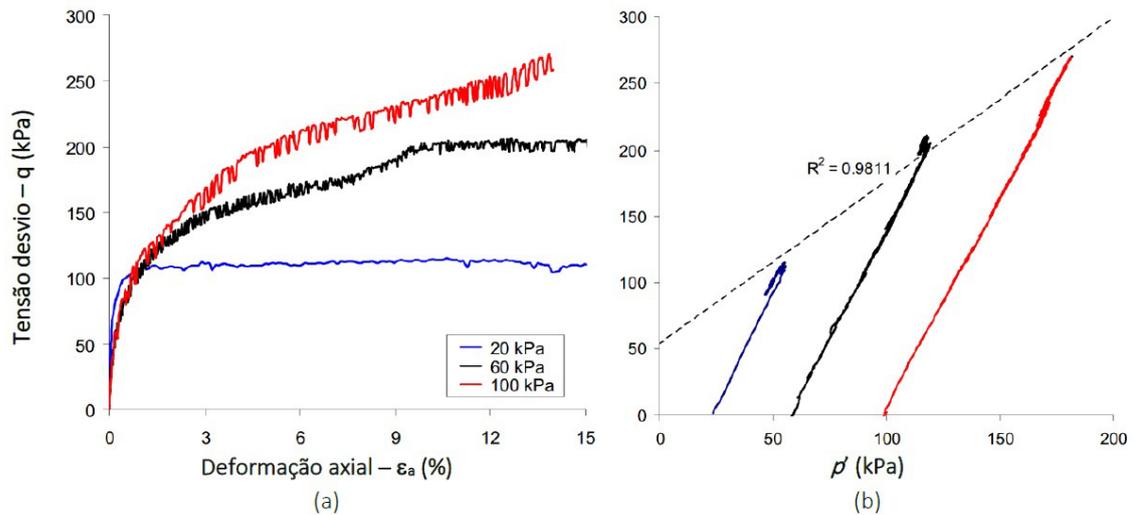
Figura 10 – Propriedades e índices físicos ao longo da profundidade



(fonte: DALLA ROSA, THOMÉ, 2004 apud BORN, 2015, p. 31)

Ensaio triaxiais do tipo consolidado drenado também foram realizados a partir de amostras indeformadas retiradas da profundidade de 1 metro. As tensões confinantes utilizadas para os ensaios triaxiais foram de 20, 60 e 100 kPa e os resultados aparecem na figura 14. Observando os resultados, percebe-se a existência de intercepto coesivo além de comportamento compressivo. Segundo Leroueil e Vaughan (1990 apud BORN, 2015), solos residuais têm na sua formação o aparecimento de novos minerais ou a precipitação de sais minerais que levam a cimentação entre as partículas, conforme já mencionado anteriormente. Devido à formação dessas estruturas cimentadas que este intercepto coesivo se apresenta, apesar de o solo ter alto grau de porosidade e comportamento compressivo.

Figura 11 – Resultados dos ensaios triaxiais



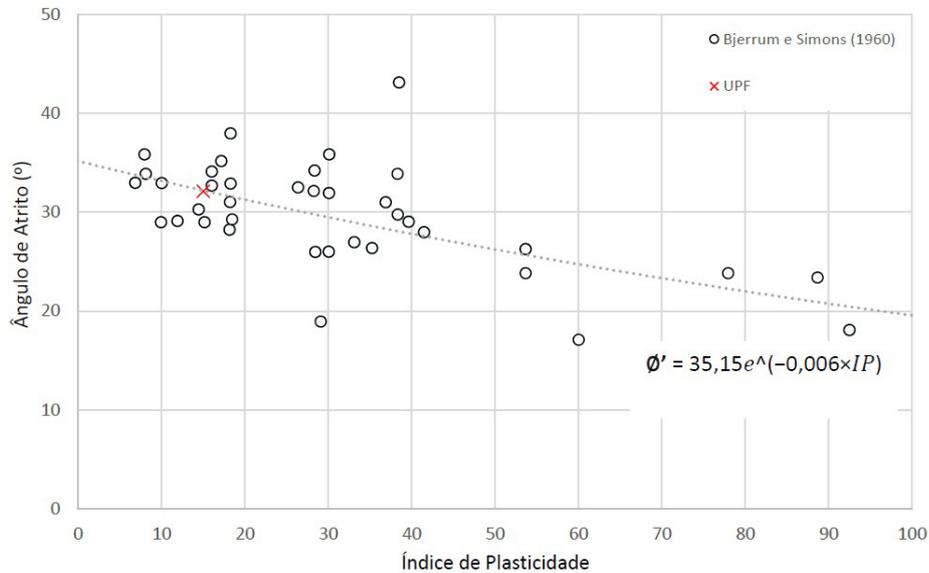
(fonte: DONATO, 2005 apud BORN, 2015 apud)

A partir dos resultados observados para a envoltória de ruptura (figura 14 b), os parâmetros de resistência definidos para o solo foram os seguintes:

- a) coesão efetiva (c'): 23,8 kPa;
- b) ângulo de atrito interno (ϕ'): 31,84°.

Para se verificar a distribuição do ângulo de atrito interno ao longo da profundidade, foram buscados na literatura correlações entre índice de plasticidade do solo e ângulo de atrito. Foi utilizado um banco de dados norueguês criado pelos autores Bjerrum e Simons (1960) a partir de ensaios em argilas normalmente adensadas. Resultados desse banco de dados foram plotados e estão apresentados na figura 15. O resultado para as amostras do solo de Passo Fundo aparece destacado para fins de comparação. Foi utilizada então a equação da linha de tendência para definição dos ângulos de atrito para as demais profundidades a partir dos índices de plasticidade previamente estudados nestas profundidades. (BORN, 2015).

Figura 12 – Correlação entre índice de plasticidade (IP) e ângulo de atrito interno (ϕ')



(fonte: BJERRUM; SIMONS, 1960 apud BORN, 2015, p. 33)

Outro parâmetro que foi estimado de forma indireta foi o módulo de elasticidade. Dois procedimentos foram feitos, um deles através dos dados do ensaio DMT e outro através de correlações com o resultado de G_0 do ensaio SDTM. (BORN, 2015).

Neste trabalho será considerado e apresentado apenas o resultado segundo o ensaio DMT, conforme a seguir.

Utilizando-se os dados do ensaio DMT, foi feita a correlação desenvolvida por Baldi et al (1986) mostrada na fórmula 4. (BORN, 2015).

$$E_D = 34,7(P_1 - P_0) \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

E_D = Módulo de elasticidade pelo dilatômetro;

P_0 = Pressão onde a membrana começa a expandir;

P_1 = Pressão requerida para mover o centro da membrana em 1,1mm.

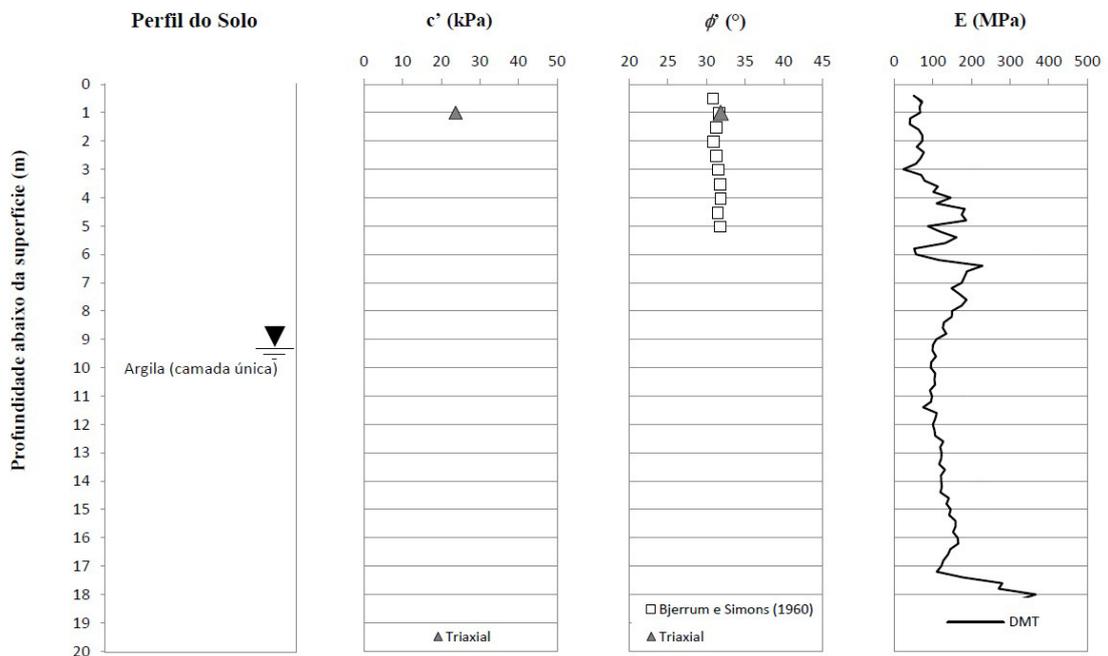
Segundo Baldi et al (1986, apud BORN, 2015), o módulo dilatométrico (E_D) deve ser multiplicado ainda por um fator F para obtenção do valor do módulo E . A fórmula 5 indica a utilização deste fator.

$$E = E_D \times F \quad (\text{fórmula 5})$$

Para solos coesivos o valor de F é 10.

Dessa forma, os parâmetros de resistência e rigidez, essenciais para a análise do solo residual de Passo Fundo, foram obtidos. Um resumo gráfico apresentado na figura 13 evidencia os resultados obtidos.

Figura 13 – Perfil de solo considerado, coesão efetiva (c'), ângulo de atrito interno (ϕ') e módulo de elasticidade (E)



(fonte: adaptado de BORN, 2015, p. 35)

Outro fator que se mostrou de grande importância para o estudo deste trabalho, na realidade fundamental para o desenvolvimento do capítulo 7, é a definição da resistência a compressão simples deste solo. Ficou estabelecida por ensaios que seu valor é de $RCS = 54 \text{ kPa}$.

O capítulo a seguir destina-se a análise específica de métodos e modelos desenvolvidos para entendimento do comportamento de estacas carregadas transversalmente. O capítulo subsequente (capítulo 7), pretende trazer os procedimentos e resultados particulares desenvolvidos e obtidos para provas de carga lateral realizadas no campo experimental da UPF.

6 CAPACIDADE DE CARGA PARA ESTACAS CARREGADAS TRANSVERSALMENTE

Após os conceitos de classificação de solos apresentados anteriormente, destacando-se a caracterização de solo residual típico apresentado no último item, este capítulo destina-se a apresentação de métodos e modelos mais específicos para o estudo de carregamentos horizontais em estacas, nos quais a característica dos solos se torna extremamente importante e relevante.

6.1 COEFICIENTE E MÓDULO DE REAÇÃO HORIZONTAL

Diversas abordagens são possíveis para o desenvolvimento da determinação de capacidade de carga de uma estaca para carregamentos horizontais, ou transversais. Alonso (1989) informa que, para o caso de estacas, ativas, foco do estudo deste trabalho, normalmente se utilizam métodos que partem do conceito de coeficientes de reação horizontal do solo conforme destacado anteriormente. Define-se coeficiente de reação horizontal como sendo a razão da tensão unitária σ_z que atua no solo a uma profundidade z , pelo deslocamento sofrido pelo solo (y), conforme mostra a fórmula 6.

$$k_z = \frac{\sigma_z}{y} \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

k_z = coeficiente de reação horizontal do solo a uma profundidade z ;

σ_z = tensão unitária atuante no solo a uma profundidade z ;

y = deslocamento sofrido pelo solo.

