

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COECI - COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LUANA GABRIELA HOFFMANN

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE PROVA DE CARGA DE ESTACA
ESCAVADA NA REGIÃO OESTE DO PARANÁ**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO

2015

LUANA GABRIELA HOFFMANN

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE PROVA DE CARGA DE ESTACA
ESCAVADA NA REGIÃO OESTE DO PARANÁ**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel, do curso de Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Sérgio Antônio Brum Junior

TOLEDO

2015



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de Nº 014

Simulação Numérica de Prova de Carga de Estaca Escavada na Região Oeste do Paraná

Por

Luana Gabriela Hoffmann

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 8:20 h do dia **26 de Novembro de 2015** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Prof. Me. Gustavo Savaris
(UTFPR – TD)

Prof. Me. Guilherme A. S. Costa
(UTFPR – TD)

Prof Dr. Sérgio Antônio Brum Jr.
(UTFPR – TD)
Orientador

Visto da Coordenação
Prof. Dr Lucas Boabaid Ibrahim
Coordenador da COECI

À quem tornou-se essencial.

AGRADECIMENTOS

À minha mãe, Roseli, pelos conselhos, incentivo e determinação em tornar essa conquista possível, e ao meu pai, Rogério, por me proporcionar essa oportunidade.

Ao meu parceiro e companheiro, Maurício, pela paciência, compreensão e carinho em todos os momentos, e por tonar seu abraço essencial.

À toda minha família pelo amor e apoio incondicional, em especial à minha tia, Lucila, por ser uma segunda mãe, e ao meu *nonno*, Ilidio, por toda a alegria e inspiração.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Sérgio, pelos ensinamentos transmitidos neste desafio e pelo tempo dedicado em me auxiliar e apoiar durante todo o processo.

Ao meu mini companheiro Aquiles pelas noites em claro ao meu lado.

Agradeço imensamente a todos que de alguma forma me ajudaram a tornar essa vitória realidade.

RESUMO

HOFFMANN, Luana Gabriela. Simulação numérica de prova de carga de estaca escavada na região oeste do Paraná. 2015. 61 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, 2015.

O presente trabalho apresenta o processo de modelagem de uma prova de carga estática, através do método dos elementos finitos, utilizando um programa computacional, com o objetivo de determinar a carga de ruptura de uma estaca escavada e seu respectivo recalque no solo da região Oeste do Paraná. A validação do modelo foi feita buscando reproduzir uma prova de carga realizada na região. Para isto, foram determinados parâmetros geotécnicos iniciais através de pesquisas bibliográficas para serem adotados na modelagem, em seguida, verificaram-se como tais parâmetros influenciam o comportamento solo e estrutura. Os parâmetros geotécnicos possuíram influência direta sobre o desempenho do modelo para a faixa de variação estudada, ou seja, quanto maior o valor do parâmetro menor foram os deslocamentos e por consequência maior é a carga de ruptura. Para atingir o objetivo da pesquisa variaram-se o módulo de elasticidade, o coeficiente de aderência e a coesão, até atingir uma curva de carga aplicada x deslocamento que reproduzisse a carga de ruptura e o recalque obtidos pela prova de carga utilizada na validação. Com os valores dos parâmetros que atingiram os resultados esperados, propuseram-se equações em função do índice de resistência a penetração do solo (SPT), para que estes possam ser utilizados em outras simulações de provas de carga estáticas.

Palavras-chave: Estacas. Fundações. Método dos elementos finitos. Capacidade de carga. Prova de carga estática.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Exemplos de curvas carga x recalque geradas em ensaios de prova de carga	24
Figura 2.2 – Representação do gráfico para estimativa do P_{ult} através do método de Van der Veen	26
Figura 3.1 – Ensaio de SPT utilizado na modelagem do solo	33
Figura 3.2 – Representação gráfica da malha utilizada no modelo.....	34
Figura 3.3 – Representação gráfica do modelo utilizado nas simulações.....	39
Figura 4.1 – Gráfico da Prova de Carga Estática	41
Figura 4.2 – Gráfico carga x deslocamento variando o módulo de elasticidade do solo	43
Figura 4.3 – Curva de influência da variação do módulo de elasticidade no recalque de ruptura.....	43
Figura 4.4 – Gráfico carga x deslocamento variando o ângulo de atrito do solo	44
Figura 4.5 – Curva de influência da variação do ângulo de atrito do solo no recalque de ruptura.....	45
Figura 4.6 – Gráfico carga x deslocamento variando a coesão do solo	46
Figura 4.7 – Curva de influência da variação da coesão do solo no recalque de ruptura.....	46
Figura 4.8 – Gráfico carga x deslocamento variando o coeficiente de aderência entre solo e estaca	48
Figura 4.9 – Curva de influência da variação do coeficiente de aderência entre solo e estaca no recalque de ruptura.....	48
Figura 4.10 – Gráfico carga x deslocamento variando o empuxo de repouso	49
Figura 4.11 – Curva de influência da variação do empuxo de repouso do solo no recalque de ruptura	50
Figura 4.12 – Simulação para reprodução da PCE pelo ABAQUS	51

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores de k_{av} e α_{av} sugeridos por Aoki e Velloso	18
Tabela 2.2 – Fatores de execução e forma	19
Tabela 2.3 – Coeficiente característico do solo C.	21
Tabela 2.4 – Valores do fator α_{dq} em função do tipo de solo e estaca	21
Tabela 2.5 – Valores do fator β_{dq} em função do tipo de solo e estaca	21
Tabela 3.1 – Propriedades definidas para representação da estaca utilizada nas simulações	36
Tabela 3.2 – Peso específico de solos argilosos.....	37
Tabela 3.3 – Parâmetros geotécnicos iniciais utilizados nas simulações conforme valor de N_{SPT}	40
Tabela 4.1 – Módulos de elasticidade do solo simulados	42
Tabela 4.2 – Ângulos de atrito do solo simulados	44
Tabela 4.3 – Coesões do solo simuladas.....	45
Tabela 4.4 – Coeficientes de aderência entre solo e estaca simulados.....	47
Tabela 4.5 – Parâmetros geotécnicos utilizados na reprodução da PCE.....	51

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	10
1.1	CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA.....	11
1.2	JUSTIFICATIVA.....	11
1.3	OBJETIVOS.....	12
1.3.1	Objetivo Geral.....	12
1.3.2	Objetivos Específicos	12
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
2.1	CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS	13
2.1.1	Métodos Teóricos	14
2.1.2	Métodos Semi-empíricos	16
2.1.2.1	<i>Método Aoki-Velloso.....</i>	<i>17</i>
2.1.2.2	<i>Método Décourt-Quaresma</i>	<i>20</i>
2.1.3	Provas de Carga.....	22
2.1.3.1	<i>Prova de Carga Estática.....</i>	<i>23</i>
2.1.3.2	<i>Definição da capacidade de carga a partir da curva carga x recalque</i>	<i>25</i>
2.1.4	Métodos Dinâmicos	28
2.1.5	Métodos Numéricos.....	28
2.2	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	29
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	32
3.1	CARACTERIZAÇÃO DA PESQUISA.....	32
3.2	CARACTERIZAÇÃO DO OBJETO DE ESTUDO	33
3.3	CARACTERÍSTICAS DA MODELAGEM	34
3.3.1	Modelagem da Estaca	35
3.3.2	Modelagem do Solo.....	36
3.3.3	Modelagem da Superfície de Contato	38
3.3.4	Modelagem das Cargas Aplicadas e Condições de Restrição	38
3.4	VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	40
4	RESULTADOS E ANÁLISES.....	41
4.1	CARGA DE RUPTURA DA PROVA DE CARGA.....	41
4.2	RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES.....	42

4.2.1	Influência do módulo de elasticidade.....	42
4.2.2	Influência do ângulo de atrito.....	44
4.2.3	Influência da coesão.....	45
4.2.4	Influência do coeficiente de aderência entre solo e estaca	47
4.2.5	Influência do empuxo.....	49
4.3	REPRODUÇÃO DA PROVA DE CARGA ESTÁTICA PELO ABAQUS	50
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	53
5.1	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	53
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	55
	ANEXO A – RELATÓRIO DA SONDAÇÃO SPT.....	59
	ANEXO B – TABELAS DAS PROVAS DE CARGA	60

1 INTRODUÇÃO

A estrutura de fundação é responsável por transferir as cargas permanentes e acidentais de uma superestrutura para o solo de forma segura e com recalques admissíveis.

Segundo Lorenzi (2012) a região Oeste do Paraná tem-se caracterizado pela utilização de fundações em estacas escavadas a trado mecânico, em grande parte das obras, por serem econômicas e de simples execução.

A capacidade de carga de estacas, um dos principais fatores a ser definido em um projeto de fundações, pode ser estimada através de inúmeras metodologias. Entre estas, pode-se citar os métodos que utilizam provas de carga e os semi-empíricos, consagrados no dimensionamento de estacas e extremamente difundidos no Brasil.

Por representar o desempenho real de uma estaca quando submetida a um carregamento, as provas de carga podem ser consideradas confiáveis ao serem utilizadas no processo para determinação da carga de ruptura de uma estaca.

Apesar de amplamente utilizados, os métodos semi-empíricos, apresentam resultados diferentes quando comparados com estimativas de capacidade de carga obtidas através dos processos que utilizam provas de carga. O concurso de previsão de capacidade de carga de uma estaca raiz organizado pelo Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia realizado em São Paulo no ano de 2004, constatou que em média, a previsão de capacidade de carga de uma estaca por métodos semi-empíricos é subestimada em 25% (AMANN, 2010).

Uma das opções para simular um ensaio de prova de carga em estacas seria a utilização do Método dos Elementos Finitos (MEF), que consiste em um modelo matemático onde um meio contínuo é subdividido em elementos menores que mantêm as mesmas propriedades do elemento como inteiro.

Na engenharia, a utilização do MEF permite avaliar de forma realista problemas de tensão, deformação e resistência. Com o advento da tecnologia nos anos 50 em relação à utilização de computadores, o uso do método tornou-se acessível para resolução de problemas mais complexos.

Este avanço resultou na popularização da utilização do MEF, que permite obter soluções de modelos estruturais de forma eficiente quando os parâmetros de propriedades do modelo estão bem definidos.

1.1 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

A indisponibilidade de parâmetros do solo da região oeste paranaense aliada à intensa utilização dos métodos semi-empíricos no dimensionamento de estacas pode resultar em capacidades de carga conservadoras, gerando um superdimensionamento da estaca, acarretando, assim, em estruturas antieconômicas, ou até mesmo um subdimensionamento que pode causar graves prejuízos a estrutura.

A utilização de provas de carga, apesar de mais confiáveis na determinação da capacidade de carga de uma estaca, também pode ser onerosa.

1.2 JUSTIFICATIVA

Nesse contexto a utilização de programas computacionais que tornam possíveis a utilização do MEF para simulação de uma prova de carga é extremamente atraente, devido à intensa popularização dos computadores aliada a grande disponibilidade de programas para este fim.

Para a simulação de prova de carga utilizando o MEF ser válida é importante que o modelo a ser analisado tenha sido calibrado com parâmetros que representem de forma realista o comportamento do solo e estaca.

Assim a correlação entre ensaios de investigação do solo, como *Standard Penetration Test* (SPT), e os parâmetros a serem definidos na modelagem do sistema, solo e estrutura, é extremamente interessante, por representar a variação real que pode ocorrer no solo.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é realizar a calibração de um modelo numérico, através de um programa computacional, que permita a determinação da carga de ruptura e o respectivo recalque de estacas escavadas no solo da região Oeste do Paraná através do Método dos Elementos Finitos.

1.3.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos estão relacionados com os parâmetros geotécnicos utilizados na modelagem do solo, são eles:

- Verificar a influência que estes possuem sobre o comportamento do conjunto solo-estrutura no modelo numérico;
- Após atingir o objetivo geral, definir correlações entre os parâmetros determinados na modelagem e o ensaio de SPT, para simulações realizadas no programa ABAQUS.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

De acordo com Velloso e Lopes (2010) uma fundação corretamente dimensionada apresenta segurança em relação aos estados de limite último e aos estados de limite de utilização, ou seja, é seguro em relação a possíveis colapsos e possui deslocamentos em serviço aceitáveis.

Desse modo, a NBR 6122 (ABNT, 2010) determina que a carga admissível de uma estaca atenda coeficientes de segurança predeterminados, em relação aos estados de limite último e de serviço.

A capacidade de carga de uma estaca está diretamente relacionada com as características geotécnicas, como a resistência à ruptura e escoamento, do maciço de solo que a envolve (LOBO, 2005).

A capacidade de carga do maciço, conseqüentemente da estaca, pode ser estimada pelos seguintes métodos:

- Estáticos:
 - Teóricos;
 - Semi-empíricos;
- Provas de carga;
- Dinâmicos;
- Numéricos.

Em relação aos métodos estáticos tem-se a separação entre métodos teóricos e métodos semi-empíricos baseados em ensaios *in situ* de penetração.

A capacidade de carga de uma estaca fundamenta-se no equilíbrio entre carga aplicada, peso próprio da estaca e a resistência oferecida pelo solo, sendo que a resistência do solo é dividida entre resistência de ponta e resistência lateral. Devido ao peso da estaca ser extremamente inferior as cargas envolvidas, este é desprezado na maioria das situações.

Dessa forma, o equilíbrio, entre as resistências e a carga aplicada, pode ser expresso como (VELLOSO e LOPES, 2010):

$$Q_{ult} = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (2.1)$$

Onde:

Q_{ult} → capacidade de carga total da estaca;

$Q_{p,ult}$ → capacidade de carga da ponta ou base;

$Q_{l,ult}$ → capacidade de carga do fuste.

