

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Carlos Miguel Klamt

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE PROVAS DE CARGA EXECUTADAS
EM ESTACAS ESCAVADAS DE PEQUENO DIÂMETRO
UTILIZANDO-SE UM SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS**

Santa Maria, RS
2019

Carlos Miguel Klamt

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE PROVAS DE CARGA EXECUTADAS EM ESTACAS
ESCAVADAS DE PEQUENO DIÂMETRO UTILIZANDO-SE UM SOFTWARE DE
ELEMENTOS FINITOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel **em Engenharia Civil**.

Orientador: Magnos Baroni, Dr. Eng.

Santa Maria, RS

2019

Carlos Miguel Klamt

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE PROVAS DE CARGA EXECUTADAS EM ESTACAS
ESCAVADAS DE PEQUENO DIÂMETRO UTILIZANDO-SE UM SOFTWARE DE
ELEMENTOS FINITOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Bacharel em Engenharia Civil**.

Aprovado em: 11 de dezembro de 2019.

Magnos Baroni, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

André Lübeck, Dr. (UFSM)

Almir Barros da Silva Santos Neto, Dr. (UFSM)

Santa Maria, RS
2019

RESUMO

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE PROVAS DE CARGA EXECUTADAS EM ESTACAS ESCAVADAS DE PEQUENO DIÂMETRO UTILIZANDO-SE UM SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS

AUTOR: CARLOS MIGUEL KLAMT
ORIENTADOR: MAGNOS BARONI

Atualmente tem-se buscado cada vez mais o uso de ferramentas computacionais para validar e simular processos semi empíricos realizados na engenharia. O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um dos meios mais utilizados para buscar resultados e fazer conferências por meio computacional. Dessa forma, pode ser utilizado também pela geotecnia, como por exemplo, simular um ensaio de prova de carga estática em uma estaca. Este trabalho busca realizar um comparativo entre provas de carga estáticas feitas em estacas escavadas de pequeno diâmetro executadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria (CEEG-UFSM) e simulações numéricas realizadas em um Software de Elementos Finitos. Para tanto, são utilizados dados do solo local que já foram investigados por Emmer (2004) e das provas de carga executadas em estacas por Nienov (2006). Para a modelagem numérica das fundações executadas no CEEG-UFSM é utilizado um software específico para simulação desse ensaio. A simulação numérica possibilita validar as provas de carga realizadas e, com isso, estimular o uso dessa ferramenta para projetos e laudos que precisam estimar as cargas de ruptura em fundações. A comparação entre os resultados reais e numéricos foi feita através da análise da curva carga x recalque para as duas situações, observando-se as semelhanças e diferenças entre os resultados apresentados e justificando possíveis erros e divergência nos métodos.

Palavras-chave: Método dos Elementos Finitos. Simulação Numérica. Prova de Carga. Estacas.

ABSTRACT

NUMBER SIMULATION OF LOAD PROOF PERFORMANCE ON SMALL DIAMETER EXCAVATIONS PILES USING A FINITE ELEMENT SOFTWARE

AUTHOR: CARLOS MIGUEL KLAMT

ADVISOR: MAGNOS BARONI

Currently, it is increasingly sought to use computational tools to validate and simulate empirical processes performed in engineering. The Finite Element Method (FEM) is one of the most widely used means to compute results and to make computational conferences. Thus, it can also be used by geotechnics, such as simulating a static load proof test on a pile. This work compares static load tests performed in small diameter excavated piles performed at the Experimental Field of Geotechnical Engineering of the Federal University of Santa Maria (CEEG-UFSM) and numerical simulations of static load tests performed on a Finite Element Software. For this purpose, local soil data that have already been investigated by Emmer (2004) and the load tests performed on piles by Nienov (2006) are used. For the numerical modeling of the foundations executed in CEEG-UFSM we use a specific software for simulation of this test. Numerical simulation makes it possible to validate the load tests performed and, thus, encourage the use of this tool for projects and reports that need to estimate the breaking loads in foundations. The comparison between the real and numerical results was made through the analysis of the load x displacement curve for both situations, observing the similarities and differences between the results presented and justifying possible errors and divergence in the methods.

Keywords: Finite Element Method. Numerical Simulation. Load Test. Piles.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Exemplos de fundação rasa (a) e profunda (b).	21
Figura 2 - Colocação de armadura em estaca escavada.....	26
Figura 3 - Trado Helicoidal utilizado na execução de estacas.	27
Figura 4 - Mecanismos de ruptura em estacas.....	28
Figura 5 - Mecanismo de mobilização de uma estaca.	28
Figura 6 - Sistema de reação típico do ensaio de prova de carga.....	34
Figura 7 - Defletômetros instalados no bloco de coroamento da estaca.....	35
Figura 8 - Manômetro (a) e macaco hidráulico (b) no ensaio de prova de carga.....	35
Figura 9 - Curva carga x recalque típica de uma estaca.	37
Figura 10 - Interpretação da curva carga x recalque segundo norma brasileira.....	39
Figura 11- Croqui do CEEG-UFSM.....	41
Figura 12 - Localização do CEEG-UFSM.	42
Figura 13 - Execução de sondagem de simples reconhecimento no CEEG-UFSM.....	44
Figura 14 - Trincheira superficial escavada no CEEG-UFSM.....	45
Figura 15 - Retirada de amostra indeformada no CEEG-UFSM.....	45
Figura 16 - Estacas prontas.....	46
Figura 17 - Resumo da composição granulométria das áreas 1,2 e 3.....	48
Figura 18 - Variação dos índices de consistência das áreas 1,2 e 3.	49
Figura 19 - Prova de carga estática sendo realizada no CEEG-UFSM.	51
Figura 20 - Esquema do sistema de reação e da estaca submetida à prova de carga.	51
Figura 21 - Curva carga x recalque para a estaca de diâmetro 0,30 m executada por Emmer (2004).....	52
Figura 22 - Esquema de execução das estacas no CEEG-UFSM.....	53
Figura 23 - Perfil das estacas de reação e de compressão.	53
Figura 24 - Estacas executadas no CEEG-UFSM.	54
Figura 25 - Croqui de locação de estudos realizados no CEEG-UFSM.....	55
Figura 26 - Curvas carga recalque das estacas ensaiadas de diâmetro 0,20 m.....	56
Figura 27 - Curva carga x recalque para estaca EC3, comprimento de 4,0 m.	57
Figura 28 - Curva carga x recalque para a estaca EC4, comprimento de 4,0 m.....	58
Figura 29 - Interpretação da curva da estaca EC3.	59
Figura 30 - Interpretação da curva da estaca EC4.	59
Figura 29 - Diagrama de simplificação de problemas.	61

Figura 31 - Resumo dos furos de sondagem SPT.	66
Figura 32 - Plano de trabalho e convenção de sinais.	71
Figura 33 - Tela inicial do <i>Software</i>	72
Figura 34 - Segunda tela do <i>Software</i>	73
Figura 35 - Camadas de trabalho.	74
Figura 36 - Janela de inserção das propriedades das camadas de solo.	75
Figura 37 - Janela de inserção das propriedades do concreto.	76
Figura 38 - Perfil do solo dividido em camadas.	77
Figura 39 - Janela de inserção das propriedades da estaca.	78
Figura 40 - Detalhe do ponto de aplicação da carga na estaca.	79
Figura 41 - Visão geral do projeto.	79
Figura 42 - Malha de pontos 2D gerada.	80
Figura 43 - Malha de pontos 3D gerada.	81
Figura 44 - Janela para inserção das cargas pontuais.	82
Figura 45 - Configuração dos estágios de cálculo.	83
Figura 46 - Ponto selecionado para gerar gráficos.	84
Figura 47 - Elemento estaca na modelagem numérica.	84
Figura 48 - Deslocamentos verticais na estaca representados por setas.	85
Figura 49 - Mapa de deformações da modelagem.	86
Figura 50 - "Deformações específicas volumétricas" atuantes no modelo numérico.	87
Figura 51 - Configuração da curva carga x recalque.	88
Figura 52 - Curva carga x recalque da análise numérica.	88
Figura 53 - Curva carga x recalque EC3 gerada numericamente e ensaio real feito por NIENOV.	89
Figura 54 - Curva carga x recalque EC4 e EC3 realizadas por Nienov (2006)	91
Figura 56 - Sobreposição de curvas carga x recalque.	92
Figura 58 - Métodos de interpretação da curva da análise numérica para estaca EC3.	94
Figura 59 - Aplicação do método Peres e Milititsky (1990) para determinação de resistências laterais e de ponta.	95
Figura 61 - Extrapolação da curva carga x recalque pelo método da Regressão Linear Simples.	97

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificações das estacas.	23
Tabela 2 - Estacas usuais no estado do Rio Grande do Sul.....	24
Tabela 3 - Fatores de correção F1 e F2.	30
Tabela 4 - Fatores K e α	31
Tabela 5 - Coeficiente C.....	32
Tabela 6 - Fator α	32
Tabela 7 - Fator β	32
Tabela 8 - Quantidade de provas de carga.....	38
Tabela 9 - Descrição morfológica de trincheira do CEEG-UFSM.....	47
Tabela 10 - Índices físicos obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.....	49
Tabela 11 - Índices relativos ao ensaio de cisalhamento direto.	50
Tabela 12 - Parâmetros de compressibilidade.	50
Tabela 13 - Parcelas de resistência de ponta e lateral obtidas pelo método de Peres e Milititsky para as estacas ensaiadas por Nienov.	60
Tabela 14 - Subdivisões do Método dos Elementos Finitos.....	62
Tabela 15 – Resumo dos índices físicos.....	65
Tabela 16 - Coeficiente K.....	67
Tabela 17 - Coeficiente α	67
Tabela 18 - Coeficiente de Poisson (ν)	68
Tabela 19 - Propriedades geotécnicas das camadas de solo do CEEG-UFSM.	68
Tabela 20 - Propriedades do concreto segundo NBR 6118:2014.....	69
Tabela 21 - Comparação entre valores das curvas Numérica e realizadas por Nienov para a estaca EC3.	90
Tabela 22 - Comparação entre estaca EC3 ensaiada numericamente e estaca EC4 ensaiada por Nienov.....	92
Tabela 23 - Comparação entre aplicação de métodos consagrados para determinação da Qrup para curva numérica e curva obtida por Nienov para a estaca EC3.	94
Tabela 24 Comparação entre aplicação de métodos consagrados para determinação da Qrup para curva numérica EC3 e curva obtida por Nienov para a estaca EC4.	95
Tabela 25 - Comparação entre aplicação do método Peres e Milititsky para obtenção de Ql e Qp para a estaca EC3 ensaiada numericamente e por Nienov.....	96

Tabela 26 - Comparação entre aplicação do método Peres e Milititsky para obtenção de Q_l e Q_p para a estaca EC3 ensaiada numericamente e estaca EC4 ensaiada por Nienov. ... 96

SUMÁRIO

RESUMO	5
ABSTRACT	7
1 INTRODUÇÃO	17
1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	17
1.2 OBJETIVO GERAL	18
1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	18
1.4 JUSTIFICATIVA.....	19
1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	19
2 REFERENCIAL TEÓRICO	21
2.1 TIPOLOGIA DE FUNDAÇÕES	21
2.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS	21
2.3 ESTACAS	22
2.3.1 Estacas escavadas com auxílio de trado mecânico.....	25
2.4 CAPACIDADE DE CARGA.....	27
2.4.1 Método Aoki-Velloso (1975).....	29
2.4.2 Método Décourt-Quaresma (1978).....	31
2.5 PROVA DE CARGA ESTÁTICA	33
2.5.1 Interpretação dos resultados das curvas carga x recalque.	38
2.5.2 Determinação da Carga de Ponta e Lateral	40
2.6 CAMPO EXPERIMENTAL DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA UFSM.....	40
2.6.1 Implantação	41
2.6.2 Estudos Realizados.....	42
2.6.3 Resultados obtidos por Emmer (2004).....	43
2.6.4 Resultados obtidos por Nienov (2006).....	52
2.7 MÉTODOS NUMÉRICOS	60
2.7.1 Método dos Elementos Finitos	61
2.7.2 Método dos Elementos Finitos na Engenharia Geotécnica.	62
3 METODOLOGIA	65
3.1 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	65
3.2 PARÂMETROS ESTRUTURAIIS.....	69
3.3 SOFTWARE	69
3.3.1 Software 2D.....	70
3.3.2 Software 3D.....	70
3.4 MODELAGEM NUMÉRICA	71
4 RESULTADOS.....	86
4.1 DESLOCAMENTOS.....	86
4.2 DEFORMAÇÕES	86
4.3 CURVA CARGA X RECALQUE	87
4.3.1 Comparação entre as curvas numéricas e reais.	89
4.3.2 Interpretação da curva numérica através de métodos consagrados.	93
4.3.3 Extrapolação da curva carga x recalque pelo método de Regressão Linear Simples.	96
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E TRABALHOS FUTUROS	98
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	101

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O ensaio de prova de carga estática em estacas é aquele que gera como resultado o comportamento carga x recalque dos elementos estruturais que transmitem esforços da estrutura para o solo. Este ensaio é regulamentado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas através da NBR 12131:2006 – Estacas – prova de carga estática – Método de ensaio. Ele é exigido devido a norma de fundações NBR 6122:2019 – Projeto e execução de fundações, que determina o número mínimo de estacas da obra para que seja realizado o ensaio. Além disso, há uma tabela que afirma a quantidade de estacas que devem ser avaliadas por este ensaio dependendo da quantidade de estacas total da obra. Apesar da exigência e recomendação da norma, este ensaio não é comumente realizado para determinação da capacidade de carga de estacas, o que faz com que muitos erros possam ocorrer no sistema de fundações de edificações em geral, podendo causar recalques excessivos.

Um dos empecilhos para que esse ensaio seja mais realizado é a indisponibilidade de empresas que prestam esse tipo de serviço, devido ao custo elevado e grande demanda de tempo para realização do ensaio quando comparado com ensaios dinâmicos. Logo, acaba sendo um ensaio que é realizado somente em grandes centros, onde há grande concentração de obras. A não realização do teste, juntamente com a falta de investigação geotécnica e a falta de inspeção prévia em edificações vizinhas pode causar vários prejuízos estruturais e econômicos para empreendimentos que estão em fase de construção e também depois de executados.

A análise de um problema de fundações ocorre a partir da determinação das solicitações ou cargas de projeto e da adoção de um modelo de subsolo, obtido após a investigação geotécnica (ensaios de campo e de laboratório, no caso mais amplo). Essas informações são interpretadas à luz do conhecimento estabelecido sobre o comportamento do solo sob a carga, ou da transmissão de esforços à massa de solo. (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2015, p. 58).

Foi instituído no ano de 2003 o Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria, com o intuito de realizar-se diversos testes e provas de carga em diferentes soluções para aquele terreno.

Foram executadas no campo experimental estacas escavadas de pequeno diâmetro, estacas escavadas moldadas com resíduos da construção civil, estacas metálicas e sapatas de concreto armado. As três primeiras soluções foram submetidas a ensaios de prova de carga estática e obtiveram-se várias curvas carga x recalque para diversas geometrias de estacas.

Este trabalho fará um comparativo numérico com as provas de cargas feitas com as estacas escavadas de diâmetro 0,20 m, escavadas com auxílio de trado helicoidal executadas por Nienov (2006).

1.2 OBJETIVO GERAL

O principal objetivo deste trabalho é realizar a análise numérica de provas de carga de estacas de pequeno diâmetro executadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria e comparar seus resultados com as provas de carga realizadas *in loco*. A comparação pode ser feita através da análise das curvas carga x recalque para as duas situações.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar retroanálise numérica a partir dos resultados de ensaios de prova de carga realizados no CEEG-UFSM;
- Verificar quais as divergências entre realizar a prova de carga *in loco* e uma prova de carga pelo método dos elementos finitos, comparando as diferenças relativas entre os resultados apresentados por ambas;
- Validar através de comparações por métodos difundidos na literatura os resultados obtidos pelas provas de carga para as estacas executadas no CEEG-UFSM;

1.4 JUSTIFICATIVA

O tema abordado relaciona-se com a obrigatoriedade da realização do ensaio de prova de carga estática dependendo do número de estacas executadas e a possibilidade de conferência numérica desse ensaio através de um *Software* de Elementos Finitos.

Esse processo ajuda a diminuir e prever eventuais erros nos resultados dos ensaios e dá parâmetros de comparação e estimativas para resistências de ruptura para diversas geometrias de estacas, que podem ser facilmente testadas no software. A agilidade desse processo faz com que se economize tempo no período do projeto de fundações e também pode servir como ferramentas para simulações, por exemplo de laudos de acidentes, patologias, e/ou pré-projetos.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho é dividido em cinco capítulos, sendo o primeiro a Introdução, que resume a motivação pelo qual é realizado esta pesquisa, os objetivos de estudo e uma síntese do assunto a ser abordado.

O segundo capítulo, chamado de Referencial Teórico, traz toda a pesquisa que foi realizada anteriormente à esta, e que serve de base para os estudos, suposições e formulações adotadas para o desenvolvimento do trabalho.

O terceiro capítulo descreve a Metodologia que foi adotada para a análise numérica realizada para cumprir o principal objetivo do trabalho, além das propriedades dos materiais envolvidos. Ademais, neste capítulo é possível acompanhar os passos e as condições de contorno adotadas para os cálculos feitos através do método dos elementos finitos.

O quarto capítulo apresenta os Resultados obtidos após a modelagem e sua comparação com os resultados obtidos pelo ensaio de prova de carga estática realizado in situ.

Por fim, no quinto capítulo – Considerações Finais e Trabalhos Futuros – é apresentada a conclusão da pesquisa, demonstrando quais as vantagens e desvantagens da análise numérica aplicada à engenharia geotécnica de fundações, a discussão dos resultados e quais as possíveis continuações que o trabalho pode ter, trazendo ainda mais inovação na área.

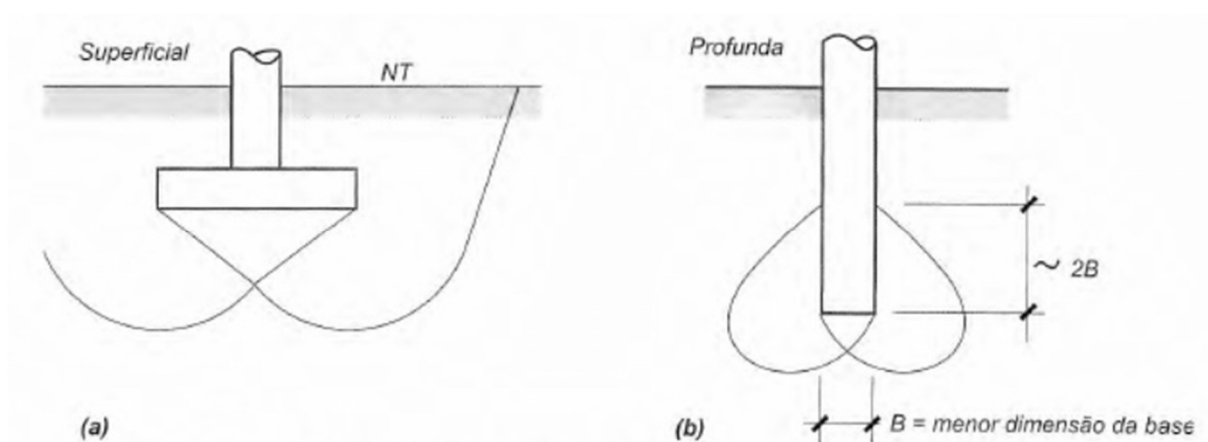
2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 TIPOLOGIA DE FUNDAÇÕES

Há diferentes formas de agrupar os vários tipos de fundação. Uma delas leva em conta a profundidade da ponta ou base do elemento estrutural de fundação, o que dá origem a dois grandes grupos: as fundações rasas ou superficiais, como as fundações por sapatas, e as fundações profundas, como as fundações por estacas ou tubulões. (CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011).

Um exemplo de diferenciação entre tipologias de fundações pode ser visto na Figura 1.

Figura 1 - Exemplos de fundação rasa (a) e profunda (b).



Fonte: (VELLOSO e LOPES, 2011).

Em princípio, para qualquer tipo de estrutura, em qualquer tipo de terreno, pode-se empregar tanto fundações superficiais como fundações profundas. Ou seja, existe geralmente viabilidade técnica tanto para um tipo de fundação como para outro. Em alguns casos extremos a escolha – que naturalmente precisa contemplar a solução mais econômica dentre as alternativas técnicas possíveis – é óbvia. É fundamental lembrar que o tipo de fundação é condicionado não apenas pelo terreno como pela estrutura para a qual se pretende projetar as fundações, ou seja, pelos dois elementos simultaneamente (DANZIGER, 2007, p. 5).

2.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Segundo a definição da NBR 6122:2019:

Fundação profunda é o 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, sendo sua ponta ou base apoiada em uma superfície superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no ímimo 3,0 m; quando não for atingido o limite de oito vezes, a denominação é justificada. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões. (ABNT NBR 6122:2019, 2019, p. 5)

Para este estudo em específico, serão estudados as propriedades e o comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro, caracterizada como uma fundação profunda. As estacas em estudo possuem mais de 3,0 m de comprimento, portanto, se enquadram nesta classificação.

2.3 ESTACAS

Estaca é um elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja trabalho manual em profundidade. Os materiais empregados podem ser: Madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco*, argamassa, calda de cimento, ou qualquer combinação dos anteriores. (ABNT NBR 6122, 2019).

No âmbito geral, as estacas podem receber diversos tipos de classificação. Quanto à transferência de carga para o solo, as estacas podem ser classificadas naquelas que possuem apenas resistência de ponta, apenas resistência por atrito lateral ou também uma combinação dos anteriores.

Porém, a norma inglesa de fundações classifica as estacas quanto o deslocamento de solo durante a sua execução. Incluem nesta classificação os seguintes grupos: estacas de deslocamento e estacas sem deslocamento do solo. Nas estacas de deslocamento (geralmente as estacas cravadas) o solo é deslocado lateralmente à medida que a estaca penetra no terreno. Pode haver também um componente vertical nesse deslocamento. Nas estacas sem deslocamento (geralmente escavadas) não ocorre deslocamento lateral do solo, ele é escavado e posteriormente transportado até a superfície. Neste caso, as tensões laterais do terreno são reduzidas durante à escavação e os problemas resultantes do deslocamento são eliminados. Entretanto, o ganho de resistência lateral provocado pela escavação, no caso de estacas de deslocamento, é perdido. (CAPUTO, 2004).

As principais subdivisões de classificações das estacas são apresentadas na Tabela 1, elaborada por Emmer (2004).

Tabela 1 - Classificações das estacas.

Classificação	Material de Fabricação	Forma de construção	Método executivo	Designação das estacas
Estaca de deslocamento	Madeira	-	cravadas à percussão	Madeira
	Concreto	pré-moldadas	cravadas à percussão	Pré-moldada de concreto e Prancha
			cravadas por prensagem	Mega
		modadas “in loco”	cravadas à percussão	Franki
		modadas “in loco”	escavadas	Ômega e Atlas
	Metálica	-	cravadas à percussão	Metálica
cravadas por prensagem				
Estaca sem deslocamento	Concreto	moldadas “in loco”	escavadas	Broca, Apiloadá, Strauss,
				Trado helicoidal, Estação,
				Embutida em rocha, Raiz,
				Hélice cont. e Jet grouting

Fonte: (EMMER, 2004).

Regionalmente, diversas tipologias são comumente empregadas no estado do Rio Grande do Sul. A escolha varia com o N_{SPT} das camadas de solos adjacentes às estruturas as quais serão projetadas.

Milititsky (1994) apresenta um resumo dos parâmetros utilizados na escolha das tipologias de estacas mais utilizadas em obras no Estado do Rio Grande do Sul, demonstrado pela Tabela 2.

Tabela 2 - Estacas usuais no estado do Rio Grande do Sul.

Tipo de estaca	Diâmetro ou Lado	Tensão (MPa)	Carga de Trabalho (toneladas)	Comprimento Usual / máx. (m)	N _{SPT} máximo	Espaçamento usual (cm)
Broca	15	1,5	2,5	3-5/6	10	45
	20		5	4-6/8		60
	25		7,5	4-6/8		70
Strauss	25	3,5	18	6-10/14	15-20	75
	30		24	6-10/14		90
	40		43	7-12/16		100
	50		68	7-12-16		130
Escavada < 50 cm	30	4	28	8-15/20	> 50	90
	35		38			100
	40		50			110
	45		63			120
	50		78			130
Escavada > 50 cm	60	4	113	10-20/30	> 40 (5)	150
	70		153			175
	80		210			200
	90		254			225
	100		314			250
	110		380			275
	120		452			300
	130		530			325
	140		615			350
	150		706			375
Hélice contínua	160	800	400			
	35	60	90			
	40	80	100			
	50	130	130			
	60	180	150			
	70	240	175			
	80	320	200			
Raiz (solo)	90	400	225			
	100	500	250			
	10	10	60			
	15	25	60			
	20	50	60			
Injetada (rocha)	25	70	80			
	30	100	100			
	10	40	60			
	15	60	60			
	20	80	80			
	25	100	100			
	30	120	120			

OBS: (1) comprimento sem emenda (2) para carga de compressão usa-se emenda com conector, podendo chegar a três elementos justapostos (3) emenda soldada para qualquer solicitação (4) emenda com tala soldada (5) limite de comprimento e N_{SPT} máximo altamente dependente do tipo do equipamento, que não é padronizado e do tipo e da profundidade de ocorrência do material resistente.

Fonte: Adaptado de (MILITITSKY, 1994).

Neste trabalho, as estacas em questão são escavadas executadas com auxílio de trado mecânico, com diâmetro de 0,20 m.

2.3.1 Estacas escavadas com auxílio de trado mecânico.

Segundo Nienov (2006, p.8): “é muito comum na região de Santa Maria a execução de estacas escavadas com trado mecânico, executadas por meio de torres metálicas acopladas a caminhões empregando ginchos, conjunto de tração e haste de perfuração.”

O processo de execução é simples e por isso não necessita de equipamentos sofisticados, apenas de mão de obra qualificada. O trado é utilizado para a perfuração e limpeza do furo, que posteriormente recebe a armadura e o concreto lançado com auxílio de tremonha.