Alonso (1989) destaca alguns problemas desta conceituação, sejam eles: pelo fato de a estaca ser rígida em comparação ao solo, a distribuição das tensões σ_z não é constante ao longo da face da estaca em contato com o solo. Desta forma, o valor de k_z varia de ponto a ponto nesta seção, para esta profundidade. Outro problema é que haveria variação significativa de k_z com o diâmetro da estaca de forma inversa. Por estas razões é que passou a ser adotado o valor

conhecido como **módulo de reação horizontal (K)**, sua definição é “[...] a reação aplicada pelo solo à estaca (expressa em unidade de força por comprimento da mesma) dividida pelo deslocamento y .”. A fórmula 7 expressa o valor de K. (ALONSO, 1989, p. 68).

$$K = \frac{p}{y} \quad (\text{fórmula 7})$$

Onde:

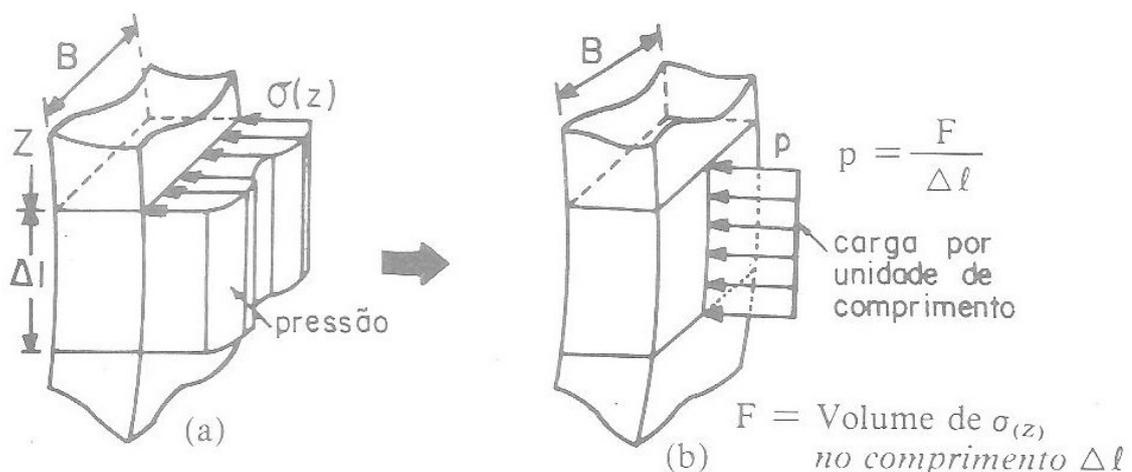
K = módulo de reação horizontal do solo;

p = reação do solo aplicada a estaca;

y = deslocamento sofrido pelo solo.

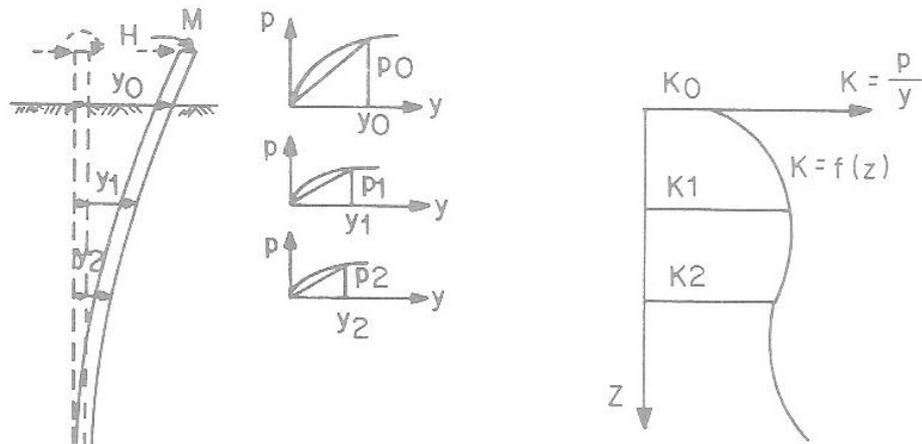
Uma vez que há a transformação das tensões aplicadas à estaca pelo solo em forças linearmente distribuídas ao longo da estaca, elimina-se o problema de escala, já que a dimensão da largura da estaca está embutida. Assim, essa nova forma de expressar a reação horizontal foi utilizada por grandes geotécnicos como Terzaghi, Matlock e Reese para desenvolvimento de estudos para determinação de curvas p-y. Com este procedimento, os casos de não-linearidade entre pressão e deslocamento puderam ser levados em conta, além de possibilitar a análise de quaisquer variações de K com a profundidade. As figuras 14 e 15 representam, respectivamente, a transformação de pressões em cargas lineares e o conceito geral para módulo de reação.

Figura 14 – Transformação da pressão em carga linear



(fonte: ALONSO, 1989, p. 68)

Figura 15 – Conceito de módulo de reação



(fonte: ALONSO, 1989, p. 69)

Outro aspecto importante destacado por Alonso (1989) é a previsão da variação do módulo de reação horizontal do solo com a profundidade. As formas mais simples de se considerar as variações do módulo K são: considerá-lo constante com a profundidade ou crescente linearmente com a profundidade. A primeira situação refere-se ao caso de solos com deformações mais ou menos independentes da profundidade, ou seja, argilas pré-adensadas (argilas rijas e duras). Para a segunda situação, os solos apresentam características de deformação proporcionais à profundidade como, por exemplo, solos arenosos ou argilas normalmente adensadas (argilas moles). Dessa forma, para estes solos, o K se escreve conforme mostra a fórmula 8.

$$K = \eta_h z \quad (\text{fórmula 8})$$

Sendo:

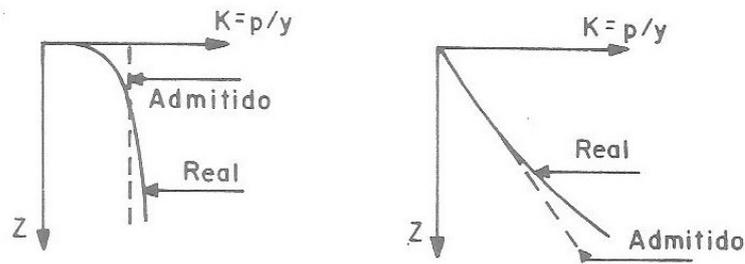
K = módulo de reação horizontal do solo;

η_h = constante do coeficiente de reação horizontal;

z = profundidade.

A figura 16 ilustra as duas situações para as possíveis variações do módulo K de reação horizontal.

Figura 16 – Variações do módulo (K) com a profundidade (z)



(fonte: ALONSO, 1989, p. 70)

Valores típicos para K e η_h podem ser encontrados nas tabelas 1 e 2, respectivamente.

Tabela 1 – Valores do módulo de reação K para argilas pré-adensadas

Argilas pré-adensadas		Valor de K (MPa)	
Consistência	qu (kpa)	Ordem de grandeza	Valor provável
Média	20 a 40	0,7 a 4,0	0,8
Rija	100 a 200	3,0 a 6,5	5,0
Muito rija	200 a 400	6,5 a 13,0	10,0
Dura	>400	>13,0	19,5

(fonte: adaptado de DAVISSON, 1963 apud ALONSO, 1989, p. 71)

Tabela 2 – Valores da constante η_h do coeficiente de reação horizontal

Compacidade da areia ou consistência da argila	Valor de η_h (MN/m ³)	
	Seca	Submersa
Areia fofa	2,6	1,5
Areia medianamente compacta	8,0	5,0
Areia compacta	20,0	12,5
Silte muito fofo	-	0,1 a 0,3
Argila muito mole	-	0,55

(fonte: adaptado de DAVISSON, 1963 apud ALONSO, 1989, p. 71)

Alonso (1989) afirma que na realidade, a avaliação da variação dos valores de K e η_z dependem de diversos fatores que vão além da própria natureza do solo que envolve a estaca e por isso são de difícil determinação. Porém, os erros na definição destes valores, pouco influem nos cálculos dos momentos, tendo em vista que as fórmulas para sua demonstração envolvem uma raiz quarta (para $K=\text{constante}$) e uma raiz quinta (no caso de $K=\eta_h z$). Por isso não é necessário que haja refinamento ou sofisticação das leis de variação desses valores com

a profundidade. Outro aspecto importante é o de que o solo que ocorre nos primeiros metros influencia diretamente o comportamento da estaca. Assim, para o caso de areias, o comportamento da estaca é comandado pelo solo que ocorre até a profundidade $z = T$ e T é calculado conforme a fórmula 9.

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{\eta_h}} \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

η_h = constante do coeficiente de reação horizontal;

E.I. = rigidez da estaca. Módulo de Young (E) multiplicado pelo momento de inércia da seção transversal (I).

Para argilas pré-adensadas, o valor de K necessita ser restrito quando a profundidade for igual $z = 0,4R$. Este valor R é calculado pela fórmula 10.

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{K}} \quad (\text{fórmula 10})$$

6.2 MODELOS DE REAÇÃO DO SOLO – HIPÓTESE DE WINKLER

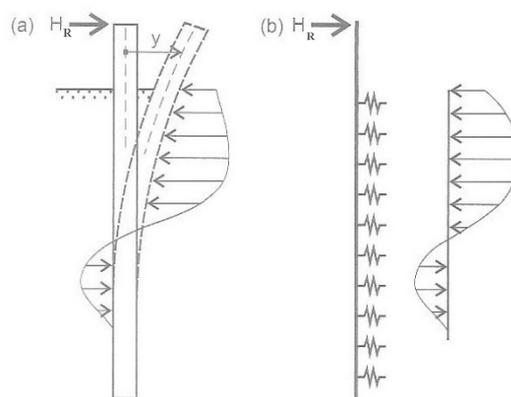
Modelos que utilizam o conceito de reação do solo apresentam a seguinte situação: a reação que o solo impõe aos carregamentos transversais em estacas depende de diversos fatores e pode ser bastante complexa. Depende da natureza do solo, nível e tipo de carregamento, dimensão e forma da estaca. Supondo que a estaca resista aos momentos fletores impostos por carregamentos horizontais, a medida que os deslocamentos crescem com o aumento de carga, a reação do solo aumenta até ser atingida sua ruptura. (VELLOSO E LOPES, 2010).

Velloso e Lopes (2010) afirmam que a maneira como se considera o solo para estes tipos de modelo pode ter duas interpretações possíveis:

- a) o solo é considerado como um meio contínuo, normalmente elástico;
- b) o solo é substituído por molas horizontais, que é uma extensão da hipótese de Winkler, primeiramente concebida para vigas de fundação.

A figura 17 mostra o modelo proposto pela hipótese de Winkler

Figura 17 – Estaca submetida a uma força transversal: reação do solo (a) real e (b) modelada pela hipótese de Winkler



(fonte: adaptado de VELLOSO E LOPES, 2010, p. 380)

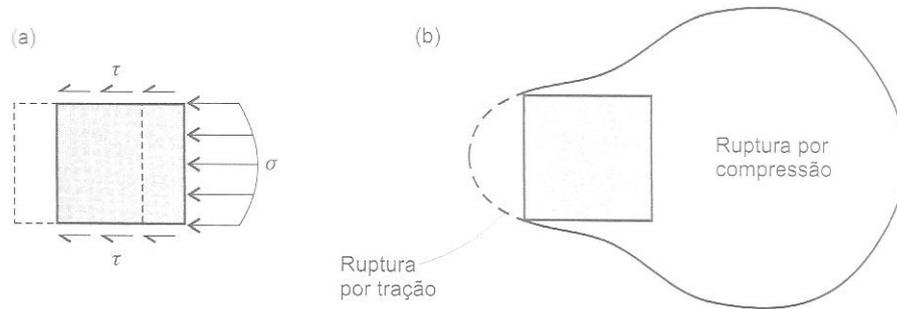
Os autores ainda destacam (VELLOSO E LOPES, 2010, p. 380):

Em ambos os modelos, as tensões despertadas no solo precisam ser verificadas quanto à possibilidade de se esgotar a resistência passiva dele, num processo à parte, se as molas forem consideradas lineares ou o meio elástico linear. Numa forma mais elaborada, em que a reação é do tipo mola – porém não linear –, o comportamento do solo é modelado até a ruptura pelas conhecidas “curvas p-y”. Assim, a possibilidade de se esgotar a resistência passiva do solo numa dada profundidade é considerada pelo modelo.

Modelos com meio elástico contínuo para representar o solo que envolve a estaca não se mostram tão adequados pelo fato de o solo ser solicitado em compressão atrás da estaca (lado contrário ao de aplicação da carga) e tração na frente (lado da aplicação de carga). Os solos não resistem à tração e, portanto, tendem a não acompanhar a estaca. O modelo proposto por Winkler é mais utilizado. (VELLOSO E LOPES, 2010).

Substituir o solo por molas independentes para o caso de uma viga de fundação parece ser mais intuitivo e de mais fácil interpretação. Já para estacas imersas em solos, o mesmo não acontece. Independente da forma da estaca (seção transversal) a resistência do solo ao deslocamento horizontal se dá por tensões normais que aparecem atrás da estaca e por tensões cisalhantes na sua lateral. De maneira prática, considera-se que a resultante dessas tensões atua na parte de trás da estaca (lado contrário ao de aplicação da carga), numa área que tem largura igual ao diâmetro o lado da estaca. A figura 18 representa essa situação. (VELLOSO; LOPES, 2010).

Figura 18 – Reação do solo contra o deslocamento horizontal da estaca (a) tensões despertadas; (b) mecanismo de ruptura



(fonte: VELLOSO; LOPES, 2010, p. 381)

Velloso e Lopes (2010) observam a existência de outros métodos que analisam a estaca na **condição de ruptura** ou **equilíbrio plástico** (ver item a seguir, 6.3). Esses métodos definem a força horizontal que leva a ruptura do sistema solo-estaca, seja pelo colapso do solo, seja pela plastificação da estaca. Vale ressaltar que essa força deve ser reduzida por um fator de segurança a fim de se determinar a força horizontal máxima de serviço.