2.1.1 Métodos Teóricos

São inúmeras as teorias para a determinação de capacidade de carga de fundações, as primeiras hipóteses datam do início do século XX. As teorias dividem-se entre soluções para resistência de ponta e resistência lateral, e também supõem diferentes mecanismos de ruptura (DÉCOURT, 1998; VELLOSO e LOPES, 2010).

Um dos pesquisadores que mais contribuíram ao estudo da capacidade de carga de fundações foi Meyerhof (1953), o pesquisador propôs que a resistência de ponta pode ser dada pela seguinte expressão (VELLOSO e LOPES, 2010):

$$q_{p,ult} = c' \cdot N_c + K_s \cdot \gamma \cdot L \cdot N_q + \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \quad (2.2)$$

Onde:

c' → coesão do solo;

K_s → coeficiente de empuxo do solo contra o fuste na zona de ruptura próxima a ponta;

N_c, N_q, N_γ → fatores de capacidade de carga, que dependem do ângulo de atrito do solo e da relação L/B;

L → comprimento estaca;

B → largura estaca;

γ → peso específico do solo.

Velloso e Lopes (2010) apontam que quando a relação L/B é elevada, pode-se desprezar a última parcela da equação (2.2).

Assim, em casos de solos granulares, sem coesão, a tensão de ruptura de ponta pode ser dada por (DÉCOURT, 1998):

$$q_{p,ult} = N_q \cdot \sigma'_v \quad (2.3)$$

Onde:

σ'_v → tensão vertical efetiva.

Em relação ao atrito lateral, este pode ser determinado através da soma de duas parcelas (VELLOSO e LOPES, 2010):

$$q_{l,ult} = a + \sigma_h \cdot tg(\delta) \quad (2.4)$$

Onde:

a → aderência entre estaca e solo;

σ_h → tensão horizontal contra a superfície lateral da estaca;

δ → ângulo de atrito entre estaca e solo.

Os valores de a e δ podem ser determinados através de ensaios laboratoriais. Em solos granulares a aderência entre solo e estaca é considerada igual à zero, e a tensão normal contra o fuste é relacionada à tensão vertical efetiva na profundidade correspondente, σ'_v , e ao coeficiente de empuxo, K_s . Segundo Fleming *et al.* (2009) o valor de K_s depende do coeficiente de pressão sobre o solo inicial, do método de instalação da estaca e da densidade inicial do solo não coesivo.

$$q_{l,ult} = K_s \cdot \sigma'_v \cdot tg(\delta) \quad (2.5)$$

Os valores de K_s geralmente variam entre 0,5 e 1,5 para solos fofos e entre 1,0 e 3,0 para solos compactos (FLEMING *et al.*, 2009).

Ibañez Mora e Sotolongo (2010) citam que estudos atuais concordam em estabelecer que a tensão vertical efetiva na ponta da estaca permanece constante a partir da profundidade de 20 vezes o diâmetro da estaca.

Alonso (2010) afirma que métodos baseados em estimativas teóricas podem não conduzir a resultados satisfatórios devido aos seguintes fatores:

- Impossibilidade técnica de especificar precisamente o estado de tensões do solo em repouso e as condições de drenagem;
- Dificuldade em definir a resistência ao cisalhamento do solo;
- A influência que o método de execução da estaca exerce sobre as propriedades do solo;
- A falta de sincronismo no desenvolvimento da resistência de ponta e de atrito;
- A heterogeneidade do solo.

2.1.2 Métodos Semi-empíricos

Pelas razões citadas anteriormente as fórmulas empíricas são de uso mais coerente, pois fazem correlação, com maiores probabilidades de acerto, entre estados limites de ruptura e dados de resistências à penetração de ensaios *in situ* (VELLOSO e LOPES, 2010).

Segundo Décourt (1998), o objetivo dos métodos semi-empíricos é estabelecer através de métodos estatísticos equações que correlacionem os princípios definidos nos métodos teóricos com resultados experimentais.

Existem muitos métodos semi-empíricos para determinação da capacidade de carga de fundações por estacas, pois é um tema de grande interesse na engenharia de fundações, pode-se citar alguns exemplos como: método de Cabral para estacas raiz, o de Antunes e Cabral para estacas de hélice contínua, o de Teixeira, entre outros.

No Brasil tem-se a utilização da sondagem a percussão, com realização do SPT, muito difundida e utilizada, por isso optou-se pela apresentação dos dois principais métodos semi-empíricos, que utilizam os resultados gerados no ensaio de

SPT, para determinação da capacidade de carga de uma estaca: Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma.

2.1.2.1 Método Aoki-Velloso

Nelson Aoki e Dirceu Velloso apresentaram seu método no V Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações em 1975. O método pode ser utilizado tanto para o ensaio de SPT quanto para o ensaio de CPT (DÉCOURT, 1998; VELLOSO e LOPES, 2010).

Originalmente o método foi utilizado em correlação com resultados de prova de carga utilizando cone. A expressão da capacidade de carga pode ser escrita da forma a seguir quando relacionada ao ensaio de CPT:

$$Q_{ult} = A \cdot q_{p,ult} + U \cdot \sum q_{l,ult} \cdot \Delta l = A \cdot \frac{q_{p,cone}}{F1} + U \cdot \sum \frac{q_{l,cone}}{F2} \cdot \Delta l \quad (2.6)$$

Onde:

$q_{p,ult}$ → tensão de resistência de ponta última;

$q_{l,ult}$ → tensão de resistência lateral última;

$q_{p,cone}$ → tensão de resistência de ponta do cone de ensaio;

$q_{l,cone}$ → tensão de resistência lateral do cone de ensaio;

A → área da seção transversal da estaca;

Δl → comprimento equivalente do segmento da estaca considerado;

U → perímetro da seção transversal da estaca;

$F1$ e $F2$ → fatores de escala e execução obtidos através de resultados de provas de carga em estacas.

Cintra e Aoki (2010) explicam que, como no Brasil o ensaio de CPT não é tão utilizado quanto o ensaio de SPT, utiliza-se uma correlação entre os dois ensaios. Amann (2010) cita essa correlação é definida como o produto entre o índice de resistência à penetração, N_{SPT} , e um coeficiente empírico do tipo de ensaio, denominado k , que apresenta diferentes valores conforme o tipo de solo.

Assim têm-se as seguintes relações:

$$q_{p,cone} = k_{av} \cdot N \quad (2.7)$$

$$q_{l,cone} = \alpha \cdot q_{p,cone} = \alpha_{av} \cdot k_{av} \cdot N \quad (2.8)$$

Portanto, a capacidade de carga de um elemento isolado de fundação pode ser estimado através da fórmula semi-empírica:

$$Q_{ult} = A \cdot \frac{k_{av} \cdot N_P}{F1} + U \cdot \sum \frac{\alpha_{av} \cdot k_{av} \cdot N_L \cdot \Delta l}{F2} \quad (2.9)$$

Em que N_P é o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca, e N_L é o índice de resistência à penetração médio na camada de solo correspondente ao segmento de estaca considerado.

Os valores de k_{av} e α_{av} , adotados por Aoki e Velloso (1975 *apud* Cintra e Aoki, 2010), conforme o tipo de solo, são apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Valores de k_{av} e α_{av} sugeridos por Aoki e Velloso

Tipo de Solo	k (Mpa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia Siltosa	0,80	2,0
Areia Silto-argilosa	0,70	2,4
Areia Argilo-siltosa	0,50	2,8
Areia Argilosa	0,60	3,0
Silte Arenoso	0,55	2,2
Silte Areno-argiloso	0,45	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte Argilo-arenoso	0,25	3,0
Silte Argiloso	0,23	3,4
Argila Arenosa	0,35	2,4
Argila Areno-siltosa	0,30	2,8
Argila Silto-arenosa	0,33	3,0
Argila Siltosa	0,22	4,0
Argila	0,20	6,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975 *apud* Cintra e Aoki, 2010).

Os fatores de escala e execução apresentados por Aoki e Velloso (1975 *apud* Cintra e Aoki, 2010) foram ajustados com 63 provas de carga realizadas em vários estados do Brasil. Após a publicação do método algumas sugestões foram aceitas, aprimorando os resultados. Em 1985 Aoki propõe para estacas pré-moldadas:

$$F1 = 1 + \frac{D}{0,80} \quad (2.10)$$

$$F2 = 2 \cdot F1 \quad (2.11)$$

Em que D é o diâmetro da estaca e deve ser utilizado em metros.

Aoki e Alonso (1991 *apud* Cintra e Aoki, 2010) afirmam que para estacas escavadas adotam-se os valores de F1 igual a 3,0 e F2 igual 6,0. E Velloso e Lopes (2010) estima os valores de F1 igual a 2,0 e F2 igual a 4,0 para estacas do tipo raiz, hélice e ômega.

Assim a Tabela 2.2 apresenta os valores de fatores de forma e execução F1 e F2 atualizados.

Tabela 2.2 - Fatores de Execução e Forma F1 e F2

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-Moldada de Concreto	1+D/0,8	2 F1
Escavada	3,0	6,0
Raiz, Hélice e Ômega	2,0	4,0

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

A tendência para este método é manter a formulação geral atribuindo novas correlações, conforme a região de estudo, devidamente comprovadas.

2.1.2.2 Método Décourt-Quaresma

Luciano Décourt e Arthur Quaresma definiram um método para determinar a capacidade de carga de estacas a partir do ensaio SPT. O método recebeu reconhecimento internacional ao receber um prêmio em 1982 no concurso ESOPT II (*Second European Symposium on Penetration Test*) realizado em Amsterdã.

A princípio o método foi proposto para determinação da capacidade de carga em estacas pré-moldadas. Em 1982 o método foi aperfeiçoado em relação à resistência lateral e em 1996 Décourt introduz os fatores α e β , que dizem respeito ao tipo de solo e tipo de estaca (Amann, 2010).

Para a estimativa da resistência lateral é utilizado o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste. E para a resistência de ponta é considerado um coeficiente característico do solo.

Então, ao considerar os fatores α_{dq} e β_{dq} , a capacidade de carga pode ser estimada por:

$$Q_{ult} = \alpha_{dq} \cdot C \cdot \overline{N}_p \cdot A + \beta_{dq} \cdot 10 \cdot \left(\frac{\overline{N}_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (2.12)$$

Em que:

C → coeficiente característico do solo na ponta da estaca;

α_{dq} e β_{dq} → coeficientes empíricos do tipo de solo e estaca;

\overline{N}_p → índice de resistência médio na ponta da estaca;

\overline{N}_L → índice de resistência à penetração ao longo do fuste.

Para o cálculo do índice de resistência a penetração, N_{SPT} , adota-se como limite inferior 3 e como limite superior 50, exceto para estacas escavadas com bentonita quando adota-se o limite superior igual a 15 (CINTRA; AOKI, 2010).

Para determinação do índice de resistência à penetração médio na ponta da estaca, \overline{N}_p , adota-se a média entre o índice correspondente às camadas no nível da ponta, a imediatamente inferior e a imediatamente posterior.

O índice de resistência à penetração ao longo do fuste, $\overline{N_L}$, é determinado através da média dos índices correspondentes as camadas ao longo da estaca.

Nas Tabelas 2.3, 2.4 e 2.5 são apresentados os valores sugeridos por Décourt e Quaresma para o coeficiente C e para os fatores α e β .

Tabela 2.3 – Coeficiente Característico do Solo C

Tipo de Solo	C (kPa)
Argila	120
Silte Argiloso	200
Silte Arenoso	250
Areia	400

Fonte: Décourt e Quaresma (1978 *apud* Cintra e Aoki, 2010)

Tabela 2.4 – Valores do fator α_{dq} em função do tipo de solo e estaca

Tipo de Solo	Tipo de Estaca					
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob Altas Pressões	Pré-Moldada, Franki e Metálica
Argilas	0,85	0,85	0,3*	0,85*	1,0*	1,0
Solos Intermediários	0,6	0,6	0,3*	0,6*	1,0*	1,0
Areias	0,5	0,5	0,3*	0,5*	1,0*	1,0

* valores apenas para orientação diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Décourt (1996 *apud* Cintra e Aoki, 2010)

Tabela 2.5 – Valores do fator β_{dq} em função do tipo de solo e estaca

Tipo de Solo	Tipo de Estaca					
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob Altas Pressões	Pré-Moldada, Franki e Metálica
Argilas	0,8*	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*	1,0
Solos Intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*	1,0
Areias	0,5*	0,6*	1,0*	1,5*	3,0*	1,0

* valores apenas para orientação diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Décourt (1996 *apud* Cintra e Aoki, 2010)

Velloso e Lopes (2010) comentam que em relação ao coeficiente de segurança, o método sugere que o coeficiente global seja expresso como:

$$F = F_p \cdot F_f \cdot F_d \cdot F_w \quad (2.13)$$

Onde:

F_p → coeficiente de segurança relativo aos parâmetros do solo (1,1 para o atrito lateral e 1,35 para a resistência de ponta);

F_f → coeficiente de segurança relativo à formulação adotada (1,0);

F_d → coeficiente de segurança para evitar recalques excessivos (1,0 para o atrito lateral e 2,5 para a resistência de ponta);

F_w → coeficiente de segurança relativo à carga de trabalho da estaca (1,2).

Com isso tem-se que a carga admissível da estaca será dada por:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{l,ult}}{1,3} + \frac{Q_{p,ult}}{4,0} \quad (2.14)$$

Amann (2010) ressalta que esse método apresenta considerações diferentes do método de Aoki-Velloso em relação à utilização dos valores do ensaio de SPT utilizando uma média ao longo do fuste e também privilegia o comportamento do solo (arenoso, argiloso ou intermediário) e não sua classificação específica.

2.1.3 Provas de Carga

As provas de carga representam ensaios realizados em verdadeiras grandezas, sendo consideradas o método mais seguro para determinação da capacidade de carga de uma estaca. Provas de carga são insubstituíveis para a determinação do comportamento de uma estaca devido ao seu nível de confiança.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) expõe como objetivo da realização de uma prova de carga determinar as características de deformabilidade e resistência do terreno por meio do carregamento dos elementos estruturais da fundação ou modelos.