Ainda, podem ser destacados os seguintes aspectos relativos às vantagens e desvantagens da utilização dessa solução como fundação:

As principais vantagens dessa solução são a mobilidade e produção desse equipamento, que permite escavações próximas a edificações vizinhas, sem provocar vibrações, e a possibilidade de amostragem do solo. As limitações de sua adoção estão relacionadas com a resistência do solo, ou seja, são utilizadas em solos com boa resistência para que a escavação permaneça estável durante a colocação da armadura e a concretagem. As estacas devem ser utilizadas acima do nível d'água e quando necessário, revestidas temporariamente na parte inicial do furo, para manter-se a estabilidade. (NIENOV, 2006, p. 8).

Este sistema, no caso de estaca de concreto moldada *in loco*, proporciona uma boa produtividade e, por este motivo, é recomendável que haja uma central de concreto nas proximidades do local de trabalho. Ressalta-se também a importância de áreas de trabalho planas e de fácil movimentação. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND, 2003).

Detalhes da execução desse tipo de estaca podem ser vistos nas Figuras 2 e 3.

Figura 2 - Colocação de armadura em estaca escavada.



Fonte: (NIENOV, 2006).

Figura 3 - Trado Helicoidal utilizado na execução de estacas.



Fonte: (NIENOV, 2006).

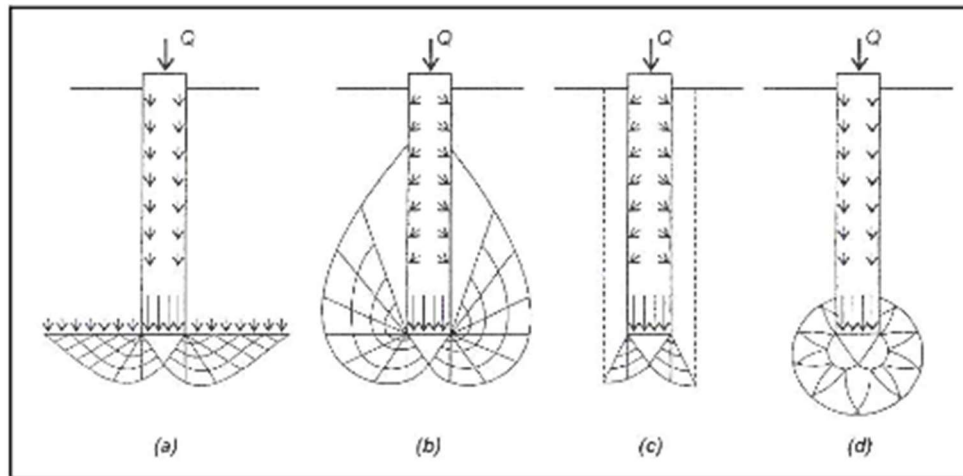
2.4 CAPACIDADE DE CARGA

Também chamada de capacidade de suporte, carga de ruptura, carga última e até capacidade de carga última ou capacidade de carga na ruptura (CINTRA e AOKI, 2010). Trata-se, portanto, do valor da força correspondente à máxima resistência que o sistema pode oferecer ou do valor representativo da condição de ruptura do sistema, em termos geotécnicos. (CINTRA e AOKI, 2010).

Há diversas teorias sobre os mecanismos de ruptura das estacas. Porém, como a geotecnia não é uma ciência exata, várias suposições para esse fenômeno podem ser adotadas.

Nas Figuras 4 e 5 podem ser vistas bases das teorias elaboradas para o mecanismo de ruptura das estacas pelo ponto de vista geotécnico:

Figura 4 - Mecanismos de ruptura em estacas.

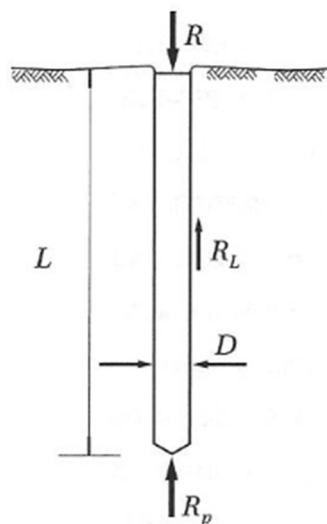


- (a): Prandtl, Reissner, Caquot, Buisman, Terzaghi;
 (b): De Beer, Jaky, Meyerhof;
 (c): Berezantsev, Yaroshenko, Vésic;
 (d): Bishop, Hill, Mott, Skempton, Yassin, Gibson.

Fonte: (VESIC, 1965).

Há também o chamado mecanismo de mobilização da estaca. É a representação da aplicação da carga que age sobre o sistema e a composição de forças resistentes que evitam o deslocamento excessivo e rompimento do elemento de fundação.

Figura 5 - Mecanismo de mobilização de uma estaca.



Fonte: (CINTRA e AOKI, 2010).

Como pode ser visto na representação da mobilização de esforços acima, a capacidade de carga R de uma estaca pode ser obtida pela soma de duas contribuições. A resistência de ponta R_p e a resistência por atrito lateral R_L . Portanto, segue a Equação 2.1.:

$$R = R_p + R_L \quad (2.1)$$

A parcela da resistência de ponta R_p pode ser obtida multiplicando a resistência de ponta r_p pela área da base da estaca A_p .

$$R_p = r_p * A_p \quad (2.2)$$

Onde A_p é a área circular da seção transversal da estaca para estacas escavadas circulares de concreto armado.

A parcela da resistência do atrito lateral R_L pode ser dada pela seguinte equação:

$$R_L = U \Sigma(r_L * \Delta L) \quad (2.3)$$

Onde:

U é o perímetro do fuste e é igual a πD para seção circular.

ΔL represente os segmentos de estaca para qual é feito o somatório das forças resistentes por atrito lateral.

Há métodos semiempíricos desenvolvidos para a estimativa dos valores de capacidade de carga, visto que as fórmulas teóricas não são confiáveis devido a enorme variabilidade de solos existentes. Os métodos mais difundidos foram elaborados por Aoki e Velloso (1975) e por Décourt-Quaresma (1978).

2.4.1 Método Aoki-Velloso (1975)

Esse método foi desenvolvido para análise de valores relacionados com o ensaio de CPT. As relações são feitas com os resultados de resistência de ponta do cone q_c e do atrito lateral unitário na luva f_s , de modo a se obter as incógnitas r_p e r_L .

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (2.4)$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (2.5)$$

Os parâmetros F_1 e F_2 são fatores de correção que levam em consideração a diferença do comportamento entre o cone do ensaio de CPT e o tipo de estaca.

Tabela 3 - Fatores de correção F1 e F2.

Tipo de estaca	F ₁	F ₂
Franki	2,50	2 F1
Metálica	1,75	2 F1
Pré-moldada	1 + D/0,80	2 F1
Escavada	3,0	2 F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	2 F1

Fonte: (CINTRA e AOKI, 2010).

Entretando, o ensaio de CPT não é difundido no país. Com isso, o método torna-se inaplicável em seu formato original. Para utilizar o método de estimativa no Brasil, foi criado um fator de correção K (relacionado com o tipo de solo) para o cálculo da resistência de ponta q_c , e multiplicando-o pelo N_{SPT} .

$$q_c = K * N_{SPT} \quad (2.6)$$

Sendo assim, o atrito lateral também deve ser definido em função do N_{SPT} . Para tal, foi criado a razão de atrito lateral (α), que também depende do tipo de solo.

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad (2.7)$$

Por analogia:

$$f_s = \alpha * q_c = \alpha * K * N_{SPT} \quad (2.8)$$

Assim, as equações para o cálculo de r_p e r_L podem ser reescritas:

$$r_p = \frac{K * N_p}{F_1} \quad (2.9)$$

$$r_L = \frac{K * \alpha * N_L}{F_1} \quad (2.10)$$

Onde: N_p e N_L são, respectivamente: o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura ΔL obtidos pela sondagem de SPT mais próxima ao local de execução da estaca.

Portando, a capacidade de carga de uma estaca pode ser escrita como:

$$R = \frac{K * N_p}{F_1} * A_p + \frac{U}{F_2} * \sum_1^n (\alpha * K * N_L * \Delta L) \quad (2.11)$$

Ainda, os valores de K e α são retirados da tabela abaixo em função do tipo de solo, e podem ser retirados da Tabela 4:

Tabela 4 - Fatores K e α .

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: (CINTRA e AOKI, 2010).

2.4.2 Método Décourt-Quaresma (1978)

Posteriormente ao desenvolvimento do método de Aoki-Velloso (1975), surgiu o método elaborado por Décourt-Quaresma (1978). As Equações 2.12 e 2.13 são a base do método:

$$R_L = r_L * U * l \quad (2.12)$$

$$R_p = r_p * A_p \quad (2.13)$$

Agora, as situações se invertem: para o cálculo da tensão de adesão r_L – ou atrito lateral – é calculado o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste da estaca N_L , baseado na tabela criada pelos autores e que não depende do tipo de solo. Os valores de N_L variam de 3 a 15, sem considerar os valores de resistência de ponta. Assim, o valor de r_L pode ser obtido por:

$$r_L = 10 * \left(\frac{N_L}{3} + 1\right) \text{ (kPa)} \quad (2.14)$$

O limite superior de N_L passa de 15 para 50 para estacas de deslocamento e escavadas com betonita.

A capacidade de carga junto a resistência de ponta r_p é dado por:

$$r_p = C * N_p \quad (2.15)$$

Onde: N_p é o valor médio do índice de resistência à penetração na ponta da estaca, obtido pela média dos valores correspondentes ao nível da ponta, o anterior e o posterior. O coeficiente C é dado em função do solo e retirado da Tabela 5.

Tabela 5 - Coeficiente C.

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

* alteração de rocha (solos residuais)

Fonte: (CINTRA e AOKI, 2010).

Décourt (1996) introduziu nas equações para cálculo de capacidade de carga os fatores α e β para obter uma melhor aproximação de resultados. Esses fatores dependem da tipologia do solo e da estaca e são retirados das Tabelas 6 e 7, respectivamente.

Tabela 6 - Fator α .

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3	0,85	1,0
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3	0,6	1,0
Areias	0,5	0,5	0,3	0,5	1,0

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: (CINTRA e AOKI, 2010).

Tabela 7 - Fator β .

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8	0,9	1,0	1,5	3,0
Solos intermediários	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	0,5	0,6	1,0	1,5	3,0

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: (CINTRA e AOKI, 2010).

Com a adição desses fatores, a equação de capacidade de carga pode ser escrita como:

$$R = \alpha * C * N_p * A_p + \beta * 10 * \left(\frac{N_L}{3} + 1\right) * U * L \quad (2.16)$$

Através dessa análise fica comprovada a importância do ensaio de SPT para a previsão da capacidade de carga de estacas, e também para a modelagem numérica. Conforme afirma Gomes (2018): “recomenda-se a execução de sondagens a percussão a maiores profundidades, de modo a permitir a previsão de capacidade de carga por diferentes métodos”.

Embora várias teorias embasem suas formulações em ensaios mais precisos, como o CPT, ainda não há o costume no Brasil de realizar esse ensaio. Por isso, vários autores classificam o ensaio de SPT como um “mal necessário”, pois seus resultados não são relacionados diretamente com mecanismos que uma fundação é submetida ao longo de sua vida útil, porém, é um ensaio universal e que forma uma grande base de dados nacional.

2.5 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Conforme diz Milititsky (1991): “as provas de carga são os melhores ensaios para a determinação do comportamento de fundações profundas sob carga, sendo os únicos realmente confiáveis. A dificuldade natural de se conhecerem as propriedades do solo onde as fundações serão executadas, a alteração das condições iniciais ocasionada pela execução das estacas e o comportamento do conjunto estaca-solo, demonstram a necessidade de utilização desses ensaios”.

A prova de carga estática é um ensaio normalizado através da ABNT NBR 12131:2006 – Estacas – Prova de Carga Estática – Método de ensaio. Ela determina os seguintes procedimentos para a estaca a ser ensaiada:

A estaca ensaiada deve estar suficientemente documentada. Esses registros devem incluir, detalhadamente, sua geometria, seu método de execução, as propriedades dos materiais constitutivos e os controles realizados durante sua execução. Quando for o caso, devem ser fornecidos parâmetros de cravação, ou de escavação, ou de injeção, e a descrição de incidentes de qualquer natureza. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006).

Ademais, essa norma especifica detalhadamente os procedimentos para o ensaio e prevê quatro métodos de realização:

- a) com carregamento lento;
- b) com carregamento rápido;
- c) com carregamento misto (lento seguido de rápido);
- d) com carregamento cíclico, lento ou rápido, para estacas submetidas a esforços axiais de compressão.

Contudo, deve-se atentar para a observação da normativa quanto a escolha do método de ensaio e a interpretação dos resultados: “Os deslocamentos correspondentes a estes quatro tipos de ensaios podem ser diferentes e sua interpretação deve considerar o tipo de carregamento empregado”.

As estacas executadas por Nienov (2006) no CEEG-UFSM foram submetidas à prova de carga de carregamento lento, portanto, qualquer comparação feita em relação aos resultados obtidos pelo estudo deve ser levada em consideração esse método de ensaio. Para a execução deste, é necessária a instalação de defletômetros no bloco de coroamento das estacas, e deve ser executado um sistema de reação para que um macaco hidráulico consiga aplicar cargas incrementais no sistema.

No caso de Nienov (2006), o sistema de reação foi composto por dois pilares laterais ao bloco de coroamento da estaca a ser submetida à prova de carga, além de uma viga metálica apoiada nesses pilares, onde o macaco hidráulico obtém apoio para aplicação de carga.

Os insucessos são frequentes nesses ensaios devido ao deslocamento excessivo ou diferencial do sistema de reação. Os cuidados no dimensionamento e execução, a criteriosa escolha dos equipamentos e sua montagem, e finalmente, o controle do comportamento e deformação do sistema de reação e de transmissão de cargas durante o ensaio, garantem a eliminação da maior parte das causas canceladas ou prematuramente interrompidas. (NIENOV, 2006, p. 19).

As Figuras 6 a 8 mostram detalhes de provas de carga executadas no CEEG-UFSM.

Figura 6 - Sistema de reação típico do ensaio de prova de carga.



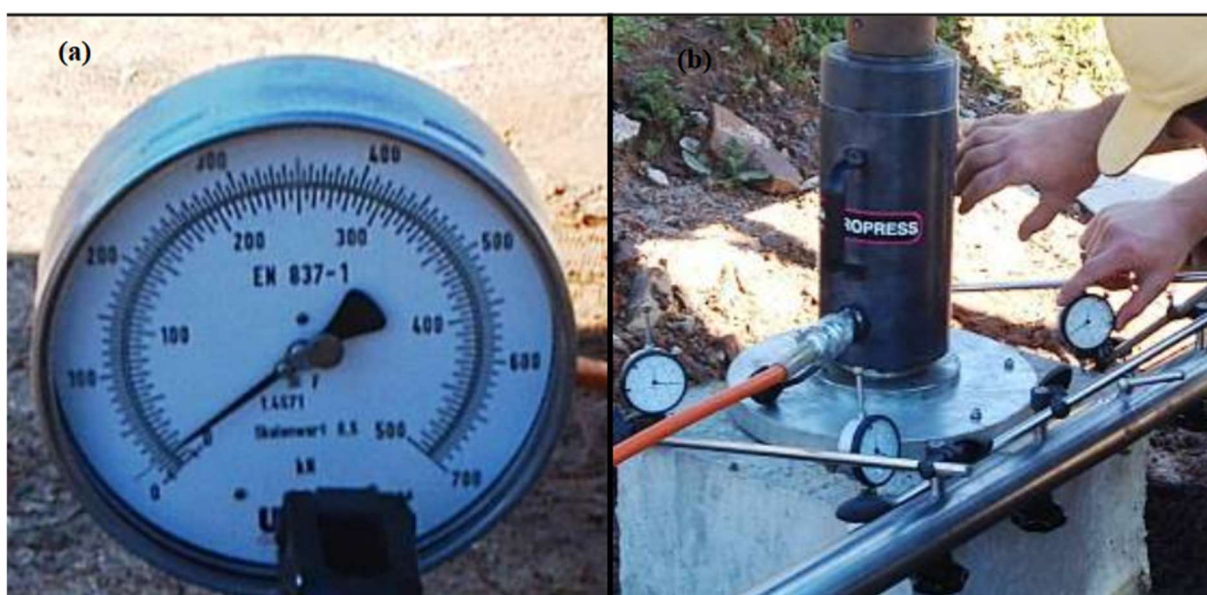
Fonte: (NIENOV, 2006).

Figura 7 - Defletômetros instalados no bloco de coroamento da estaca.



Fonte: (NIENOV, 2006).

Figura 8 - Manômetro (a) e macaco hidráulico (b) no ensaio de prova de carga.



Fonte: (NIENOV, 2006).

Ainda, a NBR 12131:2006 traz as recomendações quanto à carga para o ensaio de carregamento lento:

- a) o carregamento deve ser executado em estágios iguais e sucessivos, observando que:
 - a carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada;

- em cada estágio, a carga deve ser mantida até a estabilização dos deslocamentos e no mínimo por 30 min.

b) em cada estágio, os deslocamentos devem ser lidos imediatamente após a aplicação da carga correspondente, seguindo-se leituras decorridos 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 3 h, 4 h etc., contados a partir do início do estágio, até se atingir a estabilização;

c) a estabilização dos deslocamentos está atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas corresponder a no máximo 5% do deslocamento havido no mesmo estágio (entre o deslocamento da estabilização no estágio anterior e o atual);

d) terminada a fase de carregamento, a carga máxima do ensaio deve ser mantida no mínimo 12 h entre a estabilização dos recalques e o início do deslocamento;

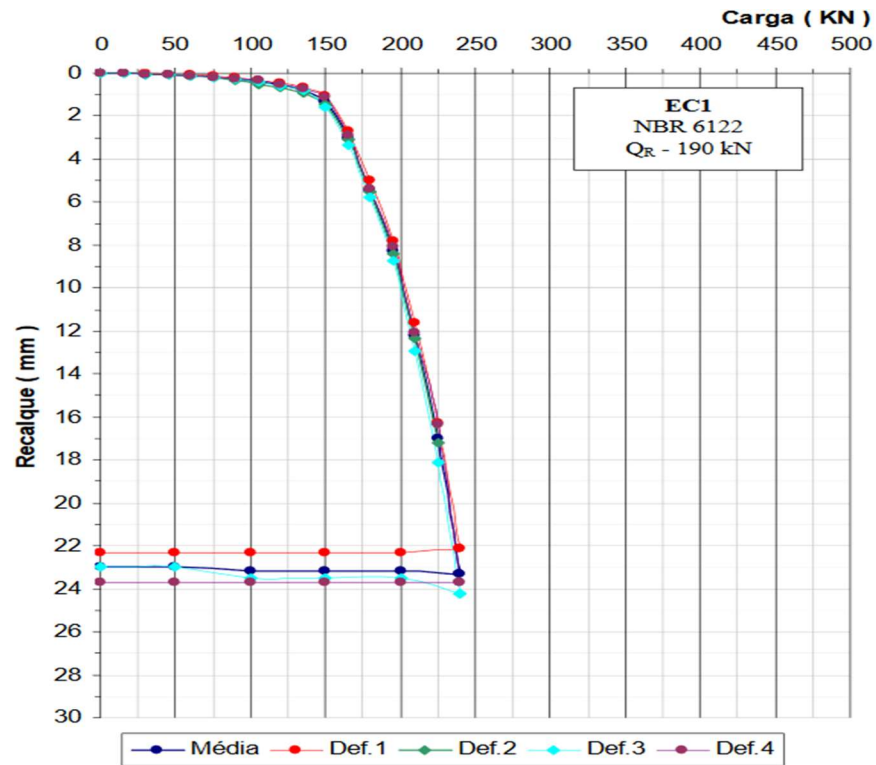
e) o descarregamento deve ser feito em no mínimo quatro estágios. Cada estágio é mantido até a estabilização dos deslocamentos com registro segundo os critérios estabelecidos. O tempo mínimo de cada estágio é de 15 min;

f) após o descarregamento total, as leituras dos deslocamentos devem prosseguir até sua estabilização. (ABNT NBR 12131:2006).

O resultado final é uma curva carga x recalque gerada pela média dos deslocamentos registrados pelos defletômetros *versus* as cargas aplicadas pelo macaco hidráulico.

A Figura 9 demonstra uma curva carga x recalque típica do ensaio.

Figura 9 - Curva carga x recalque típica de uma estaca.



Fonte: (NIENOV, 2006).

A necessidade ou a quantidade de estacas a serem submetidas a prova de carga é definida pela tabela 8, apresentada pela NBR 6122:2019:

Tabela 8 - Quantidade de provas de carga.

Tipo de estaca	A Tensão de trabalho abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B), em MPa ^{b c d}	B Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga ^{b c d}
Pré-moldada ^a	7,0	100
Madeira	-	100
Aço	0,5 f_{yk}	100
Hélice, hélice de deslocamento, hélice com trado segmentado (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\varnothing \geq 70$ cm	5,0	75
Raiz ^e	$\leq \varnothing 310$ mm = 15,0	75
	$\geq \varnothing 400$ mm = 13,0	
Microestaca ^e	15,0	75
Trado vazado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido $\varnothing < 70$ cm	4,0	100
Strauss	4,0	100

^a Para o cálculo da tensão de trabalho consideram-se estacas vazadas como maciças, desde que a seção vazada não exceda 40 % da seção total.

^b Os requisitos acima são válidos para as seguintes condições (não necessariamente simultâneas):
— áreas onde haja experiência prévia com o tipo de estaca empregado.
— onde não houver particularidades geológico-geotécnicas.
— quando não houver variação do processo executivo padrão.
— quando não houver dúvida quanto ao desempenho das estacas.

^c Quando as condições desta Tabela não ocorrerem, devem ser feitas provas de carga em no mínimo 1 % das estacas, observando-se um mínimo de uma prova de carga (conforme ABNT NBR 12131), qualquer que seja o número de estacas.

^d As provas de carga executadas exclusivamente para avaliação de desempenho devem ser levadas até que se atinja pelo menos duas vezes a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura. Caso exista prova de carga prévia, as provas de carga de desempenho devem ser levadas até que se atinja pelo menos 1,6 vezes a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura.

^e Diâmetros de perfuração conforme Anexo K.

Fonte: (ABNT NBR 6122:2019).

2.5.1 Interpretação dos resultados das curvas carga x recalque.

Segundo Davisson (1972 apud RAMIRES, 1993): “as provas de carga fornecem apenas dados para serem interpretados e não respostas.”

A ruptura em fundações profundas tende a ocorrer por puncionamento na base da fundação, mesmo que desenvolvam esforços significativos de resistência lateral. A carga de ruptura é raramente bem definida, pois em muitas situações não é possível caracterizar o colapso da estaca nem a carga máxima de um pico. (VESIC, 1977 apud RAMIRES, 1993).

2.5.1.1 Método da Norma Brasileira.

Seguindo o critério de análise da NBR 6122:2019, a avaliação é feita a partir da seguinte Equação:

$$\Delta_r = \frac{P_r * L}{A * E} + \frac{D}{30}$$

Onde: Δ_r é o recalque de ruptura convencional;

P_r é a carga de ruptura convencional;

L é o comprimento da estaca;

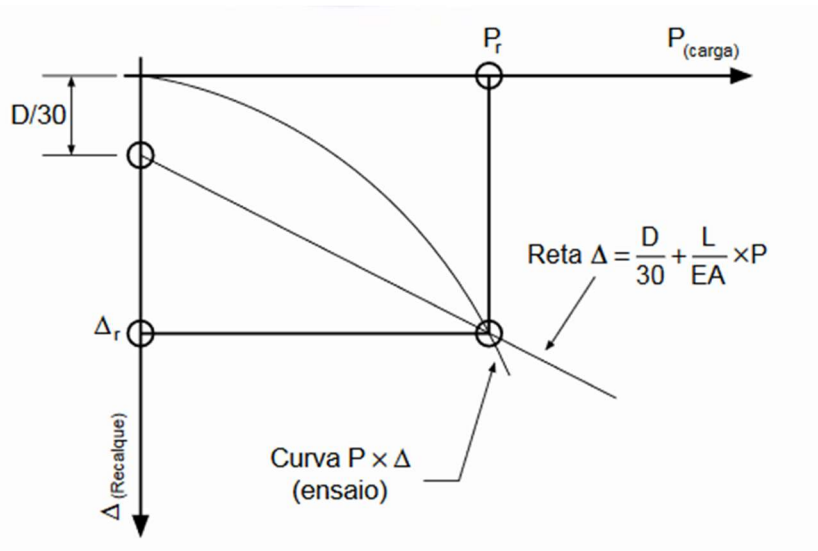
A é a área da seção transversal da estaca (estrutural);

E é o módulo de elasticidade do material da estaca;

D é o diâmetro do círculo circunscrito à seção transversal da estaca ou, no caso de barrete, o diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal da estaca;

Como pode ser visto na Figura 10, a carga de ruptura e o recalque de ruptura se dão no ponto de intersecção da reta formada pela equação da norma com a curva carga x recalque do ensaio.

Figura 10 - Interpretação da curva carga x recalque segundo norma brasileira.



Fonte: (ABNT NBR 6122:2019).

2.5.1.2 Método de Davisson.

Também chamado de método canadense, foi desenvolvido por Davisson (1972), apud Velloso (1987) e sugere que a carga limite seja a que excede a compressão elástica da estaca em 4mm, acrescido de um fator dependente do diâmetro da estaca.

A formulação para esse método está apresentada abaixo:

$$ru = \left(4 + \frac{D}{120}\right) + \frac{Q * L}{A * E}$$

Onde: ru = recalque de ruptura convencional;

Q = carga de ruptura convencional;

L = comprimento da estaca;

D = diâmetro do círculo circunscrito à estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

E = módulo de elasticidade do material da estaca.

2.5.1.3 Método da Prática Inglesa.

Esse método sugere que a carga de ruptura seja entendida como a carga correspondente ao recalque da magnitude de 10% da dimensão do diâmetro da estaca.

2.5.2 Determinação da Carga de Ponta e Lateral

Segundo Peres e Milititsky (1990): “a resistência lateral é obtida pelo encontro do prolongamento de dois trechos retilíneos da curva carga-recalque, portanto a resistência de ponta corresponde à parcela complementar da resistência total”.

Esse método necessita a aplicação anterior de um método que defina a carga de ruptura da estaca, para que se possa calcular a parcela da resistência de ponta. Neste trabalho, será usada como referência para aplicação desse método a carga de ruptura sugerida pela proposta da ABNT NBR 6122:2019.