6.3 MÉTODO DE BROMS PARA SOLOS COESIVOS

Esta seção visa apresentar de maneira resumida o método de Broms, um dos mais conhecidos e utilizados para o estudo de estacas carregadas horizontalmente. Primeiramente serão abordados conceitos referentes a deflexão de estacas na superfície do solo e em seguida conceitos relacionados a determinação da capacidade última de uma estaca resistir a esforços horizontais. A abordagem realizada pelo autor utiliza as definições de coeficiente de reação horizontal do solo. Vale ressaltar que este estudo se aplica a solos coesivos saturados.

6.3.1 Deflexões laterais na superfície

Broms (1964, tradução nossa) indica que as deflexões, os momentos fletores e as reações do solo dependem primariamente de um comprimento adimensional da estaca, representado aqui como $\beta \cdot L$, onde L é o comprimento da estaca e β é definido conforme a fórmula 11.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} \quad (\text{fórmula 11})$$

Onde:

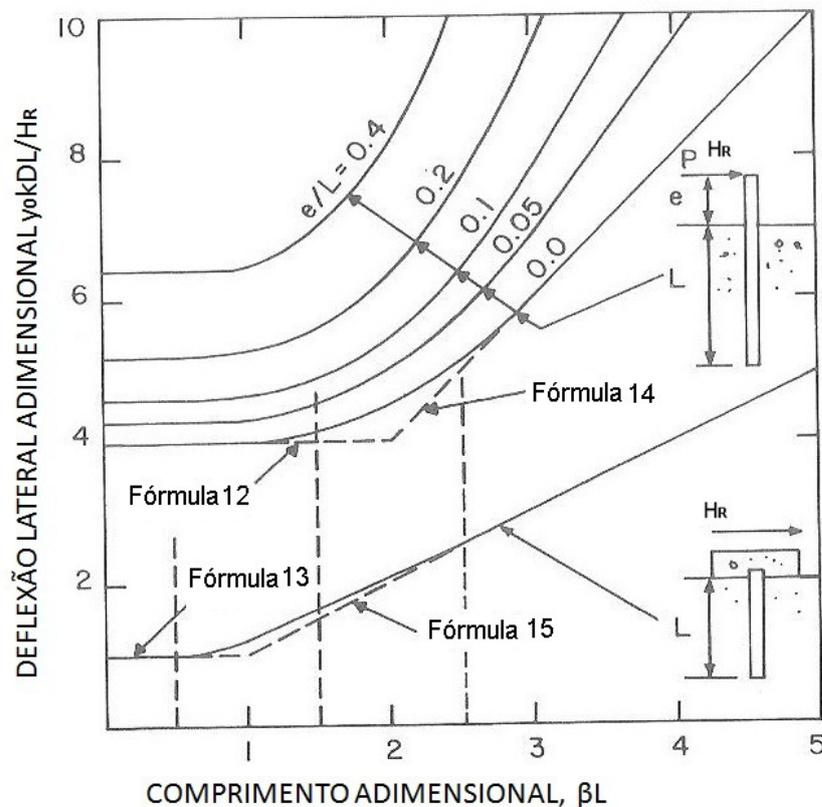
k = coeficiente de reação horizontal do solo;

D = diâmetro ou lado da estaca carregada;

E.I. = rigidez da estaca. Módulo de Young (E) multiplicado pelo momento de inércia da seção transversal (I).

Para avaliação do coeficiente de reação do solo, Broms (1964, tradução nossa) afirma que a estaca é considerada longa quando o valor de $\beta.L$ é superior a 2,25. Caso contrário, $\beta.L < 2,25$, o coeficiente de reação depende primariamente do diâmetro da estaca e da profundidade de penetração. Além disso, o autor revela que as deflexões laterais na superfície do solo podem ser expressas em função de outra grandeza adimensional definida como $y_0.k.D.L/H_R$. Onde y_0 é a deflexão da estaca (m), L é o comprimento da estaca e H_R é a carga horizontal aplicada. A figura 19 mostra um gráfico no qual foram plotadas as duas grandezas adimensionais apresentadas anteriormente.

Figura 19 – Deflexões laterais na superfície do solo para solos coesivos



(fonte: adaptado de BROMS, 1964, p. 36, tradução nossa)

A figura mostra as deflexões calculadas para os dois seguintes casos: quando a estaca tem o topo totalmente livre e; quando a estaca tem o topo totalmente fixo (engastado). Na prática, estacas carregadas transversalmente têm seus valores de deflexões na superfície entre esses dois “limites”. Dessa forma, quatro situações distintas são destacadas a seguir. (BROMS, 1964, tradução nossa).

Para estacas curtas com topo livre, a estaca se comporta como infinitamente rígida (comportamento de corpo rígido, girando em torno de um ponto), quando o valor de $\beta.L$ é menor que 1,5. Para este caso, a deflexão lateral na superfície pode ser calculada com a fórmula 12.

$$y_0 = \frac{4H_R (1+1,5\frac{e}{L})}{kDL} \quad (\text{fórmula 12})$$

Onde:

y_0 = deflexão lateral na superfície;

H_R = carga horizontal aplicada;

e = distância do ponto de aplicação da carga até a superfície;

L = comprimento da estaca;

k = coeficiente de reação do solo;

D = diâmetro ou lado da estaca.

Estacas curtas com topo fixo que tenham $\beta.L$ menores que 0,5 têm o comportamento de estacas infinitamente rígidas e a deflexão lateral na superfície pode ser calculada com a fórmula 13.

$$y_0 = \frac{H_R}{kDL} \quad (\text{fórmula 13})$$

A rigidez das estacas curtas tem pouca influência nestes cálculos, porém o aumento do comprimento da estaca faz com que o valor da deflexão lateral na superfície diminua consideravelmente. As deflexões laterais na superfície para estacas curtas com topo fixo são em torno de 1/4 das deflexões laterais de estacas curtas com topo livre. (BROMS, 1964, tradução nossa).

Considerando o contexto de **estacas longas**, o comportamento esperado para os cálculos é o de uma estaca infinitamente longa. As equações para os dois casos possíveis de estacas longas (topo livre e topo fixo) são apresentadas a seguir, com suas respectivas limitações. (BROMS, 1964, tradução nossa).

Segundo Broms (1964, tradução nossa), **estacas longas com topo livre** podem ter seu comportamento assumido como estacas infinitamente longas quando o valor de $\beta.L$ é maior que 2,5. A equação para deflexões laterais na superfície fica conforme a fórmula 14.

$$y_0 = \frac{2H_R\beta(e\beta+1)}{kD} \quad (\text{fórmula 14})$$

Já para o caso de **estacas longas com topo fixo**, a consideração de infinitamente longas é feita quando o valor de $\beta.L$ supera 1,5. Nessa situação a deflexão lateral na superfície é calculada com a fórmula 15.

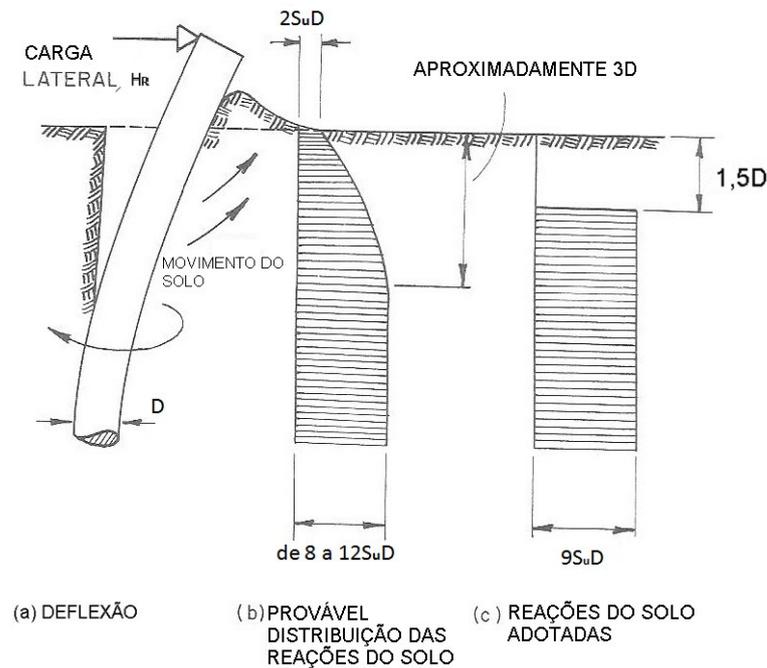
$$y_0 = \frac{H_R\beta}{kD} \quad (\text{fórmula 15})$$

6.3.2 Resistência lateral última de estacas

Broms (1964, tradução nossa) revela que para níveis baixos de carregamentos, as deflexões de uma estaca lateralmente carregada aumentam aproximadamente linearmente com a carga aplicada. À medida que o carregamento se aproxima da capacidade última da estaca, as deflexões aumentam muito rapidamente e o colapso pode ocorrer pelos mecanismos de ruptura apresentados anteriormente neste trabalho no item 4.2.

De maneira geral, **estacas com topo livre** têm seu mecanismo de ruptura como mostrado pela figura 20.

Figura 20 – Distribuição de pressões laterais de solos em estacas com topo livre carregadas horizontalmente



(fonte: adaptado de BROMS, 1964, p. 47, tradução nossa)

Percebe-se pela figura 20 (a) que o solo localizado atrás da estaca (lado contrário ao de aplicação da carga) e próximo a superfície move-se para cima, na direção da menor resistência do solo, já o solo localizado a certa profundidade move-se de forma lateral, passando da parte de trás para frente da estaca. Essa profundidade normalmente está localizada a três vezes o diâmetro da estaca abaixo do nível do terreno, além disso, Broms (1964, tradução nossa) indica que foi observado que o solo se separa da estaca na parte da frente (lado de aplicação da carga) até esta profundidade.

Conforme mostra a figura, a distribuição das pressões laterais de solo adotada é retangular e tem seu início a uma profundidade de 1,5 vezes o diâmetro da estaca, trata-se de uma compensação pelo fato de a distribuição real ser aproximadamente triangular e ter três vezes o diâmetro como profundidade de atuação. Assim, os primeiros metros de solo (até $1,5 \times D$) são desprezados. O valor de $9S_u D$ mostrado na figura 20 (c) representa um valor médio calculado para diversas situações de formas e rugosidades de estacas distintas. Onde S_u é a resistência não drenada para solos coesivos. (BROMS, 1964, tradução nossa).

A tabela 3 mostra essas diversas situações de rugosidade e forma das estacas.

Tabela 3 – Resistência lateral última segundo padrão de deformações e rugosidade de superfície

PADRÃO DO CAMPO DE DEFORMAÇÕES	SUPERFÍCIE	RESISTÊNCIA LATERAL ÚLTIMA P_{ult}/S_u
	RUGOSA	12,56
	RUGOSA	11,42
	LISA	11,42
	LISA	9,14
	LISA	8,28

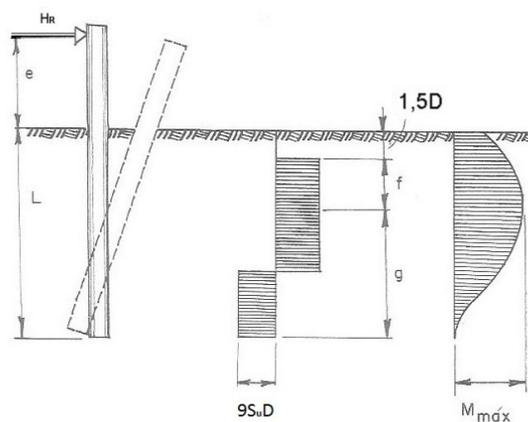
(fonte: adaptado de BROMS, 1964, p. 49, tradução nossa)

Broms (1964) ainda destaca que a resistência lateral última de um grupo de estacas deve ser considerada menor do que a soma da resistência lateral última das várias estacas que compõem o grupo. Quando as estacas estão instaladas de forma que a distância entre elas é de 4 vezes o diâmetro ou mais, não há redução da resistência última do grupo de estacas em relação a soma das resistências individuais. Já para situações com estacas espaçadas com 2 vezes o diâmetro, as estacas e o solo localizado nesse grupo atuam como uma unidade só.

6.3.2.1 Estacas curtas com topo livre

A figura 21 mostra a distribuição de pressões esperada para uma estaca curta com topo livre carregada transversalmente, além de mostrar o diagrama de momentos fletores.