Albuquerque (2001 *apud* Melo, 2009) afirma que entre os principais motivos para se realizarem provas de carga estão:

- Segurança contra ruptura para determinada carga;
- Análise da integridade estrutural da estaca;
- Definição da capacidade de carga;
- Obtenção da curva carga x recalque para análise de comportamento.

As provas de carga podem ser divididas em prova de carga direta sobre a superfície do terreno regida pela NBR 6489 (ABNT, 1984), prova de carga estática regida pela NBR 12131 (ABNT, 2006) e ensaio de carregamento dinâmico regido pela NBR 13208 (ABNT, 2007).

2.1.3.1 Prova de Carga Estática

Segundo NBR 12131 (ABNT, 2006), a prova de carga consiste em aplicar esforços estáticos crescentes às estacas e registrar os deslocamentos correspondentes. Os esforços aplicados podem ser axiais de compressão e tração ou transversais. Este ensaio pode ser realizado em qualquer tipo de estaca.

A norma ainda descreve os tipos de carregamentos possíveis para realização do ensaio:

- carregamento lento;
- carregamento rápido;
- carregamento misto;
- carregamento cíclico (lento ou rápido);

A NBR 12131 (ABNT, 2006) recomenda para cada tipo de execução:

Para o ensaio com carregamento lento, a carga aplicada durante cada etapa não deve ultrapassar 20% da carga de trabalho prevista para a estaca e deve ser conservada até o recalque se estabilizar, com um tempo mínimo igual a 30 minutos.

No carregamento rápido, a carga aplicada em cada etapa não deve ultrapassar 10% da carga de trabalho prevista para a estaca e deve ser mantida por um tempo de 10 minutos, independente da estabilização dos recalques.

O ensaio misto compreende a execução de um ensaio lento até, no mínimo, 1,2 vezes a carga de trabalho da estaca, seguido de um ensaio rápido até a carga planejada.

O ensaio cíclico consiste em realizar ciclos de carga e descarga sucessivos, onde as medições são realizadas ao início e ao final de cada ciclo. Em alguns casos, costuma-se registrar os dados em vários instantes de um mesmo ciclo.

A norma vigente recomenda que para determinar o tipo de ensaio a ser adotado deve-se levar em consideração fatores como o tipo do solo, o padrão de carregamento e a magnitude de recalques. As deformações decorrentes de cada tipo de ensaio podem ser diferentes, assim sua interpretação deve considerar o tipo de carregamento utilizado.

Nas provas de carga a compressão, o carregamento é realizado por um macaco hidráulico que se apoia contra um sistema de reação, todo o sistema de carregamento deve estar calibrado. Os resultados das provas de carga são dados na forma de curvas carga x recalque, conforme a Figura 2.1. (LORENZI, 2012).

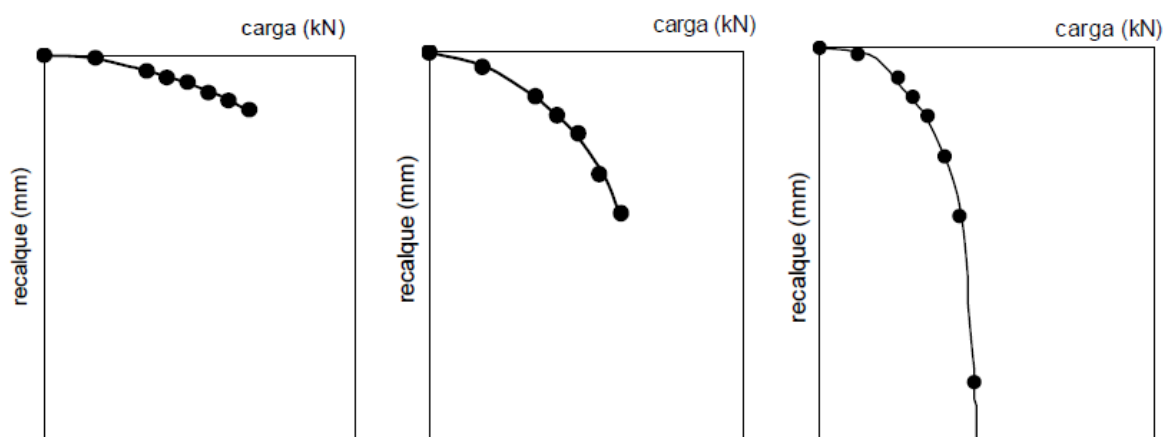


Figura 2.1 – Exemplos de curvas carga x recalque geradas em ensaios de prova de carga. Fonte: Magalhães (2005).

A NBR 12131 (ABNT, 2006) recomenda que em uma prova de carga estática, a estaca deve ser carregada até a ruptura, ou pelo menos duas vezes a carga de serviço prevista em projeto.

2.1.3.2 Definição da capacidade de carga a partir da curva carga x recalque

Nem sempre a carga de ruptura de uma estaca fica evidente em um ensaio de prova de carga, assim é necessária a adoção de um critério para definição da carga de ruptura.

Pode-se dividir em quatro tipos os métodos para determinação da carga de ruptura através de ensaio de prova de carga, são eles: recalque limite, deformabilidade limite, interseção das fases pseudo-elástica e pseudo-plástica, e modelos matemáticos.

Os critérios que utilizam modelos matemáticos utilizam a extrapolação da curva para a definição da carga de ruptura. Para a utilização destes métodos é aconselhável que a prova de carga tenha atingido deslocamentos plásticos, por apresentarem níveis de deformações próximos ao de ruptura. Extrapolações realizadas em curvas com baixos níveis de deslocamentos podem resultar em capacidades de carga muito altas (NOVAS, 2002).

a) Método de Van der Veen

Velloso e Lopes (2010) definem que o método de Van der Veen consiste em uma extrapolação da curva com comportamento exponencial, definido pela equação a seguir:

$$Q = Q_{ult} \cdot (1 - e^{-\alpha_{vv} \cdot \rho}) \quad (2.15)$$

Onde:

$Q \rightarrow$ carga aplicada;

$Q_{ult} \rightarrow$ carga ultima;

$\rho \rightarrow$ recalque correspondente à carga Q .

O coeficiente α_{vv} da expressão 2.15 é dado por:

$$\alpha_{vv} = \frac{-\ln\left(1 - \frac{Q}{Q_{ult}}\right)}{\rho} \quad (2.16)$$

Assim, partindo-se de um valor arbitrário de carga última calculam-se valores da equação a seguir:

$$-\ln\left(1 - \frac{Q}{Q_{ult}}\right) \quad (2.17)$$

A partir desse valor, plota-se um gráfico em relação ao recalque correspondente ao valor de Q . Quando o gráfico tender uma reta tem-se o valor da carga última.

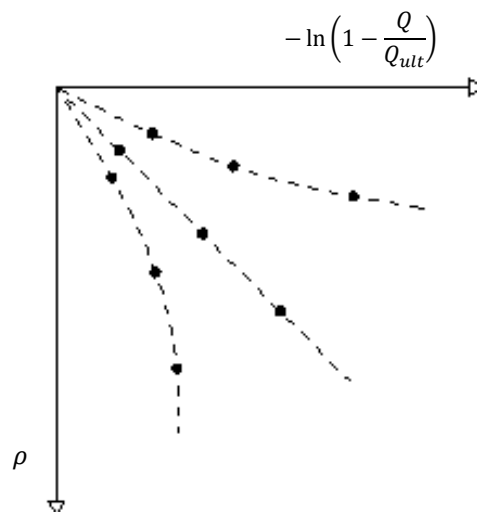


Figura 2.2 – Representação do Gráfico para estimativa de P_{ult} através do método de Van der Veen

Fonte: Adaptado de Magalhães (2005).

Segundo Magalhães (2005) muitos autores consideram este método válido para provas de carga que atingiram pelo menos 70% da capacidade de carga da estaca.

b) Método da NBR 6122 (ABNT, 2010)

Quando o ensaio de prova de carga apresenta indefinição da carga última a NBR 6122 (ABNT, 2010) recomenda que a carga de ruptura seja determinada em função do deslocamento máximo, definido pela equação:

$$\rho = \frac{Q \cdot L}{A \cdot E_e} + \frac{D}{30} \quad (2.18)$$

Onde:

ρ → recalque da ruptura convencional;

Q → carga de ruptura convencional;

L → comprimento da estaca;

A → área da seção transversal da estaca;

E_e → módulo de elasticidade do material da estaca;

D → diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

A primeira parte da equação (2.18) corresponde ao recalque elástico da estaca e a segunda parte corresponde ao recalque máximo do solo.

Para determinação da carga de ruptura última correlaciona-se o valor de recalque máximo total ao valor de carga aplicada conforme a curva gerada pelo ensaio de prova de carga.

2.1.4 Métodos Dinâmicos

Velloso e Lopes (2010) definem métodos dinâmicos como aqueles em que a estimativa da capacidade de carga de uma estaca é feita com base na observação da sua resposta à cravação. Consiste em um método mais antigo que o teórico.

González (2014) afirma que estes são baseados na transferência de energia da massa, ao cair, para a estaca e solo durante o processo de cravação da fundação.

Os métodos dinâmicos são divididos em dois grupos: o primeiro utiliza fórmulas dinâmicas, baseado em leis da física que explicam o comportamento de corpos que entram em choque, o segundo utiliza a equação da onda, que estuda a estaca como uma barra na qual se propaga uma onda de tensão gerada pelo golpe do martelo (VELLOSO e LOPES, 2010).

2.1.5 Métodos Numéricos

A utilização de métodos numéricos para determinação da capacidade de carga de uma fundação tem sido uma alternativa a outros métodos menos confiáveis, principalmente em problemas mais complexos.

Os métodos numéricos levam em consideração a variação de parâmetros fundamentais de resistência do solo e da fundação, como coesão e módulo de Young, o que contribui para previsões reais da capacidade de carga, levando assim vantagem em relação aos métodos analíticos.

O problema, que se deseja solucionar, pode ser modelado por equações diferenciais, que simulam o comportamento do elemento ao ser solicitado por esforços mecânicos. Para que as variáveis das equações sejam determinadas, é necessário incluir as condições de contorno, como a geometria da estrutura, suas restrições ao movimento, além das condições de carregamento (GUIMARÃES, 2005).

2.2 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Segundo Azevedo (2003), em relação à Engenharia Estrutural, o Método dos Elementos Finitos (MEF) tem como objetivo determinar o estado de deformação e tensão de um sólido, com geometria arbitrária, sujeito a ações e carregamentos exteriores.

A ideia central do MEF é discretizar o macro domínio em subdomínios, ou seja, dividir um meio originalmente contínuo em pequenas áreas denominadas de Elementos Finitos, que possuam as mesmas propriedades do domínio que as originou. Quanto maior o número de divisões do macro domínio, mais refinada torna-se a malha dos elementos finitos, o que aumenta a precisão em relação aos resultados obtidos com a realidade do modelo (SOUTO, 2002).

Lautenschläger (2010) afirma que para solucionar um problema através do MEF é necessário satisfazer três condições:

- i. Equilíbrio de forças;
- ii. Compatibilidade de deslocamentos;
- iii. Relações tensão-deformação do material.

Esses preceitos devem ser aplicados tanto para o corpo como um todo quanto para cada elemento deste corpo.

O estudo de tensão-deformação pode ser abordado de duas maneiras diferentes, definindo-se tensão ou deformação como incógnita. Através da formulação do equilíbrio de forças, os pontos nodais são submetidos a deslocamentos conhecidos, assim determinam-se as forças que agem neste ponto. Já pela formulação de compatibilidade de deslocamento, as forças agindo sobre os pontos nodais são conhecidas e, assim, determinam-se os deslocamentos que os nós sofrerão (LAUTENSCHLÄGER, 2010).

A solução de um problema através do MEF envolve os seguintes passos, citados por Meneses (2007):

- Discretização do domínio;
- Seleção das funções de interpolação, que definem aproximadamente o campo dos deslocamentos no interior do elemento finito, em função do comportamento dos seus nós;
- Obtenção das matrizes de rigidez dos elementos;

- Construção da matriz de rigidez global e do vetor de solicitação global levando em consideração a contribuição de cada elemento finito;
- Resolução do sistema de equações, levando em conta as condições de contorno, com a finalidade de obter os deslocamentos nodais desconhecidos e as reações de apoio em nós de deslocamento prescrito;
- Determinação, a partir das funções de aproximação, dos deslocamentos no interior dos elementos e posteriormente as deformações e tensões.

Lautenschläger (2010) expõe de maneira simplificada o funcionamento do método, considerando um material de comportamento elástico, mediante a formulação de compatibilidade de deslocamento. O algoritmo consiste basicamente em resolver a seguinte equação:

$$[R] = [K] \cdot [\delta] \quad (2.19)$$

onde:

$[R]$ → vetor de cargas nodais aplicadas;

$[K]$ → matriz de rigidez global;

$[\delta]$ → vetor de deslocamentos nodais dos elementos.

A matriz de rigidez $[K]$ é composta pela integração das matrizes de rigidez de cada elemento $[K_i]$, conforme apresenta a integral a seguir:

$$[K] = \int [B]^T \cdot [D] \cdot [B] \cdot dV \quad (2.20)$$

onde:

$[B]$ → matriz que relaciona deslocamentos nodais com deformações, todos os seus elementos são em função das coordenadas dos nós dos elementos;

$[D]$ → matriz de constantes elásticas dos materiais.