2.6 CAMPO EXPERIMENTAL DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA UFSM

2.6.1 Implantação

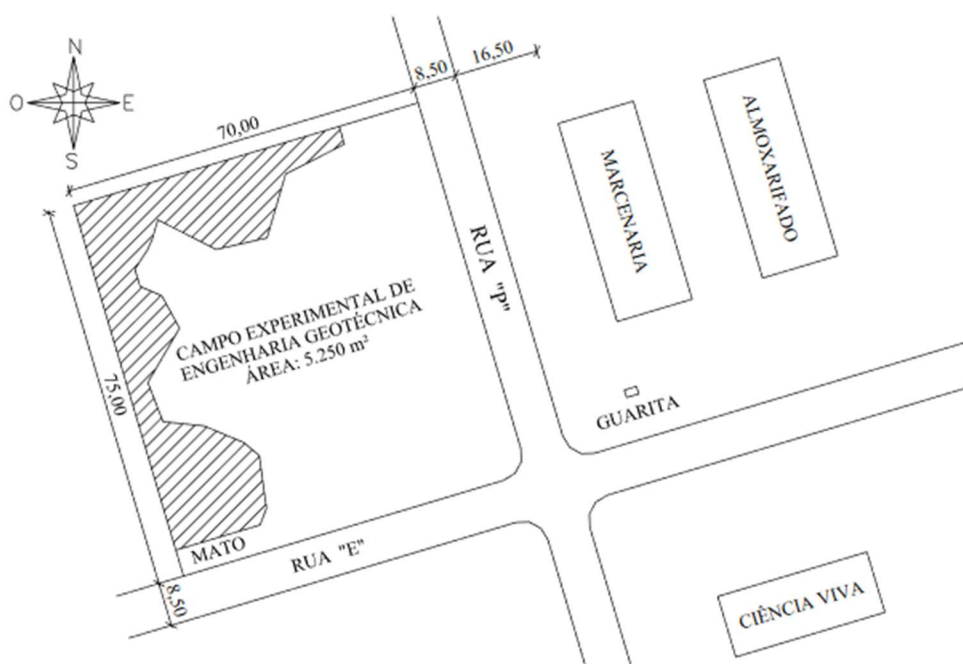
Em 2003 foi instituído na Universidade Federal de Santa Maria o Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Santa Maria, com objetivo de estimular os estudos práticos sobre fundações na instituição e obter as características de um solo típico da região.

Além disso, diversas universidades já criaram campos experimentais de engenharia geotécnica anteriormente à UFSM nos estados de São Paulo (UNICAMP, UNESP E USP), Rio de Janeiro (PUC), Distrito Federal (UnB), Paraná (UEL, UFPR), Minas Gerais (UFLA E UFV) e o próprio Rio Grande do Sul (UPF e UFRGS) em diversas tipologias de solos distintas. Logo, a implantação aumenta o banco de dados disponível e complementa um estudo já realizado pelo país.

A primeira pesquisa realizada neste campo foram fOI por Emmer (2004) e resultaram numa Dissertação de mestrado em Engenharia Civil.

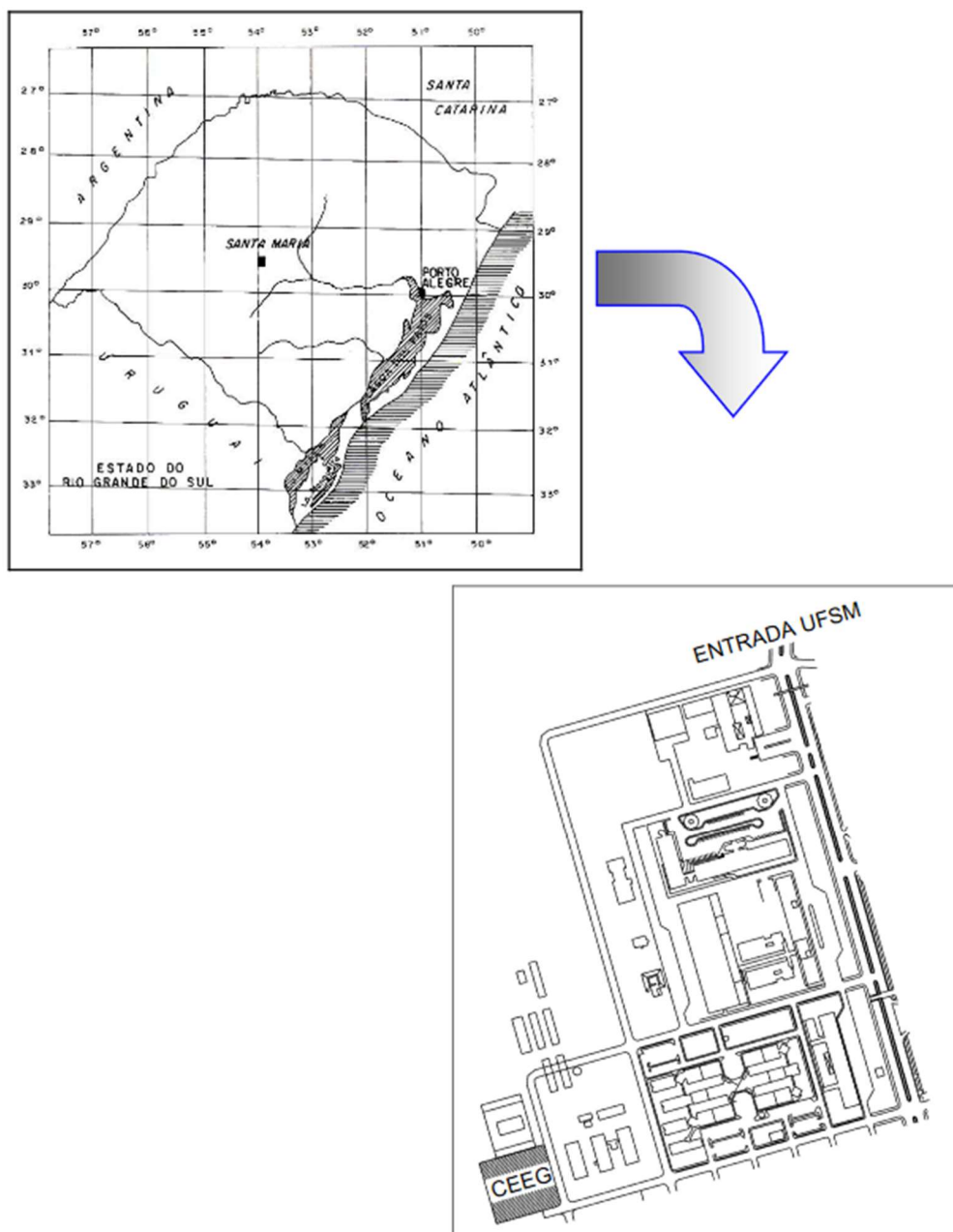
O CEEG-UFSM localiza-se na esquina entre as Ruas E e P do campus de Santa Maria. A área tem aproximadamente 5250,00 m² e foi destinada exclusivamente para estudos relativos a geotecnia e fundações. Abaixo, é apresentado um croqui da área e sua vista aérea, demonstrado pelas Figuras 11 e 12.

Figura 11- Croqui do CEEG-UFSM.



Fonte: (EMMER, 2004).

Figura 12 - Localização do CEEG-UFSM.



Fonte: (NIENOV, 2006).

2.6.2 Estudos Realizados

Inicialmente, Emmer (2004) realizou os estudos referentes à caracterização geológico-geotécnica do local, além de ensaios de SPT e a realização de prova de carga estática em uma estaca escavada de pequeno diâmetro executadas com trado mecânico.

Dando continuidade ao trabalho, Nienov (2006) estudou mais a fundo as provas de carga estáticas realizadas em estacas escavadas de pequeno diâmetro, executando provas de carga em 6 tipologias de estacas distintas, com diferentes comprimentos e cargas aplicadas.

Para dar a devida atenção às fundações rasas, Miozzo (2007) realizou um estudo em sapatas executadas no CEEG-UFSM. Analisando por meio de gráficos de carga x recalque, comprovou que os métodos teóricos para estimar a capacidade de carga apresentam resultados muito próximos aos obtidos em campo. No mesmo ano, Russi (2007), a fim de aumentar o banco de dados disponíveis sobre o solo do campo experimental, realizou uma abordagem sobre o comportamento de solos através de ensaios de placa de diferentes diâmetros. Foram realizados sete ensaios de placas em três trincheiras escavadas manualmente até a profundidade de 0,70 metro.

No ano seguinte, Gonçalves (2008) estudou o comportamento à compressão de estacas metálicas cravadas à percussão no solo do campo experimental. Foi o primeiro estudo sobre fundações profundas realizado no CEEG-UFSM que não envolveu estacas escavadas de concreto.

Posteriormente, em 2012, com o assunto da sustentabilidade cada vez mais em alta, Pereira (2012) desenvolveu um estudo sobre comportamento à compressão de estacas escavadas moldadas com resíduos da construção civil. A pesquisa trouxe, até então, um assunto completamente novo na área de fundações, que comprovou que aproveitar resíduos de cerâmica é uma alternativa econômica para um sistema de fundações de edificações que não exijam grande capacidade de suporte.

Neste trabalho serão utilizados dados obtidos por Emmer (2004) e por Nienov (2006). Para tanto, serão detalhados os resultados obtidos por essas pesquisas.

2.6.3 Resultados obtidos por Emmer (2004).

Os primeiros resultados obtidos no campo experimental foram publicados por Emmer (2004). A pesquisa dividiu o CEEG-UFSM em três áreas distintas, denominadas áreas 1, 2 e 3 e foi responsável por total caracterização do solo local e de suas propriedades geotécnicas e de comportamento. Em cada uma das áreas foi feito um ensaio de sondagem de simples reconhecimento até o limite impenetrável a percussão e escavadas uma trincheira superficial e uma profunda. Após os resultados do SPT, foram definidas as áreas 2 e 3 para execução de uma estaca escavada de diâmetro 0,30 m, para execução de uma prova de carga estática.

A geologia do local foi pesquisada através do banco de dados do Departamento de Geociências da UFSM, e os diversos perfis pedológicos de solo existentes em Santa Maria foram descritos pelo autor.

A escolha do local, foi definida segundo Emmer (2004): “porque a rua P proporcionava as melhores condições de acesso para veículos pesados e também pela proximidade com uma edificação para utilização de sua infra-estrutura (água e energia elétrica)”.

Nas Figuras 13 a 15, são mostrados alguns procedimentos realizados ao longo do tempo no CEEG-UFSM.

Figura 13 - Execução de sondagem de simples reconhecimento no CEEG-UFSM.



Fonte: (EMMER, 2004).

Além disso, foram retiradas amostras indeformadas das trincheiras abertas nas três áreas de estudo. As amostras deformadas foram coletadas nas trincheiras, no material oriundo do trado e do amostrados de sondagem SPT.

Figura 14 - Trincheira superficial escavada no CEEG-UFSM.



Fonte: (EMMER, 2004).

Figura 15 - Retirada de amostra indeformada no CEEG-UFSM.



Fonte: (EMMER, 2004).

Com a retirada das amostras, foram realizados ensaios de determinação do teor de umidade, massa específica dos sólidos, análise granulométrica, limite de liquidez e limite de plasticidade. As propriedades de comportamento foram determinadas por ensaios de cisalhamento direto, compressão eodométrica (adensamento), colapsividade, análise química e mineralógica.

Depois de caracterizado o solo, foi executada uma estaca escavada de 30 cm de diâmetro e 3,0 metros de profundidade – que é a estaca submetida à prova de carga - e duas estacas que serviriam de elemento de reação com 30 cm de diâmetro e 6,0 m de profundidade.

A estaca a ser submetida à prova de carga não foi armada (apenas barras de espera), e foi executada com fck de 15 MPa e abatimento de 20 mm. As estacas de reação foram armadas com 8 barras de aço CA-50 de 12,5 mm e 6,0 m de comprimento cada e estribos circulares de aço CA-60 de 5 mm espaçados a cada 20 cm. Além disso, foram adicionadas barras de espera na área superior das estacas. A Figura 16 ilustra as estacas já executadas.

Figura 16 - Estacas prontas.



Fonte: (EMMER, 2004).

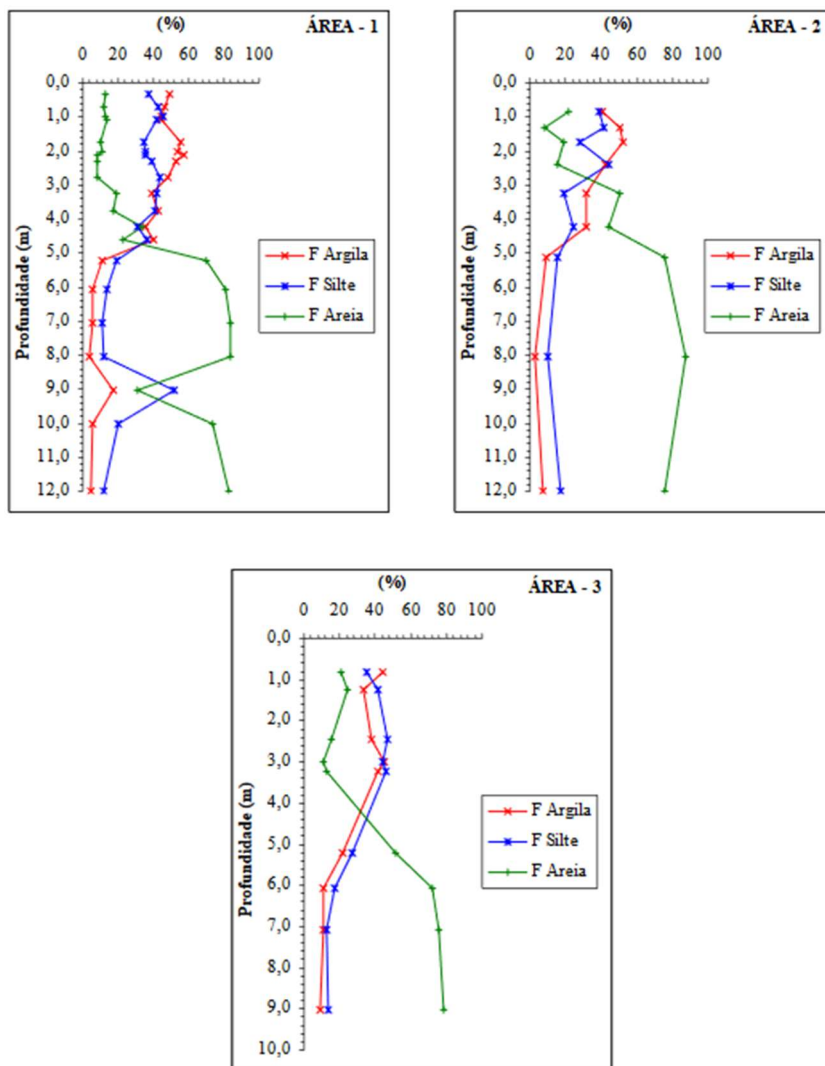
Na Tabela 9, é apresentado o estudo geológico de uma trincheira do CEEG-UFSM.

Tabela 9 - Descrição morfológica de trincheira do CEEG-UFSM.

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

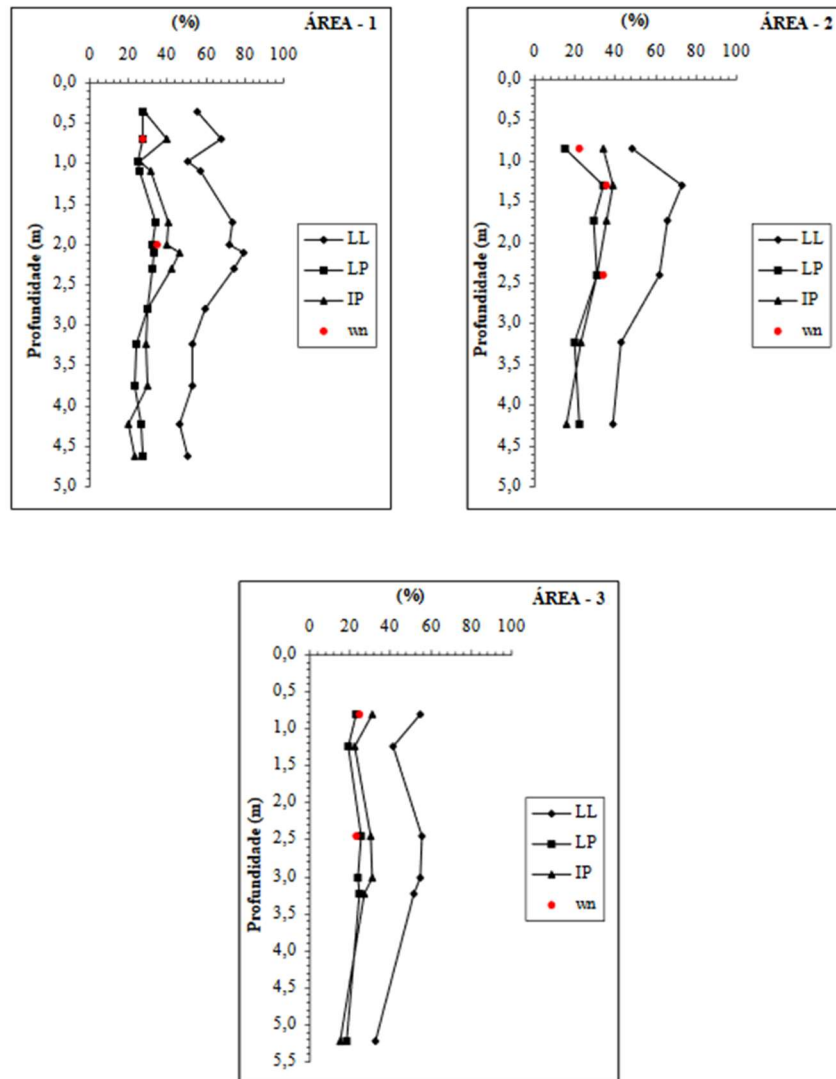
Fonte: (EMMER, 2004).

Figura 17 - Resumo da composição granulométrica das áreas 1,2 e 3.



Fonte: (EMMER, 2004).

Figura 18 - Variação dos índices de consistência das áreas 1,2 e 3.



Fonte: (EMMER, 2004).

Tabela 10 - Índices físicos obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.

Local	Designação das amostras	Umidade natural wn (%)	Peso espec. real grãos γ_s (kN/m ³)	Peso espec. natural γ (kN/m ³)	Peso espec. apar. seco γ_d (kN/m ³)	Índice de vazios e	Grau de saturação S (%)	Porosidade η (%)
Área 1	TS1-01	27,21	28,84	19,45	15,27	0,89	90,00	47,07
	TP1-02	35,32	29,15	18,50	13,67	1,14	92,46	53,17
Área 2	TS2-01	22,05	27,91	19,75	16,17	0,73	86,37	42,07
	TP2-02	35,11	28,60	18,36	13,59	1,10	92,77	52,46
Área 3	TS3-01	22,94	29,41	19,16	15,59	0,89	77,51	47,02
	TP3-02	22,70	27,24	19,94	16,25	0,68	93,08	40,45

OBS: 1kgf = 9,80665 N

Fonte: (EMMER, 2004).

Tabela 11 - Índices relativos ao ensaio de cisalhamento direto.

Parâmetros de resistência		Ruptura			10 mm de deformação			
Local	Amostra	Designação das amostras	Intercepto de coesão c (kPa)	Ângulo de atrito ϕ (°)	Cofic. de correlação R ²	Intercepto de coesão c (kPa)	Ângulo de atrito ϕ (°)	Cofic. de correlação R ²
Área 1	Natural	TS1-01	21,3	23	0,92	11,4	19	0,92
		TP1-02	39,8	12	0,91	23,0	2	0,04
	Inundada	TS1-01	7,2	22	0,97	0,0	18	0,94
		TP1-02	7,8	17	0,95	0,0	7	0,92
Área 2	Natural	TS2-01	35,5	31	0,97	5,7	29	0,98
		TP2-02	44,0	17	0,95	4,0	8	0,58
	Inundada	TS2-01	3,2	25	0,98	0,0	17	0,96
		TP2-02	2,0	23	1,00	0,0	9	0,93
Área 3	Natural	TS3-01	19,3	30	0,96	2,6	25	0,98
		TP3-02	62,2	22	0,98	19,8	18	0,85
	Inundada	TS3-01	8,1	28	0,99	0,0	25	0,96
		TP3-02	19,6	20	0,98	0,0	14	0,83

Fonte: (EMMER, 2004).

Tabela 12 - Parâmetros de compressibilidade.

Local	Amostra	Natural						Inundada					
		Desig. das amostras	Pressão de pré-adens. σ'_{vm} (kPa)	Índice de vazios e	Cr	Cc	Cs	Deform. máxima (%)	Pressão de pré-adens. σ'_{vm} (kPa)	Índice de vazios e	Cr	Cc	Cs
Área 1	TS1-01T	-	-	-	-	-	-	320	0,858	0,03	0,26	0,08	10,96
	TS1-01	510	0,820	0,03	0,36	0,07	16,91	350	0,842	0,04	0,29	0,09	17,03
	TP1-02	500	0,939	0,06	0,36	0,03	17,94	440	1,063	0,05	0,44	0,13	20,72
Área 2	TP2-01	415	0,980	0,03	0,42	0,10	21,15	335	0,922	0,08	0,41	0,12	23,35
	TP2-02	380	0,974	0,02	0,27	0,05	14,37	370	1,054	0,04	0,36	0,10	18,04
Área 3	TS3-01	530	0,882	0,02	0,20	0,05	9,82	420	0,794	0,03	0,24	0,05	13,46
	TP3-02	445	0,653	0,02	0,20	0,04	11,80	420	0,678	0,03	0,21	0,06	13,03

Fonte: (EMMER, 2004).

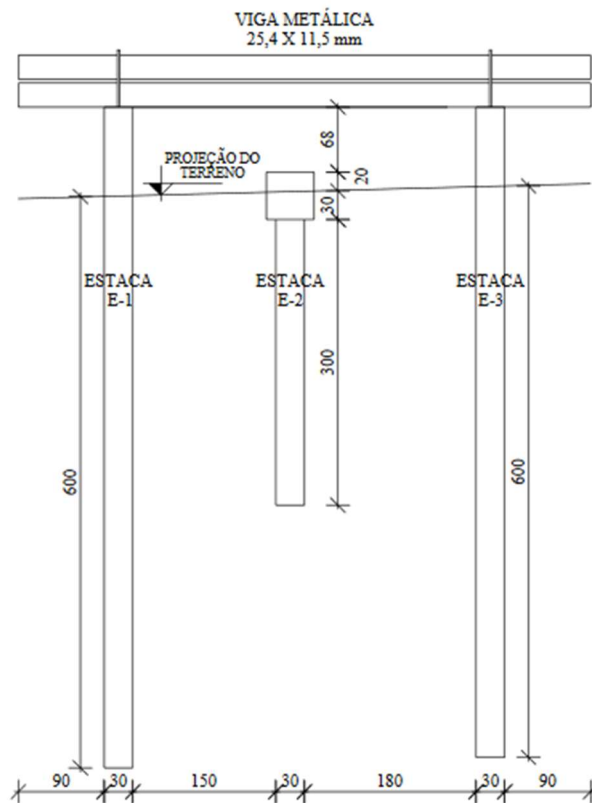
Após a execução das estacas e resultados laboratoriais definidos, foi realizado o ensaio de prova de carga estática na estaca destinada para esse fim. Nas Figuras 19 e 20 são ilustradas situações referentes à realização da prova de carga e ao esquema de reação elaborado para o ensaio.

Figura 19 - Prova de carga estática sendo realizada no CEEG-UFSM.



Fonte: (EMMER, 2004).

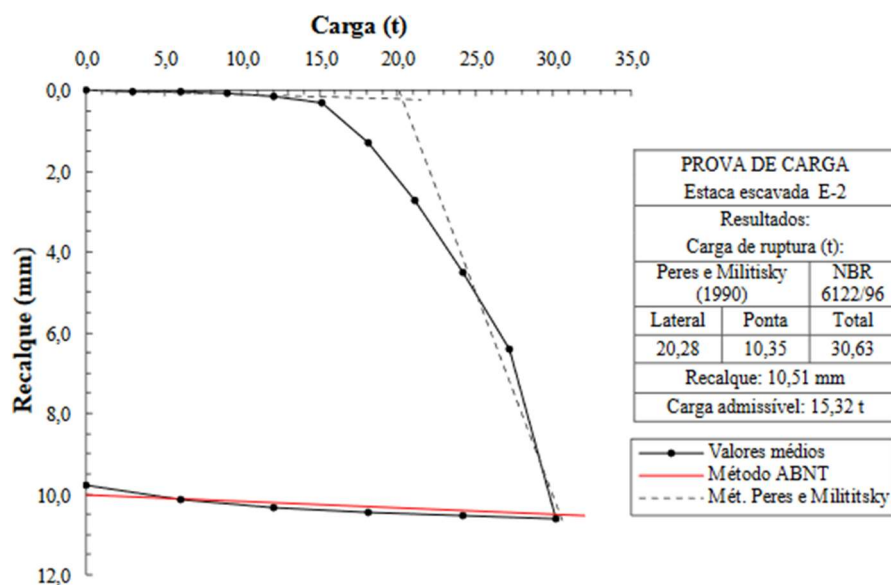
Figura 20 - Esquema do sistema de reação e da estaca submetida à prova de carga.



Fonte: (EMMER, 2004).

A prova de carga obteve como resultado a seguinte curva carga x recalque, apresentada na Figura 21:

Figura 21 - Curva carga x recalque para a estaca de diâmetro 0,30 m executada por Emmer (2004).



Fonte: (EMMER, 2004).

2.6.4 Resultados obtidos por Nienov (2006).

Para dar continuidade ao trabalho de Emmer (2004), Nienov (2006) utilizou-se dos dados já pesquisados para focar num estudo referente a provas de carga estáticas em novas estacas executadas no CEEG-UFSM, porém, desta vez, estacas com diâmetro de 0,20 m.

O novo estudo propôs a execução de seis estacas escavadas de pequeno diâmetro para serem ensaiadas à compressão. Cada estaca possui um par de estacas de reação, executadas uma em cada lado da estaca ensaiada e com uma viga metálica compondo o sistema de reação, dando suporte ao macaco hidráulico.