Figura 21 – Deflexão, reações do solo e momento fletor para estaca curta com topo livre



(fonte: adaptado de BROMS, 1964, p. 48, tradução nossa)

Segundo Broms (1964, tradução nossa), o colapso deste tipo de estaca ocorre quando o solo que envolve a estaca cede em todo seu comprimento e a estaca gira como corpo rígido no entorno de algum ponto abaixo da superfície. O momento fletor máximo $M_{m\acute{a}x}$ ocorre na profundidade na qual as tensões de cisalhamento na estaca são nulas, mais precisamente na profundidade de $(f + 1,5D)$. As fórmulas 16 e 17 podem ser utilizadas para calcular a distância f e o momento fletor máximo $M_{m\acute{a}x}$, respectivamente.

$$f = \frac{H_R}{9S_u D} \quad (\text{fórmula 16})$$

Onde:

H_R = Força horizontal aplicada;

S_u = resistência não drenada do solo;

D = diâmetro da estaca

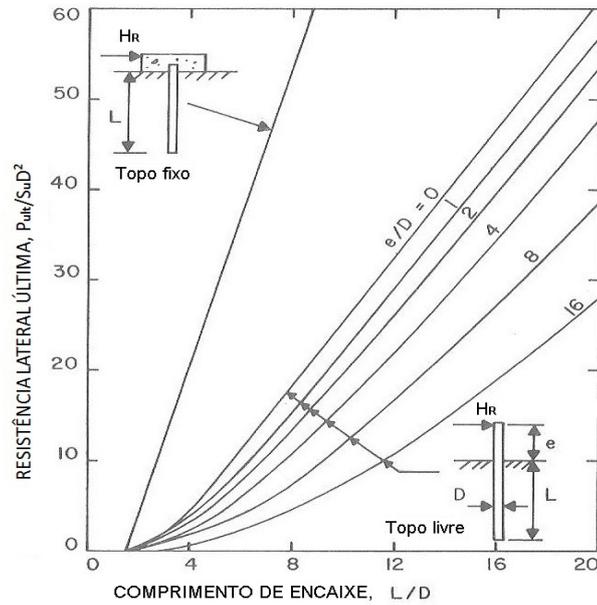
$$M_{m\acute{a}x} = H_R(e + 1,5D + 0,5f) \quad (\text{fórmula 17})$$

A porção da estaca com o comprimento g mostrada na figura (localizada abaixo do ponto de momento fletor máximo), resiste, ou equilibra o momento fletor máximo $M_{m\acute{a}x}$. Por questões de equilíbrio, a fórmula 18 pode ser usada também para o cálculo de $M_{m\acute{a}x}$.

$$M_{m\acute{a}x} = 2,25Dg^2 \quad (\text{fórmula 18})$$

Lembrando que o comprimento L da estaca é definido como $1,5D + f + g$. Deve-se enfatizar que esta análise é válida considerando que o colapso ocorre quando a estaca gira como corpo rígido e o momento fletor máximo correspondente não supera o momento resistente da seção da estaca ao escoamento M_y . Além das fórmulas anteriormente apresentadas, o ábaco mostrado na figura 22 pode ser utilizado para determinação da resistência lateral última. (BROMS, 1964, Tradução nossa).

Figura 22 – Solos coesivos – resistência lateral última

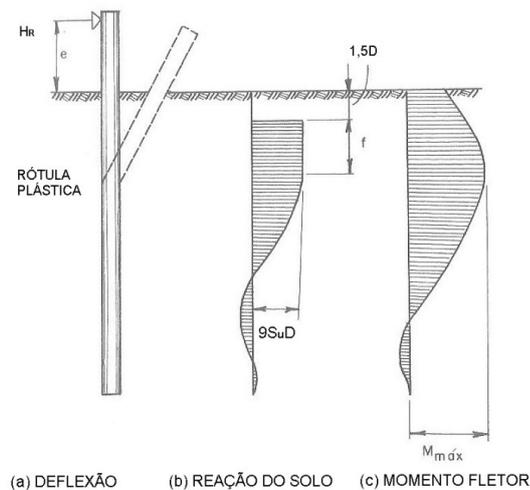


(fonte: adaptado de BROMS, 1964, p. 50, tradução nossa)

6.3.2.2 Estacas longas com topo livre

O mecanismo de ruptura para estaca longa com topo livre ocorre quando uma rótula plástica aparece no ponto de momento fletor máximo da estaca. A figura 23 ilustra esta situação, além de demonstrar a distribuição das reações do solo (figura 23 (b)) e momentos fletores (figura 23 (c)) ao longo do comprimento da estaca. (BROMS, 1964, Tradução nossa).

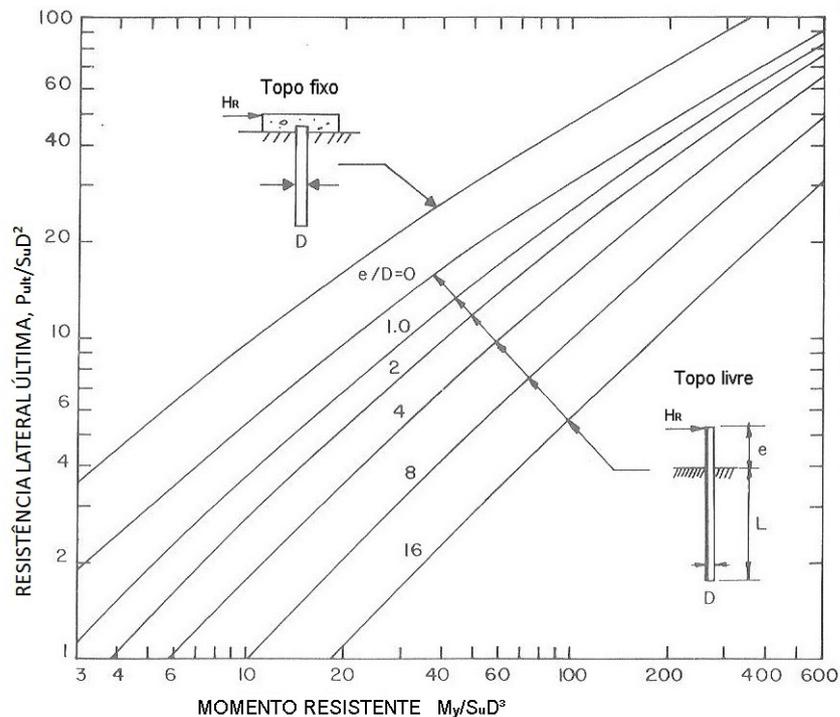
Figura 26 – Deflexão, reações do solo e momento fletor para uma estaca longa com topo livre



(fonte: adaptado de BROMS, 1964, p. 51, tradução nossa)

O colapso ocorre quando o momento fletor máximo calculado segundo a fórmula 18 é igualado ao momento resistente da seção da estaca. Assume-se para estes casos que as deflexões laterais são grandes o suficiente para mobilizar a completa resistência passiva do solo na profundidade correspondente ao local de máximo momento fletor da estaca. A exemplo do que foi feito no ábaco da figura 22, o ábaco da figura 24 mostra os valores adimensionais $P_{ult}/S_u D^2$ plotados como função do momento resistente da seção também escrita de maneira adimensional ($M_y/S_u D^3$). Lembrando que S_u é a resistência na drenada do solo, D é o diâmetro da estaca, M_y o momento resistente da seção e P_{ult} a carga última de resistência lateral. (BROMS, 1964, tradução nossa).

Figura 24 – Solos coesivos – resistência lateral última

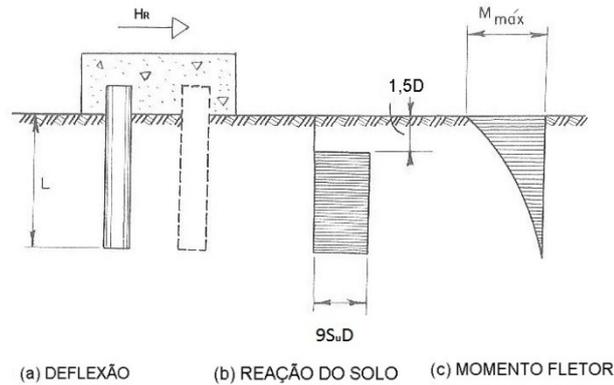


(fonte: adaptado de BROMS, 1964, p. 52, tradução nossa)

6.3.2.3 Estacas curtas com topo fixo

Broms (1964, tradução nossa) afirma que para estacas curtas com topo fixo assume-se a ruptura quando ocorre a translação do elemento estrutural, ou seja, ocorre quando a carga lateral aplicada é igual a resistência lateral última do solo e a estaca move-se como corpo rígido. A figura 25 mostra o mecanismo de ruptura (a), a distribuição das pressões resistentes do solo (b) e o diagrama de momento fletor (c).

Figura 25 – Deflexão, reações do solo e momento fletor para uma estaca curta com topo fixo



(fonte: adaptado de BROMS, 1964, p. 52, tradução nossa)

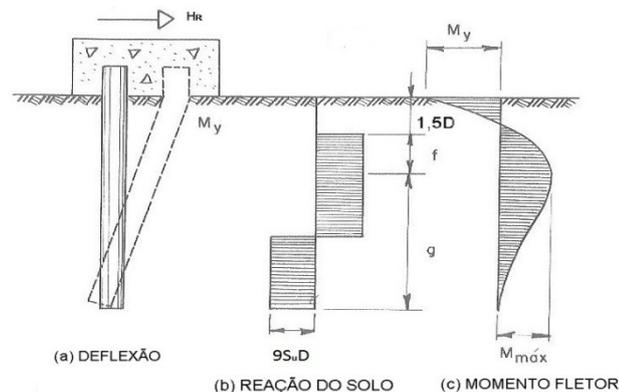
Para atender as condições de equilíbrio, Broms (1964, tradução nossa) apresenta a fórmula 19 para determinação da resistência lateral última (P_{ult}) de estacas curtas com topo fixo.

$$P_{ult} = 9S_uD(L - 1,5D) \quad (\text{fórmula 19})$$

Para atender ao mecanismo de ruptura proposto, é necessário que o momento fletor máximo seja menor ou igual ao momento resistente da seção da estaca, portanto $P_{ult} (0,5L + 0,75 D) \leq M_y$.

O autor ainda destaca a consideração de uma **estaca intermediariamente longa com topo fixo** (nem curta, nem longa), cujo modo de ruptura ocorre conforme mostra a figura 26.

Figura 26 – Deflexão, reações do solo e momento fletor para uma estaca intermediária com topo fixo



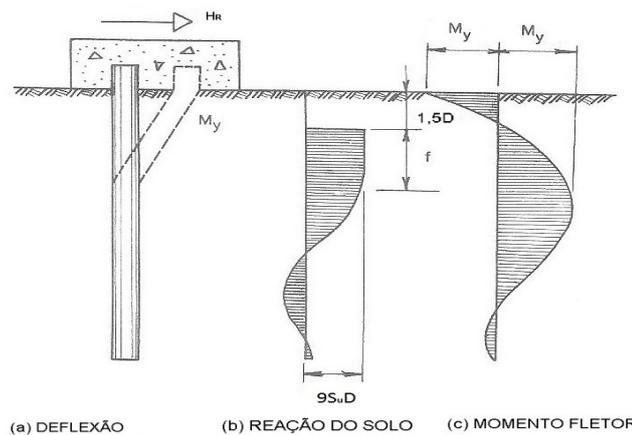
(fonte: adaptado de BROMS, 1964, p. 53, tradução nossa)

Quando atingido o colapso do sistema, assume-se que o momento fletor de engastamento atuante na cabeça da estaca, devido a restrição causada pelo bloco de coroamento (topo fixo) supera o momento resistente da seção da estaca, gerando uma rótula plástica na estaca logo abaixo do bloco. Ao mesmo tempo em que surge esta rótula, o resto da estaca gira em torno de algum ponto na profundidade. A resistência lateral última de uma estaca sob essas condições pode ser calculada pelas fórmulas 16 e 17 apresentadas anteriormente. (BROMS, 1964, Tradução nossa).

6.3.2.4 Estacas longas com topo fixo

Por fim, esta seção visa analisar o modo de ruptura para estacas longas com topo fixo, o mecanismo considerado para solos coesivos saturados está representado na figura 27.

Figura 27 – Deflexão, reações do solo e momento fletor para uma estaca longa com topo fixo



(fonte: adaptado de BROMS, 1964, p. 54, tradução nossa)

Além do mecanismo de ruptura (a), a figura 27 traz o que se espera da distribuição de pressões resistentes do solo (b) e o diagrama de momentos fletores (c). Segundo Broms (1964, tradução nossa) o colapso deste tipo de elemento estrutural ocorre quando duas rótulas plásticas aparecem ao longo da estaca, percebe-se pela figura 27 que os momentos fletores máximos tanto negativo quanto positivo aparecem no diagrama como sendo o M_y . Isso se deve ao fato de que, para o aparecimento das duas rótulas plásticas em duas seções distintas da estaca, os momentos causados pelo carregamento horizontal devem igualar-se ao momento resistente da seção da estaca M_y , fazendo-a plastificar. A fórmula 20 apresenta como a resistência lateral última pode ser calculada. Uma análise do ábaco da figura 24 apresentado anteriormente pode ajudar na avaliação dos resultados.

$$P_{ult} = \frac{2M_y}{(1,5D+0,5f)} \quad (\text{fórmula 20})$$

Após ter sido feito o devido registro e destaque dos principais modelos e métodos de estudos de estacas carregadas transversalmente, ressaltando o método de Broms para solos coesivos (que se mostrou satisfatório para a avaliação das situações propostas neste trabalho, com algumas modificações), pretende-se, a partir do capítulo seguinte, encaminhar a análise final considerando o contexto de solos residuais. Para tal, serão apresentados procedimentos e resultados referentes a provas de carga lateral realizadas no campo experimental da UPF, caracterizado anteriormente, no item 5.3 deste trabalho.