Para serem obtidos os deslocamentos nodais inverte-se a matriz de rigidez:

$$[\delta] = [K]^{-1} \cdot [R] \quad (2.21)$$

Assim as deformações $[\varepsilon]$ e tensões $[\sigma]$ podem ser obtidas nos pontos de integração do elemento através das relações:

$$[\varepsilon] = [B] \cdot [\delta] \quad (2.22)$$

$$[\sigma] = [D] \cdot [\varepsilon] \quad (2.23)$$

Quando as constantes elásticas dos materiais dependem das deformações, o modelo apresenta comportamento de tensão-deformação não-linear. Para solucionar problemas não-lineares converte-se o sistema não-linear em sistemas lineares que podem ser resolvidos de forma direta ou iterativa (LAUTENSCHLÄGER, 2010).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 CARACTERIZAÇÃO DA PESQUISA

Para atingir o objetivo de estabelecer um modelo para obtenção da carga de ruptura de estacas escavadas através de simulação de provas de carga, foi utilizado o programa computacional ABAQUS, responsável por realizar simulações numéricas de comportamento de materiais em elementos finitos.

O ABAQUS FEA (Análises de Elementos Finitos) foi desenvolvido pela HKS Inc de Rhode Island e comercializado pela Dessault Systemes que também oferece uma versão educacional 6.14, gratuita, que foi utilizada na elaboração deste trabalho.

A justificativa pela utilização deste programa, ABAQUS, deve-se ao fato de ser uma importante ferramenta em modelagem numérica, com um expressivo grau de confiabilidade, utilizado em vários modelos de engenharia e com um crescente aumento na área de Geotecnia, comprovado pela obra de Helwany (2007).

Para validação do modelo e parâmetros adotados foi realizada a comparação dos resultados apresentados pelo ABAQUS com resultados do ensaio de prova de carga estática, realizado em estaca escavada, apresentado por Lorenzi (2012).

Para reproduzir o ensaio de prova de carga, os parâmetros geotécnicos, como módulo de elasticidade, coeficiente de aderência entre solo e estaca, ângulo de atrito e coesão do solo, foram variados de forma que o comportamento simulado com o ABAQUS, de carga aplicada e deslocamento, correspondesse ao comportamento obtido com a prova de carga real.

Após a definição dos parâmetros geotécnicos que atingiram o objetivo principal, propuseram-se equações que correlacionam os valores dos parâmetros adotados com ensaios de SPT, para que estas sejam empregadas nas simulações de provas de carga em estacas escavadas em solo argiloso que utilizem o programa computacional ABAQUS.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DO OBJETO DE ESTUDO

A estaca utilizada com o objetivo de reprodução da prova de carga foi objeto de pesquisa de Lorenzi (2012), esta é escavada, de concreto, com diâmetro igual a 30 cm e comprimento igual a 5,00 m.

A estaca foi executada, por trado mecânico, em solo argiloso localizado na cidade de Cascavel no estado do Paraná.

A escolha pela utilização desta prova de carga em específico deve-se ao fato dela ter sido realizada na região Oeste do Paraná, a qual é de interesse para a autora deste trabalho.

A Figura 3.1 apresenta um resumo do ensaio de SPT utilizado na pesquisa.

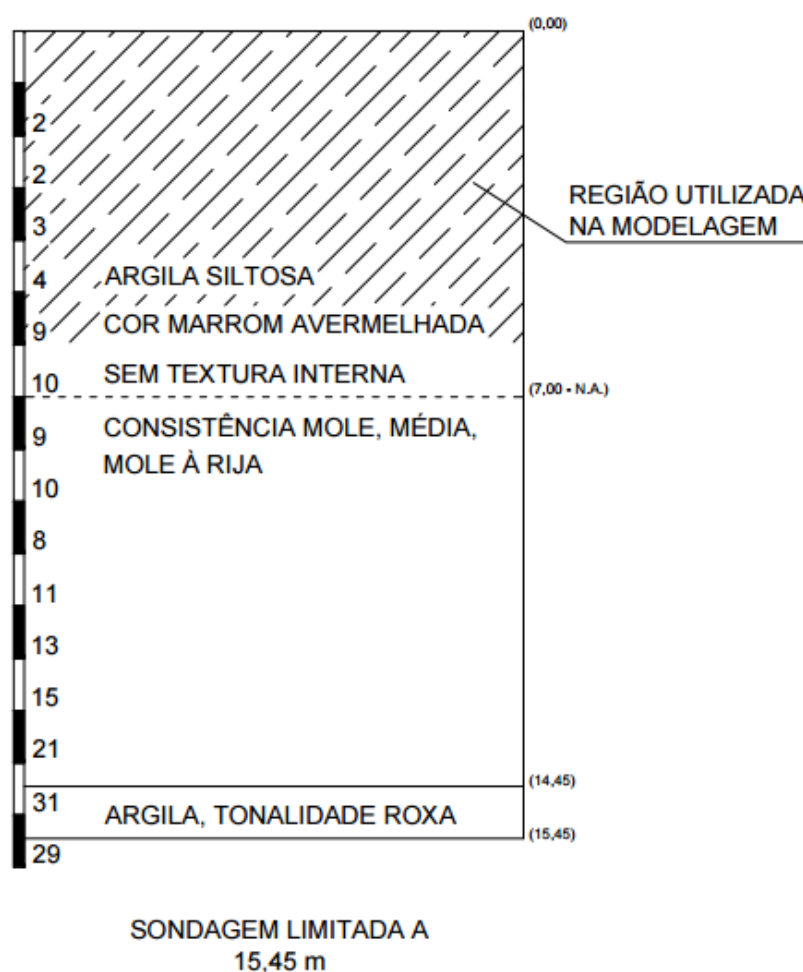


Figura 3.1 – Ensaio de SPT utilizado na modelagem do solo.
Fonte: Adaptado de Lorenzi (2012).

Os ensaios de SPT e os resultados da prova de carga estão apresentados nos Anexos A e B do presente trabalho, respectivamente. Para maiores informações referentes à execução das estacas, ensaios de SPT e provas de carga realizados nas estacas consultar o trabalho de Lorenzi (2012).

3.3 CARACTERÍSTICAS DA MODELAGEM

Como a versão educacional do ABAQUS possui limitação de elementos a serem utilizados, decidiu-se criar um modelo *axisymmetric twist*, ou seja, simétrico em relação a um eixo rotacional, essa solução é possível devido à simetria da estaca e da carga aplicada na mesma.

Para construção da malha dos elementos foram considerados elementos quadráticos devido à geometria dos objetos modulados, além disso, foi utilizada a interpolação linear com integração reduzida devido a menor exigência computacional destes métodos. Na Figura 3.2 é possível verificar a malha utilizada para simulações durante a pesquisa.

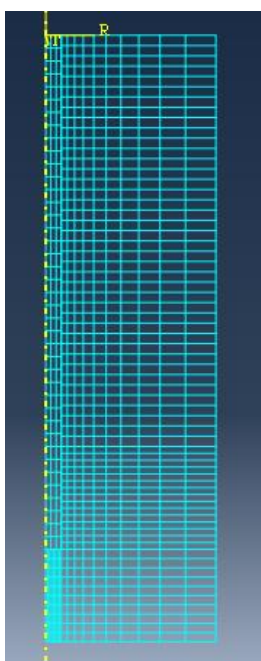


Figura 3.2 – Representação gráfica da malha utilizada no modelo para a pesquisa.

Segundo Lautenschläger (2010) a simulação de interações solo-estrutura apresentam algumas características críticas, que devem ser levadas em consideração juntamente com o modelo constitutivo do material e sua malha. Assim levou-se em consideração, no que se refere ao modelo geomecânico, o contato entre solo e estaca e as tensões geostáticas iniciais do solo abordados nos itens 3.3.3 e 3.3.4, respectivamente.

Nos itens 3.3.1 e 3.3.2, serão apresentados os parâmetros geométricos e geotécnicos inicialmente adotados nas simulações. Para verificação da influência de cada um dos parâmetros geotécnicos estes foram alterados isoladamente.

Após a análise individual da influência dos parâmetros, foram definidos quais permaneceram constantes, e quais sofreram alterações de modo que os resultados conseguidos na simulação se aproximassem da curva obtida no ensaio de prova de carga realizado por Lorenzi (2012).

3.3.1 Modelagem da Estaca

A estaca utilizada na simulação, baseada no estudo realizado por Lorenzi (2012), é de concreto armado com resistência à compressão (f_{ck}) igual a 20 MPa, diâmetro de 30 cm e comprimento de 5,00 m.

Para a representação do concreto armado foi adotado o modelo linear-elástico, tornando necessária a definição do módulo de elasticidade do material e do coeficiente de Poisson.

A definição destas propriedades foi realizada conforme orientação da NBR 6118 (ABNT, 2014), assim, para um concreto com resistência à compressão igual a 20 MPa e composto do agregado comumente utilizado na região, basalto, adotou-se um módulo de elasticidade igual a 25.544 MPa e um coeficiente de Poisson igual a 0,2. Além disso, foi considerada uma densidade de 2.548,42 kg/m³.

Os parâmetros definidos para a estaca permaneceram constantes durante todas as simulações, uma vez que o comportamento avaliado foi o do solo.

A Tabela 3.1 apresenta o resumo das dimensões e propriedades do material definidas para a estaca utilizada durante as simulações.

Tabela 3.1 – Propriedades definidas para representação da estaca utilizada nas simulações

Parâmetro	Valor
Módulo de Elasticidade (MPa)	25.544,00
Coeficiente de Poisson	0,20
Densidade (kg/m ³)	2.548,42
Diâmetro (cm)	30,00
Comprimento (m)	5,00

3.3.2 Modelagem do Solo

A modelagem do maciço do solo foi feita com base no ensaio de SPT utilizado nesta pesquisa, assim este foi dividido em fatias com um metro de espessura a fim de representar a variação que ocorre no solo com a profundidade.

As dimensões do maciço do solo que circunda a estaca foram definidas conforme atuação das zonas de tensão ocasionadas pela aplicação de carga na estaca, obtidas através de pesquisa bibliográfica. Gue (1984) indica zonas de tensão ao redor da estaca em até dez vezes seu raio a partir da superfície lateral da mesma. Em relação à consideração de zonas de tensão abaixo da ponta de estaca utilizou-se uma profundidade do maciço de três vezes o diâmetro da estaca após o término desta, conforme sugerido por Massarsch e Wersäll (2013).

O solo foi simulado conforme o modelo de comportamento Mohr-Coulomb, o qual considera o material isotrópico com comportamento linear-elástico até a superfície de plastificação, onde se iniciam as deformações plásticas permanentes.

Devido ao comportamento plástico é necessário definir os parâmetros geotécnicos, coesão e ângulo de atrito, além dos parâmetros que representam o comportamento elástico, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.

Os parâmetros iniciais definidos para representar o comportamento do solo partiu de correlações com os índices de resistência a compressão (N_{SPT}) obtidos no ensaio realizado por Lorenzi (2012).

Para definição do módulo de elasticidade inicial do solo, E_{si} , em MPa, foi considerada a equação sugerida por Teixeira e Godoy (1998):

$$E_{si} = \alpha_{Es} \cdot K_{Es} \cdot N_{SPT} \quad (MPa) \quad (3.1)$$

Em relação ao coeficiente α_{Es} , foi adotado o valor de 7, conforme sugerido pelos autores da equação (3.1), para solos argilosos. O coeficiente K_{Es} é definido como 0,15 MPa para argilas, 0,3 MPa para argilas arenosas e 0,2 MPa para argilas siltosas (TEIXEIRA; GODOY, 1998).

O valor de coeficiente de Poisson adotado é o de 0,3 conforme Teixeira e Godoy (1998).

O ângulo de atrito inicial também foi definido por correlação com o índice de resistência a compressão conforme equação expressa por Teixeira (1996 *apud* Cintra *et al*, 2011):

$$\phi'_i = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15^\circ \quad (3.2)$$

O valor de coesão inicial, em kPa, foi obtido utilizando a correlação empírica sugerida por Teixeira e Godoy (1998):

$$c'_i = 10 \cdot N_{SPT} \quad (kPa) \quad (3.3)$$

A densidade considerada para o solo foi adotada conforme o peso específico sugerido por Godoy (1972, *apud* Cintra *et al*, 2011) que faz correlação com o valor do N_{SPT} , conforme apresentado na Tabela 3.2:

Tabela 3.2 – Peso específico de solos argilosos

N_{SPT}	Consistência	Peso Específico (kN/m ³)	Densidade (kg/m ³)
≤ 2	Muito mole	13,00	1325,18
3 - 5	Mole	15,00	1529,05
6 - 10	Média	17,00	1732,92
11 - 19	Rija	19,00	1936,80
≥ 20	Dura	21,00	2140,67

Fonte: Godoy (1972 *apud* Cintra *et al*, 2011).

3.3.3 Modelagem da Superfície de Contato

O ABAQUS apresenta duas formas de discretização de contato, Nó-Superfície (N-S) e Superfície-Superfície (S-S). Em ambos os casos, deve-se definir uma superfície como mestre e outra como escrava. Pode-se afirmar que a mestre será a que irá ditar o comportamento da escrava durante o processo de interação das mesmas (LAUTENSCHLÄGER, 2010).

Entre as duas técnicas de discretização de superfícies disponíveis optou-se pela utilização do método Superfície-Superfície devido à probabilidade de penetração da superfície mestre na superfície escrava ser menor. A estaca por ser mais rígida foi considerada como mestre, conforme recomendação do ABAQUS (2012), conseqüentemente a superfície do solo foi considerada como a escrava.

O modelo proposto por Coulomb, considerando um contato friccional, aliado ao método da penalidade, sem definição de tensão tangencial máxima, foi utilizado para representação do comportamento tangencial entre solo e estaca. O coeficiente de aderência inicial, entre solo e estaca, adotado foi a tangente do ângulo de atrito do solo.

Em relação à interação entre a ponta da estaca e o solo, esta foi considerada como de contato normal com penetração nula.

