

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

GABRIEL DIBE ANDRADE

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA DAS FUNDAÇÕES DO
MACIÇO DE ANCORAGEM DA PONTE HERCÍLIO LUZ**

Florianópolis

2019

Gabriel Dibe Andrade

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA DAS FUNDAÇÕES DO MACIÇO DE
ANCORAGEM DA PONTE HERCÍLIO LUZ**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito para a obtenção do Título de Engenheiro Civil.

Orientadora: Prof.^a Gracieli Dienstmann, Dra.

Florianópolis

2019

Catálogo na fonte pela Biblioteca Universitária da Universidade Federal de Santa Catarina.

Arquivo compilado dia 08 de julho de 2019.

Andrade, Gabriel Dibe

Análise da capacidade de carga das fundações do maciço de ancoragem da Ponte Hercílio Luz / Gabriel Dibe Andrade ; orientadora, Gracieli Dienstmann, 2019.

164 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2019.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Capacidade de carga. 3. Estacas escavadas com fluido estabilizante. 4. Maciço de ancoragem. 5. Ponte Hercílio Luz. I. Dienstmann, Gracieli. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

GABRIEL DIBE ANDRADE

**ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA DAS FUNDAÇÕES DO MACIÇO DE
ANCORAGEM DA PONTE HERCÍLIO LUZ**

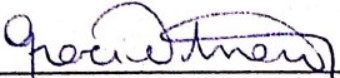
Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 01 de julho de 2019.

Prof.^a Luciana Rohde, Dra.

Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

Banca Examinadora:


Prof.^a Gracieli Dienstmann, Dra.
Orientadora
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Henrique Magnani de Oliveira, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.^a Patrícia De Oliveira Faria, Dra.
Universidade Federal de Santa Catarina

Este trabalho é dedicado à minha mãe e à minha avó, mulheres valentes que sempre lutaram para que eu alcançasse meus sonhos.

AGRADECIMENTOS

À minha mãe e à minha vó que estiveram comigo desde o começo, que muitas vezes se sacrificaram para me proporcionar uma boa educação e me ensinaram a ser uma pessoa honesta e esforçada. Aos meus familiares que estiveram comigo ao longo da minha vida. Espero um dia poder retribuir todo o carinho e dedicação.

Ao IFSC, escola que me permitiu crescer como profissional, me fez criar responsabilidades e me permitiu conhecer tantas pessoas maravilhosas. Agradeço à UFSC por me proporcionar uma educação de qualidade, diversas oportunidades e por ampliar meu número de amigos de profissão e de vida.

Aos professores da UFSC e do IFSC, vocês foram grandes mestres. Me forneceram muito mais que conhecimento técnico, me ensinaram a ser um profissional honesto e ético. Agradeço especialmente à professora Gracieli Dienstmann por ter sido minha orientadora, por se mostrar sempre solícita e atenciosa. Aos professores Henrique Magnani de Oliveira e Patrícia de Oliveira Faria por terem aceitado ser parte da minha banca.

Aos meus amigos do IFSC e agregados que depois de tanto tempo já considero como irmãos. Obrigado por tornar minha vida mais divertida, por me ensinar a ser um amigo melhor, pelas noites de filmes, de jogos, de festas e principalmente pelos simples momentos de boa conversa e risada.

À minha namorada Roberta, pelo companheirismo, pelas conversas, pelos bons momentos e pelos planos de viagem (um já cumprido com êxito).

Ao PET-ECV por me permitir fazer parte desse programa. Foram anos em que aprendi a conviver com pessoas tão diferentes e tão maravilhosas. Não poderia deixar de agradecer especialmente ao professor Cláudio Cesar Zimmermann, por ser um grande tutor e um bom amigo.

Deixo minha gratidão ao CREA-SC por propiciar meu estágio na Ponte Hercílio Luz, de onde a ideia para este trabalho surgiu, e à Portofino Hotelaria pela oportunidade de estágio obrigatório.

Àqueles que não foram aqui diretamente citados, mas que foram parte da minha caminhada.

Muito obrigado!

“Be true, be brave, stand.”

Stephen King

RESUMO

A engenharia de fundações progrediu através do acúmulo de experiências construtivas e do desenvolvimento do conhecimento teórico, permitindo a criação de técnicas para estimação da resistência oferecida por um elemento de fundação. Essa resistência é conhecida como capacidade de carga e indica o esforço máximo que esse elemento resiste. No que concerne as fundações profundas por estacas, nota-se grande dificuldade no estabelecimento de uma teoria que descreva completamente a capacidade de carga. Por este motivo diferentes técnicas para a previsão da capacidade de carga são utilizadas, como por exemplo os métodos semi-empíricos (Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, entre outros) e o Método dos Elementos Finitos (MEF). Neste trabalho foi realizado o dimensionamento da capacidade de carga das fundações do maciço de ancoragem da Ponte Hercílio Luz através de cinco diferentes métodos semi-empíricos e do Método dos Elementos Finitos. Os resultados obtidos foram confrontados com os dados da prova de carga bidirecional fornecidos pela empresa executora. Constatou-se que os métodos semi-empíricos forneceram em média um valor de capacidade de carga última superior ao valor obtido dos estudos realizados com a prova de carga. Por outro lado, a modelagem utilizando o *software* Abaqus CAE v.6.13 forneceu resultados em sua maioria inferiores ao constatado pela prova de carga e métodos semi-empíricos.

Palavras-chave: Estacas escavadas; Capacidade de carga; Métodos semi-empíricos; Método dos Elementos Finitos; Prova de carga bidirecional; Maciço de ancoragem; Ponte Hercílio Luz.

ABSTRACT

Soil engineering has progressed through the gathering of building experiences and the development of theoretical knowledge, allowing the creation of estimating techniques for the ultimate resistance of a foundation element. This ultimate resistance is known as bearing capacity and represents the maximum load on the foundation element. On what concerns pile foundation, it is noted a big difficulty to establish the theory that completely describes the bearing capacity of piles. Therefore, different methods aiming the estimative of bearing capacity are currently used, for instance, the semiempirical methods (Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, and others) and the finite element method. In this term paper, the evaluation of the bearing capacity of the anchorage massif foundation of Hercílio Luz bridge has been carried out using five different semiempirical methods and the finite element method. The obtained results have been afterwards compared to the bidirectional static load test data previously provided by the executing company. It was observed that the semiempirical methods in average provide a higher bearing capacity value than the results of the analysis of the bidirectional static load test. On the other hand, the results from the model created in the software Abaqus CAE v.6.13 provided lower bearing capacity than the results of the bidirectional static load test and the semiempirical methods.

Keywords: Bored Piles; Bearing capacity; Semi-empiric methods; Finite elements method; Bidirectional static load test; Anchorage massif; Hercílio Luz bridge.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Comparativo entre as superfícies de ruptura de fundação superficial e profunda ...	33
Figura 2 - Equipamentos usualmente usados para escavação	37
Figura 3 - Execução de uma estaca escavada de grande diâmetro (etapa 1 a 4)	38
Figura 4 - Execução de uma estaca escavada de grande diâmetro (etapa 5 a 7)	39
Figura 5 - Execução de uma estaca escavada de grande diâmetro (etapa 8 a 11)	39
Figura 6 - Execução de uma estaca escavada de grande diâmetro (etapa 12 e 13)	40
Figura 7 - Esquema dos elementos que compõem o ensaio SPT	42
Figura 8 - Equipamento realizando a extração de testemunho.....	43
Figura 9 - Testemunhos obtidos de uma sondagem rotativa organizados de acordo com a profundidade avançada.....	44
Figura 10 – Curva carga x recalque genérica	47
Figura 11 – Formas de mobilização de resistência de acordo com o tipo de solo.....	58
Figura 12 – Esquema de obtenção do q_{caa} de acordo com Schulze (2013).	60
Figura 13 – sistemas de reação de provas de carga.	63
Figura 14 – Esquema de execução do ensaio bidirecional	65
Figura 15 – Curva carga x recalque para um ensaio bidirecional	66
Figura 16 – Comparação entre o ensaio bidirecional e ensaio convencional.....	67
Figura 17 – Curvas carga x recalque da mesma prova de carga com escalas diferentes.....	68
Figura 18 – Modelo gráfico do procedimento proposto pela NBR 6122:2010	70
Figura 19 – Comparação de curvas equivalentes com e sem a consideração do encurtamento elástico	72
Figura 20 – Concepções estruturais da ponte Hercílio Luz.....	73
Figura 21 – Barra de olhal rompida na cela da torre 8, lado sul.....	74
Figura 22 – Maciço de ancoragem continental original	76
Figura 23 – Esforços no ELU atuando no maciço de ancoragem do continente.....	76
Figura 24 – Construção do maciço de ancoragem continental na década de 20	77
Figura 25 – Esquema tridimensional do novo maciço de ancoragem continental	78
Figura 26 – Planta de fundações do novo maciço de ancoragem continental	79
Figura 27 – Localização dos furos de sondagem mista feitos	79
Figura 28 – Resultado da sondagem e perfil geológico da SM-01	80
Figura 29 - Resultado da sondagem e perfil geológico da SM-02	82