O comprimento das estacas de compressão variou de 3,0 a 5,3 m. As estacas mais curtas com 3,0 m (EC1 e EC2) de profundidade, as estacas intermediárias atingiram a profundidade de 4,0 m (EC3 e EC4), e as mais profundas chegaram a 5,20m (EC5) e 5,30 m (EC6). As estacas de reação foram executadas todas com 6,0 m de profundidade e diâmetro de 0,30 m. (NIENOV, 2006, p. 42).

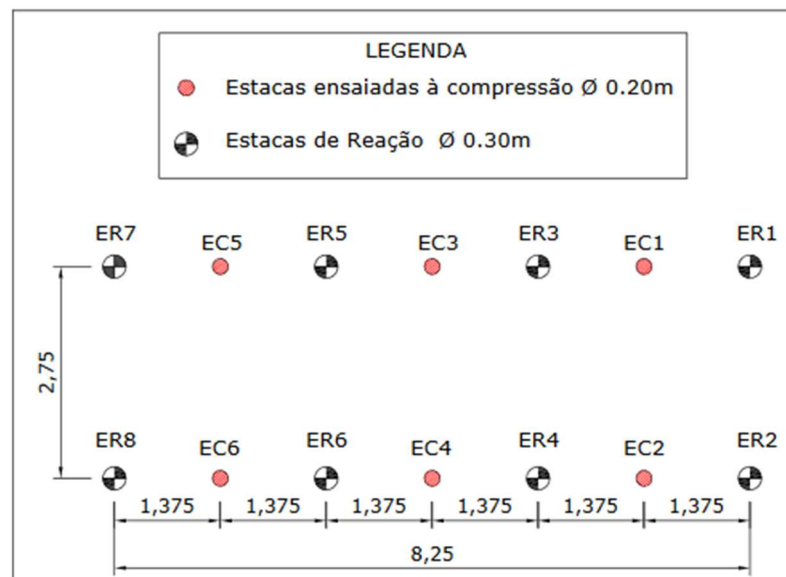
O concreto utilizado para execução das estacas foi de f_{ck} 20 MPa e abatimento de 120 mm. A execução não contou com a utilização de camisa de revestimento e uso de lama

betonítica, pois as paredes dos furos apresentaram ótima estabilidade após a escavação. Foram inseridas apenas barras de aço CA-50 nos pilaretes das estacas de reação.

As estacas foram executadas pelo método de escavação com auxílio de trado mecânico, como já foi descrito neste memorial.

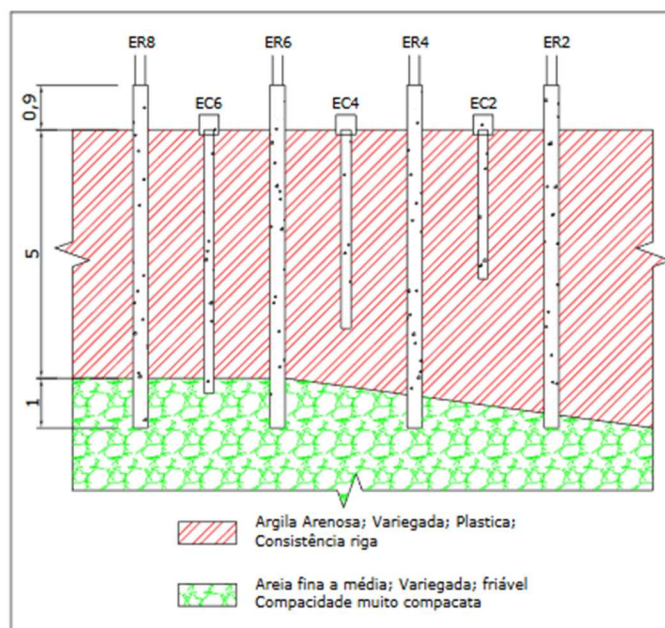
Nas Figuras 22 e 23 podem ser vistos os dois esquemas sobre a execução das estacas de compressão no CEEG-UFSM.

Figura 22 - Esquema de execução das estacas no CEEG-UFSM.



Fonte: (NIENOV, 2006).

Figura 23 - Perfil das estacas de reação e de compressão.



Fonte: (NIENOV, 2006).

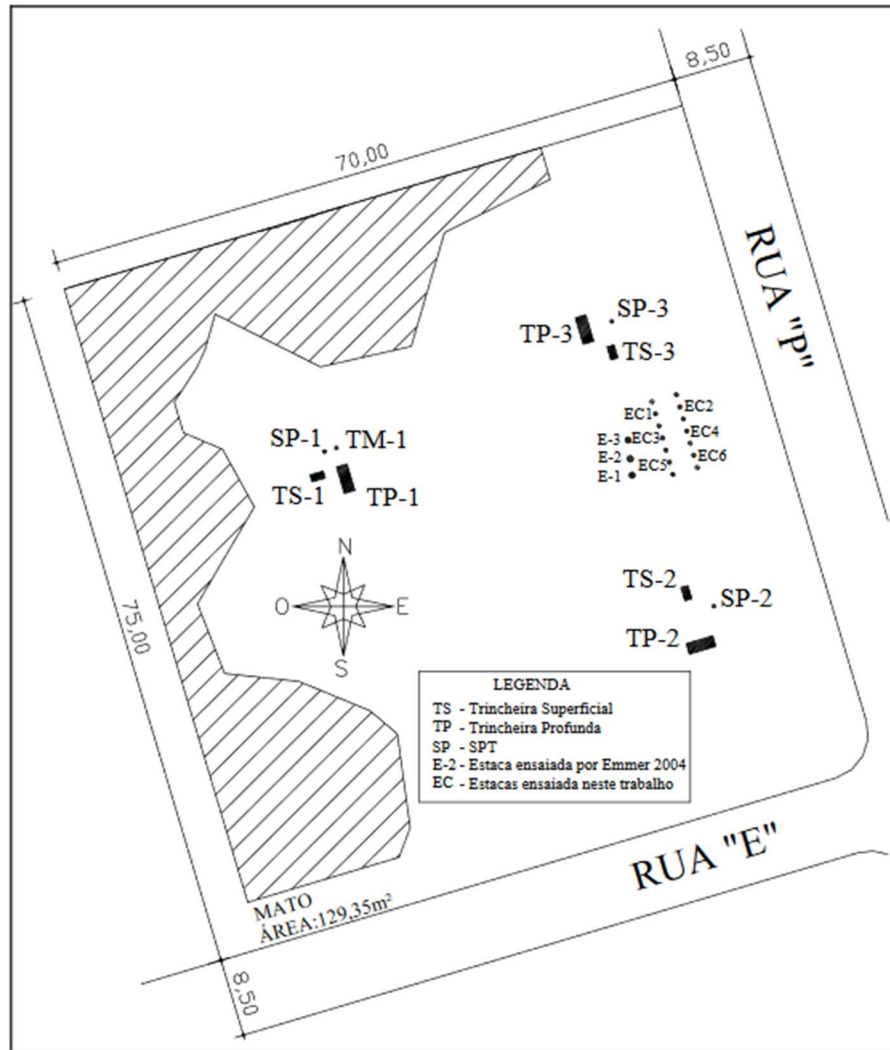
Figura 24 - Estacas executadas no CEEG-UFSM.



Fonte: (NIENOV, 2006).

Com isso, foi elaborado um mapa de locação das estacas, trincheiras de investigação e sondagens SPT realizadas no CEEG-UFSM até então, ilustrado pela Figura 25.

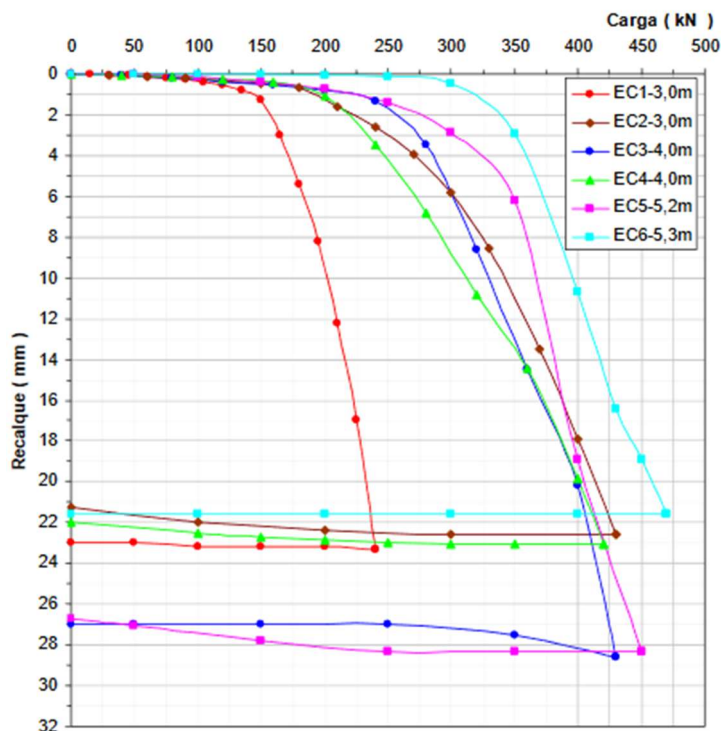
Figura 25 - Croqui de locação de estudos realizados no CEEG-UFSM.



Fonte: (NIENOV, 2006).

Após a realização dos seis ensaios de prova de carga estática, foram obtidos seis gráficos de curvas carga x recalque, representados pelas Figuras 26 a 28.

Figura 26 - Curvas carga recalque das estacas ensaiadas de diâmetro 0,20 m.



Fonte: (NIENOV, 2006).

Serão expostos com destaque nesse referencial apenas as curvas para as estacas EC3 e EC4, que possuem diâmetro de 0,20 m e comprimento de 4,0 m e cargas aplicadas de 430 e 420 kN respectivamente, pois a estaca EC3 é a que foi escolhida para a realização da modelagem numérica.

Para as estacas EC3 e EC4 os incrementos de carga a cada estágio foram de 40 kN. A estaca EC3 o recalque médio inferido foi de 28,6 mm para a carga máxima.

Figura 27 - Curva carga x recalque para estaca EC3, comprimento de 4,0 m.

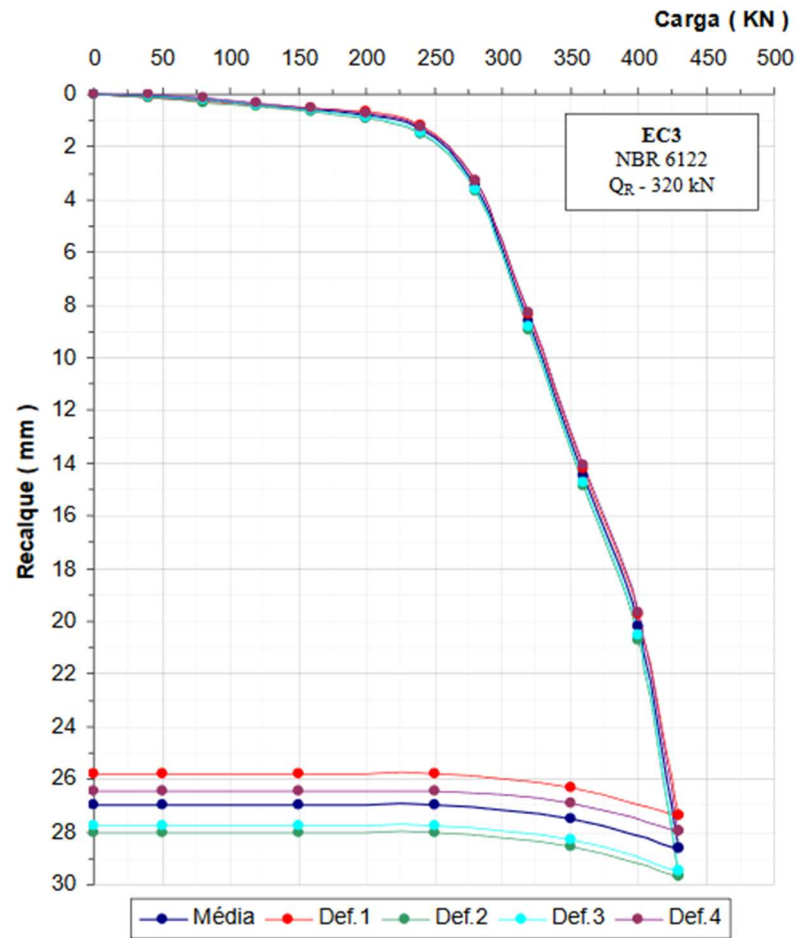
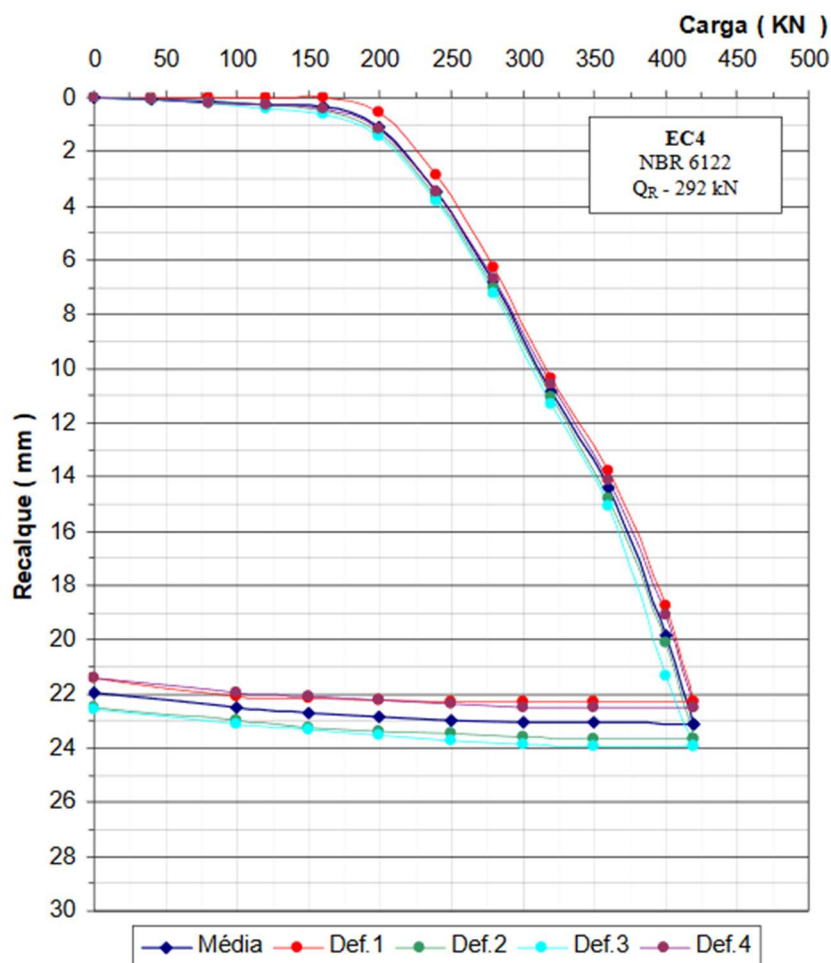


Figura 5. 4 – Curva carga-recalque da estaca EC3

Fonte: (NIENOV, 2006).

A estaca EC4 teve o recalque médio inferido na casa de 23,1 mm para a carga máxima.

Figura 28 - Curva carga x recalque para a estaca EC4, comprimento de 4,0 m.

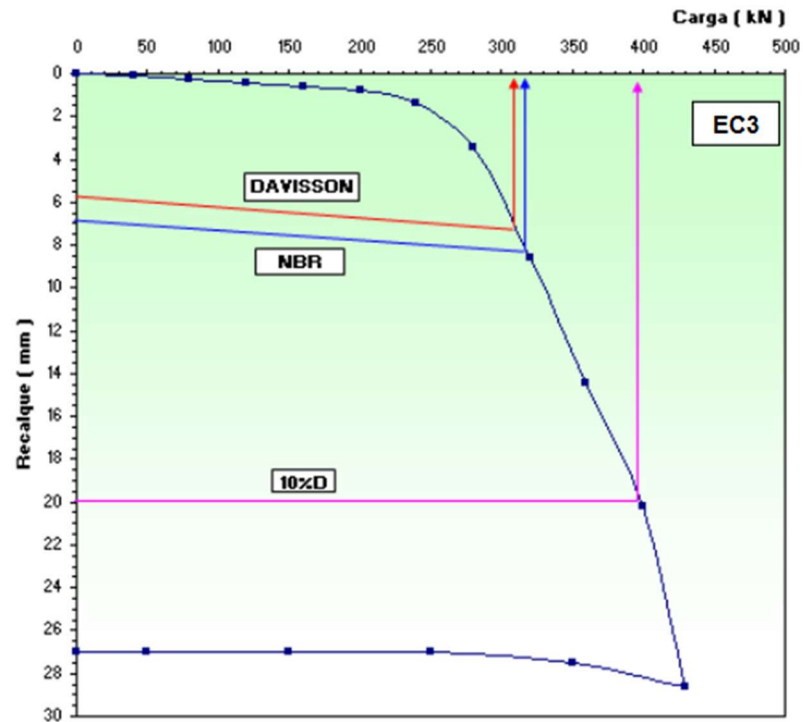


Fonte: (NIENOV, 2006).

Nienov também interpretou os resultados das curvas carga x recalque pelos métodos de Davisson, da NBR 6122:2019 e da prática inglesa, além de obter as parcelas de resistência lateral e de ponta pelo método de Peres e Milititsky (1990).

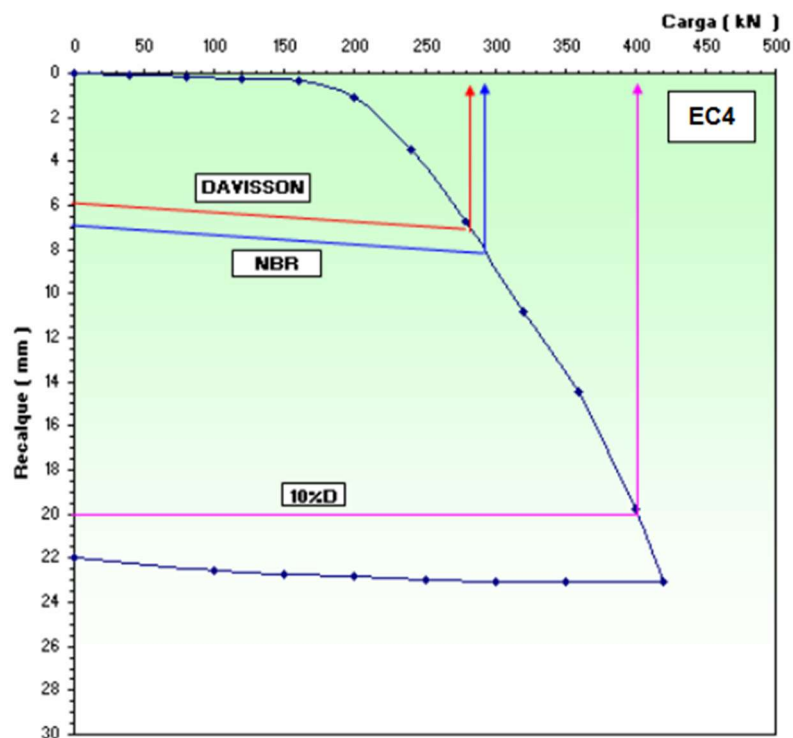
Os resultados foram os seguintes, para as estacas EC3 e EC4, representados pelas figuras 29 e 30, respectivamente:

Figura 29 - Interpretação da curva da estaca EC3.



Fonte: (NIENOV, 2006).

Figura 30 - Interpretação da curva da estaca EC4.



Fonte: (NIENOV, 2006).

Além disso, na Tabela 13, são apresentadas as parcelas de resistência de ponta e lateral obtidas pelo método de Peres e Milititsky.

Tabela 13 - Parcelas de resistência de ponta e lateral obtidas pelo método de Peres e Milititsky para as estacas ensaiadas por Nienov.

Estaca	Q _R (kN)	Peres e Milititsky			
		Q _L (kN)	Q _P (kN)	q _L (kPa)	q _P (MPa)
EC1	190	170	20	90,23	0,64
EC2	321	270	51	143,3	1,62
EC3	320	275	45	109,5	1,43
EC4	292	217	75	86,4	2,39
EC5	362	325	37	99,5	1,18
EC6	390	335	55	100,7	1,75

Fonte: (NIENOV, 2006). Adaptado.

Com esses resultados, há parâmetros de comparação para analisar as diferenças e semelhanças entre as provas de carga resultantes da modelagem numérica.

2.7 MÉTODOS NUMÉRICOS

Métodos numéricos são aqueles que resolvem problemas complexos por meio de iterações e aproximação de resultados.

Alves (2007) cita as vantagens da utilização desses métodos para resolução de problemas:

As vantagens de se utilizar métodos numéricos são:

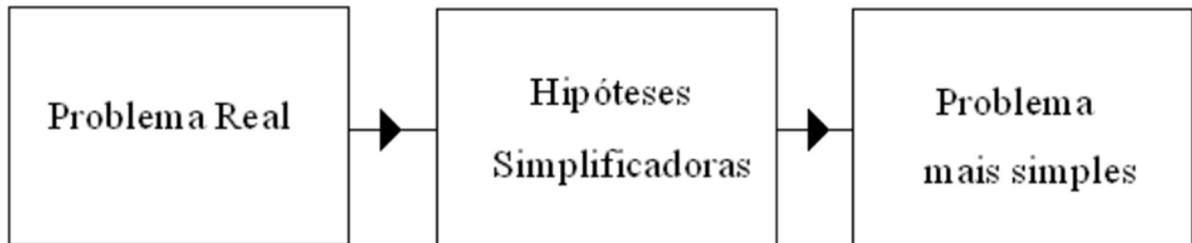
- 1) Tempo de projeto reduzido com redução de custos.
- 2) Simula condições impossíveis em experimentos
- 3) Proporciona informações detalhadas e compreensíveis
- 4) Viabiliza a OTIMIZAÇÃO. (ALVES, 2007, p. 19).

Os métodos numéricos vêm ganhando grande espaço no campo de resolução de problemas de engenharia por conta do avanço dos estudos na área, e também pelo aumento da capacidade de processamento dos computadores na atualidade.

Para sua resolução, na tentativa de descrever quantitativamente um fenômeno, ocorrem simplificações que diminuem o tempo de processamento e, portanto, possibilidade de resolver mais problemas em menos tempo.

A Figura 30 mostra um esquema sobre o uso de hipóteses simplificadoras em métodos numéricos.

Figura 31 - Diagrama de simplificação de problemas.



Fonte: (ALVES, 2007).

Os Métodos Numéricos são subdivididos em diversas tipologias para solução de problemas; como Métodos dos Volumes Finitos, Métodos de Diferenças Finitas, Métodos dos Elementos Finitos, etc.

Essa pesquisa irá abordar um problema resolvido por Métodos dos Elementos Finitos (MEF), e por isso, o enfoque será dado a este item.

2.7.1 Método dos Elementos Finitos

O Método dos Elementos Finitos é um método de solução aproximada de equações diferenciais muito úteis em ciência e engenharia. Ele possibilita a simulação de situações reais em um espaço discreto, cujo limite infinitesimal tendo ao contínuo. A visualização computacional também tem seguido a implementação de cálculos por este método permitindo uma análise visual das situações determinadas através do cálculo numérico. (ALVES, 2007).

Os elementos finitos utilizados na discretização do domínio original do problema são conectados entre si por pontos denominados de nós. O conjunto dos nós e os elementos chamam-se, usualmente, de malha de elementos finitos. A quantidade de nós e elementos, tipo e tamanho dos elementos da malha são fatores determinantes na precisão do método, uma vez que a convergência é um dos aspectos mais importantes do MEF. À medida que o tamanho dos elementos finitos tende a zero e, conseqüentemente, o número de nós tende ao infinito, a solução encontrada converge para a solução exata do problema, ou seja, mais preciso são os resultados (SOUZA, 2003).

O MEF é dividido em cinco métodos diferentes, cada um com aplicação adequada ao tipo de fenômeno a ser simulado.

Tabela 14 - Subdivisões do Método dos Elementos Finitos.

Método	Princípio Utilizado	Elementos	Incógnitas nos pontos nodais	Condições	Vantagens	Aplicações Práticas
Compatível	<i>Princípio da Energia Potencial Mínima</i>	Campo de Deslocamento	Deslocamentos	Continuidade nos Deslocamentos e suas derivadas		
Equilíbrio	<i>Princípio da Energia Complementar Mínima</i>	Campo de Tensão em equilíbrio	Tensão	Equilíbrio		pouco utilizado
Híbrido do 1º Tipo	<i>Princípio da Energia Complementar Mínima Modificado</i>	Campo de Tensão em equilíbrio no domínio e campo de Deslocamentos no contorno	Deslocamentos	Compatibilidade nos Deslocamentos entre os elementos vizinhos	Resultados mais precisos	Problemas de flexões em placas
Híbrido do 2º Tipo	<i>Princípio da Energia Potencial Mínima Modificado</i>	Campo de Deslocamentos no domínio e Campo de Tensões no contorno	Tensões ou forças de superfícies	Equilíbrio de Tensões (ou forças de superfícies) entre elementos vizinhos	Resultados Mais precisos	
Misto	<i>Princípio da Variacional Generalizado (Reissner)</i>	Campo Tensões e Deslocamentos no domínio	Tensões (ou forças de superfícies) e os Deslocamentos		Deslocamentos e Tensões determinados com mesma precisão	

Fonte: (ALVES, 2007).

O programa 3D utilizado na análise numérica deste trabalho é do tipo Híbrido do 1º Tipo, pois realiza a compatibilidade nos deslocamentos entre os elementos vizinhos, como pode ser visto na Tabela 14.

2.7.2 Método dos Elementos Finitos na Engenharia Geotécnica.

Com muita frequência, as condições limítrofes no projeto de engenharia geotécnica podem ser tão complexas que impossibilitam a realização da análise tradicional com uso das teorias simplificadas, equações e gráficos de projeto tratados nos livros didáticos. Essa situação tornou-se ainda mais complexa pela variabilidade do solo. Sob essas circunstâncias, o modelamento numérico pode ser muito útil. O modelamento numérico está se tornando cada vez mais popular nos projetos de fundações, muros de arrimo, barragens e outras estruturas suportadas pelo solo. Geralmente, ele é usado em projetos grandes. Pode modelar a interação entre o solo e a estrutura de maneira muito eficaz. (DAS, 2017, p. 3).