7 PROVAS DE CARGA LATERAL EM ESTACAS INSTALADAS EM SOLOS RESIDUAIS

Provas de carga em estacas têm sido fundamentais no desenvolvimento da engenharia geotécnica em todo o mundo. Diversos dos métodos de previsão de capacidade de carga vertical foram estabelecidos a partir de bancos de dados que reúnem resultados de inúmeras provas de cargas. A gama de possibilidades de soluções para fundações torna-se imensa tendo em vista as diversas ocorrências de solos e a complexidade das cargas as quais podem estar submetidas. Ficam evidentes, portanto, a importância e relevância da realização de provas de carga em estacas.

No caso particular de estacas carregadas lateralmente em solos residuais, provas de carga são igualmente importantes, devido principalmente as peculiaridades inerentes ao solo, conforme apresentado no capítulo 5 deste trabalho. Born (2015, p. 17) evidencia possíveis consequências da falta de conhecimento do comportamento de estacas em solos residuais:

A falta de conhecimento de alguns aspectos fundamentais de comportamento geraram dificuldades de compreensão do desempenho de estacas carregadas lateralmente nestes materiais naturalmente cimentados. Assim, o uso de modelos inadequados podem levar a equívocos no dimensionamento, podendo gerar altos custos de construção, bem como patologia nas fundações.

Este capítulo está dividido em duas etapas, a primeira apresenta os procedimentos e considerações feitos nas provas de carga lateral em estacas teste realizadas no campo experimental da UPF em Passo Fundo, no norte do estado do Rio Grande do Sul. Serão utilizados como referência artigos científicos publicados anteriormente por alunos de pós-graduação da UFRGS, responsáveis pela realização dos ensaios. Já a segunda etapa do capítulo pretende fazer a análise dos resultados obtidos nos testes, tentando adequar os procedimentos apresentados na revisão bibliográfica dos métodos, destacando-se o método de Broms para solos coesivos. Dessa maneira, as estacas serão categorizadas, pelas suas características e também pelo carregamento imposto a elas para facilitar o entendimento do estudo.

7.1 PROCEDIMENTOS DE CAMPO

O procedimento de provas de carga lateral que será considerado neste trabalho foi o realizado em 4 pares de estacas com características distintas. As duas estacas de cada par foram executadas de forma idêntica e o carregamento foi aplicado em cada par, de maneira que uma estaca reagia a sua idêntica, este procedimento visa verificar a repetibilidade de resultados. Vale ressaltar que diversos testes foram realizados neste campo, para diferentes configurações e comprimentos de estacas, além de situações em que se pretendia avaliar o efeito da adição de cimento ao solo próximo ao topo da estaca. Porém, estes casos não serão considerados para este trabalho, tendo em vista que este documento pretende avaliar estacas carregadas lateralmente em solos residuais típicos naturais e não tratados. (CONSOLI et al., 2016, tradução nossa).

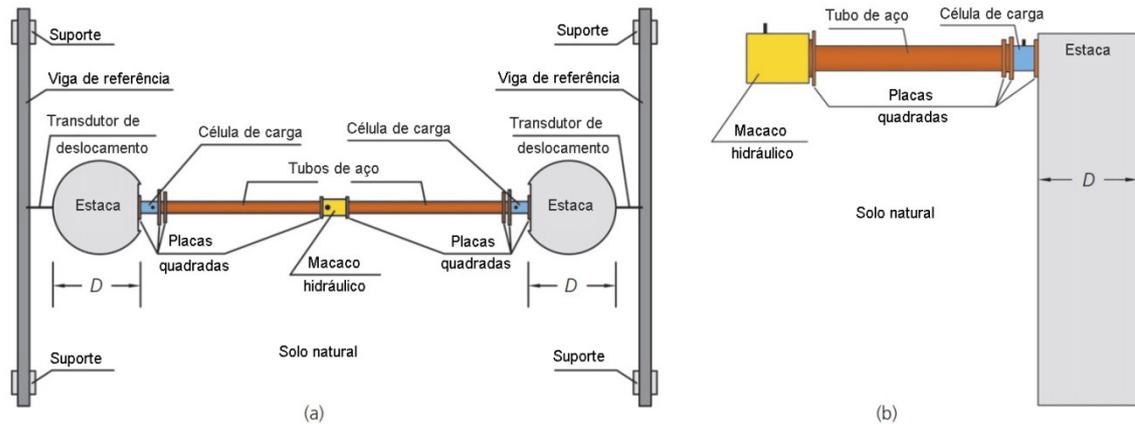
O sistema de aplicação de carga e reações foi montado com um macaco hidráulico posicionado horizontalmente entre as duas estacas idênticas com dois tubos de aço que faziam a ligação para a transferência de carga até a cabeça das estacas. Além disso, duas células de carga calibradas foram posicionadas longitudinalmente ao tubo e próximas às cabeças das estacas. Dois transdutores de deslocamentos lineares com a resolução de 0,01 e 50 mm foram usados para a medição do deslocamento horizontal a uma distância de 100 mm acima da superfície do solo. Os procedimentos de instalação para o carregamento lateral nas estacas estão de acordo com a ASTM D 3966 (ASTM, 2007). Após cada incremento de carga lateral, o tempo para estabilização dos deslocamentos foi respeitado. De acordo com a NBR 12131, cada carregamento foi mantido por um mínimo de 30 minutos. (CONSOLI et al., 2016, tradução nossa).

Devido ao tipo de solo, as estacas executadas são do tipo moldada *in loco*, escavadas com trado rotativo e posteriormente concretadas. No centro de cada estaca, ao longo de todo o seu comprimento, foi colocado um tubo oco de aço com 101,4mm de diâmetro e espessura de 4,5 mm. Este tubo tem a função de receber um tubo de inclinômetro para medição dos deslocamentos durante o carregamento. A resistência do concreto utilizado nas estacas é de 15 MPa, como um dos pares de estacas previa um diâmetro de 0,10 m, esta foi considerada somente o tubo oco de aço. As dimensões das estacas executadas em solo natural e ensaiadas são as seguintes: diâmetro 0,10 m e comprimento 5 m; diâmetro 0,30 m e comprimento 6m;

diâmetro 0,40 m e comprimento 8 m e por fim uma estaca de diâmetro com diâmetro de 0,60 m e comprimento de 3 m. (CONSOLI et al, 2016, tradução nossa).

A figura 28 mostra o esquema de carregamento montado para os ensaios.

Figura 28 – Esquema de aplicação de carga e reações: vista em planta (a) e vista lateral (b)



(fonte: adaptado de CONSOLI et al., 2016, p. 218, tradução nossa)

A tabela 4 resume as configurações e algumas condições das estacas ensaiadas e consideradas neste trabalho.

Tabela 4 – Configurações e condições das estacas

Identificação original	Par de Estacas	Diâmetro D (m)	Comprimento L (m)	Razão L/D	Condição topo	Tipo
Nat_50_D0,1_L5	1	0,10	5,00	50	Livre	Longa flexível
Nat_20_D0,3_L6	2	0,30	6,00	20	Livre	Longa flexível
Nat_20_D0,4_L8	3	0,40	8,00	20	Livre	Longa flexível
Nat_5_D0,6_L3	4	0,60	3,00	5	Livre	Curta rígida

(fonte: elaborado pelo autor)

As nomenclaturas originais de cada par da estaca foram representadas conforme documentos de referência na coluna “Identificação original”, porém, para considerações deste trabalho, serão consideradas as referências numéricas da coluna “Par de Estaca” da tabela 4, tendo em vista que o número de estacas ensaiadas é pequeno. A lógica de numeração é crescente de 1 até 4 sendo a número 1 a de menor diâmetro e a 4 a de maior.

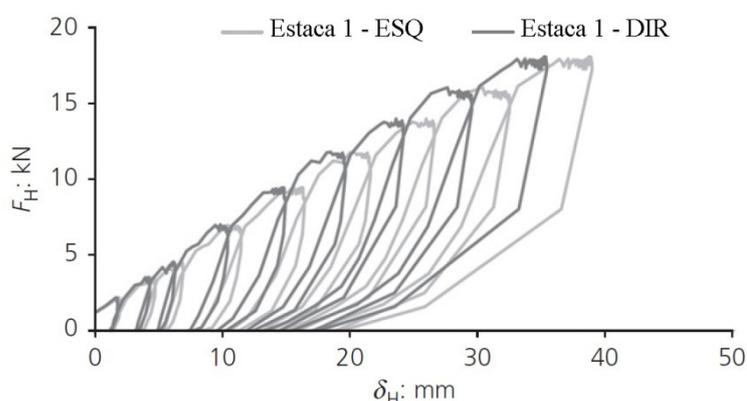
7.2 RESULTADOS E ANÁLISES

Esta seção está dividida em três partes, sendo a primeira destinada à apresentação dos resultados obtidos em campo; a segunda pretende trazer a análise dos resultados, com as conclusões diretas observadas nos trabalhos de referência. Já a terceira parte, intenta mostrar a análise teórica final, considerando o método de Broms abordado na revisão bibliográfica com as alterações pertinentes, mostrando comparações e considerações sobre os materiais para o cálculo teórico de deslocamentos e cargas laterais últimas para os quatro casos ensaiados.

7.2.1 Resultados dos ensaios experimentais

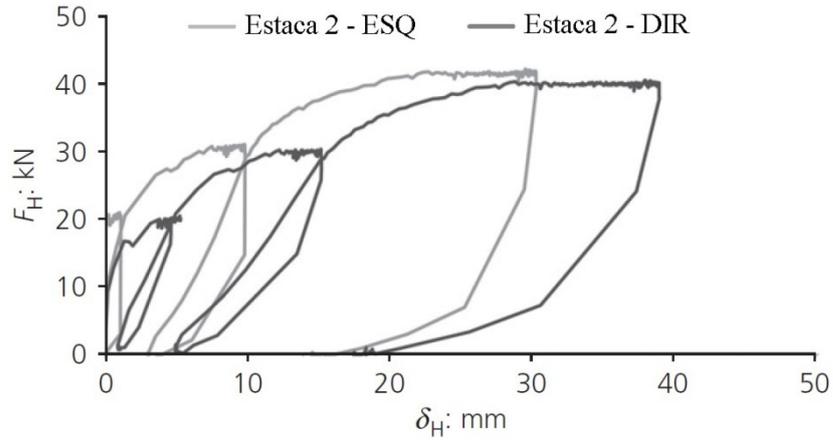
A seguir estão apresentados os resultados obtidos nos ensaios de provas de carga lateral nas estacas. Para facilitar a visualização, foram trazidos os resultados gráficos dos trabalhos de referência já mencionados. Os primeiros gráficos estão plotados como curvas carga horizontal (F_H) em kN x deslocamento (δ_H) em mm para os vários ciclos de carregamentos realizados em cada par de estacas, cada uma do par identificada com “DIR” e “ESQ” para as estacas da direita e da esquerda, respectivamente, segundo referência estabelecida em campo. Percebe-se que há boa similaridade entre as curvas das duas estacas, o que é satisfatório para o ensaio. A pequena diferença que aparece para as duas curvas de um mesmo ensaio se deve ao fato de uma estaca reagir contra a outra e, por isso, uma das duas deve ceder antes da outra, o que provoca ligeira diferença no valor do deslocamento horizontal. As figuras 29, 30, 31 e 32 mostram os gráficos resultantes para os pares de estacas 1, 2, 3 e 4, respectivamente. (FARO, 2014).