Figura 30 – Resultado da sondagem e perfil geológico da SM-03	83
Figura 31 – Resultado da sondagem e perfil geológico da SM-04	84
Figura 32 – Comparação entre os resultados das sondagens feitas.....	85
Figura 33 – Perfil geotécnico formado pelas sondagens SM-01, 02 e 03.....	86
Figura 34 - Perfil geotécnico formado pelas sondagens SM-01, 02 e 04	86
Figura 35 – Desmonte do maciço de ancoragem continental	87
Figura 36 – Equipamentos para produção e limpeza da lama bentonítica empregada	88
Figura 37 – Guindaste de esteira com mesa rotatória realizando escavação.	88
Figura 38 – Posicionamento da armadura no furo da estaca.....	89
Figura 39 – Concretagem da estaca com emprego da tremonha.....	90
Figura 40 – Curva carga x deslocamento (medição acima da célula).....	92
Figura 41 – Curva carga x deslocamento (medição no topo da estaca).....	92
Figura 42 – Curva carga x deslocamento (medição no topo da estaca e acima da célula)	93
Figura 43 – Curva atrito lateral x deslocamento (fuste).....	93
Figura 44 – Procedimento de instalação das células na estaca	94
Figura 45 – Instrumentação da estaca durante a prova de carga.....	94
Figura 46 – Fluxo de trabalho dos procedimentos do presente trabalho	98
Figura 47 – Evolução da RL com a profundidade para SM-01	102
Figura 48 – Evolução da RP com a profundidade para SM-01	103
Figura 49 – Evolução de R com a profundidade para SM-01	104
Figura 50 – Resistências últimas em 15 m da SM-01	105
Figura 51 – Evolução da RL com a profundidade para SM-02	106
Figura 52 – Evolução da RP com a profundidade para SM-02	107
Figura 53 – Evolução de R com a profundidade para SM-02.....	108
Figura 54 – Resistências últimas em 15 m da SM-02.....	109
Figura 55 – Evolução da RL com a profundidade para SM-03	110
Figura 56 – Evolução da RP com a profundidade para SM-03	111
Figura 57 – Evolução de R com profundidade para SM-03	112
Figura 58 – Resistências últimas em 15 m da SM-03	112
Figura 59 – Evolução da RL com a profundidade para SM-04	113
Figura 60 – Evolução da RP com a profundidade para SM-04	114
Figura 61 – Evolução de R com a profundidade para SM-04.....	115
Figura 62 – Resistências admissíveis a 15 m para SM-04.....	116
Figura 63 - Comparação entre capacidades de carga de acordo com a sondagem	117

Figura 64 – Capacidade de carga última x profundidade para o método Aoki-Velloso	118
Figura 65 – Capacidade de carga última x profundidade para o método Décourt-Quaresma	120
Figura 66 – Capacidade de carga última x profundidade para o método UFRGS	121
Figura 67 – Capacidade de carga última x profundidade para o método Teixeira	122
Figura 68 – Capacidade de carga última x profundidade para o método Bustamante-Gianeselli	123
Figura 69 – Comparação entre as capacidades de carga última médias de cada método	125
Figura 70 – Valores de capacidade de carga para profundidade de 15 m de acordo com o método	126
Figura 71 - Tensões cisalhantes (Pa) para SM-01	129
Figura 72 – Tensões normais verticais (Pa) para SM-01 em Pa.....	129
Figura 73 - Deslocamentos verticais (m) para SM-01	130
Figura 74 – Curva carga x recalque pelo MEF para SM-01	130
Figura 75 - Tensões cisalhantes (Pa) para SM-02	132
Figura 76 - Tensões normais verticais (Pa) para SM-02	132
Figura 77 - Deslocamentos verticais (m) para SM-02.....	133
Figura 78 - Curva carga x recalque pelo MEF para SM-02	133
Figura 79 - Tensões cisalhantes (Pa) para SM-03	135
Figura 80 – Tensões normais verticais (Pa) para SM-03.....	135
Figura 81 - Deslocamentos verticais (m) para SM-03.....	136
Figura 82 - Curva carga x recalque pelo MEF para SM-03	136
Figura 83 - Tensões cisalhantes (Pa) para SM-04	138
Figura 84 – Tensões normais verticais (Pa) para SM-04.....	138
Figura 85 - Deslocamentos verticais (m) para SM-04.....	139
Figura 86 - Curva carga x recalque pelo MEF para SM-04	139
Figura 87 – Curva carga x recalque (topo da estaca) apenas com os finais dos estágios	140
Figura 88 - Curva carga x recalque (acima da célula) apenas com os finais dos estágios	141
Figura 89 - Curva carga x recalque (topo da estaca e acima da célula) apenas com os finais dos estágios	141
Figura 90 – Função recalque x α recalque para a ponta do elemento de fundação	142
Figura 91 – Curvas carga x recalque comparativa entre prova de carga e extrapolação para a ponta	143
Figura 92 - Função recalque x α recalque para o fuste do elemento de fundação.....	144

Figura 93 - Curvas carga x recalque comparativa entre prova de carga e extrapolação para o fuste.....	144
Figura 94 – Curva carga x recalque da ponta e fuste a partir das extrapolações	145
Figura 95 – Curva carga x recalque equivalente e verificação da capacidade de carga segundo NBR 6122:2010	146
Figura 96 – Comparação entre resistências calculadas e a prova de carga para SM-01	147
Figura 97 - Comparação entre resistências calculadas e a prova de carga para SM-02.....	148
Figura 98 - Comparação entre resistências calculadas e a prova de carga para SM-03.....	149
Figura 99 - Comparação entre resistências calculadas e a prova de carga para SM-04.....	150
Figura 100 – Curva carga x recalque para variações do módulo de elasticidade da SM-01 .	151
Figura 101 – Curva carga x recalque para variações do ângulo de atrito da SM-01	152
Figura 102 - Curva carga x recalque para maiores aumentos do ângulo de atrito da SM-01	152
Figura 103 – Comparação das curvas carga x recalque obtidas pelo MEF e prova de carga para SM-02.....	153
Figura 104 - Comparação das curvas carga x recalque obtidas pelo MEF e prova de carga para SM-03.....	154
Figura 105 - Comparação das curvas carga x recalque obtidas pelo MEF e prova de carga para SM-04.....	154

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação das estacas segundo material e processo executivo.....	34
Tabela 2 – Valor de K e α para diferentes tipos de solo.....	50
Tabela 3 – Fatores F_1 e F_2 em função do tipo de estaca.....	50
Tabela 4 – Valor para o coeficiente C em função do tipo de solo.....	52
Tabela 5 – Novos valores de C para estacas escavadas com lama bentonítica.	52
Tabela 6 – Valores do fator α em função do solo e tipo de estaca.	53
Tabela 7 - Valores do fator β em função do solo e tipo de estaca.	53
Tabela 8 – Valor de α em função do tipo de solo e tipo de estaca.	54
Tabela 9 – Valores da resistência lateral em termos de tensão para caso específico.	55
Tabela 10 – Valores dos coeficientes α e β para diferentes tipos de estacas.....	59
Tabela 11 – Valores de k_c e α de acordo com o tipo de solo e tipo de estaca.....	61
Tabela 12 – Condições em que se exige a execução de provas de carga.	64
Tabela 13 – Resumo dos resultados da prova de carga bidirecional.....	91
Tabela 14 – Resultados dos ensaios PIT feitos em 27 estacas	95
Tabela 15 – Detalhes das estacas ensaiadas	97
Tabela 16 – Parâmetros adotados para as camadas constituintes de SM-01	128
Tabela 17 - Parâmetros adotados para as camadas constituintes de SM-02.....	131
Tabela 18 - Parâmetros adotados para as camadas constituintes de SM-03.....	134
Tabela 19 - Parâmetros adotados para as camadas constituintes de SM-04.....	137
Tabela 20 – Índices comparativos entre métodos e a prova de carga para SM-01.....	147
Tabela 21 - Índices comparativos entre métodos e a prova de carga para SM-02	148
Tabela 22 – Índices comparativos entre métodos e a prova de carga para SM-03.....	149
Tabela 23 - Índices comparativos entre métodos e a prova de carga para SM-04	150
Tabela 24 – Valores de Fator de segurança de acordo com o método e sondagens.....	155

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental
AV	Aoki-Velloso
BM	Bustamante-Gianeselli
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
CPT-U	<i>Cone Penetration Test</i> complementado com medida de pressões neutras
DEINFRA	Departamento Estadual de Infraestrutura do Estado de Santa Catarina
DQ	Décourt-Quaresma
EUA	Estados Unidos da América
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
N _{SPT}	Índice de Penetração
PHL	Ponte Hercílio Luz
PIT	<i>Pile Integrity Tester</i>
RQD	<i>Rock Quality Designation</i>
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
SPT-T	<i>Standard Penetration Test</i> complementado com medidas de torque
SM	Sondagem Mista
TX	Teixeira
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande Do Sul