Com isso, surgem diversas opções de programas no mercado profissional para solução de problemas de engenharia geotécnica para quem não quiser escrever o seu próprio código. Há *softwares* difundidos mundialmente como o FLAC, GEO-SLOPE, SoilVision Systems, GGU-Software, etc. Cada empresa possuiu suas peculiaridades na criação desses programas, portanto, é impossível eleger qual é o melhor. Para a obtenção de bons resultados, o processo depende da adaptação do usuário à interface.

Porém, salienta-se que o programa não resolve os problemas sem o correto entendimento do problema por parte do engenheiro responsável. Todos os manuais recomendam que somente profissionais que tenham conhecimento na área realizem as simulações, pois se a entrada de dados for feita de maneira equivocada, os resultados serão equivocados.

A relação entre a entrada de dados e a qualidade dos resultados é lembrada por Das (2017):

Para simplificar a análise, geralmente supõe-se que o solo se comporta como um meio contínuo linear elástico ou um meio contínuo plástico rígido. Na realidade, esse não é o caso, e pode ser necessário adotar modelos constitutivos mais sofisticados que modelariam o solo de maneira mais realista. Não importa a qualidade do modelo, o produto final só pode ser tão bom quanto o produto inicial. É necessário ter bons parâmetros de entrada para chegar a soluções sensatas. (DAS, 2017).

Além disso, com a crescente demanda por profissionais que saibam utilizar esses *softwares* faz com que o meio acadêmico tente se adaptar ao mercado de trabalho. A prova disso, é que a Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos, oferece a disciplina de Modelagem Numérica e Modelagem Física Aplicadas à Geotecnia desde o ano de 2017. (ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS - UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO, 2017).

Danziger, B. R. et al. (2005); analisaram um modelo de uma obra real utilizando o MEF para investigar a interação solo estrutura entre as fundações e o solo de um edifício utilizando conceitos consagrados elaborados por Gusmão (1990) sobre a interação solo estrutura e sua influência em recalque de edificações. Essas obras foram pioneiras nesse tipo de estudo no Brasil, abrindo caminho para as mais diversas simulações realizadas na atualidade.

Contudo, por a geotecnia não ser uma ciência exata e a variabilidade dos materiais e parâmetros influentes ser muito grande, nem sempre os resultados numéricos obtêm precisão adequada com resultados experimentais.

Novak et al. (2005) criaram um experimento para simular um radier estaqueado na cidade de Urawa no Japão – assente sobre solo arenoso – onde as estacas de aproximadamente

16 metros de comprimento estavam com suas pontas embutidas em uma camada arenosa de alta densidade. O recalque medido *in loco* foi de 1,80 cm, enquanto o recalque máximo obtido por análise numérica foi de 1,54 cm.

Essa diferença observada nos valores numéricos foi observada por Freitas Neto (2011) e quando comparadas com valores experimentais, pode estar relacionada com o modelo constitutivo usado para definir os parâmetros de modelagem do solo, à quantidade de pontos da malha do método de elementos finitos e a indefinição dos elementos de interface entre as estacas e o solo.

3 METODOLOGIA

3.1 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Os parâmetros geotécnicos obtidos com base no trabalho de Emmer (2004) e utilizados para a modelagem numérica são: índices físicos e ensaio de SPT. Esses parâmetros são listados na Tabela 15.

Tabela 15 – Resumo dos índices físicos.

Classificação do material	Argila arenosa; variegada; plástica; consistência média a rija	Areia fina a média; variegada, friável, muito compacta
Ângulo de atrito interno (φ)	23°	42°
Intercepto coesivo médio (c)	30,7 kPa	0
Limites de liquidez (LL)	56%	NP
Limites de plasticidade (LP)	26%	NP
Índice de plasticidade (LP)	30%	NP
Umidade natural (wn)	28,7%	-
Peso espec. real dos grãos (γ_s)	28,1 kN/m ³	26,5 kN/m ³
Peso espec. natural (γ)	19,2 kN/m ³	20,0 kN/m ³
Índice de vazios (e)	0,93	-
Grau de saturação (S)	89,5%	-
Porosidade (η)	47,7%	-
Pressão de pré-adensamento (σ'_{vm})	465 kPa	-
Índice de Compressão (Cc)	0,30	-
Mód. de variação volumétrica (m_v)	0,047x10 ⁻³ kPa	-

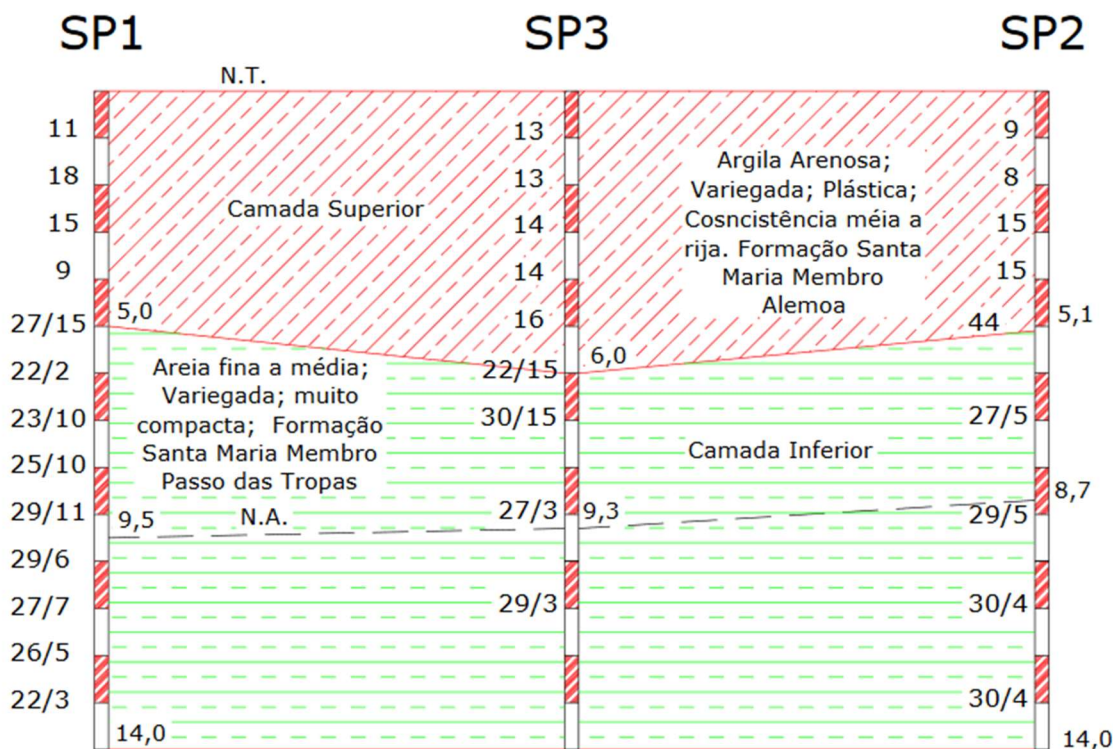
Fonte: (EMMER, 2004).

O ensaio de SPT é de suma importância para obter-se o módulo de deformabilidade das camadas de solo, através de correlações empíricas propostas por Teixeira e Godoy (1996).

Como o módulo de deformabilidade varia com o N_{SPT} de cada profundidade, optou-se por dividir o perfil do solo em cinco camadas distintas, com módulos de elasticidade distintos. Além disso, com auxílio das mesmas correlações dos autores supracitados, pode ser obtido o Coeficiente de Poisson para cada camada de solo, mas neste caso, serão consideradas apenas duas camadas, visto que, na literatura, esse coeficiente varia apenas com o tipo de solo e não com o N_{SPT} .

A Figura 31 mostra um resumo dos furos de sondagem de SPT:

Figura 32 - Resumo dos furos de sondagem SPT.



Fonte: (NIENOV, 2006)

Foram adotados valores médios dos resultados de sondagens SP2 e SP3 devido à proximidade do local das estacas ensaiadas. Na camada com resistência superior a N_{SPT} 50 foi adotado o valor máximo de N_{SPT} de 50.

Teixeira e Godoy (1996) sugeriram o cálculo do módulo de deformabilidade pela seguinte equação:

$$E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (3.1)$$

Nessa equação, α e K são coeficientes empíricos definidos em função do tipo de solo, conforme as Tabelas 16 a 19:

Tabela 16 - Coeficiente K .

Solo	K (Mpa)
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia Siltosa	0,7
Areia Argilosa	0,55
Silte Arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila Arenosa	0,3
Silte Argiloso	0,25
Argila Siltosa	0,2

Fonte: Teixeira e Godoy (1996 apud CINTRA, AOKI & ALBIERO, 2011).

Foram adotados os valores de $K = 200 \text{ kN/m}^2$ para a primeira camada e $K = 700 \text{ kN/m}^2$ para a segunda camada.

Tabela 17 - Coeficiente α .

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Teixeira e Godoy (1996 apud CINTRA, AOKI & ALBIERO, 2011).

Foram adotados os valores de $\alpha = 7$ para a primeira camada e $\alpha = 3$ para a segunda camada.

O coeficiente de Poisson (ν) foi obtido através das correlações propostas por Godoy (1972), apresentado na Tabela 18.

Tabela 18 - Coeficiente de Poisson (ν)

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

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

Foram adotados os valores de $\nu = 0,3$ para a primeira camada e $\nu = 0,4$ para a segunda camada.

Os resultados das propriedades geotécnicas utilizadas na modelagem são apresentados em forma de resumo Tabela 19:

Tabela 19 - Propriedades geotécnicas das camadas de solo do CEEG-UFSM.

Camada	Profundidade (m)	NSPT	Tipo de Material	ν	α	K(kN/m ²)	Es(kN/m ²)
1	1	11	Argila Arenosa	0,3	7	200	15400
	2						
2	3	10,5					20300
3	4	14,5					
	5						
4	6	33					700
5	7	50	Areia de fina a média	0,4	3	105000	
	8						

Fonte: Autor.

Todavia, para inserção de dados no *software* 3D é necessário informar o peso específico do solo acima (γ_{unsat}) e abaixo do nível d'água (γ_{sat}). O γ_{unsat} adotado é o γ natural e o γ_{sat} precisa ser obtido.

Esse índice pode ser calculado através da Equação 3.2, proposta por Pinto (2006):

$$\gamma_{\text{sat}} = (1 - \eta) \cdot \gamma_s + \eta \cdot \gamma_w \quad (3.2)$$

Sendo: η = porosidade;

γ_w = peso específico da água;

γ_s = peso específico dos sólidos.

Adotando-se $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$, para a primeira camada de solo obtem-se $\gamma_{\text{sat}} = 19,46 \text{ kN/m}^3$. Como para a segunda camada de solo não há dados suficientes para o cálculo, adotou-se $\gamma_{\text{sat}} = 20,5 \text{ kN/m}^3$ como uma aproximação adequada. A adoção desses valores não influi no cálculo do modelo pelo Método dos Elementos Finitos, visto que o nível d'água está muito abaixo das camadas de solo que interferem nas estacas.

3.2 PARÂMETROS ESTRUTURAIS

Os parâmetros e propriedades do concreto das estacas executadas no CEEG-UFSM podem ser estimadas através da NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. O parâmetro mais influente na análise numérica levando em conta o viés estrutural é o Módulo de Elasticidade do Concreto seguido pelo Coeficiente de Poisson.

Tabela 20 - Propriedades do concreto segundo NBR 6118:2014.

Parâmetros	Valores	
fck (resist. caract. à compress. a 28 dias)	20 MPa	
fct,m (resistência à tração média)	fct,m = 0,3 . fck ^{2/3}	2,22 MPa
γ (peso específico do concreto simples)	24 kN/m ³	
ν (coeficiente de Poisson)	0,2	
Eci (módulo de elastic. Tangente inicial)	Eci = 5600 . fck ^{1/2}	25043,96 MPa
Ecs (módulo de deformação secante)	Ecs = 0,85 . Eci	21287,37 MPa
Gs (módulo de elasticidade transversal)	Gs = 0,4 . Ecs	8516 MPa

Fonte: Autor.

3.3 SOFTWARE

3.3.1 Software 2D.

O *software* utilizado para a primeira tentativa da análise numérica das estacas escavadas de pequeno diâmetro executadas no CEEG da UFSM foi um software de geotecnia de solução de problemas em 2D. Porém, depois de várias tentativas, observou-se que o programa não gerava as cargas carga x recalque necessárias para a análise do fenômeno, sendo mais indicado para problemas que envolvem simulações de taludes e barragens. Dessa forma, buscaram-se diversas opções de *softwares* que levassem a solução real do problema, em 3D.

3.3.2 Software 3D

O *software* 3D faz parte de uma linha de diversos *softwares* para engenharia que envolvem geotecnia, estruturas e fluídos. Esse *software* resolve - pelo método dos elementos finitos - uma simulação de prova de carga em estacas, gerando como resultado final uma curva carga x recalque, além de gerar mapas de cores que mostram deslocamentos, poropressão e tensões atuantes no fenômeno.

O programa é subdividido em três módulos chamados *Input*, *Output* e *Curves*.

No módulo *Input* são inseridas as propriedades dos materiais, dimensões dos elementos, unidades da análise e todas as condições de contorno iniciais. O módulo é dividido em duas partes distintas: o Model e o Calculation. Na aba Model é desenvolvido o modelo que realizará a análise numérica e na aba Calculation são definidas as condições propostas para o cálculo do objetivo para qual foi elaborado a análise. Além disso, é nessa aba que pode ser controlada a tolerância de erro por ponto, a quantidade de iterações e a precisão que os cálculos podem atingir. Quanto maior a precisão e menor o erro tolerado, maior é o tempo para o cálculo de cada iteração.

O módulo *Output* depende da conclusão do módulo anterior e apresenta várias opções de visualização dos pontos para que são calculados poropressão, tensões e deslocamentos, além de gerar mapas de cores com as respectivas propriedades do modelo. Nele também se pode visualizar separadamente cada camada, material ou seção do conjunto. Nesse módulo seleciona-se pontos para quais serão gerados gráficos.

O módulo *Curves* é responsável por gerar os gráficos e tabelas após o cálculo. É nesse módulo que será obtida a curva carga x deslocamento. Sua execução depende da completa conclusão dos dois módulos anteriores.

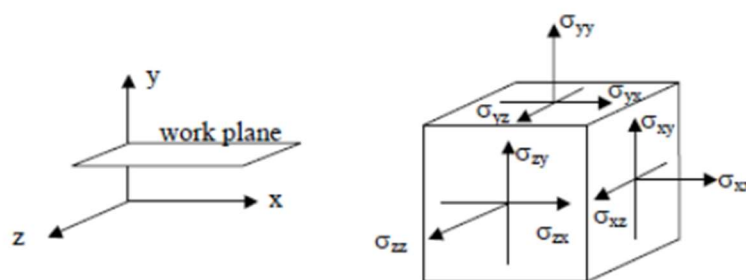
3.4 MODELAGEM NUMÉRICA

A modelagem numérica realizada buscou levar em consideração a maior quantidade de variáveis que influenciam no processo. Para demonstração do processo, será mostrado o procedimento realizado para a estaca EC3 executada no CEEG-UFSM por Nienov (2006), que apresenta 4 metros de comprimento e aplicação de carga de 430 kN no ensaio de prova de carga estática.

Inicialmente, serão utilizados o módulo *Input* e a aba Model para a inserção das propriedades do modelo a ser analisado.

Ressalta-se a divergência da convenção de sinais utilizada no programa comparado a convenção usual da geotécnica. O programa considera as tensões de tração positivas e as tensões de compressão negativas (MACEDO, 2017). A convenção de sinais é mostrada pela Figura 33 - Plano de trabalho e convenção de sinais.

Figura 33 - Plano de trabalho e convenção de sinais.



Fonte: Manual Software 3D.

Primeiramente, ao abrir o programa, é aberta automaticamente uma janela inicial na qual é necessário inserir as condições de contorno iniciais do problema, que envolvem o tamanho do terreno a ser analisado e as unidades em que o projeto será testado.

Como pode ser visto na Figura 34 - Tela inicial do *Software.*, a gravidade adotada para o projeto foi de $9,80 \text{ m/s}^2$ e o peso específico da água adotado como $10,00 \text{ kN/m}^3$.

Figura 34 - Tela inicial do *Software*.

General Settings

Project | Dimensions

Project

Filename: Teste outubro PRINTS.PF3

Directory: C:\Users\carlo\Desktop\

Title: 30092019

Comments

General

Gravity: 1.0 G (-Y)

Earth gravity: 9,800 m/s²

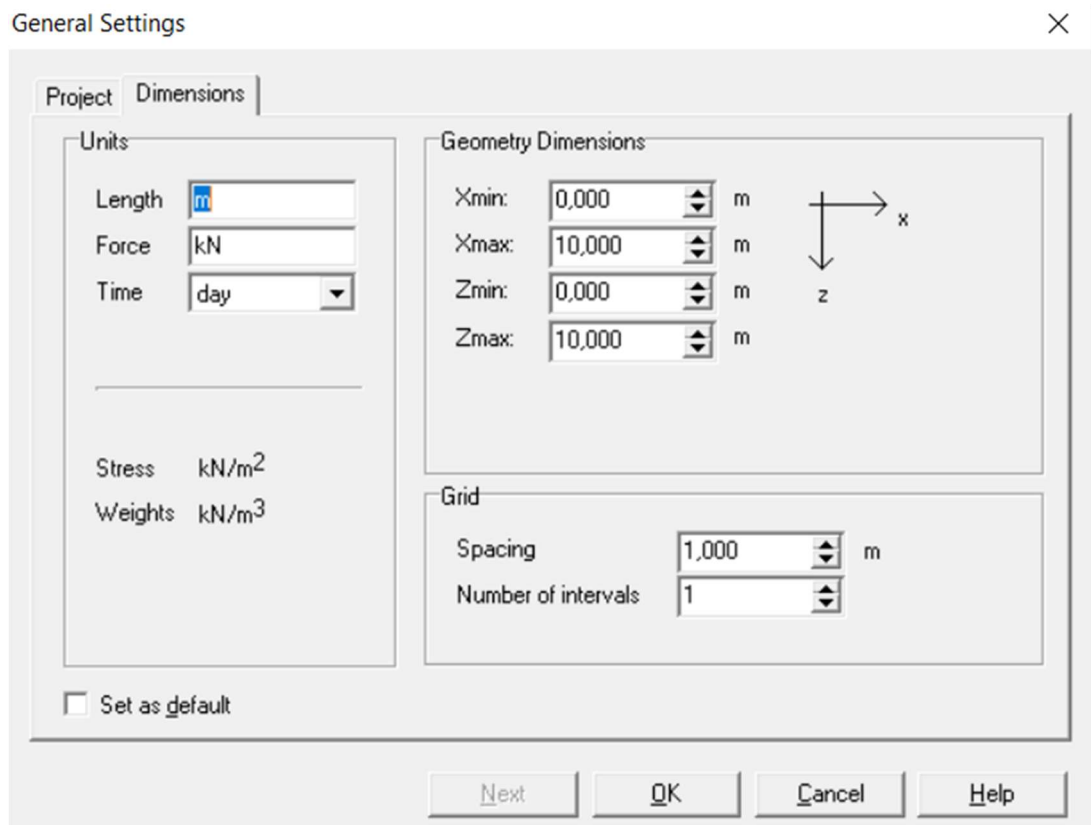
γwater: 10,000 kN/m³

Next OK Cancel Help

Fonte: Autor.

A Figura 35 mostra que as dimensões foram adotadas em metros, a unidade de força em kN, o tempo em dia, os pesos em kN/m³, as tensões em kN/m² e o terreno adotado tem as dimensões de 10 x 10 metros.

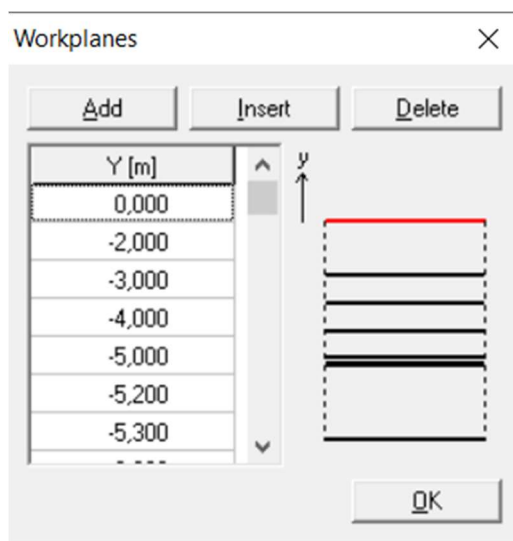
Figura 35 - Segunda tela do *Software*.



Fonte: Autor.

O próximo passo é inserir as camadas de trabalho. Nessa etapa devem ser inseridas as profundidades que serão utilizadas para diferenciar camadas de solo e profundidades utilizadas para definir o término das estacas.

Figura 36 - Camadas de trabalho.



Fonte: Autor.

Adicionadas as camadas, o próximo passo é inserir no programa as propriedades dos materiais que vão ser utilizados na análise numérica. Assim, foram adicionadas as propriedades dos solos como mostra a Figura 37 e as propriedades do concreto das estacas, como mostra a Figura 38.

Figura 37 - Janela de inserção das propriedades das camadas de solo.

Mohr-Coulomb - Camada 1

General | Parameters | Interfaces

Material Set

Identification:

Material model:

Material type:

General properties

γ_{unsat} : kN/m³

γ_{sat} : kN/m³

Comments

Permeability

Mohr-Coulomb - Camada 1

General | Parameters | Interfaces

Stiffness

E_{ref} : kN/m²

ν (nu):

Strength

c_{ref} : kN/m²

ϕ (phi): °

ψ (psi): °

Alternatives

G_{ref} : kN/m²

E_{oed} : kN/m²

Mohr-Coulomb - Camada 1

General | Parameters | Interfaces

Strength

Rigid

Manual

R_{inter} :

Real interface thickness

δ_{inter} : m

Fonte: Autor.

Figura 38 - Janela de inserção das propriedades do concreto.

Linear elastic - Concreto

General | Parameters | Interfaces

Material Set

Identification: Concrete

Material model: Linear elastic

Material type: Non-porous

General properties

γ_{unsat} : 24,000 kN/m³

γ_{sat} : 24,000 kN/m³

Comments

Permeability

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Linear elastic - Concreto

General | Parameters | Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 2,129E+07 kN/m²

ν (nu): 0,200

Alternatives

G_{ref} : 8,870E+06 kN/m²

E_{oed} : 2,365E+07 kN/m²

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Linear elastic - Concreto

General | Parameters | Interfaces

Strength

Rigid

Manual

R_{inter} : 1,000

Real interface thickness

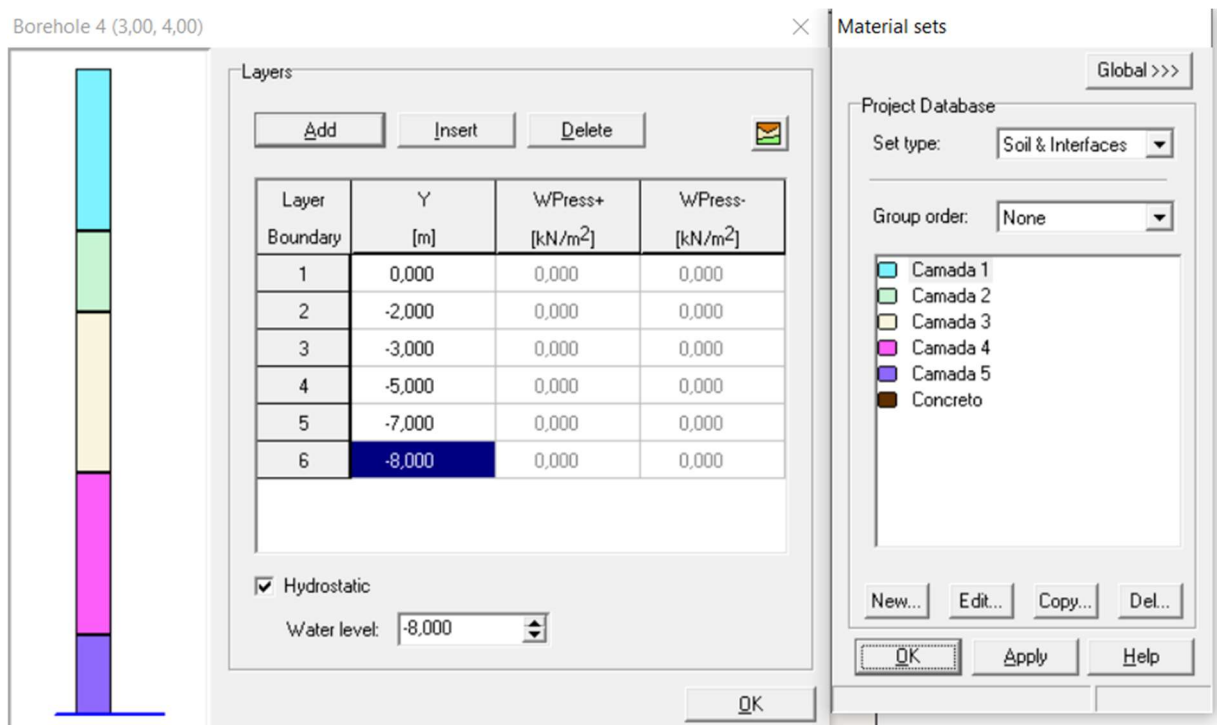
δ_{inter} : 0,000 m

Next Ok Cancel Help

Fonte: Autor.

A próxima etapa é inserir um “furo” em qualquer local do terreno, que representa o perfil de estratificação do solo. Nesse perfil, são posicionadas as propriedades de solo de cada camada, representada por cores diferentes. Esta também é a janela em que deve ser inserido o nível freático do projeto.

Figura 39 - Perfil do solo dividido em camadas.