3.3.4 Modelagem das Cargas Aplicadas e Condições de Restrição

Para que a simulação represente a realidade, é necessário levar em consideração a ação gravitacional, que é considerada pelo programa computacional como um carregamento aplicado em um passo próprio. A gravidade só é considerada em materiais que possuem densidade, por isso é necessário definir os valores de densidade de todos os materiais utilizados na simulação.

Ao aplicar o campo gravitacional foi necessário definir o coeficiente de empuxo ao repouso inicial do solo, K_0 , este foi inicialmente definido como 0,75, valor obtido experimentalmente por Caputo (2010) para argilas.

A aplicação de campo gravitacional gerou deslocamentos verticais na estaca e no solo simulado, entretanto os valores foram irrisórios e por isso desconsiderados.

Após a consideração do campo gravitacional, definiram-se as condições de restrição do modelo. As mesmas foram aplicadas nas superfícies externas do meio contínuo do solo modelado. Na superfície inferior restringiram-se os deslocamentos horizontais e verticais, na superfície lateral oposta a estaca foi permitido apenas deslocamento na direção vertical, e na superfície do eixo axial não foi aplicada restrição, de forma a garantir ao modelo parcial semelhança de comportamento ao modelo completo.

Em seguida foram aplicadas as cargas na superfície da estaca reproduzindo as utilizadas no ensaio de PCE, os acréscimos de carregamento foram feitos em passos próprios conforme o tempo de duração definido no ensaio.

A Figura 3.3 exibe a representação gráfica final do modelo simulado, com as divisões em camadas do solo, as restrições impostas, a consideração da ação da gravidade e o carregamento aplicado, o eixo Z representa o eixo axial do modelo.

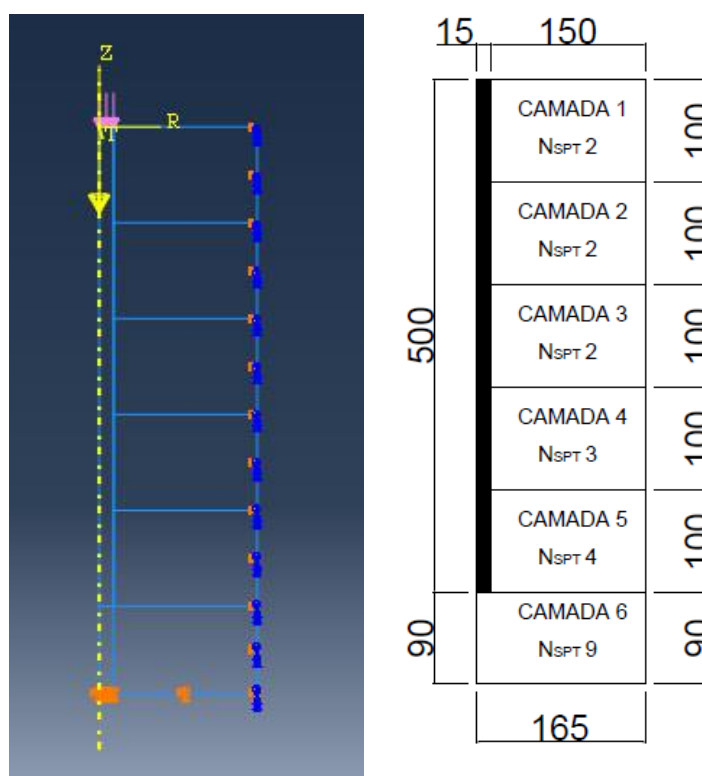


Figura 3.3 – Representação gráfica do modelo utilizado nas simulações.

3.4 VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Com o objetivo de verificar a influência que alguns parâmetros geotécnicos teriam sobre o comportamento solo-estrutura simulado, estes foram variados individualmente.

Os parâmetros variados foram o módulo de elasticidade do solo, o ângulo de atrito, a coesão, o coeficiente de aderência entre solo e estaca e por fim o coeficiente de empuxo em repouso do solo.

Durante as simulações os parâmetros foram variados isoladamente, ou seja, enquanto um dos parâmetros era variado os demais permaneciam com os valores fixos, determinados conforme apresentado anteriormente.

A Tabela 3.3 apresenta os valores dos parâmetros originais.

Tabela 3.3 – Parâmetros geotécnicos iniciais utilizados nas simulações conforme valor de N_{SPT}

Camada	N_{SPT}	E_{si} (MPa)	ϕ'_i	ν	c'_i (kPa)	K_{oi}
1, 2 e 3	2	2,8	21,32	0,3	20	0,75
4	3	4,2	22,75	0,3	30	0,75
5	4	5,6	23,94	0,3	40	0,75
6	9	12,6	28,42	0,3	90	0,75

De cada simulação foi extraído o comportamento carga aplicada x deslocamento vertical da superfície da estaca, até o emprego da carga máxima imposta ao modelo na prova de carga realizada por Lorenzi (2012).

As curvas de influência foram geradas através dos recalques apresentados no momento da carga de ruptura definida através da NBR 6122 (ABNT, 2010).

4 RESULTADOS E ANÁLISES

4.1 CARGA DE RUPTURA DA PROVA DE CARGA

A determinação da carga de ruptura da estaca ensaiada por Lorenzi (2012) foi realizada conforme o método proposto pela NBR 6122 (ABNT, 2010). Para isto plotou-se a reta que representa a função sugerida por norma, conforme apresentado no item 2.1.2.2, juntamente com a curva carga aplicada x deslocamento, gerada pelo ensaio, apresentado na Figura 4.1:

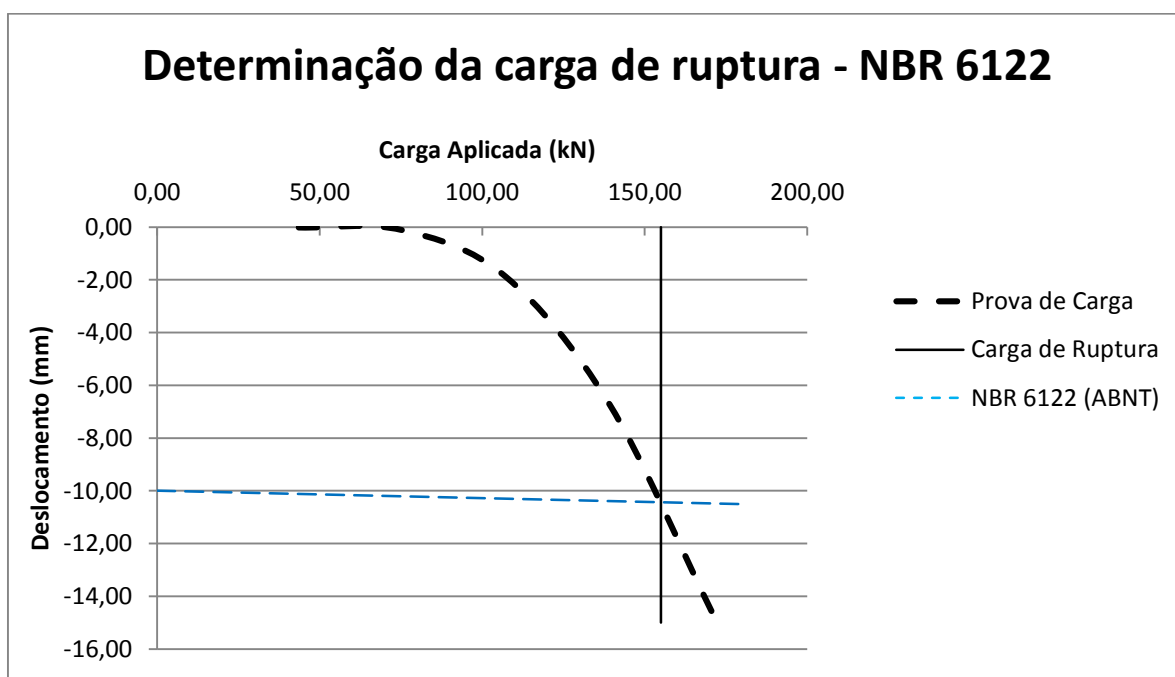


Figura 4.1 – Gráfico Prova de Carga Estática.

A interseção das curvas indica a carga de ruptura da estaca, assim, pelo gráfico foi possível determinar que a mesma é igual a 155 kN e o recalque correspondente é de 10,43 mm.

4.2 RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos com as simulações numéricas realizadas, a fim de verificar a influência de cada parâmetro geotécnico no comportamento solo-estrutura simulado.

4.2.1 Influência do módulo de elasticidade

O gráfico da Figura 4.2 apresenta a influência do módulo de elasticidade do solo sobre o comportamento carga x deslocamento do sistema solo-estrutura. Os valores dos módulos de elasticidade simulados estão os apresentados na Tabela 4.2:

Tabela 4.1 – Módulo de Elasticidades do Solo Simulados

N_{SPT}	Esi (MPa)	2 x Esi (MPa)	3 x Esi (MPa)	4 x Esi (MPa)
2	2,8	5,6	8,4	11,2
3	4,2	8,4	12,6	16,8
4	5,6	11,2	16,8	22,4
9	12,6	25,2	37,8	50,4

Observa-se, na Figura 4.2, que com o aumento do módulo de elasticidade do solo o deslocamento vertical da estaca diminui e, por consequência, a capacidade de carga da mesma aumenta.

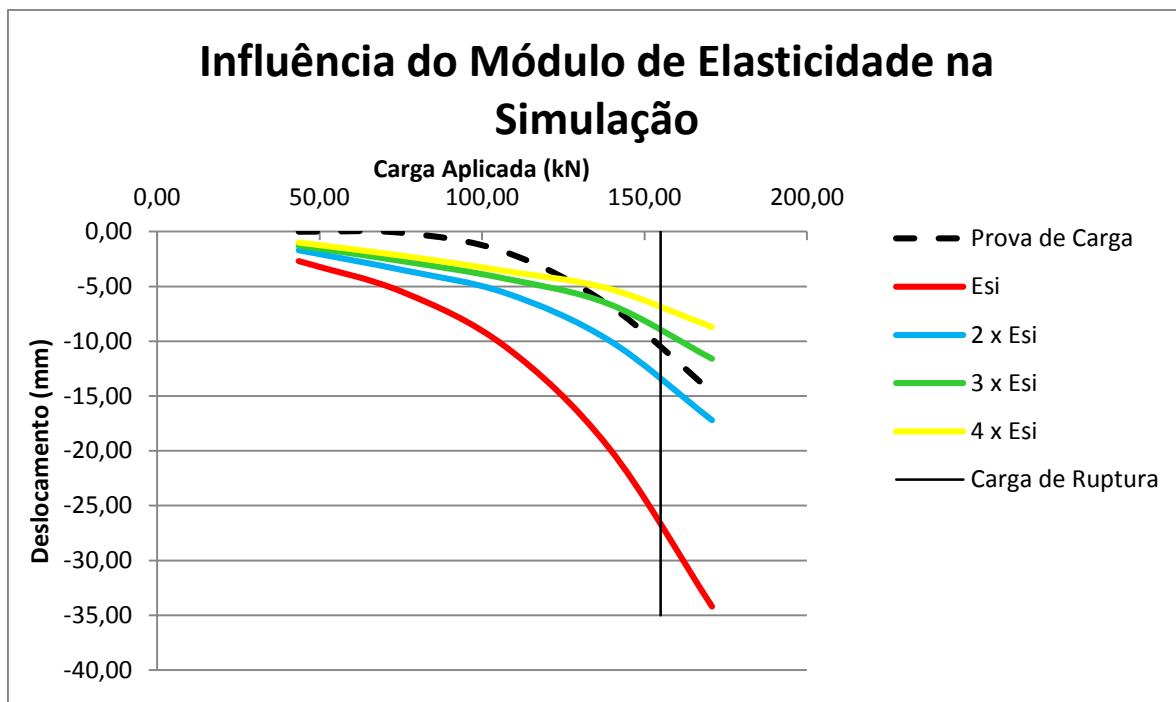


Figura 4.2 – Gráfico Carga x Deslocamento variando o módulo de elasticidade.

A Figura 4.3 apresenta os valores dos deslocamentos referentes a carga de 155 kN para os diferentes módulos de elasticidade adotados, verifica-se que a influência do aumento do módulo de elasticidade tende a ser representado por uma função logarítmica, tornando-se menos significativo conforme há o aumento do módulo para a faixa de dados estudada.

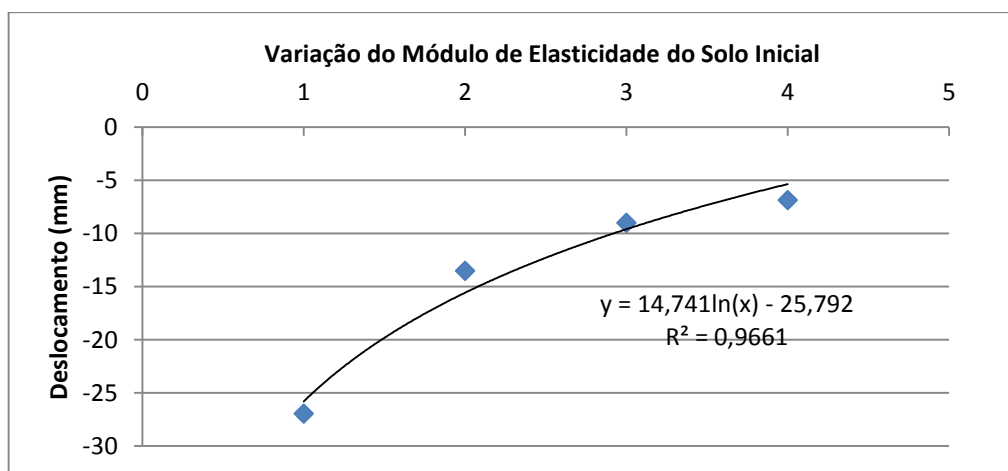


Figura 4.3 – Curva de influência do módulo de elasticidade no recalque de ruptura.