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	29
1.1	JUSTIFICATIVAS.....	30
1.2	OBJETIVOS.....	31
1.2.1	Objetivo geral	31
1.2.2	Objetivos específicos	31
2	REFERENCIAL TEÓRICO	33
2.1	FUNDAÇÕES PROFUNDAS	33
2.2	ESTACAS ESCAVADAS	34
2.2.1	Processo executivo de estacas escavadas com fluido estabilizante	36
2.3	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	40
2.3.1	Standard Penetration Test – SPT	41
2.3.2	Sondagem Rotativa	42
2.3.3	Sondagem Mista	44
2.4	CAPACIDADE DE CARGA.....	45
2.5	MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS	48
2.5.1	Aoki-Velloso	49
2.5.2	Décourt-Quaresma	51
2.5.3	Teixeira	54
2.5.4	UFRGS (Lobo, 2005)	56
2.5.5	Bustamante e Gianceselli	59
2.6	MÉTODOS DIRETOS.....	61
2.6.1	Prova de carga estática: ensaio bidirecional	65
2.6.2	Interpretação dos resultados de provas de carga	67
2.6.3	Estimativa da capacidade de carga de acordo com Van der Veen (1953)	69
2.6.4	Estimativa da capacidade de carga de acordo com NBR 6122:2010	70
2.6.5	Definição da curva equivalente segundo Silva (1986)	71
2.6.6	Definição da curva equivalente segundo Falconi e Maset (2016)	71
3	ESTUDO DE CASO	73
3.1	HISTÓRICO.....	73
3.2	MACIÇO DE ANCORAGEM CONTINENTAL.....	75

3.3	SONDAGENS	79
3.4	EXECUÇÃO DAS FUNDAÇÕES DO MACIÇO	87
3.5	PROVA DE CARGA E ENSAIOS DE INTEGRIDADE	90
3.5.1	Prova de carga bidirecional.....	90
3.5.2	Ensaio PIT.....	94
3.5.3	Ensaio <i>Crosshole</i>	96
3.6	MÉTODO DE ANÁLISE	97
4	RESULTADOS	101
4.1	AVALIAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS PARA CADA SONDAGEM	101
4.1.1	Avaliação das resistências para SM-01	101
4.1.2	Avaliação das resistências para SM-02	105
4.1.3	Avaliação das resistências para SM-03	109
4.1.4	Avaliação das resistências para SM-04	113
4.1.5	Comportamento médio das sondagens	116
4.2	AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA ADEQUADA X PROFUNDIDADE PARA CADA MÉTODO	117
4.2.1	Resultados para o método Aoki-Velloso.....	117
4.2.2	Resultados para o método Décourt-Quaresma.....	119
4.2.3	Resultados para o método UFRGS	120
4.2.4	Resultados para o método Teixeira	121
4.2.5	Resultados para o método Bustamante-Gianeselli.....	122
4.2.6	Comportamento médio dos métodos	124
4.3	AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	126
4.3.1	Resultados da modelagem para SM-01	127
4.3.2	Resultados da modelagem para SM-02	130
4.3.3	Resultados da modelagem para SM-03	133
4.3.4	Resultados da modelagem para SM-04	136
4.4	RESULTADOS DA PROVA DE CARGA BIDIRECIONAL PCE-03.....	139
4.5	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS OBTIDOS POR DIFERENTES MÉTODOS	146
4.5.1	Análise comparativa das resistências	146

4.5.2	Análise comparativa das curvas carga x recalque da prova de carga e do MEF	150
4.5.3	Análise comparativa entre os resultados obtidos e os valores previstos em projeto	154
5	CONCLUSÕES	157
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	159
	REFERÊNCIAS	161

1 INTRODUÇÃO

A construção de fundações está ligada ao desenvolvimento da sociedade e das técnicas construtivas, conforme destaca Velloso e Lopes (2010) a fundação por estacas remonta a pré-história. A cultura construtiva das fundações progrediu através do acúmulo de experiências multimilenárias, essencialmente dada a grande complexidade e variedade dos solos. Tal fato faz com que a Engenharia de fundações se desenvolva como uma ciência semi-empírica (HACHICH et al. 1998).

A evolução do conhecimento a respeito das fundações permitiu a criação de técnicas para determinação da resistência oferecida por um elemento de fundação por estaca. Essa resistência do solo é conhecida como capacidade de carga e indica o esforço máximo que esse elemento resiste. A capacidade de carga em conjunto com a previsão de recalques é componente essencial do cálculo geotécnico de uma fundação e garante a segurança da superestrutura. Para as fundações profundas a capacidade de carga é formada por duas componentes: a resistência normal da ponta e a resistência por atrito lateral do fuste.

A complexidade do estudo para as fundações profundas reside na determinação de um bom modelo físico e matemático que expresse com boa aproximação a ruptura. Diversas tentativas de teorização da capacidade de carga foram feitas, porém, nenhuma conseguiu descrevê-la satisfatoriamente (CINTRA; AOKI, 2010). A dificuldade em definir a capacidade de carga de maneira teórica conduziu à uma abordagem diferente do meio técnico. Os métodos semi-empíricos surgiram com a proposta de estabelecer a correlação entre ensaios *in situ*, como o SPT ou CPT, e provas de carga. Baseadas neste método diversas abordagens foram feitas e atualmente são amplamente empregadas no ramo de projetos pela sua versatilidade. No Brasil, em especial, é destacado o uso do SPT (*Standard Penetration Test*) e por este motivo, os métodos brasileiros mais consagrados usualmente possuem correlações com tal ensaio.

Os métodos semi-empíricos apresentam, no entanto, variações entre resultados. Tal fato está diretamente ligado à coleta de dados para o desenvolvimento de cada método, como a limitação da área onde as provas de carga foram feitas. Além disso, existem normalmente coeficientes ligados à forma de execução da fundação, que diferem de um método para outro. Disto, surgem as principais diferenças tanto entre métodos, como também, entre a previsão e a realidade.

Atualmente, outra forma de abordagem para a determinação da capacidade de carga consiste no emprego do Método dos Elementos Finitos (MEF). O princípio desse método parte da discretização em pequenos elementos com o estabelecimento de um sistema de equações que respeitam as condições de contorno estipuladas. O MEF exige o conhecimento de modelagem e ferramentas computacionais mais robustas. O resultado obtido é mais detalhado, tanto na determinação de tensões quanto nas deformações (recalques). Por outro lado, maior atenção é requerida do profissional que utiliza a ferramenta para que se garanta resultados condizentes com a realidade.

Diferindo dos métodos que buscam determinar a capacidade de carga no período de concepção do elemento de fundação, as provas de carga, conhecidas como métodos diretos, tem por objetivo testar o elemento de fundação já construído através da aplicação de carregamento. Existem diferentes formas de realizar as provas, porém, de maneira geral o resultado dessas consiste na curva carga x recalque. Com essa curva é possível elaborar o projeto da fundação ou verificar se o que foi previsto por alguns dos métodos citados acima condiz com a realidade.

No presente trabalho serão comparados diferentes métodos de previsão de capacidade de carga para a obra das fundações do maciço de ancoragem da Ponte Hercílio Luz no lado continental da estrutura. Os métodos de previsão serão comparados entre si, bem como, com os resultados da prova de carga bidirecional realizada.

1.1 JUSTIFICATIVAS

Visto que há diferentes formas de abordagem e diferenças nos resultados é importante avaliar a correspondência entre métodos e, principalmente, entre método e realidade. A partir desse conhecimento é validada a eficácia do emprego do método e garantida a segurança da estrutura projetada. Essa variação é uma das justificativas pela qual a norma NBR 6122 (ABNT, 2010) estabelece a obrigatoriedade da execução de provas de carga a partir de um determinado número de estacas ou a partir de uma tensão admissível máxima por elemento.

A avaliação das diferenças entre os resultados dos métodos de determinação da capacidade de carga torna-se mais interessante devido à importância da obra adotada como estudo de caso. A Ponte Hercílio Luz, inaugurada no ano de 1926, é reconhecida como patrimônio histórico artístico e arquitetônico de Santa Catarina. Durante cinco décadas foi uma das principais ligações entre a ilha e o continente do município. Com seu uso intenso e esgotamento da vida útil a estrutura apresentou uma série de problemas que comprometiam a

segurança estrutural. Assim, no ano de 2016 foi iniciada a etapa de serviço de reabilitação da estrutura com o objetivo de permitir o uso da ponte.