Figura 29 – Gráfico carga x deslocamento – Par de estacas 1



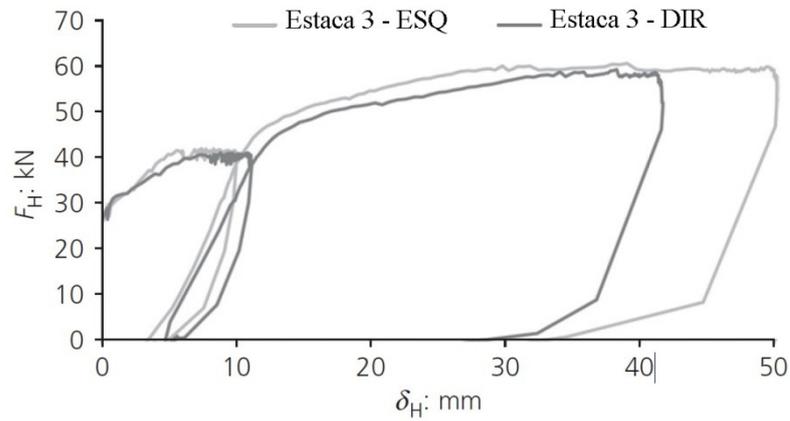
(fonte: adaptado de CONSOLI et al., 2016, p. 218, tradução nossa)

Figura 30 – Gráfico carga x deslocamento – Par de estacas 2



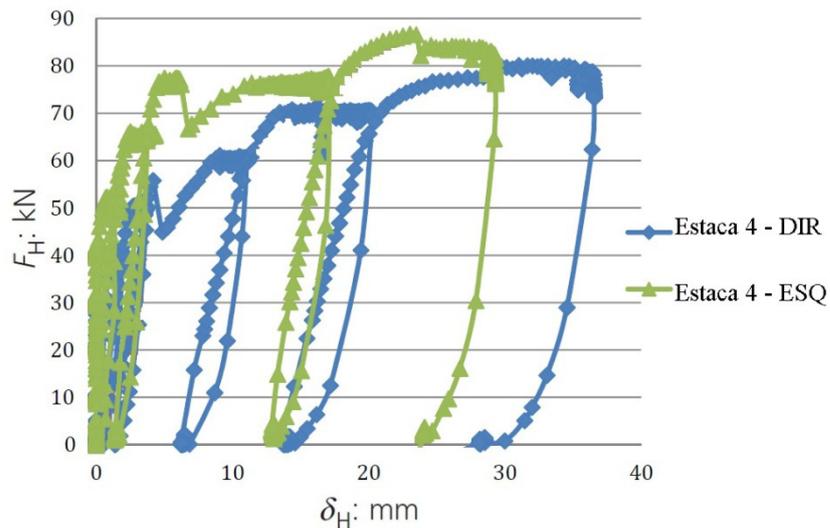
(fonte: adaptado de CONSOLI et al., 2016, p. 218, tradução nossa)

Figura 31 – Gráfico carga x deslocamento – Par de estacas 3



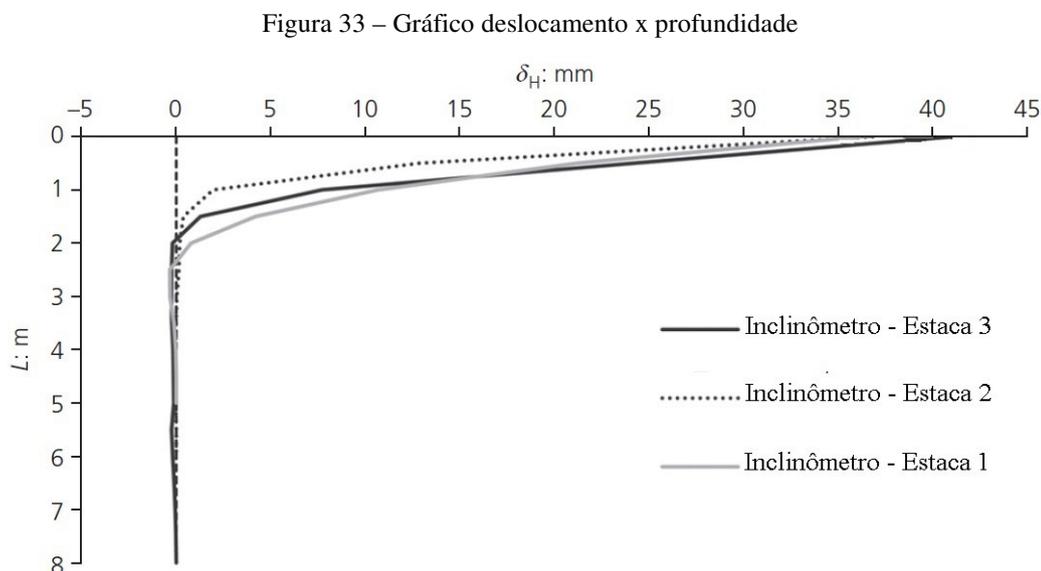
(fonte: adaptado de CONSOLI et al., 2016, p. 218, tradução nossa)

Figura 32 – Gráfico carga lateral x deslocamento – Par de estacas 4



(fonte: adaptado de FARO, 2014, p. 279)

Outro resultado gráfico importante obtido é o do deslocamento medido pelos inclinômetros (δ_H) *versus* o comprimento das estacas L (m), mostrado na figura 33.



Vale ressaltar que os carregamentos utilizados para os deslocamentos acima representados são os seguintes: estaca 1, 14 kN; estaca 2, 40 kN; estaca 3, 60 kN. Os resultados de deslocamentos para a estaca 4 não foram registrados.

O item a seguir traz as conclusões e análises diretas possíveis de serem feitas a partir dos resultados e gráficos mostrados anteriormente. Após isso, serão feitas as comparações pertinentes com os modelos teóricos apresentados na revisão bibliográfica deste trabalho.

7.2.2 Análises dos resultados

Segundo Consoli et al. (2016, tradução nossa), a resposta do sistema de carregamento visto anteriormente é predominantemente elasto-plástica, com deslocamentos irreversíveis e respostas histeréticas representativas.

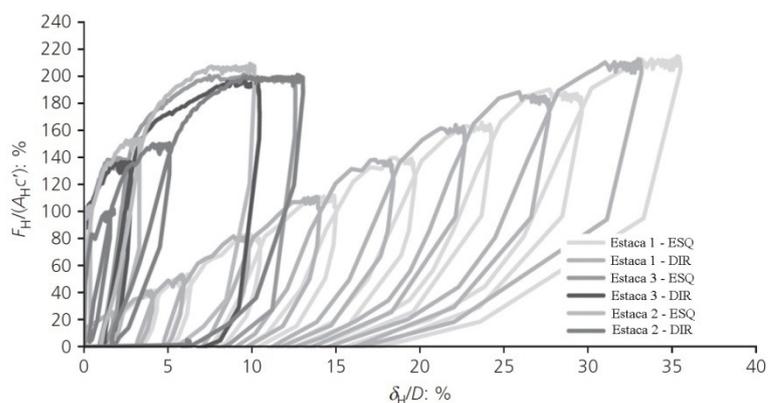
Conforme afirma Faro (2014), percebe-se pela análise dos gráficos (figuras 29 até 32), que o par de estacas 4, com o maior diâmetro ($D=60\text{cm}$) apresenta o melhor desempenho quanto a capacidade de carga lateral última, apesar de serem rígidas. Assim, fica evidente a importância e influência do diâmetro da estaca na capacidade de carga lateral da mesma.

Para a análise das estacas longas flexíveis, a influência do diâmetro é reforçada e pode ser observada nos gráficos, pois a estaca de maior diâmetro dentre elas (estaca 3, $D = 40$ cm) resiste a maior carga lateral. Apesar de os pares de estacas 2 e 3 possuírem a mesma razão L/D ($L/D = 20$), a estaca que resistiu a maior carga lateral é a estaca de maior diâmetro, demonstrando então que o parâmetro definido pela razão L/D não controla a capacidade lateral última de estacas submetidas a carregamentos horizontais. (CONSOLI et al., 2016, tradução nossa).

Consoli et al (2016, tradução nossa) afirmam que, para análise bem sucedida dos dados apresentados, são necessárias correlações baseadas em termos de variáveis adimensionais. É possível normalizar os dados dos testes considerando a mecânica do contínuo e teoremas de análise dimensional. Segundo Lin et al. (2015, apud CONSOLI et al., 2016, tradução nossa), a força de interação solo-estaca por unidade de comprimento da estaca é constante abaixo do ponto onde o solo cede (ou se deforma plasticamente). Assim, pelos estudos feitos no artigo de referência, fica assumido que a área de contato da estaca com o solo que se deforma lateralmente (A_H) é metade do perímetro da estaca ($\pi D/2$) multiplicado pela profundidade compreendida entre a superfície e o ponto abaixo dela no qual o solo cede.

Para o caso particular das estacas dos pares 1, 2, e 3 deste trabalho, a profundidade considerada no cálculo da área de contato com o solo é de 2,20 metros para a estaca 1; para a estaca 2 é de 1,80 metros e para a estaca 3 é de 2,00 metros. Para melhor visualização das grandezas parametrizadas, é possível mostrar graficamente (figura 34) o resultado do cruzamento da pressão normalizada ($F_H/A_{Hc'}$) pelo deslocamento horizontal normalizado (δ_H/D). A figura 34 traz o resultado para as estacas 1, 2 e 3. (CONSOLI et al., 2016).

Figura 34 – Gráfico das grandezas normalizadas



(fonte: adaptado de CONSOLI et al., 2016, p. 219, tradução nossa)

O valor de c' apresentado nos gráficos é o intercepto coesivo efetivo do solo. A análise da figura 34 permite observar que a pressão lateral última normalizada para as três estacas longas flexíveis (1, 2, e 3) gira em torno de 210%. Essa constância é mantida uma vez que a área lateral da estaca que pressiona o solo (A_H) é devidamente levada em conta. Pequenas diferenças nos deslocamentos das estacas 2 e 3 ($L/D = 20$, feita de concreto reforçado com o tubo oco de aço) para a estaca 1 ($L/D = 50$, feita somente como o tubo oco de aço) aparecem, isso se deve aos distintos momentos de inércia das seções das estacas 1 para as seções das estacas 2 e 3. Para essas duas últimas, a normalização proposta é eficaz mostrando uma única resposta da estaca independentemente do seu comprimento ou diâmetro. (CONSOLI et al., 2016).

7.2.3 Análise segundo a formulação de Broms

Tendo sido visto todos os resultados e análises dos trabalhos de referência, este item pretende aplicar o método de Broms com as devidas alterações e considerações pertinentes para o caso em estudo e fazer uma avaliação teórica dos resultados obtidos, comparando-os com os resultados de campo. Dessa forma, o que está registrado aqui remete ao que está apresentado no capítulo 6 deste trabalho. Para utilização das formulações, algumas considerações sobre os materiais empregados nos testes tiveram de ser feitas nesta etapa, conforme mostrado a seguir.

Sobre os mecanismos de ruptura envolvidos, que foram estabelecidos por Broms, serão considerados aqueles referentes às estacas de topo livre, ou seja, sem restrição devida a bloco engastado na cabeça. A categorização do mecanismo passa pela geometria do elemento estrutural, portanto, conforme já destacado anteriormente, as estacas 1, 2 e 3 serão consideradas longas flexíveis, enquanto que a estaca 4 será considerada curta rígida. O cálculo de alguns fatores envolve as rigidezes das estacas, definidas como a multiplicação do momento de inércia da seção (I) pelo respectivo módulo de Young (E) do material. Para o módulo de Young do concreto (E_c) foi utilizada a sugestão da norma ABNT NBR 6118 que afirma que este parâmetro pode ser estimado com a fórmula 21.

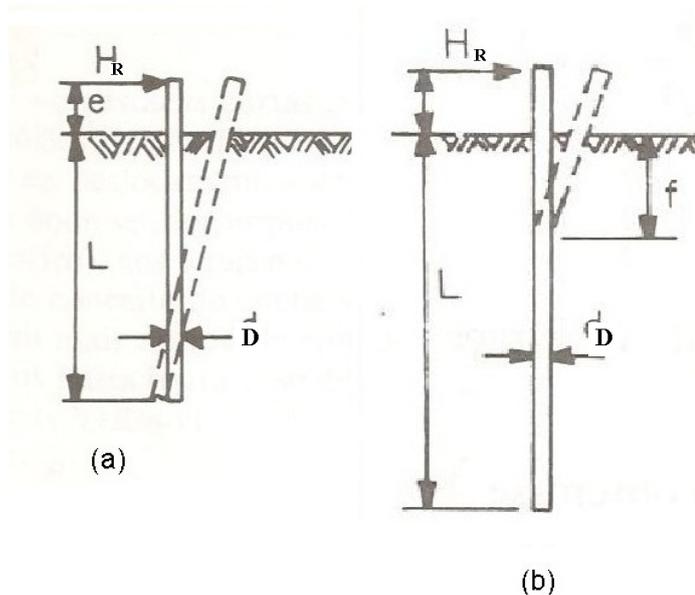
$$E_c = 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{fórmula 21})$$

Onde f_{ck} é a resistência característica do concreto, que no caso dos experimentos é de 15 MPa, conforme documentos de referência. Para o caso da estaca 1, feita somente com um tubo de aço, o valor do módulo de Young foi definido conforme a norma brasileira ABNT NBR 8800/2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto, que indica a utilização para aço carbono do módulo de valor igual a 200.000 MPa. A definição dos momentos de inércia das seções transversais das estacas foi feita por formulação previamente definida de acordo com a geometria de cada seção. Para a estaca 1 foi utilizada formulação de seção cilíndrica vazada de parede fina, já para as demais seções foi utilizada a formulação para seções cilíndricas vazadas de parede espessa. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008)

Sobre os parâmetros de comportamento do solo, foram utilizadas como referência as definições feitas no item 5.3 deste trabalho. O comportamento observado no solo, evidenciado pelos ensaios de campo de caracterização, é semelhante ao de uma argila pré-adensada medianamente rija, por isso o coeficiente de reação horizontal do solo k foi interpretado como sendo constante ao longo de toda a profundidade das estacas.