4.2.2 Influência do ângulo de atrito

A Figura 4.4 apresenta a influência do ângulo de atrito no comportamento carga x deslocamento da fundação estudada. O ângulo de atrito foi variado conforme apresenta a Tabela 4.2:

N_{SPT}	ϕ_i	$1,10 \times \phi_i$	$1,20 \times \phi_i$	$1,50 \times \phi_i$	$2,00 \times \phi_i$
2	21,32	23,46	25,59	31,99	42,65
3	22,75	25,02	27,29	34,12	45,49
4	23,94	26,34	28,73	35,92	47,89
9	28,42	31,26	34,10	42,62	56,83

Observa-se que o ângulo de atrito influencia a partir de uma carga próxima a 100 kN. Conforme ocorre o aumento do ângulo de atrito do solo diminui-se o deslocamento nas etapas finais da simulação.

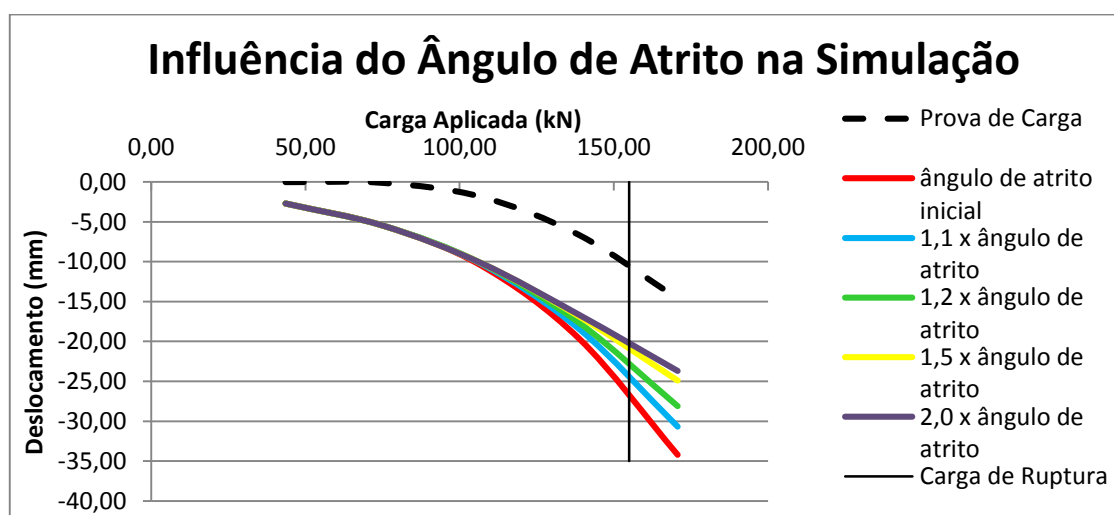


Figura 4.4 – Gráfico Carga x Deslocamento variando o ângulo de atrito.

Observa-se que na Figura 4.5 que a curva de influência tende a uma função polinomial, por causa da baixa variação do deslocamento conforme aumenta-se o

valor do ângulo, entretanto não é possível afirmar que com o aumento do ângulo de atrito o deslocamento irá aumentar, conforme sugere a curva.

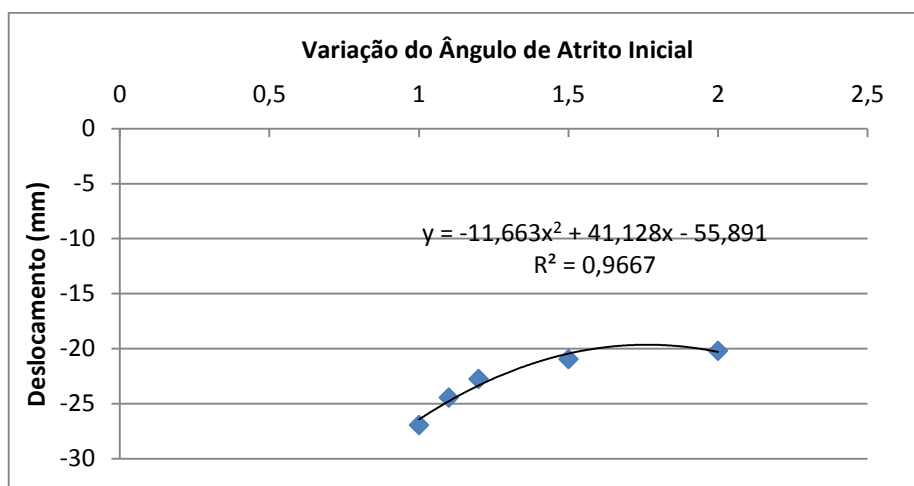


Figura 4.5 – Curva de influência da variação do ângulo de atrito do solo no recalque de ruptura.

4.2.3 Influência da coesão

Na Figura 4.6 apresenta-se a influência no comportamento carga-deslocamento da estaca estudada ocasionada por diferentes valores de coesão do solo. Os valores de coesão adotados estão apresentados na Tabela 4.3

N_{SPT}	c'_i (kPa)	$0,50 \times c'_i$ (kPa)	$1,20 \times c'_i$ (kPa)	$1,50 \times c'_i$ (kPa)	$2,00 \times c'_i$ (kPa)
2	20	10	24	30	40
3	30	15	36	45	60
4	40	20	48	60	80
9	90	45	108	135	180

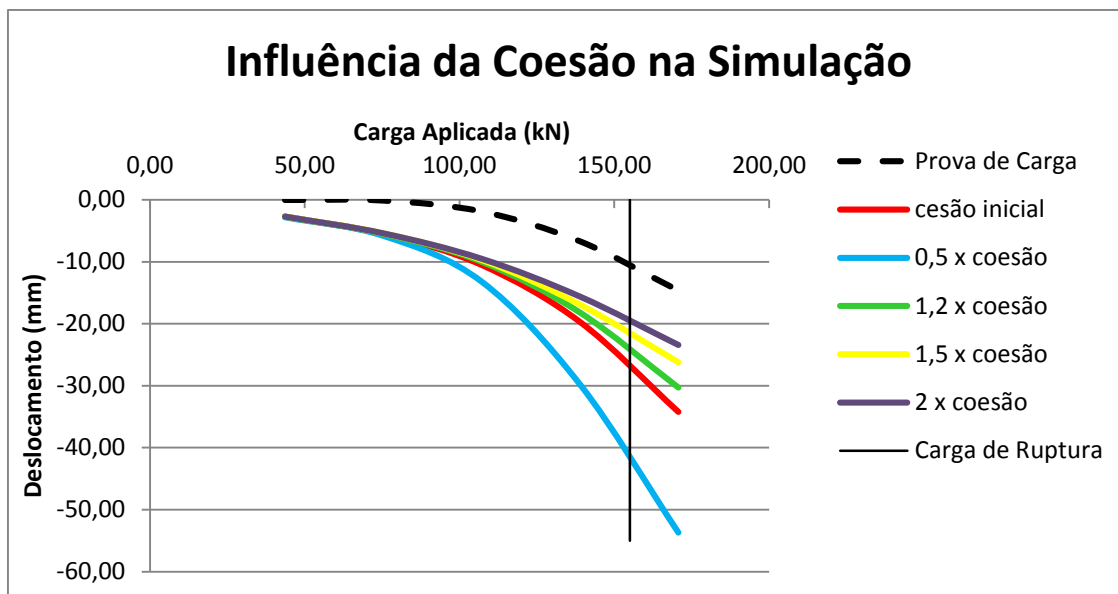


Figura 4.6 – Gráfico Carga x Deslocamento variando a coesão.

A coesão apresenta maior representatividade nos deslocamentos das etapas finais da simulação de prova de carga, indicando o mesmo funcionamento da influência do ângulo de atrito.

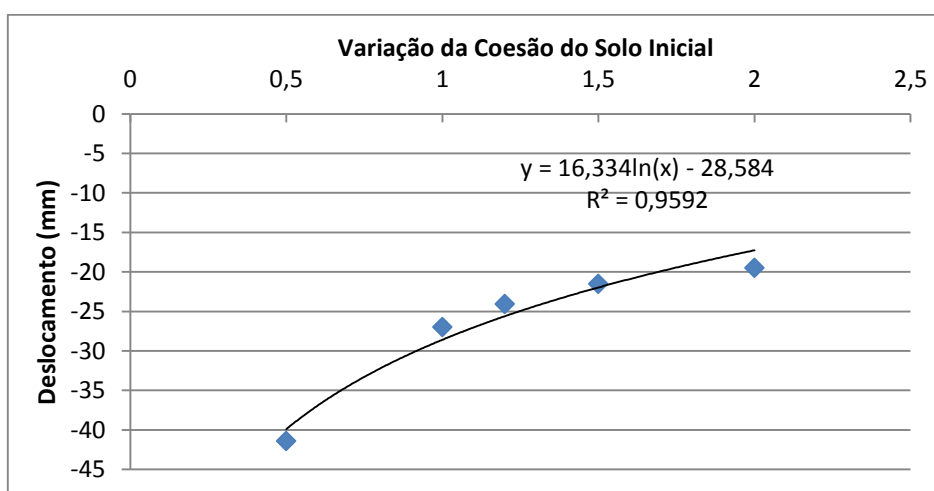


Figura 4.7 – Curva de influência da variação da coesão do solo no recalque de ruptura.

4.2.4 Influência do coeficiente de aderência entre solo e estaca

O coeficiente de aderência entre o solo e a estaca foi definido conforme a tangente do ângulo de atrito do solo. Para verificar apenas a aderência entre solo-estrutura, sem a interferência do ângulo de atrito do solo optou-se por variar somente o coeficiente, sem alteração do ângulo de atrito, conforme a Tabela 4.4 apresenta:

Tabela 4.4 – Coeficientes de Atrito Simulados

N_{SPT}	$tg \phi_i$	$0,50 \times tg \phi_i$	$0,75 \times tg \phi_i$	$1,25 \times tg \phi_i$	$1,50 \times tg \phi_i$
2	0,39	0,19	0,29	0,49	0,59
3	0,42	0,21	0,31	0,52	0,63
4	0,44	0,22	0,33	0,55	0,66
9	0,54	0,27	0,40	0,67	0,81

Ao observar a Figura 4.8 é possível verificar que o coeficiente de aderência no comportamento carga-deslocamento da prova de carga simulada desde os carregamentos iniciais. Fica claro que quanto maior é o valor do parâmetro menor é o deslocamento ocasionado pelo carregamento.

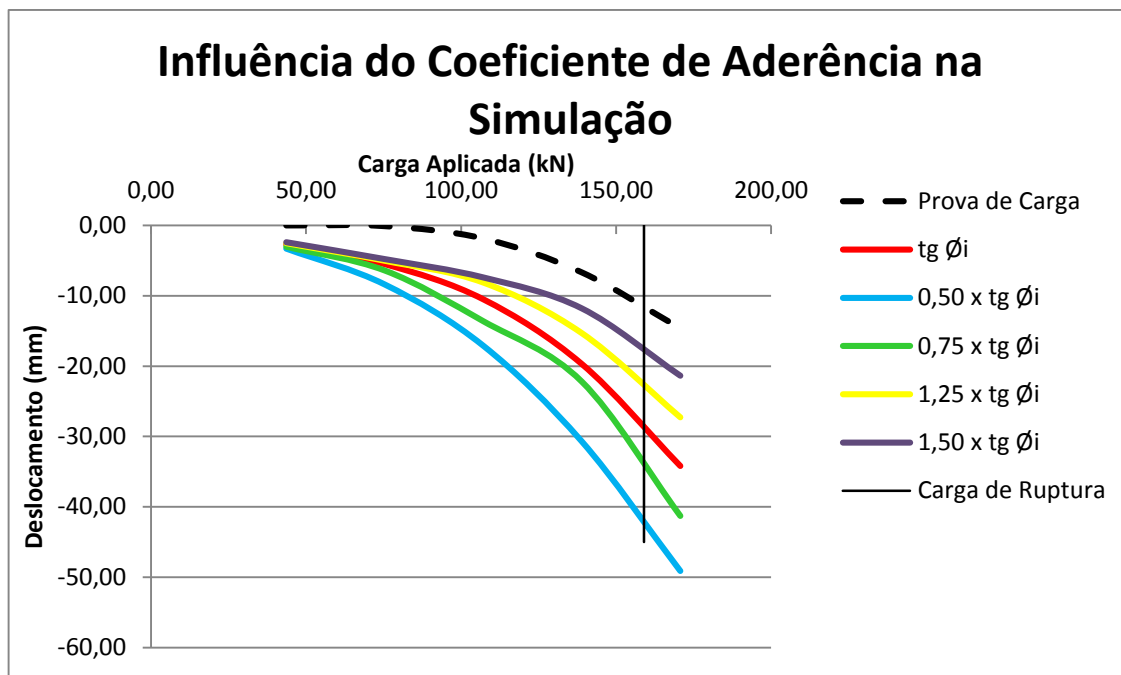


Figura 4.8 – Gráfico Carga x Deslocamento variando o coeficiente de aderência entre solo e estaca.

A Figura 4.9 apresenta o comportamento linear da influência do parâmetro para a carga de ruptura da estaca estudada.