O autor pode acompanhar a etapa que engloba a execução das fundações do novo maciço de concreto que realiza a ancoragem das barras de olhal no lado continente, o estudo de caso do presente trabalho.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Calcular a capacidade de carga para estaca escavada de grande diâmetro através de métodos semi-empíricos, pelo Método dos Elementos Finitos e realizar comparações com a capacidade de carga do projeto original e com o resultado da prova de carga bidirecional.

1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos, importantes para atingir o objetivo geral, são:

- a) Implementar os diferentes métodos semi-empíricos em planilhas eletrônicas para o cálculo da capacidade de carga;
- b) Comparar as previsões obtidas pelos métodos semi-empíricos, identificar padrões e valores médios;
- c) Modelar a estaca de referência utilizando o Método dos Elementos Finitos;
- d) Realizar a interpretação da prova de carga bidirecional por 2 métodos e determinar a capacidade de carga pelo método proposto pela NBR 6122:2010;
- e) Comparar os resultados obtidos dos métodos semi-empíricos e MEF com a prova de carga bidirecional e com dados do projeto original;

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo será apresentado o embasamento teórico necessário para construção e entendimento do presente trabalho de conclusão de curso. São apresentadas as características das fundações profundas, com enfoque nas estacas escavadas de grande diâmetro, a descrição de ensaios de investigação geotécnica, conceito de capacidade de carga e alguns métodos usados para determinação da mesma (métodos semi-empíricos e métodos diretos).

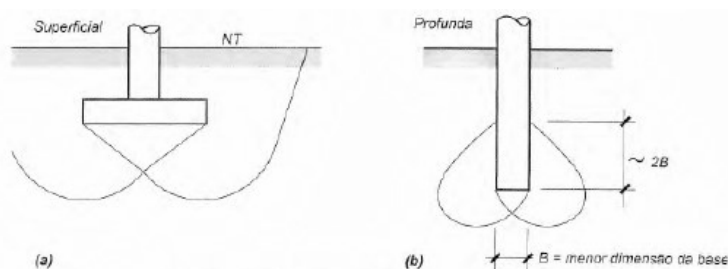
2.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

A fundação consiste no elemento (ou conjunto de elementos) da estrutura que realiza a transferência das cargas provenientes da superestrutura e de seu peso próprio para o solo ou rocha. A concepção de uma estrutura de fundação deve ser tal que os níveis de tensão transferidos ao solo, bem como o recalque resultante sejam aceitáveis (SCHULZE, 2013). O cuidado com as tensões e recalques garante a integridade da estrutura como um todo e, por conseguinte, a segurança.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) divide as fundações em dois grupos: as fundações superficiais (rasas ou diretas) e as profundas. As fundações profundas são os elementos de fundação que transferem as cargas da estrutura ao solo por meio da sua ponta, de seu fuste ou pela combinação de ambas. Para ser considerada profunda a fundação deve estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, com valor mínimo de 3 m. Nesta classificação são consideradas fundações profundas as estacas e os tubulões.

De acordo com Velloso e Lopes (2010) tal definição adotada pela NBR 6122 (ABNT, 2010) parte do critério arbitrário que o mecanismo de ruptura de uma fundação profunda não atinge a superfície, como observado em fundações superficiais. A Figura 1 ilustra as superfícies de ruptura que embasam tal critério.

Figura 1 - Comparativo entre as superfícies de ruptura de fundação superficial e profunda



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

No que tange a classificação das fundações profundas, é usual realizar a divisão em 2 grupos principais, sendo eles: estacas e tubulões (HACHICH et al., 1998). As estacas, objeto de estudo do presente trabalho, são definidas pela NBR 6122 (ABNT, 2010) como elementos executados inteiramente por equipamentos e ferramentas, não ocorrendo a descida de operário para sua execução. Tanto o material constituinte quanto o processo de execução desses elementos são variáveis e, por este motivo, também classificados.

Existem diferentes maneiras de classificar as estacas. Os principais critérios elencados por Das (2014) consistem no tipo de material empregado e na forma de transferência do carregamento (estacas de atrito e estacas de ponta). Já Lopes e Oliveira (2017) propõem a classificação a partir do material da estaca e o processo construtivo. Da divisão proposta por Lopes e Oliveira (2017) as estacas são subdivididas em:

Tabela 1 – Classificação das estacas segundo material e processo executivo

Material	Processo executivo
Madeira	Cravada
Aço	Escavada
Concreto	Misto
Mista	

Fonte: Adaptado de Lopes e Oliveira (2017)

É válido ressaltar que a categorização das estacas é algo que varia conforme o autor consultado. Dessa forma, apesar de existirem formas de divisão mais tradicionais (quanto ao material e execução, por exemplo) o critério é algo particular. Por exemplo, segundo Hachich et al. (1998) a subdivisão quanto a forma de execução é dada por: estacas de grande deslocamento, pequeno deslocamento e sem deslocamento.

2.2 ESTACAS ESCAVADAS

A estaca escavada é caracterizada pela perfuração ou escavação do terreno, utilizando ou não revestimento, com remoção do material escavado e posterior preenchimento com concreto (VELLOSO; LOPES, 2010). A NBR 6122 (ABNT, 2010) identifica 3 tipos de estacas escavadas: escavada com injeção ou microestaca, estaca escavada mecanicamente e estaca escavada com fluido estabilizante. O objeto de estudo do presente trabalho é uma estaca escavada com fluido estabilizante de grande diâmetro.

O processo de escavação pode apresentar peculiaridades a depender do tipo do solo. A remoção do solo pode ocorrer com ou sem a presença de algum tipo de contenção. De maneira que a dispensa de contenção é restrita aos casos com características bem específicas do terreno, como por exemplo em solos argilosos acima do lençol freático (VELLOSO; LOPES, 2010). Assim, é habitual que a execução das estacas escavadas ocorra com o uso de suporte das paredes. Para isso, é empregado revestimento (perdido ou recuperado) ou fluido estabilizante.

Usualmente o fluido estabilizante usado nos processos de escavação é a lama bentonítica. A técnica de execução utilizando a lama bentonítica teve seu maior desenvolvimento com o crescimento da indústria de petróleo por permitir a perfuração de poços de exploração de grandes profundidades evitando desmoronamentos sem a necessidade de revestimentos (HACHICH et al. 1998). Ainda de acordo com Hachich et al. (1998) o emprego desta técnica no ramo da engenharia civil teve início na metade do século XX e mais especificamente no Brasil, a partir da década de 60.

Segundo Velloso e Lopes (2010) este tipo de estaca pode ser executado nos mais diversos tipos de terrenos, com grandes profundidades (superior a 50m) e com seção transversal circular (diâmetro de até 2,5m) e retangular. Advém disto a importância que tal técnica adquiriu ao longo dos anos. As principais vantagens são:

- Não há produção de vibração, como ocorre em estacas cravadas, permitindo o emprego em zonas urbanas;
- Grande capacidade de carga das estacas, acima de 10.000 kN;
- Adaptação a cada tipo de solo a ser escavado (pois os equipamentos oferecem opções para a escavação de acordo com a característica do terreno);
- Conhecimento do terreno atravessado a partir de medidas realizadas pelo equipamento, como o torque exigido por exemplo.

Por outro lado, as principais desvantagens são:

- Os equipamentos, guindastes equipados com mesas rotativas ou *clamshells*, possuem grande dimensão. Assim há restrições de movimentação do equipamento, do tamanho do canteiro, etc;
- O canteiro de obras torna-se mais difícil de manter devido ao solo escavado, ao movimento de máquinas, à lama que eventualmente escapa na superfície, etc;

- A concretagem desse tipo de estaca envolve grandes quantidades de concreto em um curto período de tempo.

Segundo Hachich et al. (1998) o uso de lama bentonítica para estabilização é convencional em estacas escavadas de grande diâmetro (maior que 60 cm, popularmente conhecido como estacão) e em paredes diafragma (soluções de fundação e contenção em formato retangular alongado).

2.2.1 Processo executivo de estacas escavadas com fluido estabilizante

Nesta seção será apresentado o processo de execução de estacas escavadas com fluido estabilizante, objeto de estudo do presente trabalho. O processo de execução desse tipo de estaca inicia com a locação, através da topografia, do elemento no terreno. Uma vez definido o local é feita a cravação de uma camisa metálica que atua como tubo guia para a escavação. De acordo com Hachich et al. (1998) o comprimento usual deste tipo de camisa é de 1,50 a 2,00 m com um diâmetro superior a 10 cm do diâmetro da estaca. Esta etapa exige um grande cuidado, pois é a partir do tubo guia que se garantirá a verticalidade da estaca. Assim, o prumo deve ser verificado constantemente.

O processo de escavação, como mencionado, é realizado por equipamento. Os fatores de escolha de equipamento estão ligados principalmente à condição do solo a ser escavado. Também, dependem da profundidade e diâmetro da estaca e das limitações do canteiro de obras. Como traz Hachich *et al* (1998), os equipamentos mais utilizados para esta função são mesas rotativas e/ou rotatores hidráulicos equipados com baldes, caçambas ou trados que são acoplados à uma haste de perfuração (*rotatory drilling rig*). Na sua maioria as mesas são montadas em guindastes convencionais de esteiras ou são parte integrante de guindastes construídos especificamente para tal função (Figura 2).