A figura 35 mostra os mecanismos de ruptura considerados para esta análise para cada tipo de par de estacas.

Figura 35 – Mecanismos de ruptura para (a) par de estacas 4 e (b) pares de estacas 1, 2 e 3



(fonte: adaptado de ALONSO, 1989, p. 92 e 93)

As tabelas 5 e 6 a seguir mostram os parâmetros e características utilizados para as estacas e para o solo, respectivamente.

Tabela 5 – Parâmetros e características considerados para as estacas

	D (m)	L (m)	fck (MPa)	E (kN/cm²)	I (cm⁴)	EI (kNcm²)
Estaca 1	0,10	5,00	-	20.000	184	3.680.000
Estaca 2	0,30	6,00	15	2.100	39.330	82.593.000
Estaca 3	0,40	8,00	15	2.100	125.230	262.983.000
Estaca 4	0,60	3,00	15	2.100	635.740	1.335.054.000

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6 – Parâmetros considerados para o solo

Parâmetro	Valor
Coesão efetiva (c') (kPa)	23,80
Ângulo de atrito interno (ϕ') (°)	31,84
Módulo de elasticidade (E) (MPa)	3.600,00
Resistência a compressão simples (RCS) (kPa)	54,00

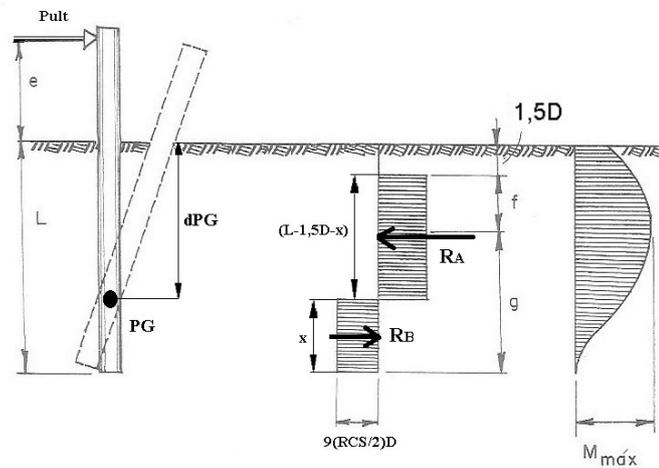
(fonte: elaborado pelo autor)

Os respectivos diagramas de distribuição de reações do solo e de momentos fletores desenvolvidos por Broms para os mecanismos de ruptura apresentados na figura 35 serão utilizados como referência para o equilíbrio de forças e momentos a fim de se calcular as distâncias referentes ao ponto de giro (estaca curta rígida) e de plastificação da seção (estacas longas flexíveis). A primeira modificação importante em relação ao método de Broms é a utilização do valor da resistência a compressão simples do solo (**RCS**) **dividida por 2** em substituição do valor S_u (resistência não drenada para solos coesivos).

A maneira como se determina o valor da resistência não drenada em solos coesivos (S_u) é através de ensaios de laboratório denominados ensaios triaxiais não-drenados e não consolidados (conhecidos como ensaios UU). Portanto, os corpos de prova são submetidos a pressões confinantes, porém, sem qualquer drenagem no momento do carregamento axial. Já o ensaio de compressão simples, que determina a RCS dos solos, é uma particularização do ensaio UU, pois não há qualquer pressão confinante aplicada ao corpo de prova. Portanto, para o solo de Passo Fundo em questão, esta substituição do valor da resistência não drenada S_u pela metade do RCS se justifica e é satisfatória, conforme apresentado nas análises seguintes. (PINTO, 2006).

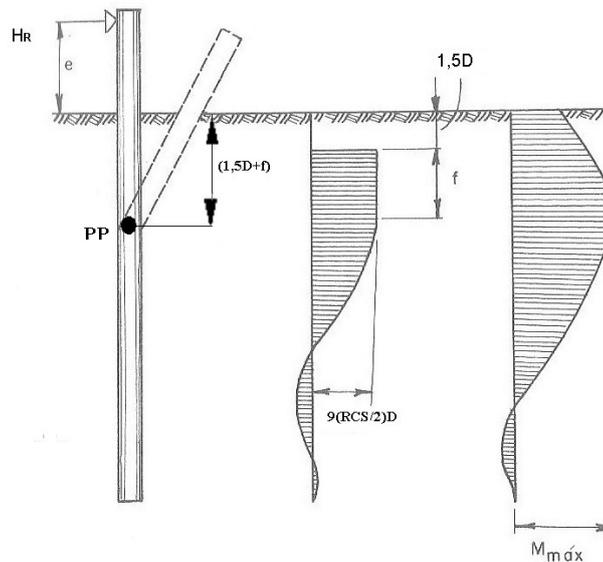
Os ábacos das figuras 22 e 24 apresentados no capítulo 6 também foram utilizados para avaliação da carga lateral última teórica, com a devida substituição do valor S_u por $RCS/2$. Os esquemas de forças atuantes no sistema solo-estaca estão apresentados nas figuras 36 e 37 para estacas curtas rígidas e longas flexíveis, respectivamente. Após as análises teóricas é feita a conclusão do capítulo apresentando considerações sobre a validade da análise e sobre o quanto ela se aproxima dos resultados obtidos experimentalmente, tanto para avaliação da carga de ruptura em cada caso, quanto para as distâncias abaixo da superfície correspondentes aos pontos de giro e plastificação das estacas.

Figura 36 – Esquema de forças e reações para estaca curta rígida



(fonte: adaptado de BROMS, 1964, p. 48)

Figura 37 – Esquema de forças e reações para estaca longa flexível

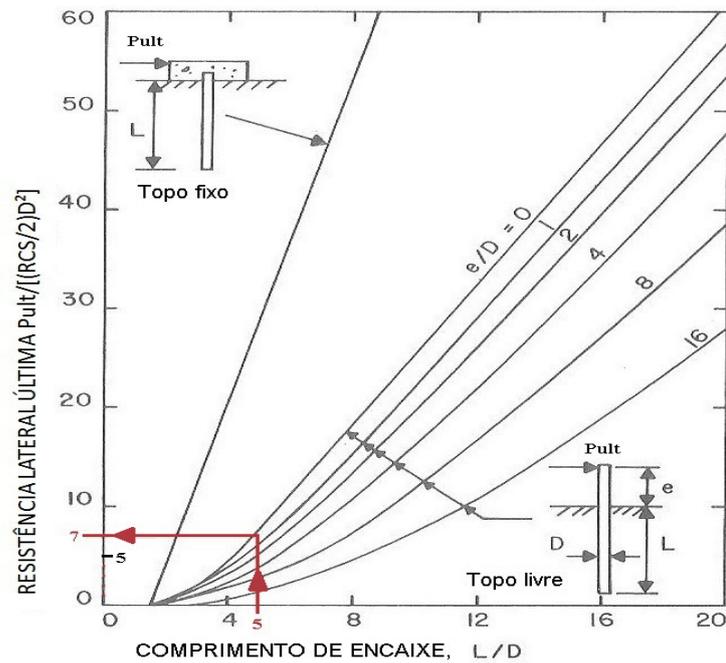


(fonte: adaptado de BROMS, 1964, p. 51)

7.2.3.1 Estaca curta rígida – par de estacas 4

A primeira análise feita é para a estaca curta rígida referente ao que foi denominado par de estacas 4. Para se descobrir a distância dPG, foi feito o equilíbrio de forças e momentos, partindo-se da carga Pult, definida pela interpretação do ábaco da figura 22, devidamente adaptado, conforme mostra a figura 38.

Figura 38 – Ábaco adaptado para estaca curta rígida em solo residual



(fonte: adaptado de BROMS, 1964, p. 50)

O comprimento de encaixe para a estaca, fator L/D neste caso é igual a 5, já o fator e/D é bem próximo de zero, em torno de 0,167. Utilizando esses valores no ábaco, encontra-se o valor para $Pult/[(RCS/2)D^2] = 7$. Sabendo que o valor de RCS é de 54 kPa e o diâmetro é de 60 cm, é possível calcular o valor de $Pult$, que, neste caso resultou em 68.040 N, ou 68 kN de carga máxima lateral admissível para esta estaca. Com o resultado apresentado acima, podem ser definidas as grandezas conhecidas e as incógnitas do sistema de forças da figura 36, conforme a seguir:

Valores conhecidos:

- capacidade lateral última da estaca, $Pult = 68 \text{ kN}$;
- geometria da estaca, $L = 3 \text{ m}$, $D = 0,60 \text{ m}$, $e = 0,10 \text{ m}$;
- solo, $RSC/2 = 27 \text{ kPa}$.

Incógnitas: **valor de x**, para definição das forças R_A e R_B e o **valor de dPG (profundidade do ponto de giro)**.

Através do equilíbrio das forças horizontais atuantes no sistema é possível definir a distância x , escrevendo as forças R_A e R_B como a multiplicação do valor $9(RCS/2)D$ pelas suas respectivas distâncias. A equação de equilíbrio de forças fica conforme a fórmula 22.

$$P_{ult} + \left(x \times 9 \left(\frac{RCS}{2} \right) D \right) - [(L - 1,5D - x) \left(9 \left(\frac{RCS}{2} \right) D \right)] = 0 \quad (\text{fórmula 22})$$

Substituindo todos os valores conhecidos na equação acima e resolvendo para x , o resultado fica $x = 81,68$ cm. Resolvido o valor de x , o próximo passo é o cálculo das forças R_A e R_B , que resultam respectivamente em $R_A = 187,09$ kN e $R_B = 119,09$ kN .

Após o cálculo de x , fica fácil determinar a distância dPG pela geometria do problema, basta reduzir o valor encontrado para x do comprimento L , resultando em $dPG = 218,32$ cm ou 2,18 m. Concluindo esta análise então, a **carga lateral última da estaca 4 é de 68 kN** e a profundidade onde ocorre o ponto de giro desta é **2,18 metros abaixo da superfície**

7.2.3.2 Estacas longas flexíveis – pares de estacas 1, 2 e 3

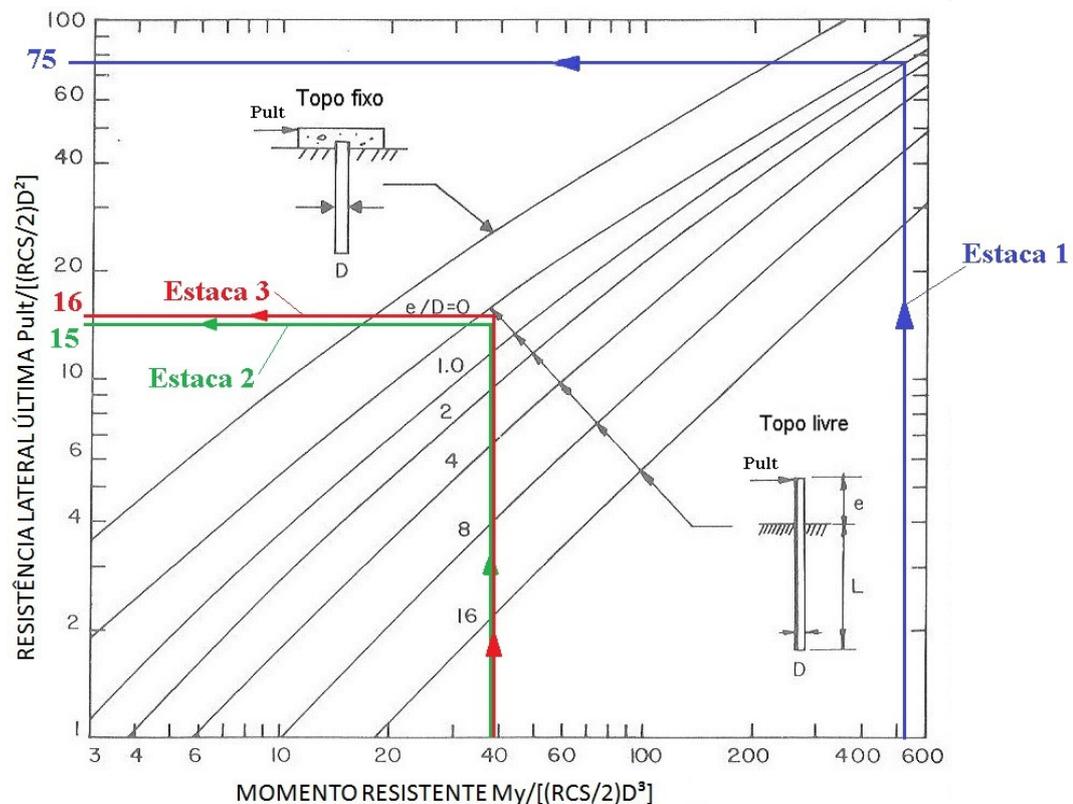
Para o cálculo das cargas laterais máximas destas estacas o procedimento é análogo ao anterior, com a diferença de que será utilizado o ábaco da figura 24 também devidamente adaptado a situação de solos residuais com a substituição do valor de S_u por $(RCS/2)$. Inicialmente é preciso determinar o momento resistente da seção de cada uma das estacas (M_y). Estes foram calculados segundo formulações previamente estabelecidas, da mesma maneira que para o cálculo dos momentos de inércia, em seguida foram normalizados pelo fator $(RCS/2)D^3$. Com os valores normalizados e os respectivos valores e/D de cada estaca, é possível verificar em que ponto do ábaco cada estaca se encontra e determinar sua resistência lateral última normalizada (dividida por $(RCS/2)D^2$) e, conseqüentemente, o valor absoluto em unidades de força para a carga lateral última. A tabela 7 resume os valores considerados e a figura 39 o procedimento no ábaco.