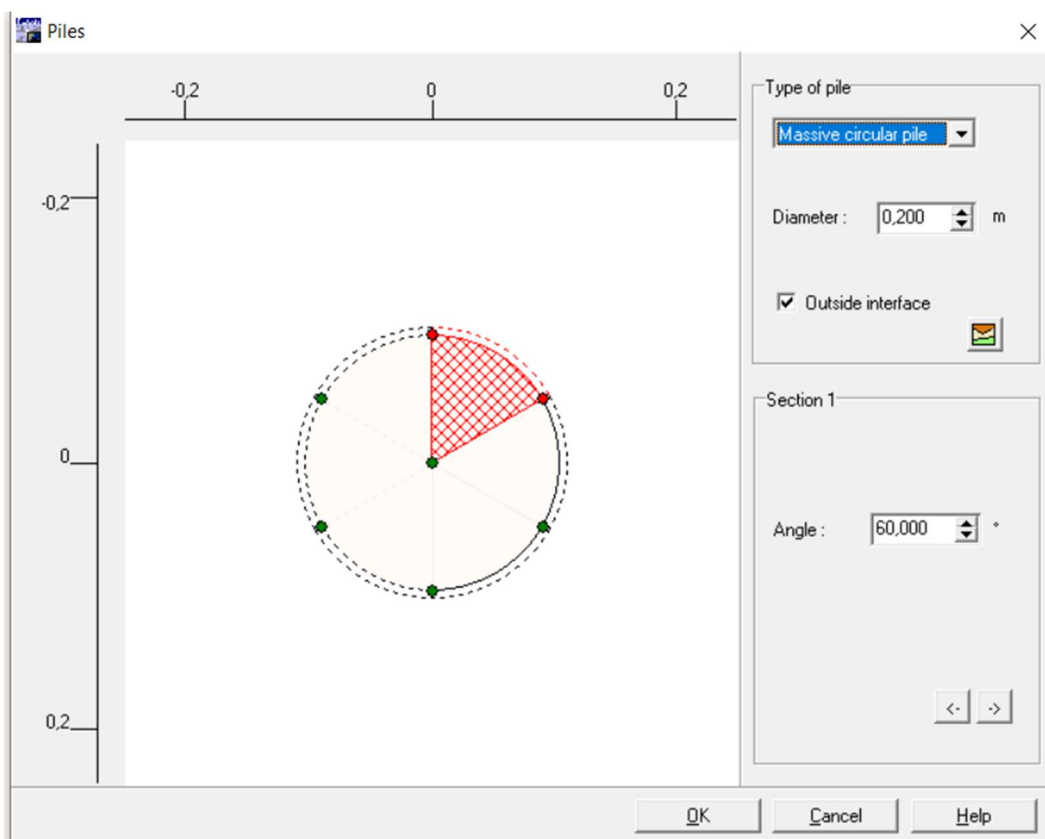


Fonte: Autor.

Após as camadas de solo estarem corretamente alocadas é o momento de inserir as propriedades do elemento de fundação que vai ser analisado. Podem ser inseridos diversos tipos de estacas, como por exemplo: estaca maciça circular, estaca circular oca, estaca retangular maciça e estaca retangular oca.

Deve ser inserido o mesmo perfil de estaca sobre o mesmo ponto geométrico em todas as camadas de trabalho que se quer a presença da estaca, até a camada onde ela termina. A estaca foi inserida no modelo até a camada de -4 m, que é o comprimento da estaca EC3.

Figura 40 - Janela de inserção das propriedades da estaca.

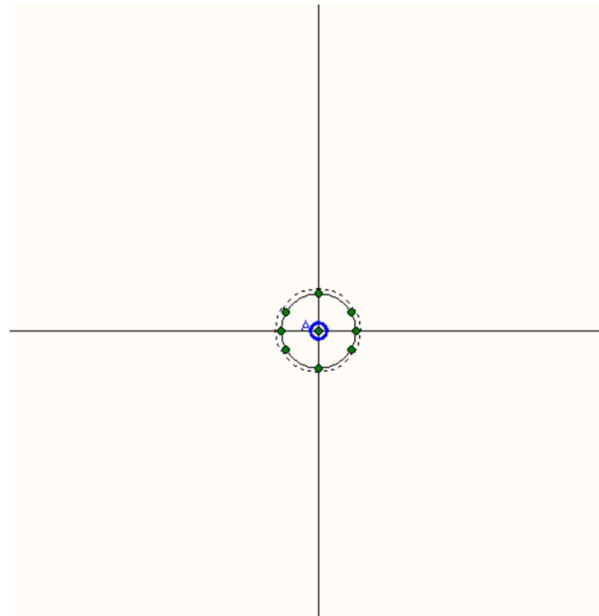


Fonte: Autor.

Deve-se inserir no topo da estaca (camada de trabalho 0 m) uma carga aplicada pontualmente, que vai ser utilizada para realizar o ensaio de prova de carga estática numérico. Porém, a magnitude da carga somente pode ser definida quando a modelagem estiver na etapa de inserção dos estágios de cálculo.

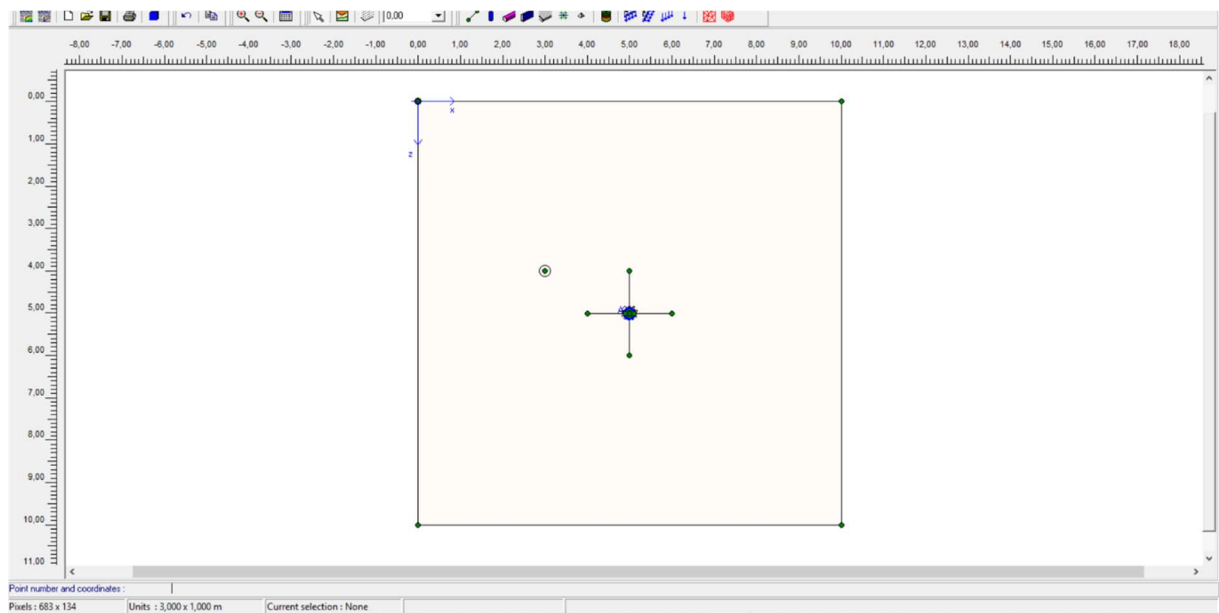
Agora o programa nos gera uma imagem geral de todos os elementos inseridos no projeto. Aparecem: os limites do terreno, o furo, a carga aplicada e a estaca.

Figura 41 - Detalhe do ponto de aplicação da carga na estaca.



Fonte: Autor

Figura 42 - Visão geral do projeto.

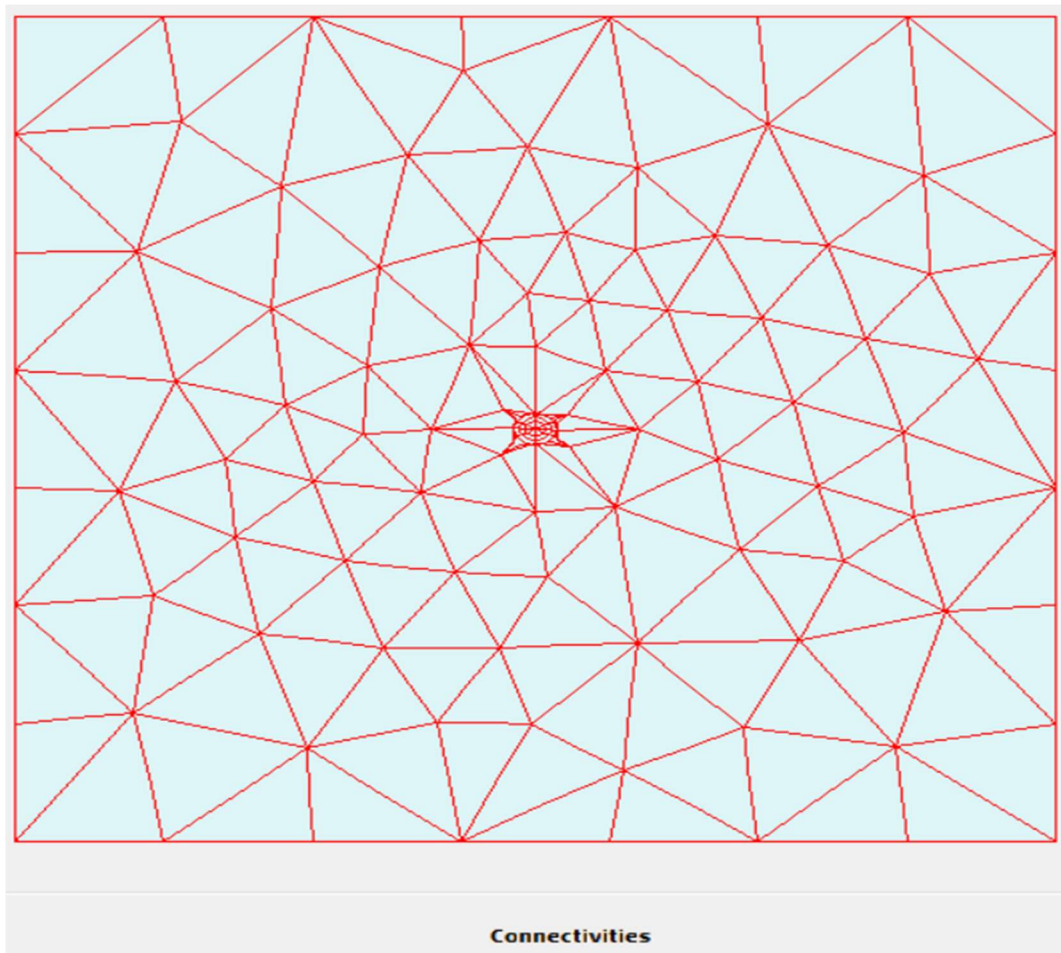


Fonte: Autor.

Com todos os elementos inseridos no projeto, é preciso gerar a malha de pontos 2D e 3D para quais o programa irá realizar os cálculos de capacidade de carga, utilizando-se do método dos elementos finitos. Para cada ponto da malha gerado o software irá calcular todas as variáveis envolvidas, como as tensões, deformações, poropessão, etc.

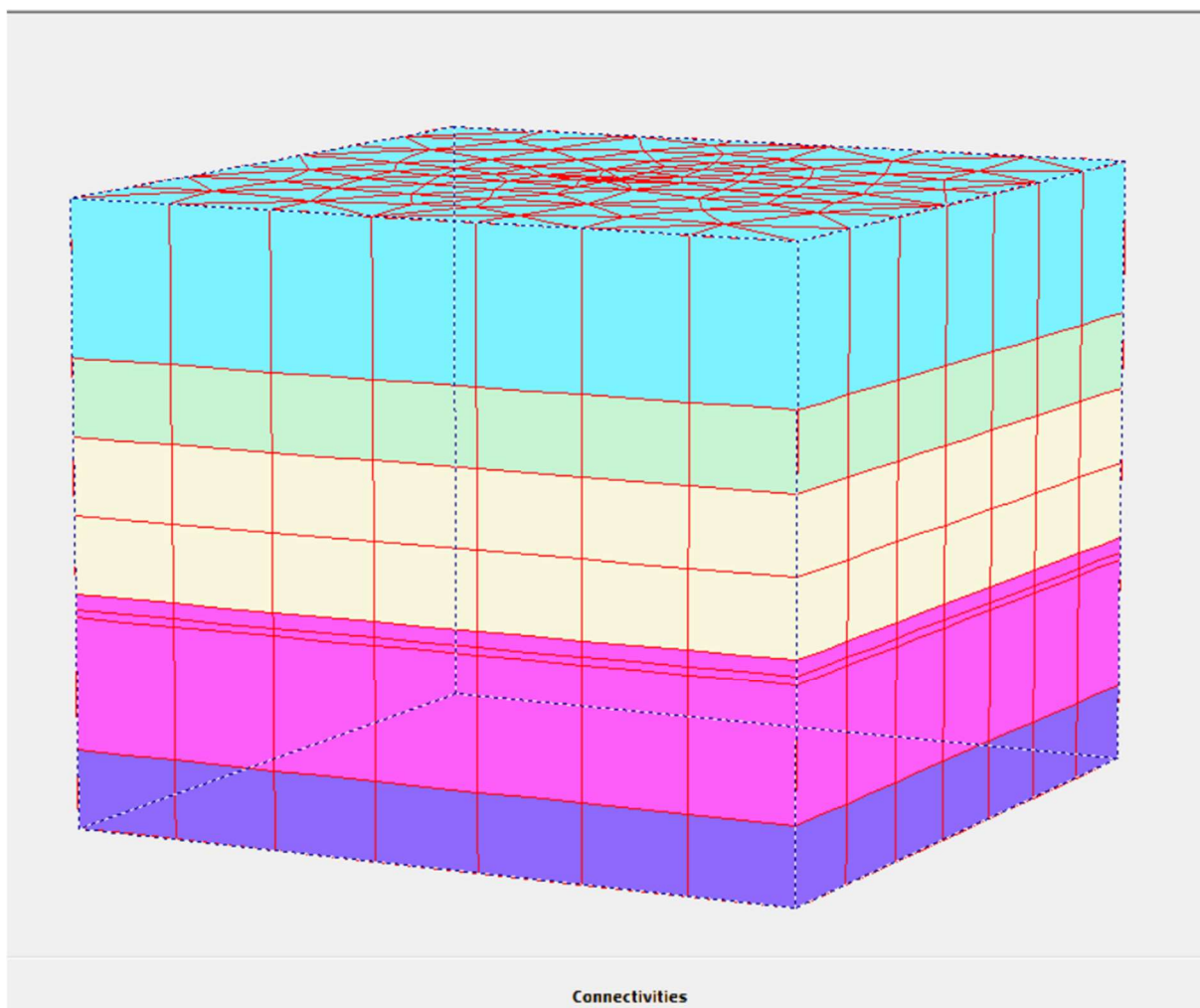
O resultado das malhas de pontos é mostrado por meio da segunda parte do software, chamado de *Output*.

Figura 43 - Malha de pontos 2D gerada.



Fonte: Autor.

Figura 44 - Malha de pontos 3D gerada.



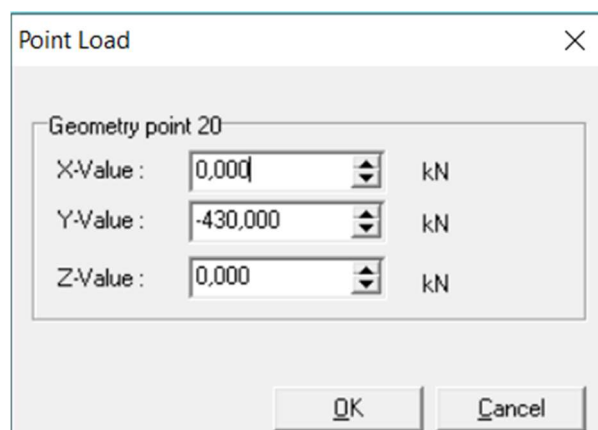
Fonte: Autor.

Após a malha ser definida pelo software, é utilizada a aba Calculation no módulo *Input*.

Nesta aba é necessário definir as etapas de cálculo. Para a análise optou-se por definir três estágios de cálculo: Fase inicial, estaca executada e atuação da carga na ponta superior da estaca. O primeiro estágio foi denominado de *Initial Phase* por ser o padrão do programa. O segundo estágio foi denominado Fase 1 e o estágio com a aplicação da carga denominado Fase 2. Cada estágio somente é calculado pelo programa quando o anterior foi completado.

Em cada estágio, é necessário informar ao programa até qual profundidade a estaca é preenchida com concreto. Alterando entre as camadas de trabalho, é preciso definir para cada profundidade qual o material que é composta a estaca. No caso analisado (EC3), definido como concreto o material até -4,0 m. Além disso, para a Fase 2, é necessário definir que a carga pontual tem o valor de -430 kN na direção y (vertical) aplicada no topo da estaca.

Figura 45 - Janela para inserção das cargas pontuais.

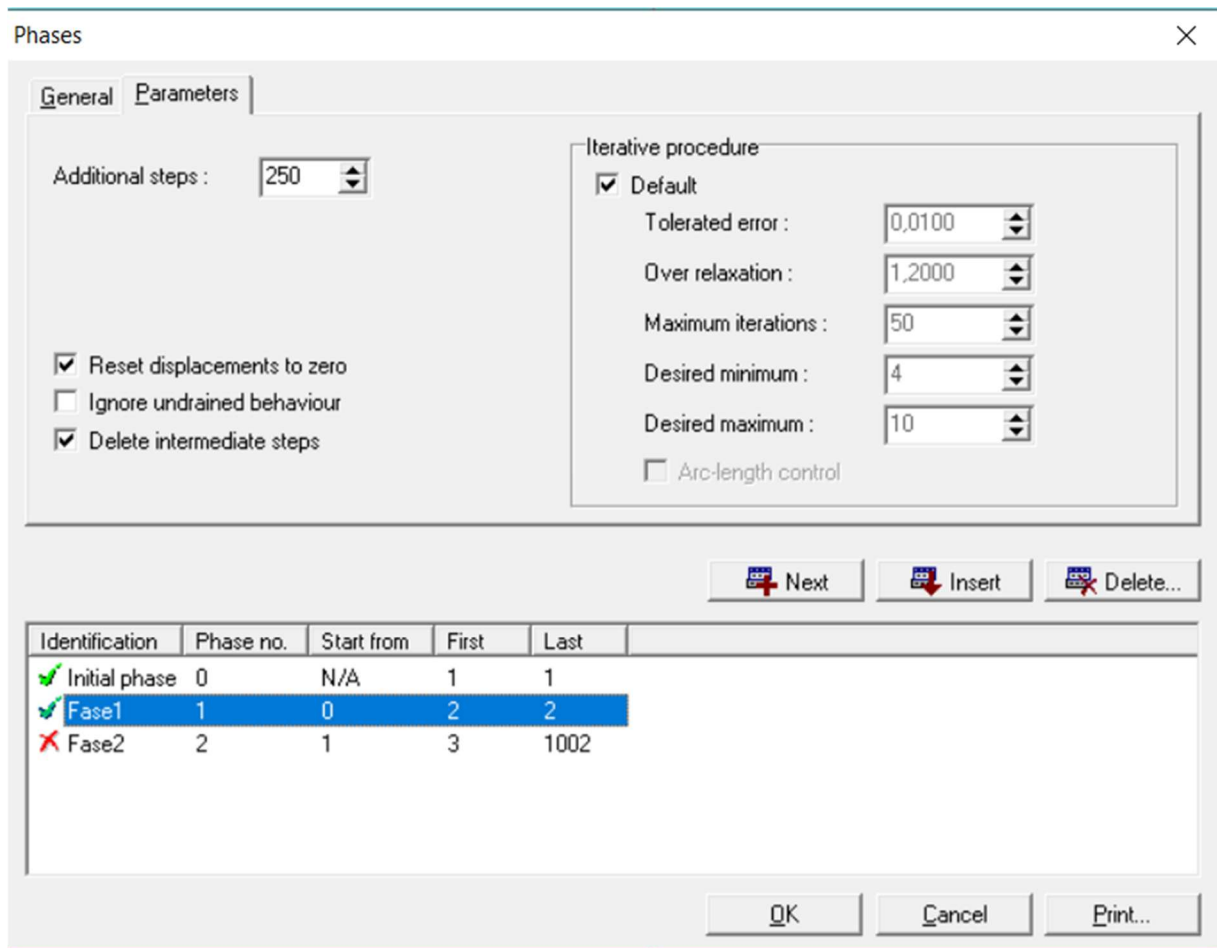


Fonte: Autor.

Outra parte importante no Calculation é definir quantos “degraus” serão calculados em cada fase para atingir as deformações perante as forças aplicadas. Para a Fase 1, foram definidos 250 “degraus” e para a Fase 2 definidos 1000 “degraus” devido à presença da carga e a maior demora em se realizar o cálculo para essa situação.

Definir menos “degraus” de cálculo do que o necessário para o programa gera um erro no Calculation, pois não é alcançado 100% da carga definida em projeto e o cálculo é interrompido antes da real solução do problema.

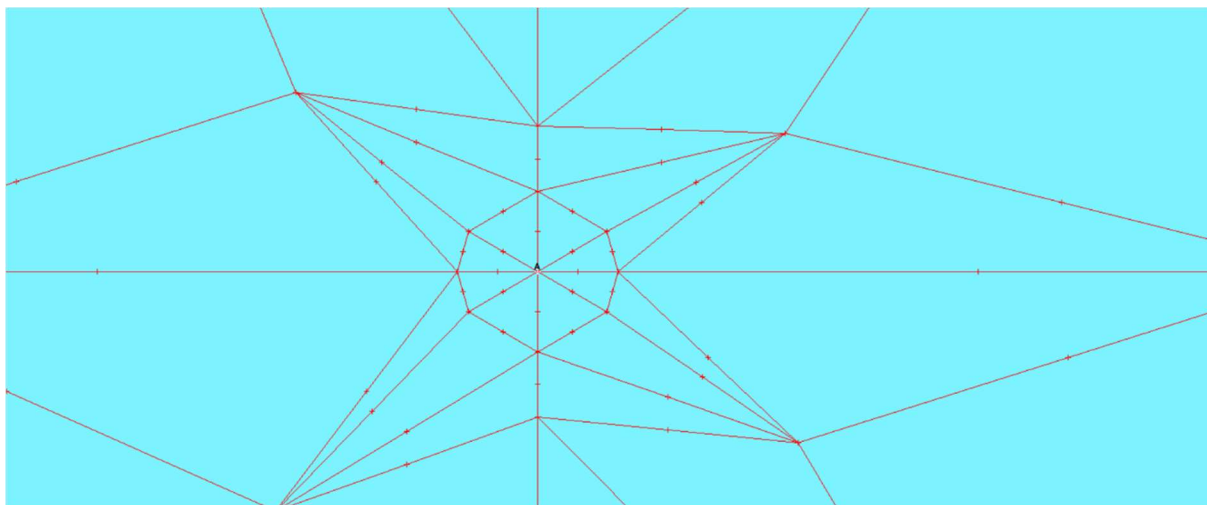
Figura 46 - Configuração dos estágios de cálculo.



Fonte: Autor.

Antes de dar o comando para o programa iniciar os cálculos é preciso acessar o módulo *Output* e definir para qual ponto serão gerados os gráficos após o cálculo. Assim, definiu-se o topo da estaca como referência para as curvas geradas posteriormente.

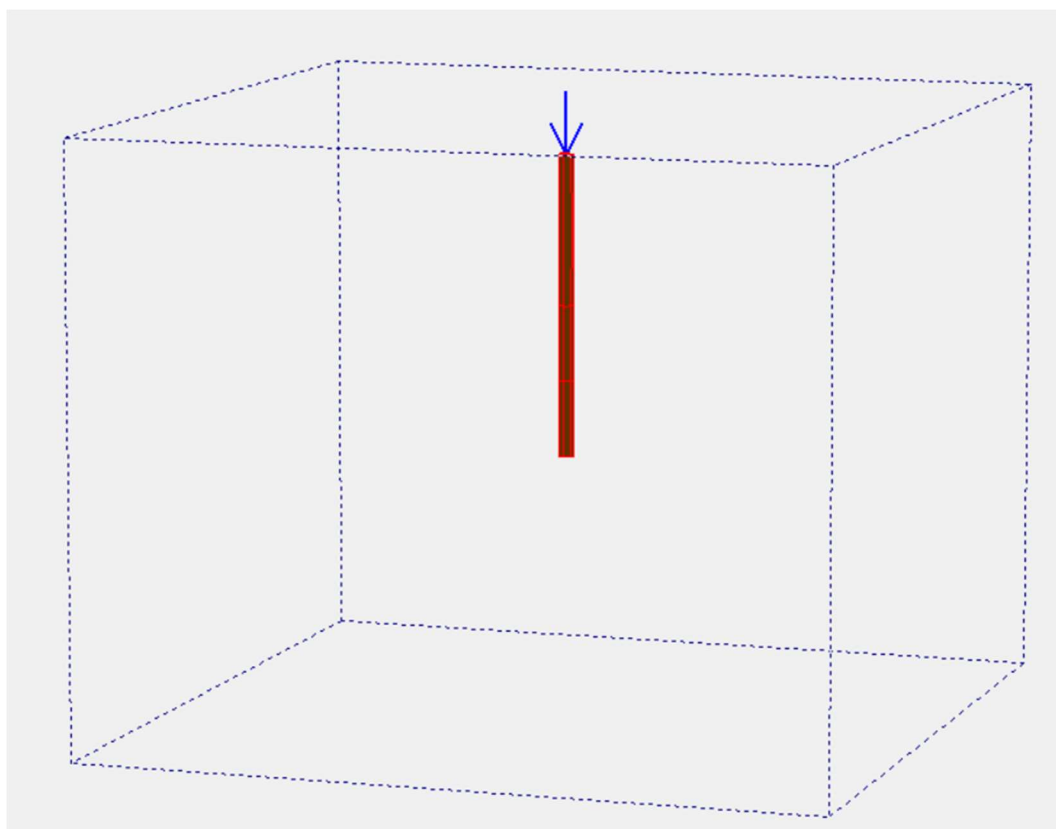
Figura 47 - Ponto selecionado para gerar gráficos.



Fonte: Autor.

Nesta etapa também, através do módulo *Output* é possível solicitar ao programa para que gere uma representação gráfica somente da estaca modelada com a carga pontual aplicada no centro do maciço de concreto (ponta superior da estaca), através da ferramenta *view – partial geometry* e selecionando somente o material Concreto.