Figura 2 - Equipamentos usualmente usados para escavação



Fonte: Bauer Gruppe (2017)

Após a cravação da camisa metálica é iniciado o procedimento de escavação com o equipamento adotado. Durante os procedimentos de escavação, o volume anteriormente preenchido por solo vai sendo sistematicamente substituído pelo fluido estabilizante. É importante atentar para que o nível da lama seja mantido acima do nível de fundo do tubo guia e, além disso, deve-se garantir que tal nível seja superior a 1,50 m do nível do lençol freático.

Atingida a cota de escavação Hachich et al. (1998) recomenda a limpeza do fundo estaca. A importância da execução desta tarefa reside no fato de que durante o procedimento de escavação há a formação de uma “pasta” densa e viscosa que é dificilmente removida pelo concreto durante a concretagem. Já a NBR 6122 (ABNT, 2010) apresenta esse procedimento como facultativo, a depender da especificação de projeto.

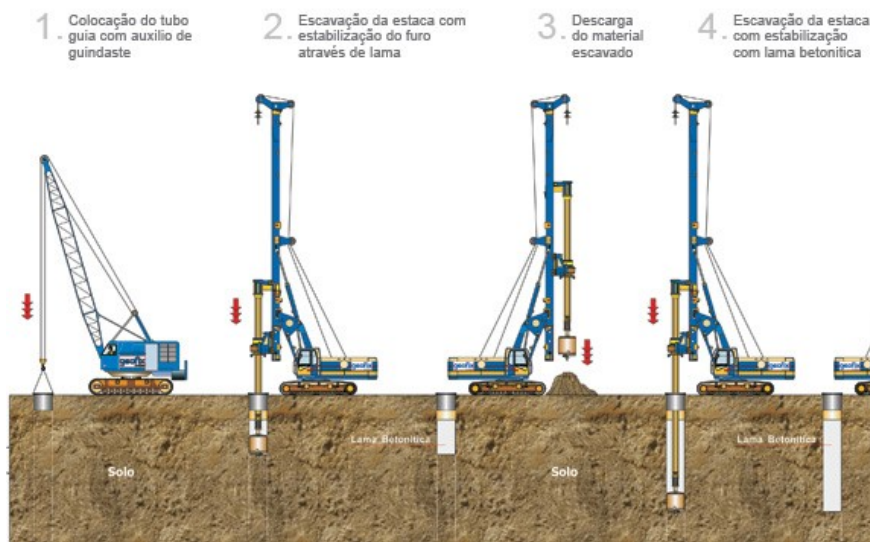
A execução da estaca segue com a colocação da armadura. Para tal, é utilizado guindaste para o erguimento, posicionamento e suave inserção no volume escavado. Devido a esta movimentação a armadura precisa possuir rigidez suficiente, sendo normal a utilização de solda na montagem da mesma. Deve-se garantir que a armadura não sofra nenhum tipo de deformação e deslocamentos que podem comprometer a resistência da peça.

A última etapa corresponde a concretagem submersa do elemento de fundação. Esta é uma etapa delicada que pode comprometer o desempenho do elemento de fundação. O processo

“tremonha” (tubo guia, com elementos rosqueados e funil no topo) é o normalmente utilizado. A concretagem prossegue sem grande intervalo de tempo (máx. de 20 a 30 min), apenas aquele necessário para o posicionamento do caminhão betoneira, encurtamento da tremonha e outros procedimentos. Segundo Velloso e Lopes (2010) o intuito da continuidade de concretagem é assegurar que não serão formadas juntas frias.

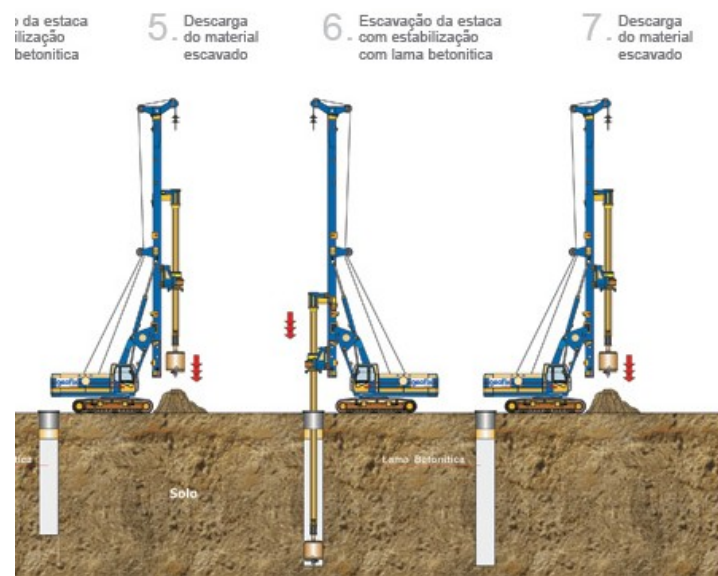
A concretagem deve seguir até no mínimo 50 cm acima da cota de arrasamento (NBR 6122, 2010). Tal cuidado advém da contaminação do concreto na parte superior pelo contato direto com a lama (VELLOSO; LOPES, 2010). Por fim, é recomendado o reaterro até o nível do terreno por questões de segurança com a subsequente remoção da camisa metálica. A Figura 3, Figura 4, Figura 5 e Figura 6 ilustram o procedimento descrito.

Figura 3 - Execução de uma estaca escavada de grande diâmetro (etapa 1 a 4)



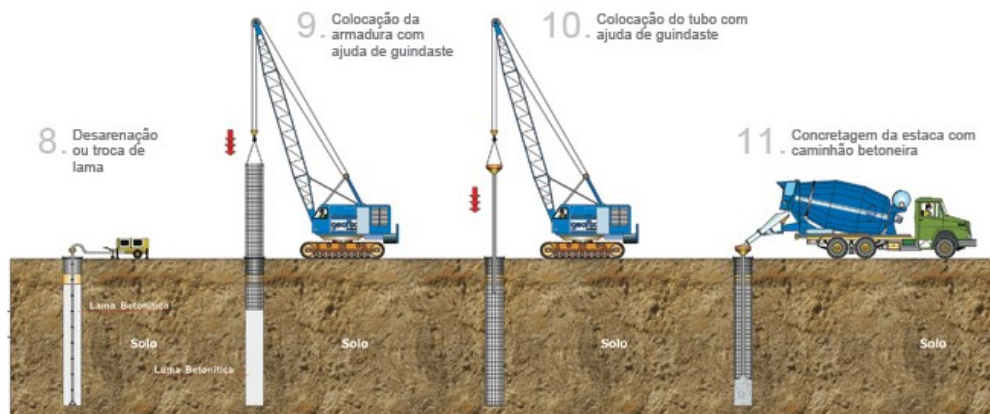
Fonte: Geofix (2019).

Figura 4 - Execução de uma estaca escavada de grande diâmetro (etapa 5 a 7)



Fonte: Geofix (2019)

Figura 5 - Execução de uma estaca escavada de grande diâmetro (etapa 8 a 11)



Fonte: Geofix (2019)

Figura 6 - Execução de uma estaca escavada de grande diâmetro (etapa 12 e 13)



Fonte: Geofix (2019)

2.3 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A investigação das características de um terreno é composta por procedimentos que visam a identificação de propriedades e parâmetros das camadas que compõem o subsolo de maneira a fornecer dados para a etapa de dimensionamento de elementos, como por exemplo, as fundações. Dada a importância dos elementos de fundação para a segurança de qualquer obra é essencial que os serviços de investigação sejam conduzidos de acordo com as normas e supervisionados por profissional.

Atualmente, existem diferentes técnicas de investigação cujo uso parte de uma análise por parte de profissional experiente que possa determinar as necessidades de acordo com a complexidade da obra e do projeto (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2015). Podem ser citados os seguintes ensaios de campo:

- Standard Penetration Test – SPT;
- Standard Penetration Test complementado com medidas de torque – SPT-T;
- Ensaio de Penetração de Cone – CPT;
- Ensaio de Penetração de Cone complementado com medida de pressões neutras – CPT-U;
- Ensaio de Palheta – Vane Test;
- Pressiômetros (de Ménard e auto perfurantes);

- Dilatômetro de Marchetti;
- Ensaios de carregamento de placa – provas de carga;
- Ensaios geofísicos, com destaque para o Cross-Hole.

Dos ensaios mencionados anteriormente a seguir serão apresentados o ensaio SPT e as Sondagens rotativas e mistas. Tais ensaios são por natureza, métodos diretos. O destaque para tais ensaios de campo servirá de embasamento para os dados coletados na obra utilizada neste trabalho.