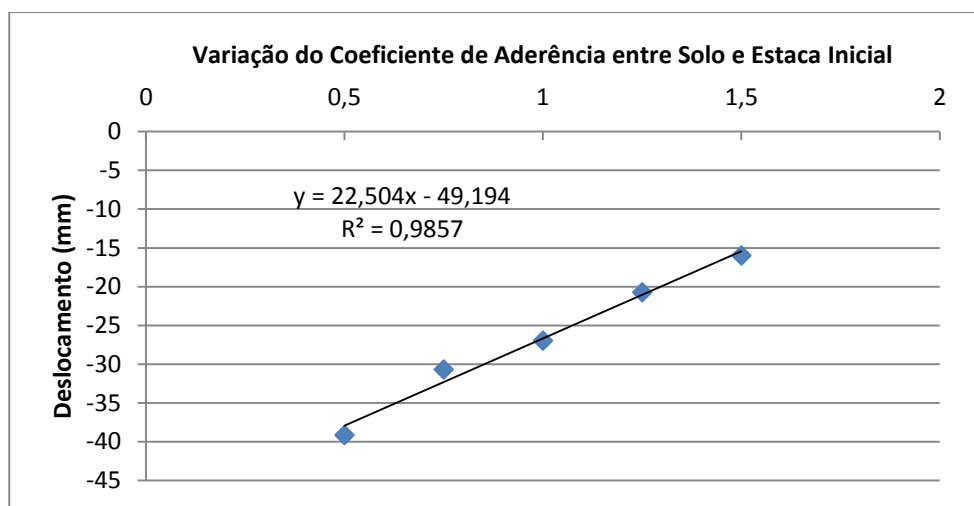


Figura 4.9 – Curva de influência da variação do coeficiente de aderência entre solo e estaca no recalque de ruptura.

4.2.5 Influência do empuxo

O último parâmetro a ser avaliado a influência foi o coeficiente de empuxo, k_0 . Os valores utilizados para a avaliação foram 0,50, 0,75, 1,00, 1,25 e 1,50. Os resultados do comportamento solo-estrutura obtidos com as simulações estão representados na Figura 4.10.

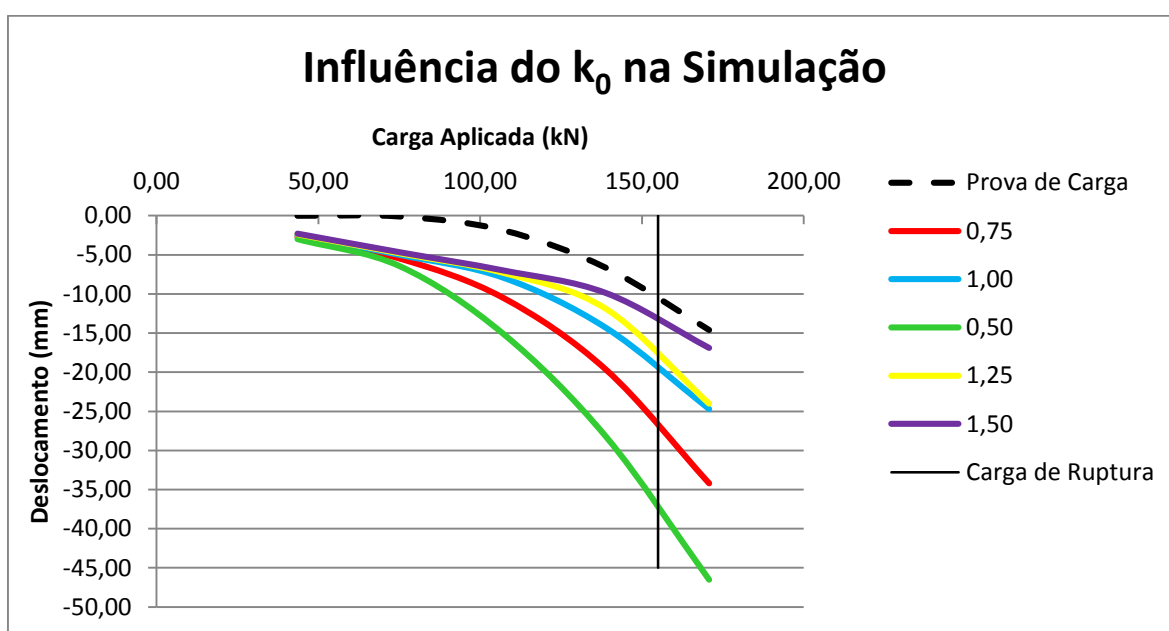


Figura 4.10 – Gráfico Carga x Deslocamento variando o empuxo de repouso.

Na Figura 4.10 é possível verificar a tendência de obter um menor deslocamento da estaca quanto maior é o valor do empuxo, entretanto essa relação não é linear, como pode-se verificar ao analisar as curvas de valor 1,00 e 1,25, a diferença entre os deslocamentos é maior nos carregamentos intermediários, do que nas etapas finais, que chegam próximo de se igualar.

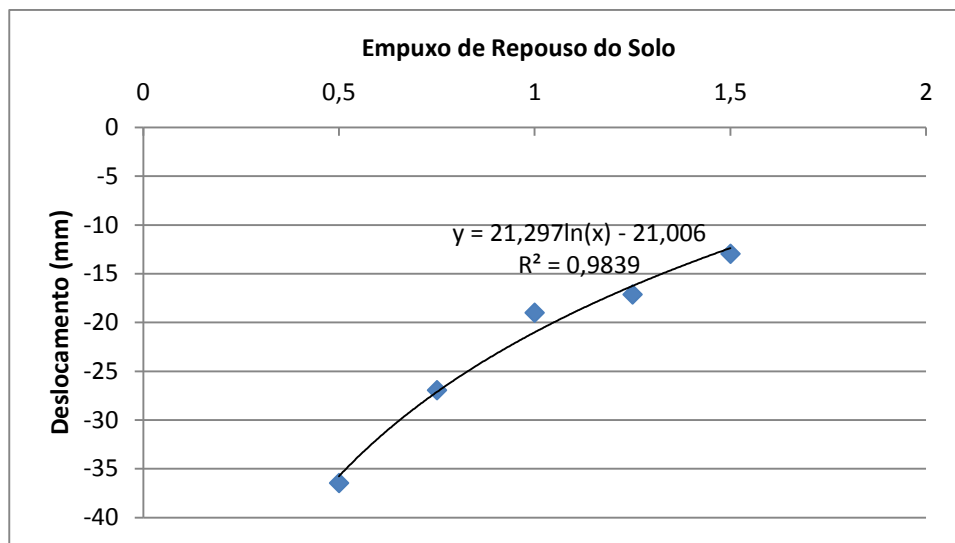


Figura 4.11 – Curva de influência da variação do empuxo de repouso do solo no recalque de ruptura.

As curvas de influência dos parâmetros em sua maioria são bem representadas por equações logarítmicas ou lineares, apenas a equação que representa a curva do ângulo de atrito do solo é polinomial de segundo grau, entretanto não é possível afirmar que após um período os valores de deformação serão maiores conforme o aumento do ângulo de atrito. Assim, é importante deixar claro que essas equações atendem bem os valores encontrados para a faixa de variação estudada.

4.3 REPRODUÇÃO DA PROVA DE CARGA ESTÁTICA PELO ABAQUS

A seguir será apresentada, através do ABAQUS, a simulação da prova de carga estática realizada por Lorenzi (2010), com o objetivo de reproduzir os valores da carga de ruptura e o recalque correspondente.

Os parâmetros geotécnicos variados para atingir o objetivo foram o módulo de elasticidade do solo, em seguida o coeficiente de aderência entre solo e estaca e por último a coesão do solo. Decidiu-se alterar o módulo de elasticidade por primeiro, pois foi o único parâmetro que conseguiu ultrapassar a curva gerada pelo ensaio de prova de carga e optou-se pelo valor que melhor apresentava paralelismo

com a curva do ensaio, após a definição deste alterou-se o coeficiente de aderência entre solo e estaca, para se aproximar da carga de ruptura gerada pelo ensaio e em seguida alterou-se a coesão do solo para um melhor ajuste da curva.

Assim, têm-se os seguintes parâmetros geotécnicos utilizados na simulação:

Tabela 4.5 - Parâmetros geotécnicos utilizados na reprodução da PCE

N_{SPT}	E_s (MPa)	ϕ'	ν	c' (kPa)	Coef. Ader.
2	5,6	21,32	0,3	13,0	0,58
3	8,4	22,75	0,3	19,5	0,62
4	11,2	23,94	0,3	26,0	0,66
9	25,2	28,42	0,3	58,5	0,81

O resultado da simulação está representado na Figura 4.12:

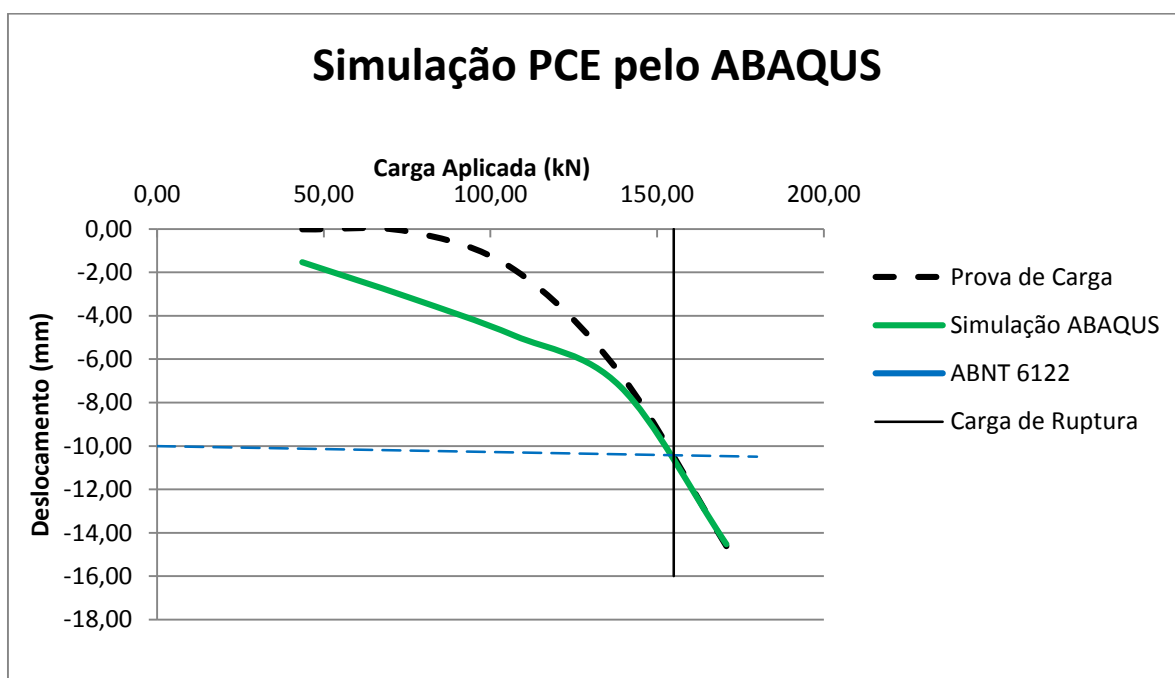


Figura 4.12 – Simulação para reprodução da PCE pelo ABAQUS.

Diferente da prova de carga real, o ABAQUS apresenta deslocamentos consideráveis já nas cargas iniciais aplicadas. Nas análises de influência dos

parâmetros é possível observar que essa característica está sempre presente. Essa diferença pode ser explicada devido à possibilidade do solo estudado ser pré-adensado, que são caracterizados por baixas deformações durante a curva de recompressão do material.

Apesar do comportamento da curva o resultado é considerado satisfatório, pois representa bem a parte de ruptura da estaca utilizada na prova de carga.

Ao modificar os parâmetros geotécnicos, buscou-se manter uma relação com o ensaio de SPT, para que fosse possível reproduzir os parâmetros em outros solos argilosos com facilidade, assim, obteve-se as seguintes relações:

- Para o módulo de elasticidade, determina-se o valor de 2 vezes a equação (3.1), tendo assim:

$$E_s = 2 \cdot \alpha_{Es} \cdot K_{Es} \cdot N_{SPT} \quad (MPa) \quad (4.1)$$

- Para o coeficiente de aderência entre o solo e a estaca utiliza-se a relação com o ângulo de atrito do solo, obtido conforme a equação (3.2), obtendo a seguinte relação:

$$\text{coeficiente de aderência} = 1,5 \cdot \text{tg}(\phi') \quad (4.2)$$

- Para a coesão, utiliza-se a relação de 0,65 vezes a equação para obtenção da coesão, (3.3), gerando a seguinte relação:

$$c' = 0,65 \cdot 10 \cdot N_{SPT} \quad (kPa) \quad (4.3)$$

Os demais parâmetros utilizados na simulação não sofreram alterações.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao dimensionar uma fundação a determinação da carga admissível deve ser encarada com bastante seriedade, pois esta representa o passo inicial de qualquer estrutura a ser executada, e por consequência influi diretamente na segurança da mesma.

Através da revisão bibliográfica é possível perceber que a definição dos parâmetros geotécnicos é imprescindível na determinação da capacidade de carga de estacas.

Os resultados das simulações indicam que os parâmetros geotécnicos verificados possuem influência direta sobre a capacidade de carga da estaca, ou seja, quanto maior é o valor dos parâmetros, maior é a capacidade de carga da mesma, para a faixa de variação estudada.

Como conclusão geral, pode-se afirmar que o estudo gerou resultados satisfatórios para a determinação da carga de ruptura e o respectivo recalque de uma estaca, utilizando parâmetros geotécnicos relacionados com o ensaio de SPT. Entretanto não conseguiu reproduzir fielmente o ensaio de prova de carga da estaca, o que pode ser explicado por um possível comportamento de pré-adensamento do solo, que não foi reproduzido pelo programa utilizado nas simulações.