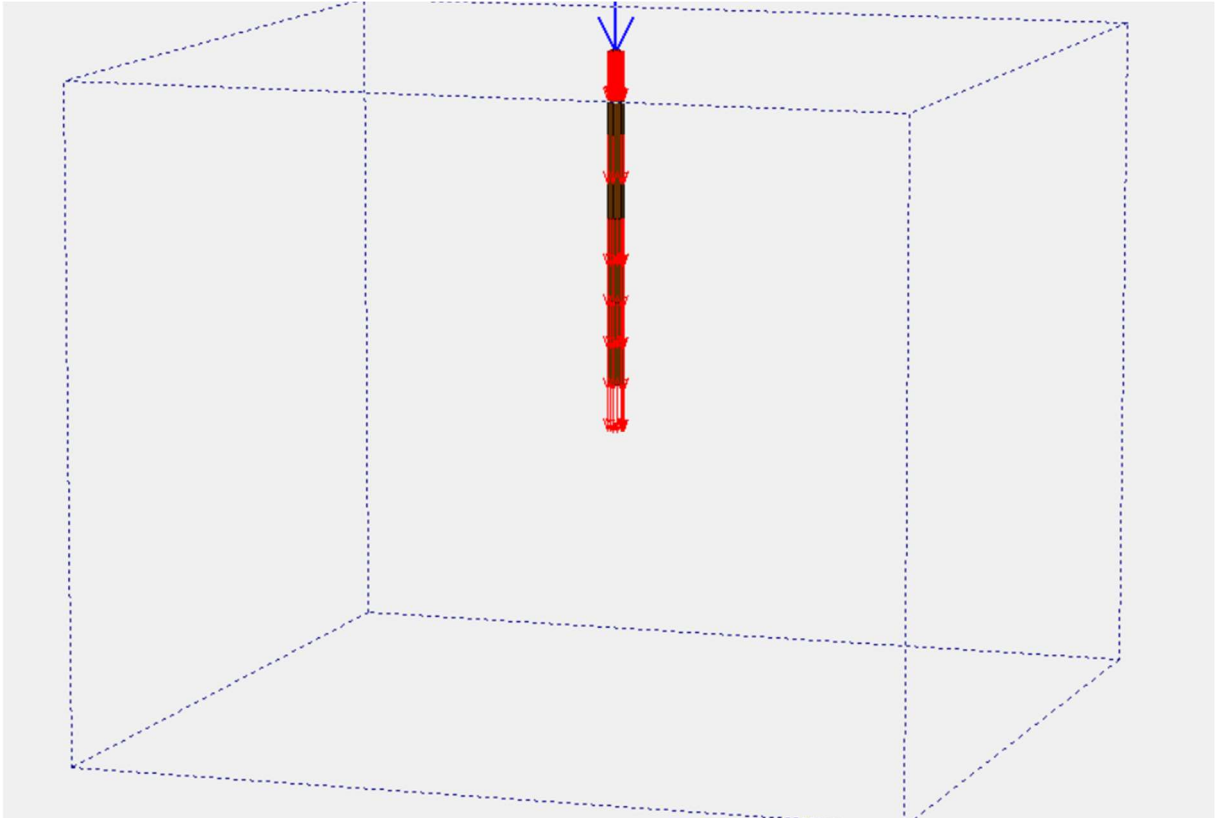
Figura 48 - Elemento estaca na modelagem numérica.



Fonte: Autor.

Outra imagem representativa do fenômeno – Figura 48 - pode ser obtida configurando o programa para que gere uma representação, por meio de setas, dos deslocamentos que ocorrem na estaca. Como pode ser visto na figura abaixo, as setas indicam um deslocamento no sentido negativo do eixo y.

Figura 49 - Deslocamentos verticais na estaca representados por setas.



Fonte: Autor.

Ao dar-se o comando de cálculo para o software, ele processará todos os pontos gerados pela malha e, neste estudo, após aproximadamente 30 minutos os resultados foram gerados.

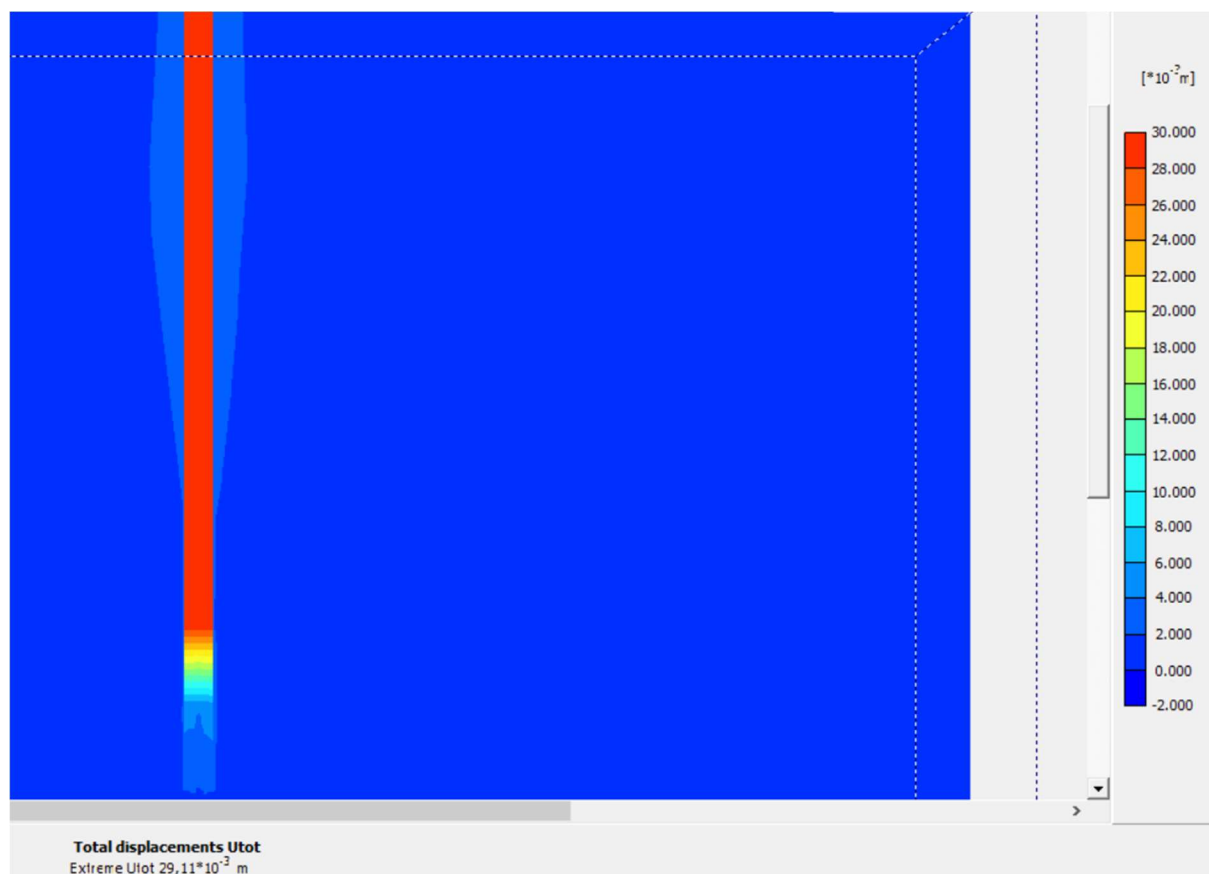
Sendo assim, estão concluídas todas as etapas para a utilização dos módulos *Output* e *Curves* para obtenção dos objetivos do trabalho.

4 RESULTADOS

4.1 DESLOCAMENTOS

Ao acessar o módulo *Output* há a opção de gerar um mapa de cores dos deslocamentos que o solo e a estaca sofreram durante a análise numérica modelada.

Figura 50 - Mapa de deformações da modelagem.



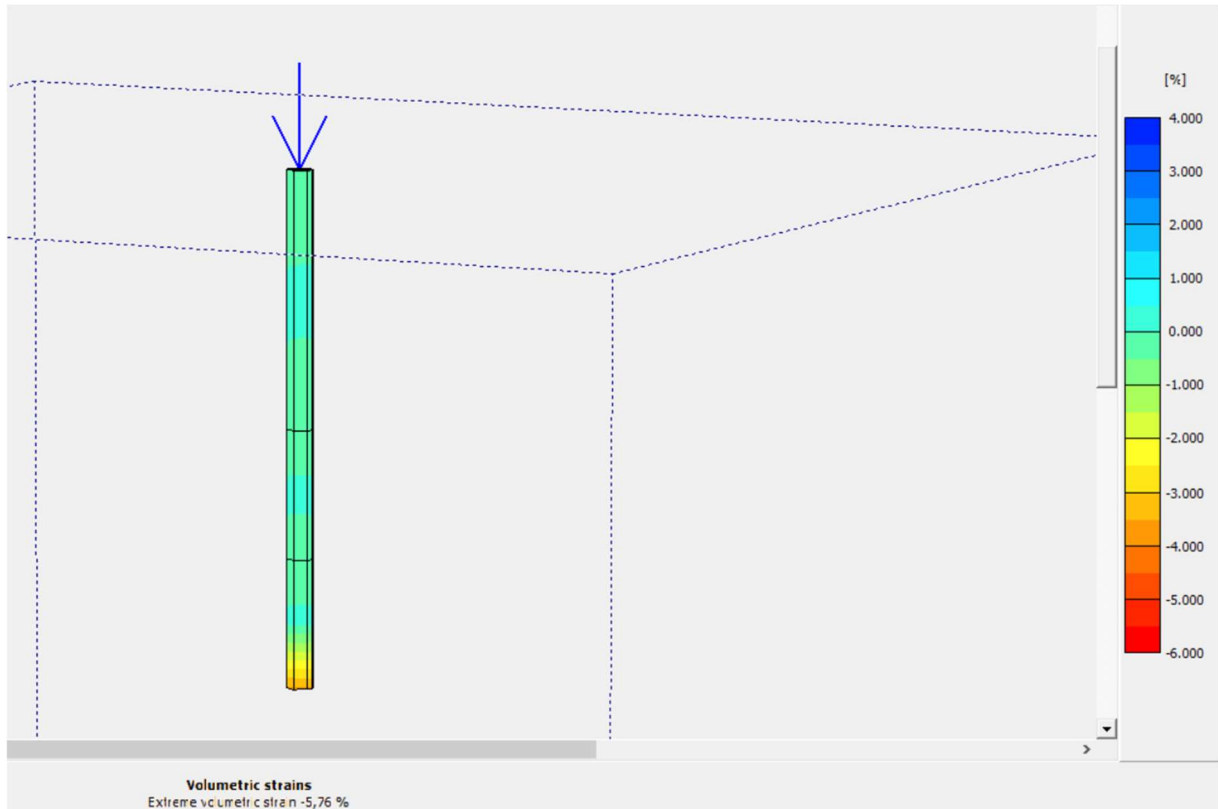
Fonte: Autor.

Como pode ser visto na Figura 49, as deformações alcançadas foram de -30 mm em todo o comprimento da estaca, resultado confirmado pela curva carga x recalque.

4.2 DEFORMAÇÕES

Ainda através do módulo *Output* é possível gerar uma figura em três dimensões das “deformações específicas volumétricas” que atuam sobre a estaca no final do processo.

Figura 51 - "Deformações específicas volumétricas" atuantes no modelo numérico.



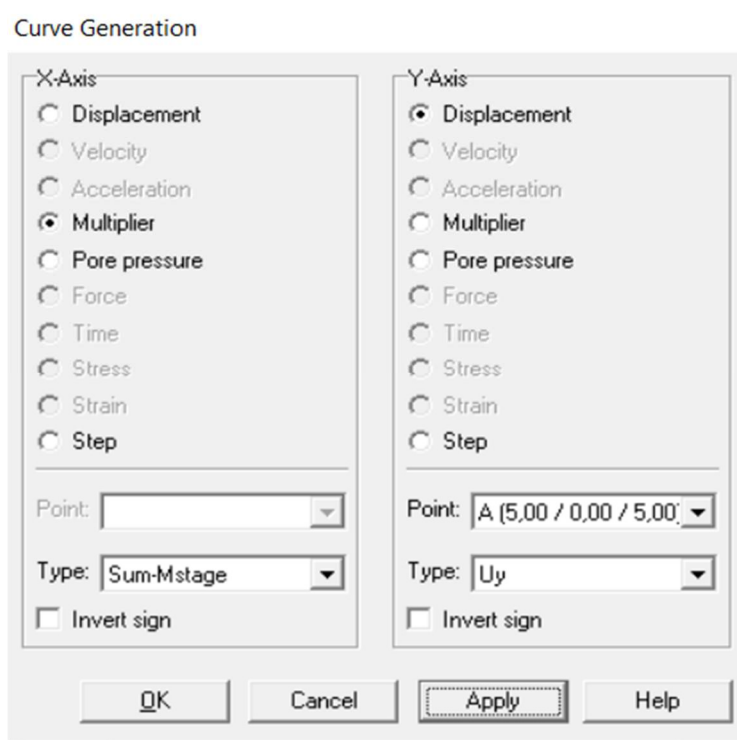
Fonte: Autor.

4.3 CURVA CARGA X RECALQUE

Ao acessar o módulo *curves* é aberta uma janela para escolha de qual tipo de gráfico ser gerado pelo módulo.

Para gerar a curva Carga x Recalque deve ser escolhida a seguinte opção, conforme a Figura 51:

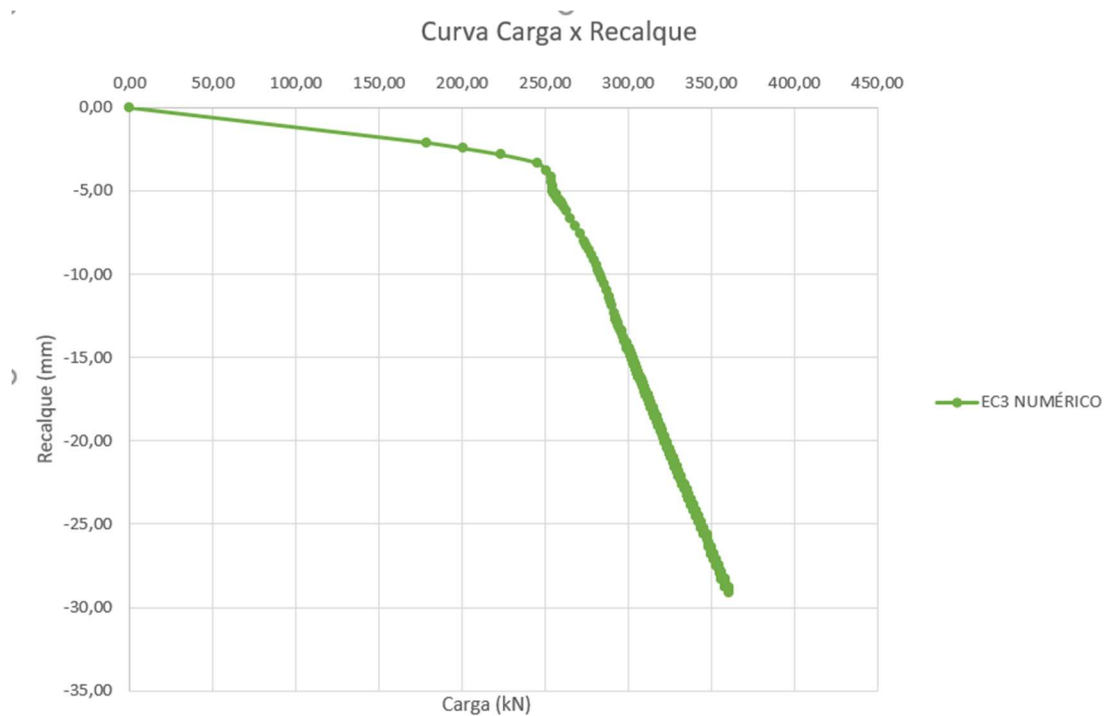
Figura 52 - Configuração da curva carga x recalque.



Fonte: Autor.

Assim, o programa gera a seguinte curva carga x recalque da modelagem numérica, conforme a Figura 52:

Figura 53 - Curva carga x recalque da análise numérica.



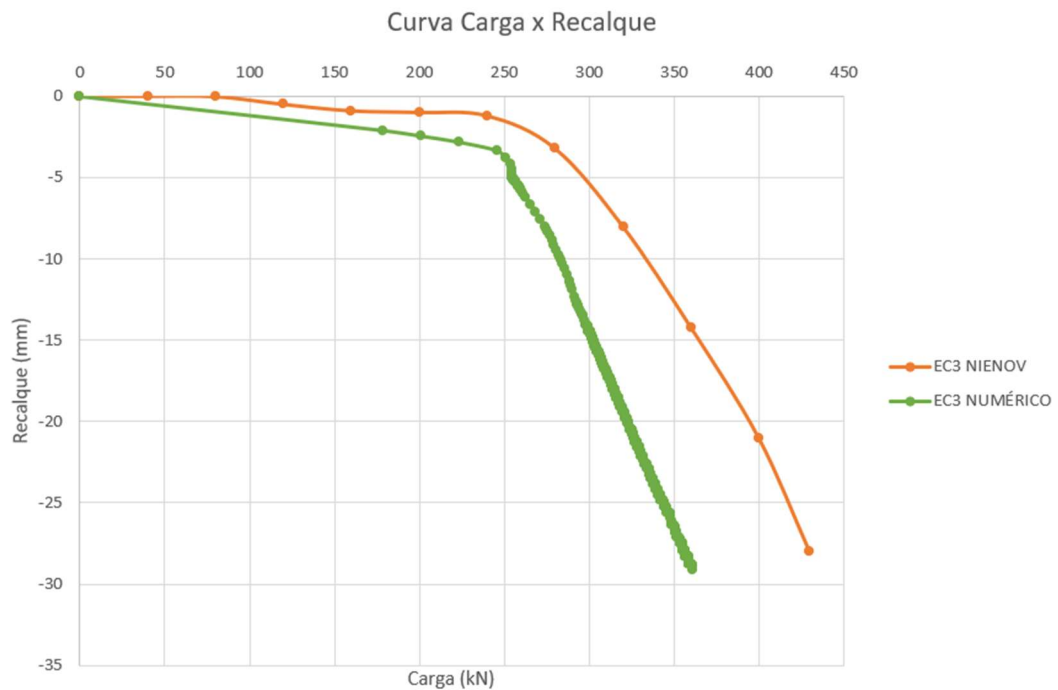
Fonte: Autor.

Cada ponto mostrado pelo gráfico corresponde a um “degrau” de cálculo. Os eixos são compostos pelo deslocamento vertical em metros e a carga aplicada em kN.

4.3.1 Comparação entre as curvas numéricas e reais.

Pode-se observar semelhanças e divergências com a curva carga x recalque obtida para essa estaca por Nienov (2006):

Figura 54 - Curva carga x recalque EC3 gerada numericamente e ensaio real feito por NIENOV.



Fonte: Autor.

Através da Figura 54 - Curva carga x recalque EC3 gerada numericamente e ensaio real feito por NIENOV, pode-se realizar uma comparação entre os resultados das duas curvas, apresentada pela Tabela 21.

Tabela 21 - Comparação entre valores das curvas Numérica e realizadas por Nienov para a estaca EC3.

Numérica EC3		NIENOV EC3		Diferença
Força (kN)	Deslocamento(mm)	Força (kN)	Deslocamento(mm)	%
50	-0,55	50	-0,5	+10,00
100	-0,55	100	-0,5	+10,00
150	-1,8	150	-1,5	+20,00
200	-2,5	200	-2,1	+19,05
250	-4	250	-2,1	+90,48
300	-13,8	300	-5	+176,06
350	-25,1	350	-13,5	+85,93
370	-28	370	-17	+64,71

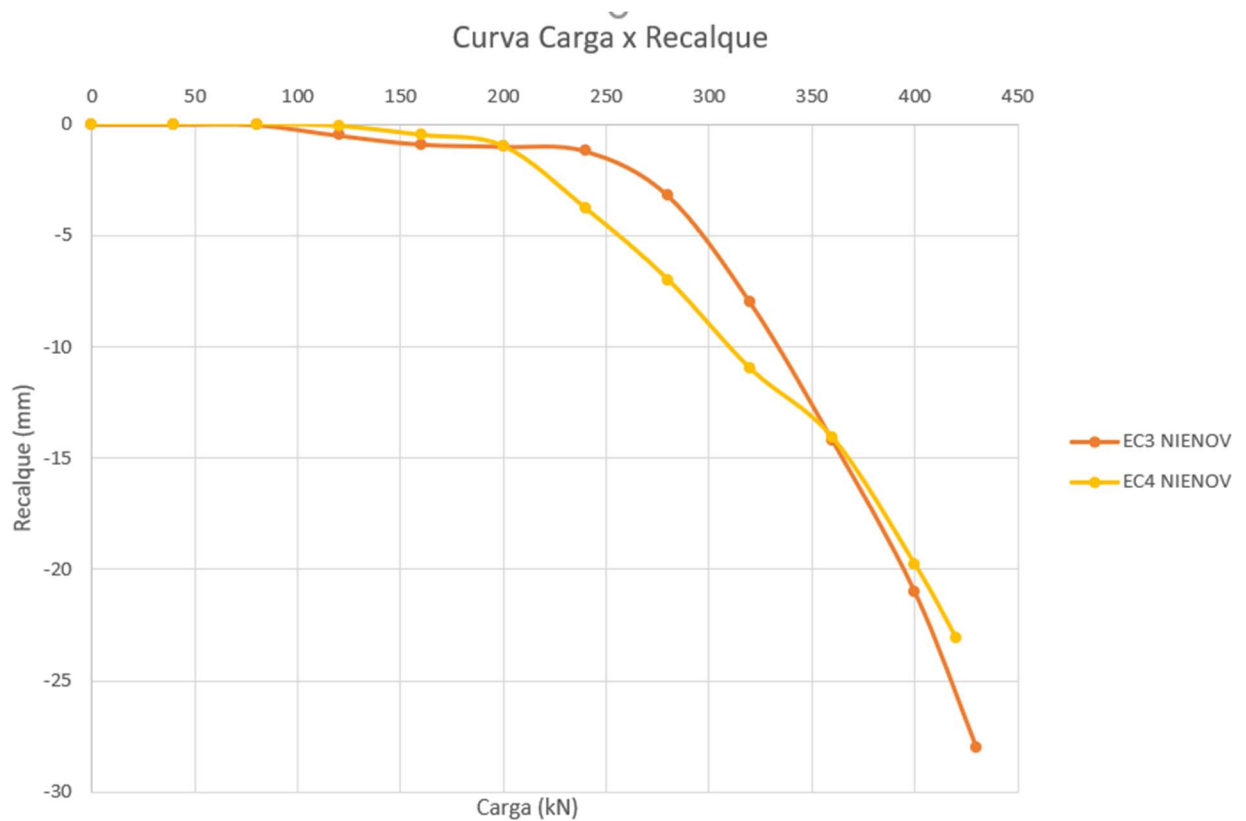
Fonte: Autor.

As semelhanças podem ser observadas no início da curva, que é o trecho que represente a resistência devida ao atrito lateral (recalques inferiores a 4mm), com variações na casa dos 10% para mais no caso da análise numérica. Enquanto a inclinação não é grande, as cargas aplicadas e os recalques obtidos são próximos. Além disso, o momento em que os recalques começam a aumentar é o mesmo para as duas situações, sendo aproximadamente nos 250 kN aplicados.

As divergências se dão na parte final da curva, onde os recalques aumentam muito com o aumento da carga – parcela de resistência devida à ponta da estaca. A curva gerada pelo software chegou apenas a aplicar cerca de 390 kN nas estacas, devido a falta de “degraus” de cálculo, que já estavam inseridos em seu máximo (1000). Porém, se a curva continuasse seu comportamento conforme a reta de decaimento (extrapolação), teria valores de deslocamento finais muito próximos à curva do ensaio real, com deslocamentos na casa dos 30 mm. Contudo, os recalques calculados numericamente foram maiores do que os do ensaio real nesta parte da curva, chegando a um aumento de 100%.

Todavia, tal diferença para um recalque superior da análise numérica em relação aos resultados do ensaio realizado *in situ* não se mostra tão significativa quando se avalia que estacas muito parecidas executadas no CEEG-UFSM apresentaram resultados de prova de carga estática diferentes. Por exemplo, ver Figura 54, a estaca EC4, executada próxima a estaca EC3, no mesmo perfil de solo, com o mesmo comprimento (4,00m), e carga de 420 kN (apenas 10 kN a menos), apresentou a seguinte curva carga x recalque:

Figura 55 - Curva carga x recalque EC4 e EC3 realizadas por Nienov (2006)

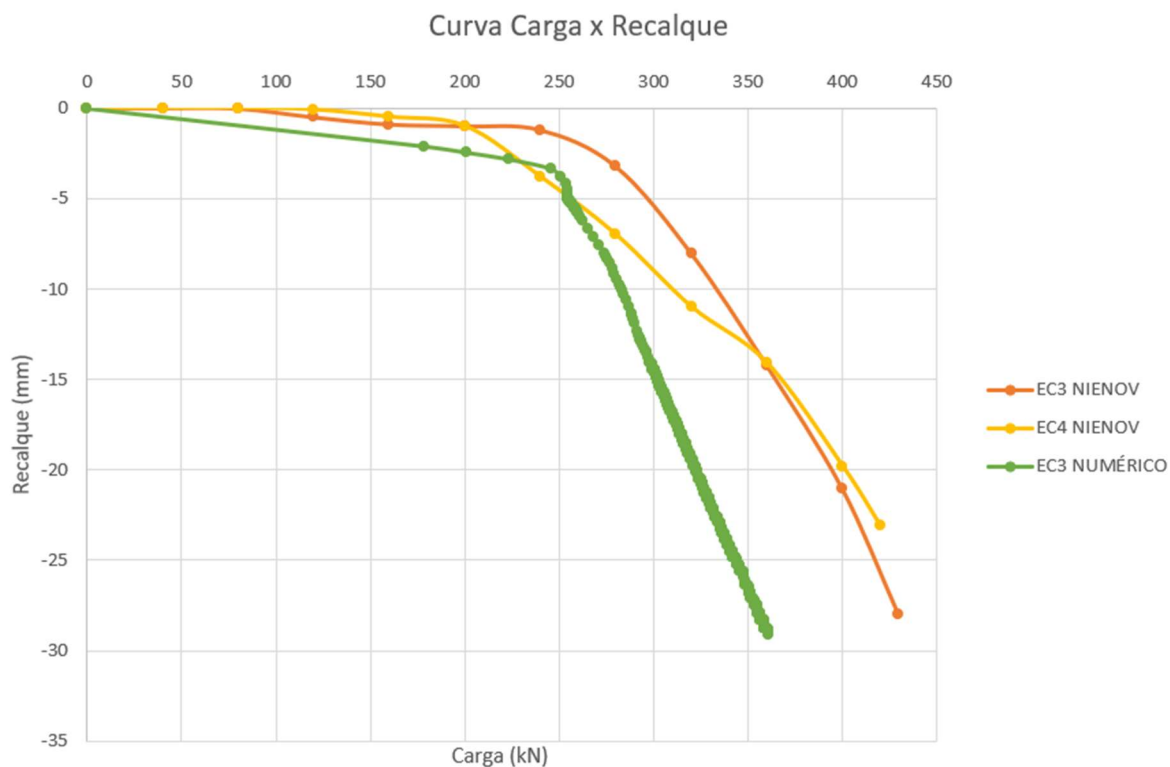


Fonte: Autor.