2.3.1 Standard Penetration Test – SPT

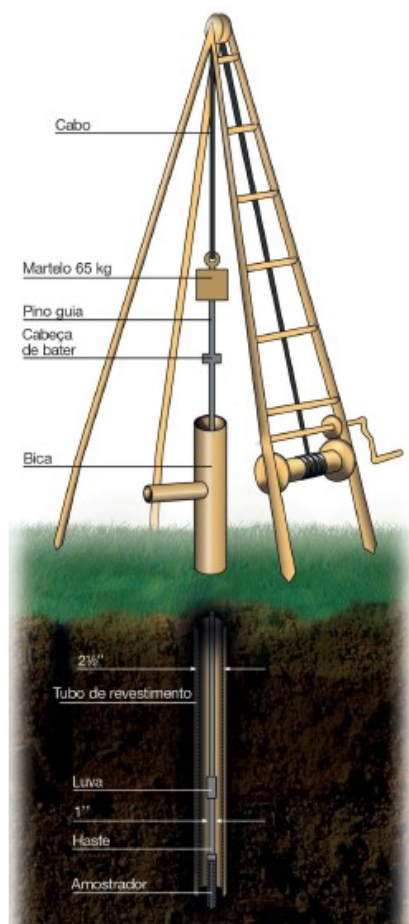
O ensaio SPT, desenvolvido originalmente na América do Norte, é descrito na literatura como o mais popular no mundo. No Brasil, dada a importância deste ensaio para o ramo de fundações, diversos métodos semi-empíricos de capacidade de carga utilizam o seu resultado como parâmetro. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) este ensaio constitui uma medida de resistência dinâmica unida a uma sondagem de simples reconhecimento. Como vantagens o ensaio apresenta:

- Baixo Custo;
- Facilidade de execução e possibilidade de trabalho em locais de difícil acesso;
- Coleta de amostras do solo em diversas profundidades;
- Indicação sobre a consistência ou compacidade dos solos investigados;
- Determinação da profundidade do lençol freático.

As partes que compõem o sistema SPT são divididos por Schnaid e Odebrecht (2012) de forma resumida em 6 partes, sendo elas: amostrador, hastes, martelo, torre ou tripé de sondagem, cabeça de bater e conjunto de perfuração. Maiores detalhes a respeito dos equipamentos e suas respectivas especificações são obtidas na NBR 6484 (ABNT, 2001). A

Figura 7 apresenta o esquema dos equipamentos.

Figura 7 - Esquema dos elementos que compõem o ensaio SPT



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012)

O princípio do ensaio de SPT consiste na cravação de um amostrador padronizado através da queda de um peso de 65 kg de uma altura de 75 cm, realizando-se a medição do número de golpes para a penetração de 45 cm da faixa de 1 m analisada. Do número de golpes correspondente aos últimos 30 cm é definido o Índice de Penetração, conhecido como N_{SPT} . O restante da distância para completar a profundidade de 1 m é vencida com auxílio de trado helicoidal, nos casos onde ainda se está acima do nível do lençol freático, ou de trépano e sistema de circulação de água. A cada metro de avanço são recolhidas amostras contidas no amostrador. Estas amostras servem para classificação das diferentes camadas, bem como registro das profundidades de transição de camadas.

2.3.2 Sondagem Rotativa

A sondagem rotativa deve ser utilizada quando encontrado solo de alta resistência, matacões ou bloco de rochas. Essas características inviabilizam ensaios como o SPT, por

exemplo. A sondagem visa a obtenção de amostras de material escavado e pode ser utilizada para análise da qualidade do material escavado.

Segundo Lima (1983), os equipamentos utilizados para a sondagem podem ser agrupados resumidamente em: sonda, haste de perfuração, barrilete, ferramentas de corte, conjugado motor-bomba e revestimento. A Figura 8 ilustra o equipamento usado.

Figura 8 - Equipamento realizando a extração de testemunho.



Fonte: Wyde Engenharia (2019)

As vantagens desse tipo de sondagem são apresentadas por Souza (201-) como a possibilidade de perfuração em ângulos variados, permitindo flexibilidade na obtenção de amostras, além das grandes profundidades que se pode atingir. Além do que foi citado pelo autor é perceptível que a obtenção de testemunhos é uma grande vantagem, pois permite a identificação das rochas, as camadas, seu grau de faturamento, realização de testes em laboratório, entre outros. Por outro lado, a sondagem possui um custo superior ao SPT e o equipamento encontra maiores dificuldades de acesso.

A execução consiste da realização de movimentos rotativos e aplicação de força vertical para baixo pelo equipamento, realizando assim a perfuração da camada subjacente. Estes movimentos são denominados de manobras, pois consistem na perfuração e posterior remoção de testemunhos. O comprimento da manobra varia de acordo com o comprimento do próprio barrilete (LIMA, 1983).

Com o fim de cada manobra, a retirada de cada testemunho deve ser feita de forma cuidadosa. Os testemunhos são posicionados em caixas especiais que permitem a organização

conforme a profundidade. Assim, garante-se um registro organizado da manobra e principalmente um condicionamento adequado dos testemunhos (LIMA, 1983). A Figura 9 mostra testemunhos obtidos.

Figura 9 - Testemunhos obtidos de uma sondagem rotativa organizados de acordo com a profundidade avançada.



Fonte: BM Rocha – Engenharia Geotécnica (2019)

As principais informações obtidas pela sondagem rotativa são: classificação litológica, estado de alteração e grau de faturamento. Estes últimos parâmetros obtidos com relação à porcentagem de recuperação da rocha. Segundo Lima (1983) esta porcentagem de recuperação é correlacionada com a qualidade da rocha. Outro fator também empregado para avaliação do fraturamento e estado de alteração da rocha é chamado de RQD (*Rock Quality Designation*).

2.3.3 Sondagem Mista

A sondagem mista pode ser simplificada como a união do ensaio SPT e a sondagem rotativa. De acordo com ABGE (2013) o ensaio à percussão é realizado enquanto a condição de impenetrável não é encontrada. Sendo determinado ponto impenetrável, faz-se o emprego da sondagem rotativa para perfuração e recolhimento de testemunhos. Esses procedimentos são alternados de acordo com a própria natureza do subsolo investigado.

O emprego deste tipo de sondagem ocorre sempre que houver a presença de materiais impenetráveis, como bloco de rochas, matacões, etc., e camadas de solo penetráveis. É importante, portanto, o conhecimento prévio (generalizado) das condições geológicas do local que indiquem o uso de tal procedimento, impactando na redução de custos e prazos das investigações (LIMA, 1983).

No que tange os equipamentos dessa sondagem, há uma combinação entre os equipamentos tradicionais de sondagem rotativa e de ensaio SPT. A maior diferença para os métodos já descritos reside no uso de tubos de diâmetros maiores, pois é necessário o revestimento por tubos cada vez que ocorre mudança de sondagem a percussão para rotativa (LIMA, 1983).

2.4 CAPACIDADE DE CARGA

Capacidade de carga é o termo utilizado para o esforço máximo que um elemento de fundação é capaz de resistir sem provocar deformações excessivas. A conceituação de Capacidade de Carga é feita através da análise do comportamento de um elemento de fundação por estaca no solo. Essa análise é fundamentada no método estático, pois sua dedução física parte de um equilíbrio estático entre forças aplicadas e resistentes.

Desse modo, no modelo físico é assumido que a aplicação gradativa de um carregamento vertical no elemento implicará na mobilização de tensões resistentes. Ao longo de seu fuste surgem tensões cisalhantes geradas por atrito lateral, enquanto que na sua ponta ocorrem tensões normais. O esforço lateral mobilizado depende das características das camadas atravessadas (consiste em um somatório de esforços mobilizados a cada camada). Por outro lado, o esforço de ponta depende do material na região da ponta da estaca.

A equação (2.1) mostra a condição de equilíbrio estático na estaca:

$$R + W = R_L + R_P \quad (2.1)$$

onde:

R: capacidade de carga do elemento;

W: peso próprio da estaca;

R_L : força máxima mobilizada por atrito lateral;

R_P : força máxima mobilizada pela resistência de ponta.

Segundo Velloso e Lopes (2010) é usual que a parcela de peso próprio (W) seja desprezada em virtude da magnitude das demais forças, simplificando a equação anterior:

$$R = R_L + R_P \quad (2.2)$$

As duas parcelas, R_L e R_P , são função de características geométricas e das tensões atuantes. Segundo Cintra e Aoki (2010) essas são chamadas de variáveis geométricas da estaca

e variáveis geotécnicas. A resistência lateral em termos de força é obtida da multiplicação da tensão cisalhante pela área lateral no qual essa tensão atua. É importante notar que o valor de tensão varia de acordo com a camada de solo e, por isso, R_L é composto por uma somatória de tensões para cada ponto de profundidade. A equação que a descreve é:

$$R_L = U \int_0^L r_L dz \quad (2.3)$$

onde:

U : perímetro do fuste da estaca;

r_L : tensão cisalhante na profundidade z ;

L : comprimento da estaca.