Tabela 7 – Resumo dos dados utilizados no cálculo das estacas longas flexíveis

Estaca	D (m)	L (m)	e (m)	e/D	My (kN.cm)	My/(RSC/2)D ³	Pult/(RSC/2)D ²
1	0,10	5,00	0,10	1,00	1442,60	534,00	75,00
2	0,30	6,00	0,10	0,33	2805,00	38,50	15,00
3	0,40	8,00	0,10	0,25	6705,70	38,80	16,00

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 39 – Ábaco adaptado para estaca longa flexível em solo residual



(fonte: adaptado de BROMS, 1964, p. 52)

A análise do ábaco da figura 39 justifica a última coluna da tabela 7 apresentada anteriormente. A partir dos valores de $Pult/[(RCS/2)D^2]$ é possível calcular a resistência última teórica das estacas longas flexíveis consideradas. A seguir aparecem os resultados.

- resistência lateral última teórica estaca 1 $Pult = 20,25$ kN;
- resistência lateral última teórica estaca 2 $Pult = 36,45$ kN;
- resistência lateral última teórica estaca 3 $Pult = 69,12$ kN.

Para o cálculo da profundidade onde aparece a rótula de plastificação destas estacas, foi utilizada formulação desenvolvida por Broms (fórmula 16 item 6.3.2.1 deste trabalho), porém feita a alteração de substituir o termo S_u por $(RCS/2)$, então, a equação utilizada fica conforme a fórmula 23.

$$f = \frac{P_{ult}}{9\left(\frac{RCS}{2}\right)D} \quad (\text{fórmula 23})$$

Aplicando os valores à fórmula apresentada acima, calcula-se a profundidade onde se desenvolve a rótula plástica em cada caso, somando-se ao f o valor de $1,5D$, conforme geometria do problema. A seguir está um resumo dos resultados teóricos:

- a) estaca 1: $f = 0,83$ m. Profundidade da rótula plástica = $0,98$ m;
- b) estaca 2: $f = 0,50$ m. Profundidade da rótula plástica = $0,95$ m;
- c) estaca 3: $f = 0,71$ m. Profundidade da rótula plástica = $1,31$ m.

Dessa forma finalizam-se os cálculos teóricos para o caso das quatro estacas ensaiadas com provas de carga lateral, conforme procedimento descrito no item 7.1 deste trabalho. O item a seguir trata das comparações entre os resultados experimentais e os resultados teóricos apresentados nesta seção.

7.3 COMPARAÇÕES ENTRE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS

Este item pretende trazer as comparações pertinentes entre os resultados obtidos nos ensaios experimentais realizados em campo e os resultados obtidos analiticamente pela adequação do método de Broms para solos coesivos. A tabela 8 apresenta todos os valores obtidos e considerados e o quanto são discrepantes entre por meio de valores percentuais sempre tendo como referência os resultados de campo. Ou seja, se aparece uma porcentagem negativa é porque o resultado teórico foi inferior ao experimental em $x\%$. Da mesma forma, se a porcentagem apresentada for positiva, significa que o resultado teórico superou o experimental em $x\%$. Os valores para carga última lateral medidos em campo foram retirados da observação das figuras 32 até 35, presentes no item 7.2.1 deste capítulo.

Tabela 8 – Comparativo entre resultados experimentais e teóricos

Estaca	Profundidade do ponto de giro (dPG) ou plastificação (m)			Carga lateral última (P _{ult}) (kN)				
	L (m)	D(m)	Campo	Teórico	Comparação	Campo	Teórico	Comparação
1	5,00	0,10	2,20	0,98	-55%	18,00	20,25	13%
2	6,00	0,30	1,80	0,95	-47%	41,00	36,45	-11%
3	8,00	0,40	2,00	1,31	-35%	60,00	69,12	15%
4	3,00	0,60	-	2,18	-	85,00	68,00	-20%

(fonte: elaborado pelo autor)

A primeira consideração que deve ser feita em relação à tabela 8 é a de que não foi possível encontrar valor medido em campo para a profundidade do ponto de giro, portanto, não há possibilidade de comparação.

A segunda constatação possível é a de que a formulação proposta por Broms para solos coesivos não prevê de maneira adequada as profundidades nas quais ocorreram as plastificações e giros das estacas, mesmo que tenha sido adequado o fator S_u para $RCS/2$.

Para as cargas laterais últimas, os resultados teóricos foram mais razoáveis, uma vez que a discrepância não ultrapassou 20% nem para mais nem para menos. Considerando a análise de estacas longas flexíveis, partindo-se do ábaco da figura 42, a diferença entre as estacas 2 e 3, deve-se ao fato de o valor calculado para P_{ult} ser bastante sensível ao aumento de diâmetro da estaca, uma vez que este termo aparece elevado ao quadrado na formulação (fórmula 24).

$$P_{ult} = \text{valor do ábaco} \times \left(\frac{RCS}{2}\right) \times D^2 \quad (\text{fórmula 24})$$

Outro fator que pode ter ocasionado diferenças significativas é a imprecisão na correta avaliação dos valores provenientes dos ábacos utilizados. A diferença dos valores do ábaco para estacas curtas rígidas também pode ser atribuída a essas imprecisões na determinação dos valores exatos do ábaco, as linhas correspondentes aos possíveis e/D são muito próximas e, portanto, dificultam a correta visualização dos valores. Mais considerações a respeito dos resultados e métodos são feitas no item 8.2 deste documento.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O assunto que trata do comportamento de fundações profundas, mais precisamente de estacas, submetidas a esforços transversais ou horizontais ainda possui muito a ser desenvolvido. As diversas soluções analíticas e modelos de estudos já propostos servem de excelente embasamento e ponto de partida para análises controladas e correspondentes aos solos nos quais foram desenvolvidas. Porém, devido à imensa gama de possibilidades gerada pela ocorrência de diversos solos com comportamentos distintos e, muitas vezes, complexos, procedimentos de análises, testes experimentais e provas de carga são necessárias para o correto entendimento das situações. Ferramentas computacionais ou numéricas se tornam excelentes aliadas para a previsão de comportamento para este tipo de situação, permitindo, conforme se pôde observar nos documentos de referência, previsões e simulações bastante fiéis e completas das situações de campo. Esse paralelo entre resultados de ensaios experimentais e simulações numéricas é de fundamental importância para dar credibilidade às pesquisas e promover o avanço tecnológico.

8.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE PROVAS DE CARGA LATERAL

A linha de pesquisa desenvolvida na UFRGS para comportamento de estacas carregadas lateralmente instaladas em solos residuais torna-se, portanto, fundamental para o desenvolvimento desta área. Os resultados diretos dos ensaios apresentados neste trabalho mostram que a normalização das grandezas referentes às forças atuantes e deslocamentos gerados através das relações F_H/A_{HC}' e δ_H/D , é satisfatória e importante para o entendimento do comportamento das estacas. Além disso, uma análise criteriosa dos resultados mostra que o fator que controla o bom desempenho de estacas para carregamentos horizontais é o diâmetro ou lado da estaca, e não o fator L/D .

O aumento do diâmetro ou lado da estaca contribui para o aumento da área lateral A_H que está em contato com o solo a ser deformado sob carregamentos horizontais significativos, assim, existe maior resistência por parte do solo. Sob o ponto de vista de desempenho quanto aos deslocamentos gerados pelos carregamentos, o aumento do diâmetro das estacas altera significativamente a rigidez destas, uma vez que a formulação para o cálculo dos momentos

de inércia das seções das peças envolve elevar o valor dos diâmetros à quarta potência. O momento de inércia torna-se decisivo ao ser analisada, por exemplo, a situação da estaca 1.

Esta estaca, apesar de ser feita de aço carbono (módulo de Young $E = 200.000$ MPa), apresentou deslocamentos significativamente maiores do que as outras. Portanto, a diferença está no momento de inércia, que é muito menor para o caso de seções circulares vazadas de parede fina (ou tubulares circulares).

8.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE ANÁLISE TEÓRICA E COMPARAÇÕES

A análise teórica proposta para este trabalho não se mostrou tão boa. Considerando a formulação de Broms para solos coesivos com as já citadas alterações, os resultados calculados para a estimativa das profundidades nas quais ocorre a plastificação não são bons, tendo como referência os resultados de campo. Não foi possível avaliar a acurácia do método para estacas rígidas, já que o resultado medido em campo não foi encontrado. Quanto à avaliação da carga lateral última, o método se mostrou razoável. Os cálculos resultaram em valores dentro de uma margem de 20%, tanto para mais, quanto para menos se comparados aos resultados de campo.

Considerando a comparação do método utilizado e os ensaios desenvolvidos, no que se refere ao tipo de solo de cada situação, é possível afirmar que a análise tende a ser conservadora e a favor da segurança. Broms desenvolveu sua metodologia para solos coesivos saturados, que em casos de bacias sedimentares argilosas, não apresentam desempenho mecânico tão competente, sendo, portanto, argilas moles. O solo de Passo Fundo considerado apresenta melhor comportamento mecânico e melhor desempenho, vide resultados dos ensaios apresentados no capítulo 5 deste trabalho. Portanto, a avaliação teórica realizada foi feita em um solo mais competente, utilizando metodologia desenvolvida para solo menos competente e, com isso, a análise pode ser considerada conservadora, indo a favor da segurança, o que é um ponto positivo.

Outras adequações do método podem ser realizadas, baseadas em mais pesquisas e resultados já obtidos. O método de Broms se mostrou bastante completo e bem definido para o caso de solos puramente coesivos saturados, porém o estudo de outros métodos, além de possíveis adequações, pode trazer conclusões e resultados mais satisfatórios e próximos da realidade do

comportamento de estacas instaladas em solos residuais, submetidas a carregamentos laterais significativos.

REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações profundas**. 1 ed. São Paulo. Edgard Blücher LTDA, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 8800**: projeto de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

BORN, R. B. **Efeito de grupo em estacas carregadas transversalmente associadas a solos melhorados**. 2015. 128 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

BROMS, B. B. Lateral resistance of piles in cohesive soils. **Journal of the soil mechanics and foundations division**, v. 90, n SM2, p. 27-63, March 1964.

CONSOLI, N. C.; FARO, V. P.; SCHNAID F.; MAGHOUS S.; BORN, R B. Crosswise-loaded pile tests on residual soil site. **Géotechnique Letters** **6**, Porto Alegre, p. 216-220, jul 2016

DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. Â. Análise e projeto de fundações profundas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SALES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 265-327.

FARO, V. P. **Carregamento lateral em fundações profundas associadas a solos tratados**: concepção, provas de carga e diretrizes de projeto. 2014. 349 f. Tese (Doutorado em Engenharia civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2014.

FARO, V. P.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F.; THOMÉ, A.; LOPES, L. da S. Field tests on laterally loaded rigid piles in cement treated soils. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, Porto Alegre, jul 2015.

MAIA, C. M. M.; FALCONI, F. F.; FÍGARO, N. D.; SOUZA FILHO, J. M.; ANTUNES, W. R.; TAROZZO, H.; SAES, J. L.; ALONSO, U. R.; GOLOMBEK, S. Execução de fundações profundas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SALES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 329-407.

NÁPOLES NETO, A. D. F.; VARGAS, M. História das fundações. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SALES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 17-50.

PINTO, C. de S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3 ed. São Paulo. Oficina de Textos, 2006.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo. Oficina de Textos, 2012.

VELLOSO D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações**: critérios de projeto – investigação de subsolo – fundações superficiais. São Paulo. Oficina de textos, 2004. v. 1.

_____. **Fundações**: fundações profundas. São Paulo. Oficina de textos, 2010. v. 2.