5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Ao finalizar este estudo, surgem sugestões de futuras pesquisas para complementação dos resultados apurados, são elas:

- a) realizar simulações com outras provas de carga utilizando os parâmetros propostos por este trabalho, a fim de verificar a funcionalidade dos parâmetros obtidos;
- b) realização de ensaios em laboratório do solo da Região Oeste do Paraná, para obtenção de parâmetros mais precisos;

- c) executar provas de carga na região Oeste do Paraná, de preferência instrumentadas, a fim de aumentar o número de informações disponíveis a respeito do solo da região.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABAQUS. Dassault Systèmes, Simulia Corp. **ABAQUS/CAE User's Manual: ABAQUS® vs. 6.12.** Rhode Island, 2012. 1137 p.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de Fundações.** 2. ed. São Paulo: Edgar Blücher, 2010. 206 p.

AMANN, Kurt André Pereira. **Metodologia Semiempírica unificada para estimativa da capacidade de carga de estacas.** 2010. 430 f. Tese (Doutorado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6122:** Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 6489:** Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 12131:** Estacas – prova de carga estática – método de ensaios. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR 13208:** Estacas – ensaios de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro, 2007.

AZEVEDO, Álvaro. **Método dos elementos finitos.** Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003. 248 p.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações.** 6 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2010. 498 p. 2 v.

CINTRA, José Carlos; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas:** projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p.

CINTRA, José Carlos; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 140 p.

DÉCOURT, Luciano. Análise e projeto de fundações profundas. In: HACHICH, Waldemar *et al.* **Fundações: teoria e prática**. 2 ed. São Paulo: PINI, 1998, p. 265-301.

FLEMING, Ken; WELTMAN, Austin; RANDOLPH, Mark; ELSON, Keith. **Piling Engineering**. 3 ed. [S.l.]: Taylor & Francis, 2009. 398 p.

GONZALEZ, Jorge de La Rosa. **Estudo numérico do comportamento de estacas carregadas lateralmente**. 2014. 134 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2014.

GUE, See Sew. **Ground heave around driven piles in clay**. 1984. 225 f. Thesis (Doctor of Philosophy) – Hertford College, University of Oxford, 1984.

GUIMARÃES, Antônio Camilo Boaretto. **Avaliação simplificada da capacidade de carga de dutos corroídos**. 2005. 126 f. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Programa de Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia – Mecânica Computacional, Setores de Ciências Exatas e de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2005.

HELWANY, Sam. **Applied soil mechanical: with ABAQUS applications**. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc., 2007. 385 p.

IBÁÑEZ MORA, L. O.; SOTOLONGO, G. Q. Modelación por elementos finitos de pilotes colados in situ en suelos friccionantes. **Ingeniería**, Mérida, vol. 14, n. 2, p. 113-119, 2010. Disponível em: <<http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=46715068004>>. Acesso em: 06 abr. 2015.

LAUTENSCHLÄGER, Carlos Emanuel Ribeiro. **Modelagem numérica do comportamento de fundações profundas submetidas a carregamento lateral**. 2010. 181 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

LOBO, Bianca de Oliveira. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT**. 2005. 139 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

LORENZI, Vinicius. **Avaliação do desempenho de estacas escavadas com o método de alargamento de fuste**. 2012. 122 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

MAGALHÃES, Paulo Henrique Lourenço. **Avaliação da capacidade de carga e recalque de estacas de hélice contínua via provas de carga**. 2005. 270 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2005.

MASSARSCH, Rainer K.; WERSÄLL Carl. Cumulative lateral soil displacement due to pile driving in soft clay. **Sound Geotechnical Research to Practice: Geotechnical Special Publication**, Honoring Robert D. Holtz, ASCE, p. 463-480, 2013.

MELO, Bárbara Nardi. **Análise de provas de carga à compressão à luz do conceito de rigidez**. 2009. 250 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2009.

MENESES, Pedro Jorge Borges de Souza. **Grupo de estacas sob ações horizontais**. 2007. 100 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2007.

NOVAS, Leonardo Abreu. **Estacas escavadas de pequeno diâmetro nos solos argilosos da formação “Libertad”, Uruguai**. 2002. 168 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

TEIXEIRA, Alberto Henrique; GODOY, Nelson Silveira de. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, Waldemar *et al.* **Fundações: teoria e prática**. 2 ed. São Paulo: PINI, 1998, p. 227-264.

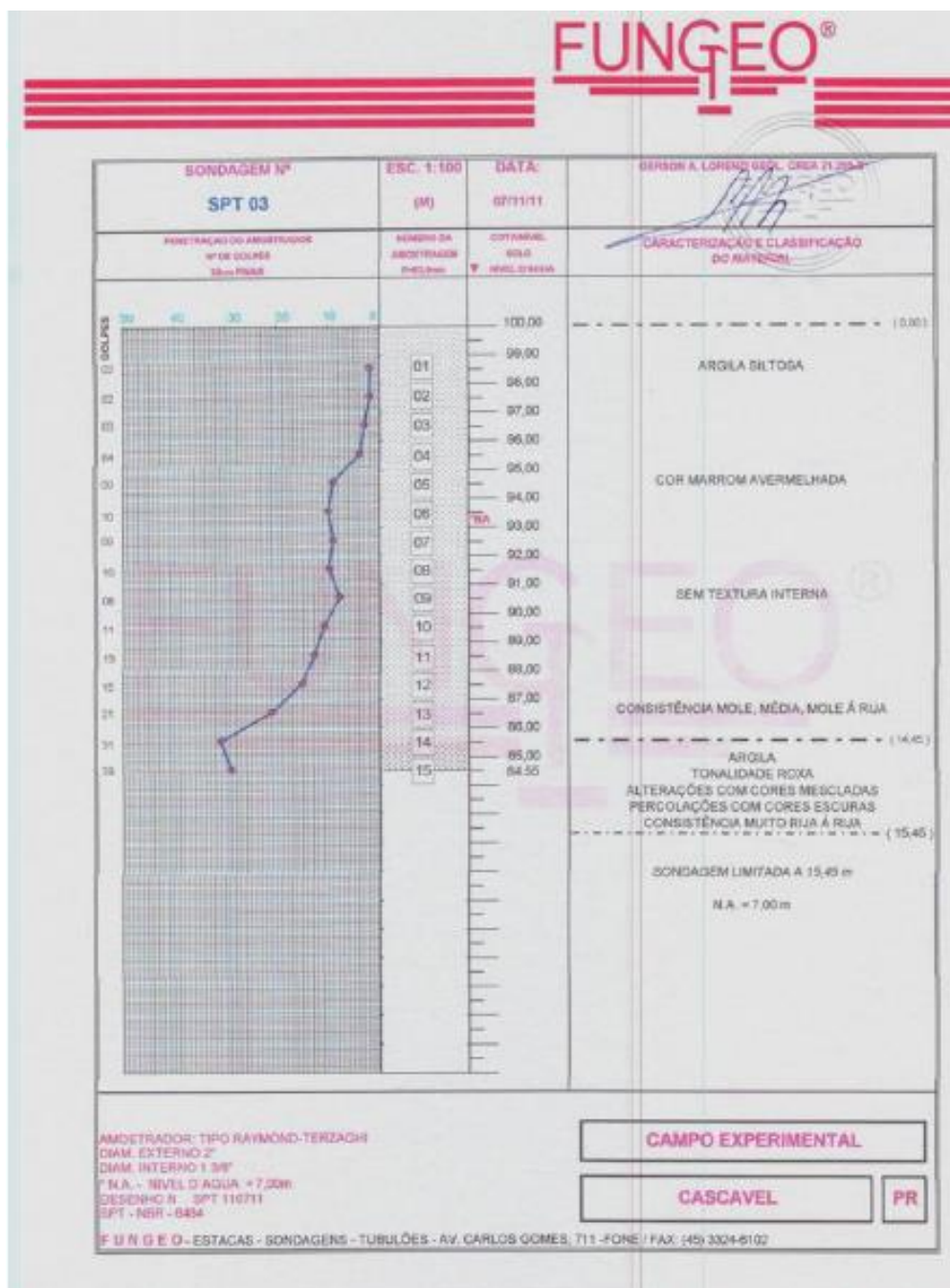
SOUTO, Marcelo Varella Filho. **Modelagem numérica de reforço estrutural em vigas de concreto armado**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

STEEN, R. Van der. **Tyre/road friction modeling**. Eindhoven: Department of Mechanical Engineering, Eindhoven University of Technology, 2007. 60 p.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações:** critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 568 p.

ANEXO A – RELATÓRIO DA SONDAGEM SPT

Neste Anexo estão contidos os resultados do ensaio de sondagem, disponibilizado por Lorenzi (2012).



ANEXO B – TABELAS DAS PROVAS DE CARGA

Neste Anexo está contida a tabela, disponibilizada por Lorenzi (2012), com o resultado do ensaio de prova de carga realizado na estaca estudada.

ESTACA: DATA:
3 16.11.2011

Vinicius Lorenzi

CARREGAMENTO					EXTESÔMETROS ESTACA								RESULTADO
ESTÁGIO	HORA	ΔT	PRESSÃO	CARGA	D1 (mm)		D2 (mm)		D3 (mm)		D4 (mm)		Recalque
(nº)	(hh:mm)	(min)	(Bar)	(Ton)	(leitura)	(recalque)	(leitura)	(recalque)	(leitura)	(recalque)	(leitura)	(recalque)	(mm)
0	13:45	-	0	1,2	50,57	-	50,5	-	47,27	-	48,12	-	-
1	13:47	00:00	10	4.441	50,57	0	50,48	-0,02	47,27	0	48,12	0	-0,01
1	13:48	00:01	10	4.441	50,56	-0,01	50,48	-0,02	47,27	0	48,12	0	-0,01
1	13:49	00:02	10	4.441	50,56	-0,01	50,48	-0,02	47,27	0	48,12	0	-0,01
1	13:51	00:04	10	4.441	50,56	-0,01	50,48	-0,02	47,27	0	48,12	0	-0,01
1	13:55	00:08	10	4.441	50,56	-0,01	50,47	-0,03	47,27	0	48,12	0	-0,01
1	14:03	00:15	10	4.441	50,56	-0,01	50,47	-0,03	47,27	0	48,12	0	-0,01
1	14:18	00:30	10	4.441	50,56	-0,01	50,47	-0,03	47,27	0	48,12	0	-0,01
2	14:20	00:00	20	7.683	50,45	-0,12	50,31	-0,19	47,22	-0,05	48,12	0	-0,09
2	14:21	00:01	20	7.683	50,44	-0,13	50,28	-0,22	47,23	-0,04	48,12	0	-0,10
2	14:22	00:02	20	7.683	50,42	-0,15	50,27	-0,23	47,23	-0,04	48,12	0	-0,11
2	14:24	00:04	20	7.683	50,42	-0,15	50,27	-0,23	47,23	-0,04	48,12	0	-0,11
2	14:28	00:08	20	7.683	50,42	-0,15	50,26	-0,24	47,23	-0,04	48,12	0	-0,11
2	14:36	00:15	20	7.683	50,42	-0,15	50,26	-0,24	47,23	-0,04	48,12	0	-0,11
2	14:51	00:30	20	7.683	50,42	-0,15	50,26	-0,24	47,23	-0,04	48,12	0	-0,11
3	14:53	00:00	30	10.924	48,86	-1,71	47,98	-2,52	45,78	-1,49	46,62	-1,5	-1,81
3	14:54	00:01	30	10.924	48,85	-1,72	47,94	-2,56	45,72	-1,55	46,61	-1,51	-1,84
3	14:55	00:02	30	10.924	48,82	-1,75	47,92	-2,58	45,69	-1,58	46,59	-1,53	-1,86

3	14:57	00:04	30	10.924	48,82	-1,75	47,92	-2,58	45,69	-1,58	46,58	-1,54	-1,86
3	15:01	00:08	30	10.924	48,8	-1,77	47,92	-2,58	45,7	-1,57	46,58	-1,54	-1,87
3	15:09	00:15	30	10.924	48,8	-1,77	47,92	-2,58	45,7	-1,57	46,58	-1,54	-1,87
3	15:24	00:30	30	10.924	48,8	-1,77	47,92	-2,58	45,7	-1,57	46,58	-1,54	-1,87
4	15:27	00:00	40	14.166	44,38	-6,19	42,13	-8,37	41,45	-5,82	41,35	-6,77	-6,79
4	15:28	00:01	40	14.166	44,35	-6,22	42,09	-8,41	41,42	-5,85	41,33	-6,79	-6,82
4	15:29	00:02	40	14.166	44,31	-6,26	42,02	-8,48	41,39	-5,88	41,29	-6,83	-6,86
4	15:31	00:04	40	14.166	44,29	-6,28	42,03	-8,47	41,37	-5,9	41,29	-6,83	-6,87
4	15:35	00:08	40	14.166	44,27	-6,3	42,04	-8,46	41,37	-5,9	41,27	-6,85	-6,88
4	15:43	00:15	40	14.166	44,27	-6,3	42,04	-8,46	41,36	-5,91	41,27	-6,85	-6,88
4	15:58	00:30	40	14.166	44,27	-6,3	42,04	-8,46	41,36	-5,91	41,27	-6,85	-6,88
5	16:05	00:00	50	17.407	36,29	-14,28	34,3	-16,2	35,95	-11,32	33,45	-14,67	-14,12
5	16:06	00:01	50	17.407	37,1	-13,47	33,5	-17	35,02	-12,25	32,85	-15,27	-14,50
5	16:07	00:02	50	17.407	37,18	-13,39	33,35	-17,15	34,85	-12,42	32,75	-15,37	-14,58
5	16:09	00:04	50	17.407	37,2	-13,37	33,29	-17,21	34,81	-12,46	32,72	-15,4	-14,61
5	16:13	00:08	50	17.407	37,2	-13,37	33,3	-17,2	34,8	-12,47	32,68	-15,44	-14,62
5	16:21	00:15	50	17.407	37,2	-13,37	33,3	-17,2	34,81	-12,46	32,68	-15,44	-14,62
5	16:36	00:30	50	17.407	37,2	-13,37	33,3	-17,2	34,81	-12,46	32,68	-15,44	-14,62