Por simplificação é considerado que a tensão cisalhante é constante para uma dada camada de solo em contato com a estaca, o que simplifica o equacionamento matemático em um somatório:

$$R_L = U \sum (r_L \Delta_L) \quad (2.4)$$

onde:

Δ_L : espessura da camada de solo i .

A resistência de ponta (R_p) em termos de força é obtida da multiplicação da tensão normal atuante na ponta da estaca pela respectiva área desta ponta. Matematicamente pode ser expressa por:

$$R_p = r_p A_p \quad (2.5)$$

onde:

r_p : tensão normal na ponta da estaca;

A_p : área da seção transversal da ponta da estaca.

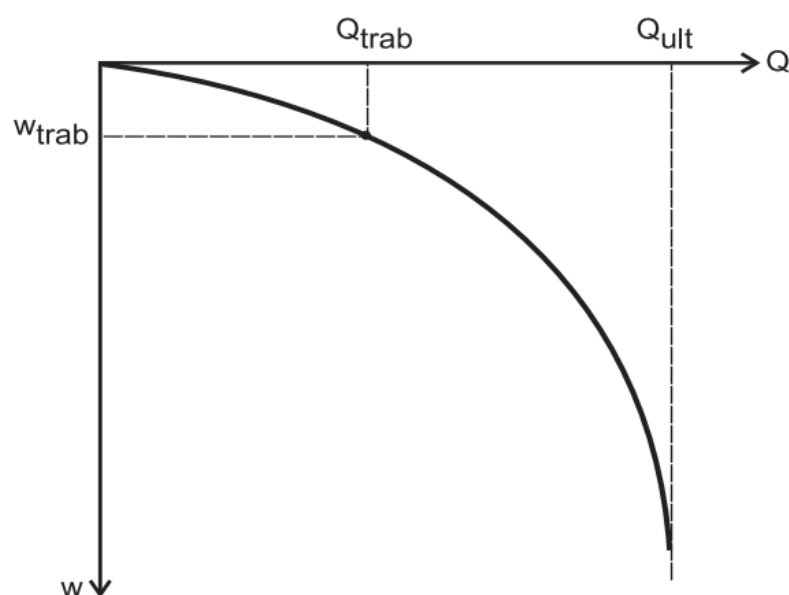
Das novas expressões para cada parcela, agora em termos geométricos e geotécnicos, é reescrita a nova equação de equilíbrio.

$$R = U \sum (r_L \Delta_L) + r_p A_p \quad (2.6)$$

É fundamental que seja definido fisicamente o que é uma ruptura, pois assim a interpretação do resultado de capacidade se torna objetivo e pode ser verificado em campo. Existem duas definições de ruptura: a ruptura física e a ruptura de trabalho.

A ruptura física é alcançada quando o elemento de fundação sofre recalque incessante para uma variação de carregamento quase nula. Essa ideia é apresentada por Van der Veen (1953) através do gráfico tensão \times recalque, onde a ruptura é caracterizada pela verticalidade da curva, conforme Figura 10. Porém, o autor ressalta que esta definição não é satisfatória e pode ser influenciada, por exemplo, pela escala do gráfico.

Figura 10 – Curva carga \times recalque genérica



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

A ruptura de trabalho é descrita como o carregamento que produz um deslocamento do topo da estaca, de 30% do seu diâmetro para o caso de estacas de deslocamento em solos granulares e de 10% do seu diâmetro para estacas de deslocamento ou estacas escavadas em argila (HACHICH et al. 1998).

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) a ruptura acontece pelo recalque corresponde ao encurtamento elástico da estaca somado a um deslocamento de $D/30$, onde D corresponde ao diâmetro da estaca. Existem variações em relação a qual deslocamento deve ser adotado no critério de ruptura, na norma canadense, por exemplo, o deslocamento da ponta na ruptura é caracterizado por $B/120 + 4$ mm (VELLOSO; LOPES, 2010).

O valor de ruptura até aqui abordado leva em consideração que a falha do elemento de fundação ocorrerá no solo, ou seja, em termos geotécnicos. Porém, a estaca é constituída por material com resistência que pode ser inferior a capacidade de carga, como alertado por Cintra e Aoki (2010). Neste caso, a resistência estrutural da estaca determinará a capacidade de carga do elemento.

A depender da proporção de contribuição de cada resistência as estacas são agrupadas em dois tipos. Quando a resistência lateral é muito maior que a resistência de ponta, a estaca é denominada estaca flutuante. Em caso contrário, a estaca é chamada estaca de ponta. O primeiro caso ocorre normalmente em estaca localizada em argila mole, já o segundo ocorre em estaca apoiada em rocha sã (CINTRA; AOKI, 2010).

Por fim, resta determinar o valor das componentes de tensão, as chamadas variáveis geotécnicas. O valor para essas variáveis é proposto em diferentes métodos, conhecidos como teóricos, semi-empíricos, empíricos e diretos. A seguir são apresentados alguns dos principais métodos.

2.5 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

Os métodos semi-empíricos são aqueles originados da correlação entre ensaios *in situ* (SPT, por exemplo) e a prova de carga de elementos de fundação. Dois fatores são determinantes para o maior uso desse tipo de método. O primeiro corresponde à dificuldade e imprecisão dos métodos teóricos. O segundo, como apontado por Velloso e Lopes (2010) corresponde ao uso de investigações geotécnicas para projetos, justificando a busca pelo estabelecimento de correlações entre ensaio e capacidade de carga.

A filosofia desses métodos se fundamenta em definir equações com sua essência em conhecimento teórico, porém com parâmetros estipulados a partir de estudos estatísticos (HACHICH et al. 1998). É importante notar que a aplicação da estatística nesse método limita a validade do mesmo para cenários regionais e condições específicas de acordo com a base de dados usada (SCHNAID, 2000 *apud* LOBO, 2005).

Os métodos semiempíricos brasileiros mais difundidos conforme Cintra e Aoki (2010) amplamente utilizados nos escritórios de projeto de fundações, são: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996).

Alguns autores realizam a subclassificação dos métodos semi-empíricos de acordo com o tipo de ensaio *in situ* usado para obtenção dos parâmetros. Majoritariamente, os métodos

nacionais foram concebidos com base em ensaios SPT pois este é o mais difundido no Brasil. Porém, também existem boas correlações com ensaios CPT, entre outros.

2.5.1 Aoki-Velloso

Este método, à semelhança da teoria já discutida, também divide a capacidade de carga em duas componentes referentes a ponta e ao atrito lateral. A diferença advém da correlação realizada entre ensaios em campo e provas de carga realizadas pelos autores do método. As incógnitas a serem determinadas experimentalmente são as variáveis geotécnicas.

De acordo com Cintra e Aoki (2010) a correlação inicial ocorreu através de ensaios CPT (*Cone penetration test*) onde se obteve os valores de resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário da luva (f_s). A partir destes valores são determinados os valores das componentes de resistência da seguinte forma.

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (2.7)$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (2.8)$$

Os fatores F_1 e F_2 são utilizados para expressar as diferenças entre o comportamento da estaca e do cone (HACHICH et al. 1998). Segundo Cintra e Aoki (2010) estes fatores levam em conta o efeito de escala, dada a grande diferença de dimensões, e o método executivo utilizado.

Entretanto, os ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) são muito mais utilizados no Brasil. Fica evidente que o estabelecimento de uma correlação entre os ensaios de CPT e SPT é útil e facilita o emprego do método. A correlação entre os ensaios é feita através da resistência de ponta do cone e o índice de resistência à penetração (N_{SPT}):

$$q_c = K N_{SPT} \quad (2.9)$$

onde K é um coeficiente que depende do tipo de solo.

Para obter o valor correspondente a tensão de atrito lateral, de acordo com Hachich et al. (1998), se utiliza a razão de atrito (α) estabelecida por Begemann (1965) para relacionar a tensão da ponta com a tensão cisalhante lateral e, por conseguinte, com um valor de N_{SPT} .

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \therefore f_s = \alpha K N_{SPT} \quad (2.10)$$

Os valores de F_1 , F_2 , K e α são obtidos da Tabela 2 e Tabela 3. Os valores para F_1 e F_2 não são iguais devido ao erro introduzido pelo cone mecânico. Investigações com o cone elétrico ou piezocone, onde tal erro não ocorre, devem adotar $F_2 = F_1$.