Portanto, para uma mesma carga aplicada e mesma geometria, a estaca EC4 apresentou uma rigidez menor que a estaca EC3. Mesmo em resultados reais e em situações praticamente idênticas podem ocorrer diferenças pela grande variabilidade de fatores. Logo, pela margem de erro que pode ser admitida na geotecnia, os resultados obtidos pela modelagem numérica apresentam-se aceitáveis para uma prévia da capacidade de carga de estacas.

Pode-se, ainda, realizar uma comparação entre os resultados da estaca EC4 e EC3 reais com os resultados numéricos para a estaca EC3, realizando a sobreposição das curvas, ver Figura 56.

Figura 56 - Sobreposição de curvas carga x recalque.



Fonte: Autor.

Ainda há a possibilidade de comparar os resultados da estaca EC3 ensaiada numericamente e o ensaio real da estaca EC4, pois a geometria e perfis de solo estudados são idênticos, apenas com uma diferença de que apenas 420 kN foram aplicados na estaca EC4, ao invés dos 430 kN simulados no caso numérico.

Tabela 22 - Comparação entre estaca EC3 ensaiada numericamente e estaca EC4 ensaiada por Nienov.

Numérica EC3		NIENOV EC4		Diferença
Força (kN)	Deslocamento(mm)	Força (kN)	Deslocamento(mm)	%
50	-0,55	50	-0,5	+10,00
100	-0,55	100	-0,5	+10,00
150	-1,8	150	-1,5	+20,00
200	-2,5	200	-2,1	+19,05
250	-4	250	-4	0,00
300	-13,8	300	-9,2	+50,00

350	-25,1	350	-13,5	+85,93
370	-28	370	-14	+100,00

Fonte: Autor.

Pode-se observar que nesse caso os resultados foram mais próximos, com diferenças menores nos recalques correspondentes as cargas do que em comparação com a análise em relação à estaca EC3 ensaiada por Nienov. Porém, o comportamento semelhante na parcela de resistência lateral (diferenças na casa de 10%) e de majoração por parte da curva numérica na parte da resistência de ponta (diferença na casa dos 80%) permaneceu.

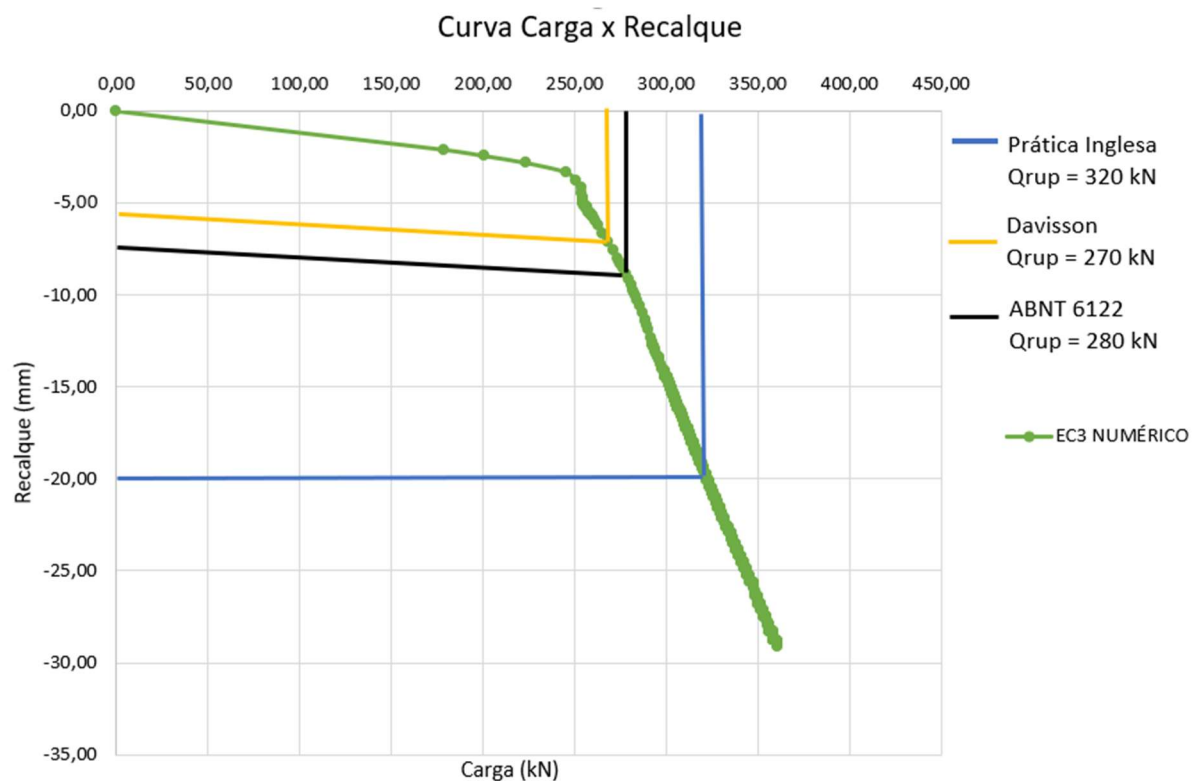
Ainda, observou-se que o recalque para a carga de 250 kN foi exatamente igual tanto para a curva numérica quanto para a curva real, comprovando a maior proximidade dos resultados entre essas duas situações.

4.3.2 Interpretação da curva numérica através de métodos consagrados.

Com os resultados da curva numérica, também pode-se realizar a interpretação dos resultados obtidos através da metodologia da ABNT NBR 6122:2019, Método de Davisson e pelo Método da Norma Inglesa, além de definir a parcela de resistência devido ao atrito lateral e a resistência devido à ponta da estaca, através do método de Peres e Milititsky (1990).

Através deles, é possível definir a carga de ruptura da estaca. Abaixo, é apresentada uma imagem com os resultados da interpretação através dos três métodos para determinação da Qrup da estaca com base na curva carga x recalque gerada pelo software 3D.

Figura 57 - Métodos de interpretação da curva da análise numérica para estaca EC3.



Fonte: Autor

Tabela 23 - Comparação entre aplicação de métodos consagrados para determinação da Qrup para curva numérica e curva obtida por Nienov para a estaca EC3.

Numérica EC3		NIENOV EC3		Diferença
Qrup (kN)		Qrup (kN)		%
NBR 6122	280	NBR 6122	320	-12,50
DAVISSON	270	DAVISSON	310	-12,90
P. INGLESA	320	P. INGLESA	395	-19,99

Fonte: Autor.

Os valores de comparação obtidos por Nienov (2006) podem ser obtidos no referencial teórico, na Figura 29. Figura 29 - Interpretação da curva da estaca EC3.

Através dessa análise pode-se perceber que os resultados numéricos foram menores, na casa de 15%, em relação às curvas obtidas por Nienov.

Como os resultados anteriores mostraram maior semelhança com os resultados de Nienov obtidos para a EC4, foi feita análise também para este caso.

Tabela 24 Comparação entre aplicação de métodos consagrados para determinação da Qrup para curva numérica EC3 e curva obtida por Nienov para a estaca EC4.

Numérica EC3		NIENOV EC4		Diferença
Qrup (kN)		Qrup (kN)		%
NBR 6122	280	NBR 6122	292	-4,11
DAVISSON	270	DAVISSON	280	-3,57
P. INGLESA	320	P. INGLESA	401	-34,83

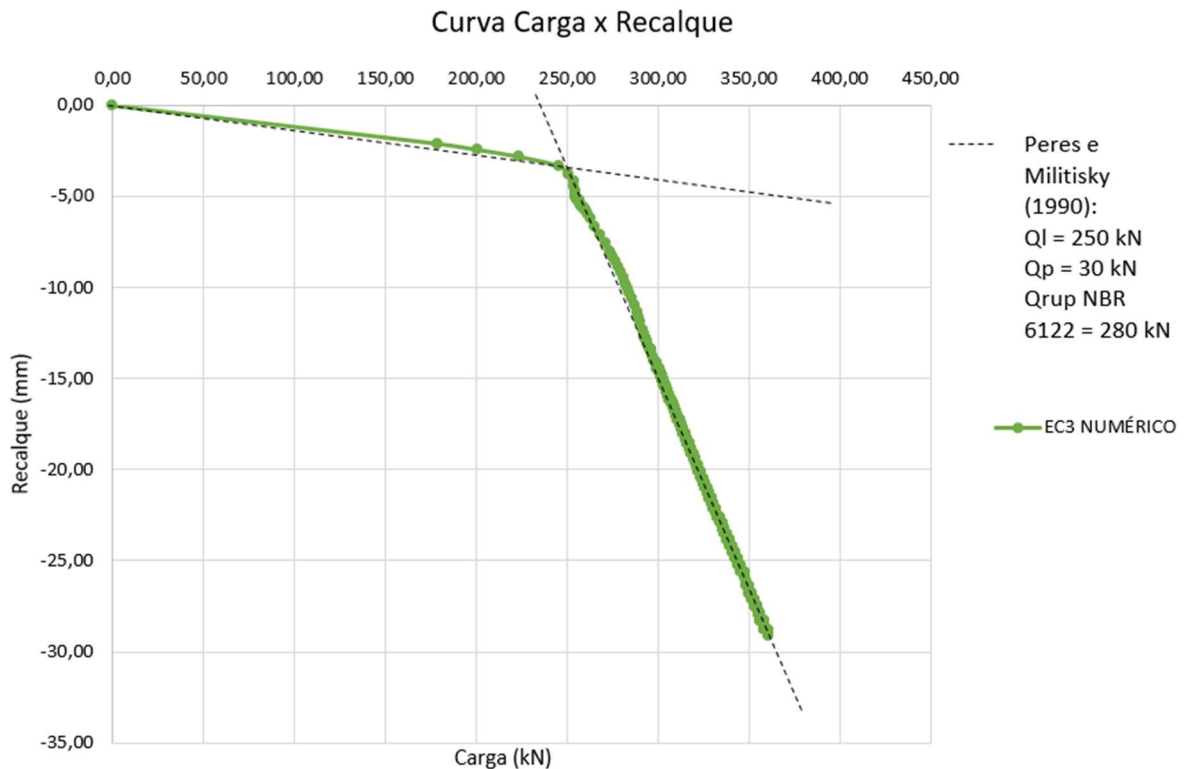
Fonte: Autor.

Os valores obtidos por Nienov (2006) podem ser consultados no referencial teórico, na Figura 30.

Nesta comparação, os resultados foram mais próximos, com minoração de 4% e 3% para os métodos da NBR 6122 e Davisson e de 34% para a prática inglesa.

Além disso, pelo método de Peres e Milititsky (1990) é possível obter as parcelas de resistência de ponta e por atrito lateral da estaca, usando como referência a Qrup proposto pelo método da NBR 6122:2019 (assim como Nienov (2006)):

Figura 58 - Aplicação do método Peres e Milititsky (1990) para determinação de resistências laterais e de ponta.



Fonte: Autor.

Tabela 25 - Comparação entre aplicação do método Peres e Milititsky para obtenção de Ql e Qp para a estaca EC3 ensaiada numericamente e por Nienov.

Numérica EC3		NIENOV EC3		Diferença (%)
Ql (kN)	250	Ql (kN)	275	-9,09
Qp (kN)	30	Qp (kN)	45	-33,33

Fonte: Autor.

Os valores obtidos por Nienov encontram-se no referencial teórico, na Tabela 13.

Nesse caso, os resultados da análise numérica foram menores que no ensaio real, minorando a resistência lateral em 9,09% e a resistência de ponta em -33,33%.

Tabela 26 - Comparação entre aplicação do método Peres e Milititsky para obtenção de Ql e Qp para a estaca EC3 ensaiada numericamente e estaca EC4 ensaiada por Nienov.

Numérica EC3		NIENOV EC4		Diferença (%)
Ql (kN)	250	Ql (kN)	217	+15,21
Qp (kN)	30	Qp (kN)	75	-60,00

Fonte: Autor.

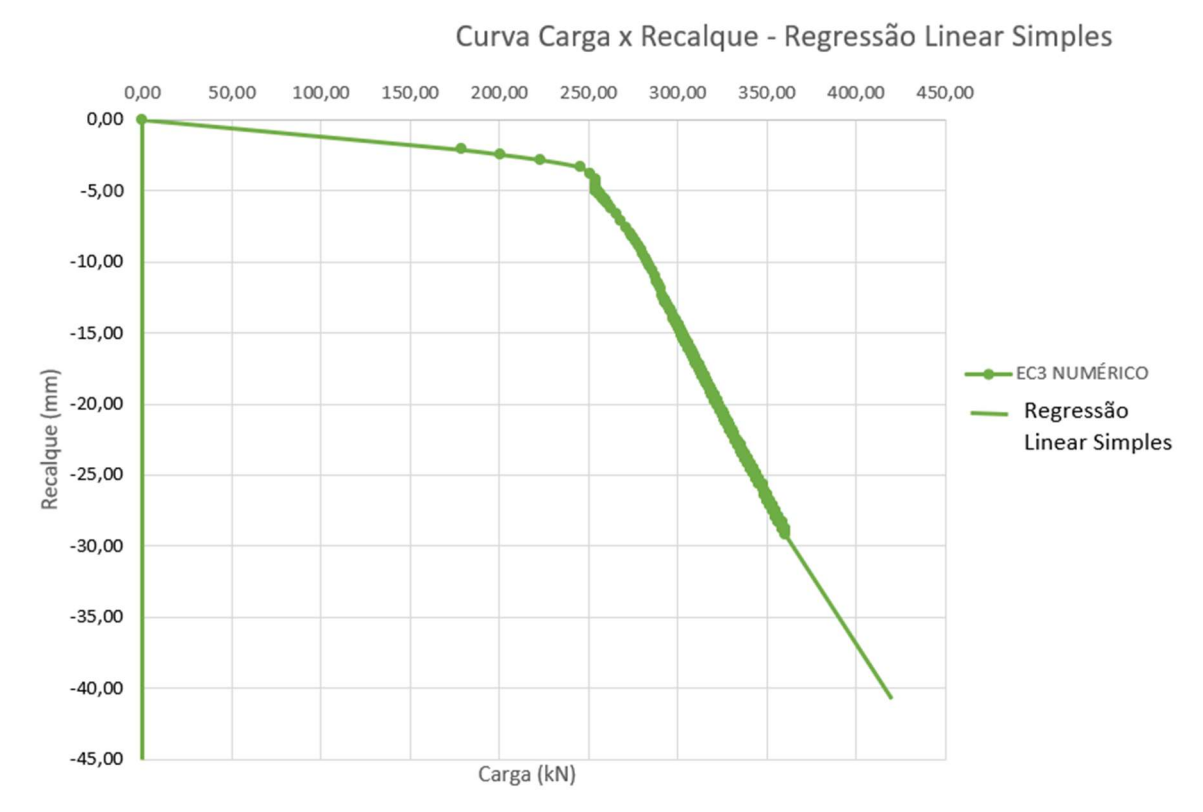
Em comparação à estaca EC4, a solução numérica encontrou um resultado 15% maior para a resistência devida ao atrito lateral e 60% menor para a resistência de ponta.

4.3.3 Extrapolação da curva carga x recalque pelo método de Regressão Linear Simples.

A curva gerada numericamente pode ser extrapolada pelo método da Regressão Linear Simples, para se obter valores aproximados de deslocamentos para forças superiores a 370 kN até atingir o valor de 430 kN.

Abaixo, é apresentado o gráfico com o novo trecho:

Figura 59 - Extrapolação da curva carga x recalque pelo método da Regressão Linear Simples.



Fonte: Autor.

Apesar desse trecho apresentar um resultado aproximado, não é aconselhável a análise de parâmetros a partir do novo segmento, visto que se a análise numérica tivesse sido iterada entre as forças de 370 kN e 430 kN poderiam acontecer diversos imprevistos, como rompimento da estaca, mudança de inclinação da curva em função da alteração das tensões atuantes, entre outras.

Portanto, optou-se por manter como verdadeiras as conclusões tiradas a partir apenas do segmento gerado pelo *software* 3D, e não adotar essa curva como referência.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E TRABALHOS FUTUROS

O objetivo geral deste trabalho foi realizar uma análise numérica de estacas escavadas de pequeno diâmetro executadas no CEEG-UFSM, simulando um ensaio de prova de carga estática sobre uma delas e comparando com o ensaio realizado *in situ* na estaca. Os resultados puderam ser comparados através da observação entre semelhanças e diferenças entre as curvas carga x recalque das duas situações, realizando a sobreposição das mesmas.

Ao realizar a comparação pode-se perceber que a análise numérica apresenta bons resultados, próximos daqueles realizados *in situ*. Porém, não se pode deixar de realizar o ensaio real, visto que pode haver alguma falha na prospecção do solo do local, e como a análise numérica depende dos dados desta, tornaria-a falha também.

Outra importante ressalva, é que a análise numérica só funciona corretamente com boas correlações entre o ensaio de SPT e Módulos de Deformabilidade, por isto, pesquisas nesta área são de fundamental importância para que o método dos elementos finitos seja aplicado com precisão. Devido a variabilidade de formações de solos, a correta caracterização é de suma importância para os demais estudos envolvidos.

Após a análise no software 3D, pôde-se observar também, através de um mapa de calor, as deslocamentos totais e “Deformações específicas volumétricas” envolvidas no fenômeno e a sua área de atuação. Isso é algo extremamente dificultoso de se obter através do ensaio real de prova de carga estática, devido a quantidade de defletômetros a ser instalada para esta finalidade ter que ser enorme e a impossibilidade de instalação de defletômetros ao longo da profundidade da estaca. Logo, a análise numérica pode ser vista como uma complementação do ensaio *in situ*, fornecendo mais dados a respeito dos deslocamentos, tensões e movimentos ocorridos.

Uma limitação do ensaio numérico para fins de comparação com o ensaio de prova de carga estática é os incrementos de carga. Não há uma maneira de regular o software para que realize o ensaio fazendo adições de carga constantes. Ele apenas gera a malha de pontos e vai realizando iterações para calcular a prova de carga, adicionando pontos conforme vai obtendo intervalos menores ou maiores de deformações. Por isto, que em alguns casos, o número máximo de “degraus” inseridos nas etapas de cálculo não consegue alcançar a carga máxima aplicada no fenômeno, conforme aconteceu com a estaca testada neste trabalho.

Quanto aos resultados relativos as curvas, observou-se que no trecho relativo à resistência devido à mobilização lateral, o ensaio numérico obteve resultados muito próximos

ao real, com majoração de cerca de 10% dos recalques para as cargas correspondentes. As diferenças ficaram maiores quando a parcela de resistência de ponta foi mobilizada, chegando a uma majoração de 100% dos resultados numéricos em relação aos de Nienov (2006).

Quanto aos resultados das interpretações das curvas carga x recalque observou-se que os resultados numéricos ficaram mais próximos dos resultados reais do que quando se compara apenas os recalques correspondentes as cargas. Isso é um ponto positivo para a análise numérica, pois raramente as curvas serão utilizadas sem devida interpretação. Nesse caso, na maioria das análises, os resultados numéricos foram menores do que os reais, na magnitude de 10%.

Através da superposição de gráficos e comparação de resultados, pode-se observar que a simulação numérica ficou mais próxima dos resultados da estaca EC4 do que da estaca EC3, que possuem configurações praticamente iguais.

Logo, a conclusão final que o trabalho chega é que essa ferramenta pode ser usada como um grande complemento ao estudo de prova de carga estática em estacas, para realizar testes, comparações e até ajudar em etapas de projeto, porém, depende da correta investigação geotécnica e cálculo de parâmetros estruturais envolvidos no processo. A ferramenta também pode ser utilizada para gerar laudos de acidentes com suspeitas de problemas nas fundações de edifícios, de modo a conferir se as capacidades de cargas adotadas pelo projetista estavam de acordo com as normas.

Considerando as conclusões obtidas no estudo e comprovada a confiabilidade do método numérico para análise de fundações surge a possibilidade de explorar e estimular mais esse tipo de solução, com a sugestão dos seguintes trabalhos futuros:

- Utilização de diferentes fórmulas para estimar o módulo de deformabilidade de solos para obter-se uma sensibilidade quanto aos métodos existentes para esse fim;
- Utilização do software 3D para um estudo sobre eficiência técnica-econômica para diversos tipos de fundações para o solo da região de Santa Maria-RS, inclusive fundações que não são usuais na região, como o radier estaqueado;
- Verificação da aplicabilidade desse *software* para fundações rasas, como sapatas, sapatas corridas, radier, etc.;
- Realização de análise numérica visando um viés estrutural, englobando relações entre tensões e deformações ocorridas na estaca, para fins de refinamento de dimensionamento estrutural desses elementos.

- Utilização de *software* ou configuração diferente de análise numérica para alcançar a carga do ensaio igual à carga aplicada no ensaio *in situ*.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES, L. M. **Método dos Elementos Finitos**. Tese (Doutorado no Programa de Pós-Graduação em Métodos Numéricos)- Universidade Federal do Paraná. Curitiba, p. 438. 2007.

AOKI, N.; VELLOSO, D. **An Approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING. Buenos Aires, p. 367-376. 1975.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Manual de Estruturas**. [S.l.], p. 12. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131:2006 - Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, p. 12. 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: 2014 - Projeto e execução de obras de concreto armado - Procedimento**. Rio de Janeiro, p. 256. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: 2019 - Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, p. 120. 2019.

CAPUTO, A. N. **Caso de obras em estacas de deslocamento**. SEMINÁRIO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS, 2004, Porto Alegre. Anais. Porto Alegre, p. Não paginado. 2004.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. 1ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 93 p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações Diretas: projeto geotécnico**. 1ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 142 p.

DANZIGER, B. R. et al. **Estudo de Caso de Obra com Análise de Interação Solo Estrutura**. Artigo - Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro , p. 13. 2005.

DANZIGER, F. A. B. **Notas de Aula**. Escola Politécnica - IME. Rio da Janeiro, p. 39. 2007.

DAS, B. M. **Princípios de Engenharia de Fundações**. 8ª. ed. [S.l.]: Cengage Learning, 2017. 350 p.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. Anais. Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 45-54. 1978.

EMMER, R. **Implantação do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM**. Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, p. 188. 2004.

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS - UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO. Moodle de Disciplinas da USP-São Carlos. **SGS5858 - Modelagem Numérica e Modelagem Física Aplicadas à Geotecnia (2017)**, 2017. Disponível em: <<https://edisciplinas.usp.br/enrol/index.php?id=56462>>. Acesso em: 29 Outubro 2019.

FREITAS NETO, O. **Avaliação Experimental e Numérica de Radiers Estaqueados com Estacas Defeituosas em Solo Tropical do Brasil**. Tese de Doutorado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental - Universidade de Brasília. Brasília, p. 253. 2013.

GODOY, N. S. **Fundações, Notas de Aula, Curso de Graduação**. Escola de Engenharia de São Carlos - USP. São Carlos. 1972.

GOMES, R. D. M.; FILHO, J. D. P.; JUVÊNCIO, E. D. L. **Avaliação da capacidade de carga à tração de um conjunto de estacas metálicas helicoidais de uma linha**

de transmissão de energia. XIX CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA - COBRAMSEG 2018. Salvador, p. 7. 2018.

GONÇALVES, S. F. **Estudo do comportamento à compressão de estacas metálicas curtas em solo sedimentar.** Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, p. 133. 2008.

GUSMÃO, A. D. **Estudo da Interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações.** Dissertação (Requisito necessário para obtenção do grau de Mestre em Ciências) - COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, p. 189. 1990.

LOPES, F. R.; VELLOSO, D. A. **Fundações: Fundações Profundas.** Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, v. 2, 2002. 472 p.

MACEDO, J. W. N. D. **Modelagem numérica de radier estaqueado em solo arenoso.** Trabalho de Conclusão de Curso - Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal, p. 83. 2017.

MILITITSKY, J. **Provas de carga estáticas.** SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS. Anais. São Paulo, p. 203-228. 1991.

MILITITSKY, J. **Provas de carga estática.** II SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS. São Paulo. 1994.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das Fundações.** 2ª. ed. [S.l.]: Oficina dos Textos, 2015. 248 p.

MIOZZO, L. G. **Estudo do comportamento de sapatas de concreto armado assentes sobre solo sedimentar da Região de Santa Maria.** Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, p. 170. 2007.

NIENOV, F. A. **Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimentar da região de Santa Maria.** Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, p. 151. 2006.

NOVAK, K. L.; REESE, L. C.; WANG, S. T. **Analysis of Pile-Raft Foundations with 3D Finite-Element Method.** Proceedings of the Structures congress. [S.l.]. 2005.

PEREIRA, J. D. S. **Avaliação do comportamento de estacas escavadas moldadas com resíduos de construção civil.** Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, p. 123. 2012.

PERES, M. C.; MILITITSKY, J. **Contribuição ao estudo de comportamento à compressão de estacas escavadas em solo parcialmente saturados.** IX COBRANSEF, Salvador. Anais. Vol 2. Salvador, p. 535-543. 1990.

PINTO, C. D. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas.** 3ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

RAMIRES, M. C. P. **Estudo do comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo parcialmente saturado.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - UFRGS. Porto Alegre, p. 119. 1993.

RUSSI, D. **Estudo do comportamento de solos através de ensaios de placa de diferentes diâmetros.** Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, p. 149. 2007.

SOUZA, R. M. D. **O Método dos Elementos Finitos aplicado ao problema de condução do calor.** Universidade Federal do Pará. Belém, p. 40. 2003.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e Execução de Fundações. **III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia,** São Paulo, SP. Anais. v.1, p. 1-18, 1996.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas. In: HACHICH, W. E. A. **Fundações**: teoria de prática. São Paulo: Pini, 1996. Cap. 7, p. 227-264.

VELLOSO, D. D. A.; LOPES, F. D. R. **Fundações**. 2^a. ed. São Paulo: Oficina de Textos, v. Único, 2011. 380 p.

VESIC, A. S. **Problems of development of a mathematical model to predict performance of a pile group**. Federal Highway Administration Research Review Conference. Atlanta. 1977.