Tabela 2 – Valor de K e α para diferentes tipos de solo

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,40
Areia siltosa	0,80	2,00
Areia siltoargilosa	0,70	2,40
Areia argilosa	0,60	3,00
Areia argilossiltosa	0,50	2,80
Silte	0,40	3,00
Silte arenoso	0,55	2,20
Silte arenoargiloso	0,45	2,80
Silte argiloso	0,23	3,40
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: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

Tabela 3 – Fatores F_1 e F_2 em função do tipo de estaca

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	$2 F_1$
Metálica	1,75	$2 F_1$
Pré-moldada	$1 + D/0,80$	$2 F_1$
Escavada	3,00	$2 F_1$
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,00	$2 F_1$

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

Uma vez definidas as incógnitas geotécnicas podemos reescrever a equação básica de capacidade de carga conforme mostrado a seguir:

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

Os valores N_p e N_L são distintos pois são índices de penetração obtidos em pontos diferentes. O primeiro corresponde ao índice de penetração na ponta da estaca enquanto o segundo é o índice de penetração médio da camada de solo i .

Este método permite que estudos regionais sejam realizados e novos valores para os parâmetros determinados de acordo com as especificidades do solo local. A tendência é, portanto, manter a equação e realizar a calibragem dos fatores e coeficientes para a realidade de cada região.

Um ponto negativo desse método é a exigência de uma perfeita caracterização do solo, o que é quase impossível. Esse fato implica num valor diferente para K a depender da forma que se classificou o solo, podendo trazer diferenças significativas (HACHICH et al. 1998).

2.5.2 Décourt-Quaresma

O método proposto por Luciano Décourt e Arthur R. Quaresma é fundamentado inteiramente no ensaio SPT. De acordo com Hachich et al. (1998) esse método foi originalmente destinado para estacas de deslocamento, sendo necessárias adequações para ampliar o campo de aplicação para outros tipos de fundação.

A componente referente a tensão na ponta da estaca é relacionada ao valor de N_{SPT} médio obtido próximo à ponta através de um coeficiente proposto pelos autores. Tal coeficiente foi definido para diferentes tipos de solo através da execução de 41 provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas de concreto Cintra e Alokí (2010). Assim, a equação é a seguinte:

$$r_p = C N_p \quad (2.12)$$

onde,

C : coeficiente característico do solo;

N_p : valor médio dos índices de penetração na profundidade da ponta da estaca e profundidades imediatamente anterior e posterior.

Os valores de C são obtidos da Tabela 4. Entretanto, Décourt propôs em 1986 novos valores para C especificamente para estacas escavadas com lama bentonítica. Esses são apresentados na Tabela 5.

Tabela 4 – Valor para o coeficiente C em função do tipo de solo.

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

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

Tabela 5 – Novos valores de C para estacas escavadas com lama bentonítica.

Tipo de solo	C (KPa)
Argila	100
Silte argiloso (solo residual)	120
Silte arenoso (solo residual)	140
Areia	200

Fonte: Décourt (1986) *apud* Velloso e Lopes (2010)

A determinação da parcela de tensão que contribui para a resistência lateral também é obtida de uma relação com o índice de penetração realizado *in situ*. Os valores de N_{SPT} aqui usados consistem naqueles obtidos ao longo do fuste não se considerando os valores utilizados para a determinação da resistência de ponta. Segundo Cintra e Aoki (2010) a partir destes valores se realiza a média, sendo essa média definida como N_L .

Velloso e Lopes (2010) indicam que para o cálculo do índice médio os valores de N_{SPT} menores que 3 sejam evitados, bem como valores acima de 50. Nestes casos deve-se adotar $N_{SPT} = 3$ para $N_{SPT} \leq 3$ e $N_{SPT} = 50$ para $N_{SPT} \geq 50$. Cintra e Aoki (2010) recomendam que sejam adotados os seguintes intervalos de índices médios de acordo com o tipo de estaca: para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita $3 \leq N_L \leq 50$ enquanto que para estacas Strauss e tubulões a céu aberto $3 \leq N_L \leq 15$.

A expressão para a determinação da parcela de atrito lateral é dada por:

$$r_L = 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (2.13)$$

A equação que caracteriza a ruptura do elemento de fundação é assim definida:

$$R = C N_p A_p + 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U L \quad (2.14)$$

Décourt (1996 *apud* CINTRA; AOKI, 2010) inseriu na equação acima os fatores α e β , o primeiro para a resistência de ponta e o segundo para resistência lateral. Segundo Hachich et al. (1998) estes coeficientes são responsáveis pela majoração ou minoração das componentes de resistência do elemento que tornam possível a utilização da expressão de ruptura para outros tipos de estacas além da padrão adotada para desenvolvimento do método. Neste contexto, Cintra e Aoki (2010) ressaltam que para estacas pré-moldadas, metálicas e tipo Franki abordadas no método original os valores desses coeficientes são unitários.

Ao adicionar estes coeficientes obtém-se a equação (2.15). Os valores dos coeficientes são obtidos da Tabela 6 e Tabela 7.

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U L \quad (2.15)$$

Tabela 6 – Valores do fator α em função do solo e tipo de estaca.

α	Tipo de estaca				
	Tipo de solo	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz
Argila	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Areias	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

Fonte: Hachich et al. (1998)

Tabela 7 - Valores do fator β em função do solo e tipo de estaca.

β	Tipo de estaca				
	Tipo de solo	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz
Argila	0,80	0,90	1,0	1,5	3,0
Solos intermediários	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	0,50	0,60	1,0	1,5	3,0

Fonte: Hachich et al. (1998)

2.5.3 Teixeira

O método apresentado por Teixeira (1996 *apud* Velloso e Lopes, 2010) não apresenta grande modificação das metodologias adotadas pelos métodos semi-empíricos. Na proposta de Teixeira percebe-se uma maior simplificação da expressão para o cálculo da capacidade de carga. O autor relaciona de forma mais direta o índice de penetração obtido *in situ* com coeficientes que são responsáveis por fornecer os valores de tensão, ou seja, as variáveis geotécnicas.

De acordo com Cintra e Aoki (2010) este método é uma tentativa de unificação dos dois métodos discutidos anteriormente. A parcela relacionada à resistência de ponta, já em termos de força é dada por:

$$R_p = \alpha N_p A_p \quad (2.16)$$

Os valores do parâmetro α são obtidos da Tabela 8. Estes dependem do solo e do tipo de estaca executada. Já o valor correspondente a N_p consiste na média dos índices de penetração obtidos no intervalo de quatro (4) diâmetros acima da cota da estaca e um (1) diâmetro abaixo.

Tabela 8 – Valor de α em função do tipo de solo e tipo de estaca.

Solo $4 < N_{SPT} < 40$	Tipo de estaca			
	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Teixeira (1996) *apud* Cintra e Aoki (2010)

A parcela relativa à resistência lateral em termos de força é dada pela seguinte expressão:

$$R_L = \beta N_L U L \quad (2.17)$$

Os valores para o parâmetro β são obtidos de tabela elaborada pelo autor e dependem exclusivamente do tipo de estaca. O valor de N_L , à semelhança do método Décourt-Quaresma, consiste na média dos índices de penetração obtidos ao longo do fuste. Neste caso, porém, não são desconsiderados os valores de penetração usados na ponta da estaca.

2.18 - Valores de β em função do tipo de estaca.

Tipo de estaca	β (kPa)
Pré-moldada e perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Teixeira (1996) *apud* Cintra e Aoki (2010)

A expressão final de capacidade de carga é dada, portanto, por:

$$R = \alpha N_p A_p + \beta N_L U L \quad (2.19)$$

Segundo Velloso e Lopes (2010) o método de Teixeira (1996) não deve ser aplicado para estacas pré-moldadas de concreto cravadas em argilas moles sensíveis, onde o índice de penetração usual (N_{SPT}) é inferior a 3. Quando enquadrado neste caso o valor da tensão de atrito lateral é resumido na seguinte tabela.

Tabela 9 – Valores da resistência lateral em termos de tensão para caso específico.

Sedimento	r_L (kPa)
Argila fluviolagunar (SFL)	20 a 30
Argila transicional (AT)	60 a 80

SFL: argilas fluviolagunares e de baías, holocênicas – camadas situadas até cerca de 20 a 25m de profundidade, com valores de N_{SPT} inferiores a 3, de coloração cinza-escura, ligeiramente pré adensada.

AT: argilas transicionais, pleistocênicas – camadas profundas subjacentes ao sedimento SFL, com valores de N_{SPT} de 4 a 8, às vezes de coloração cinza-clara, com tensões de pré adensamento maiores do que aquelas das SFL.

Fonte: Teixeira (1996) *apud* Cintra e Aoki (2010)

2.5.4 UFRGS (Lobo, 2005)

A metodologia conhecida como UFRGS tem por objetivo estimar a capacidade de carga de estacas a partir da força dinâmica (F_d) de penetração do amostrador do ensaio SPT. Para realizar tal estimativa é proposto estabelecer a relação entre os mecanismos de mobilização de resistência do amostrador com os mecanismos da estaca (LOBO, 2005).

A obtenção da força dinâmica ocorre a partir do uso de conceitos físicos de energia, energia potencial, envolvidos na forma como ocorre o ensaio e também do conhecimento dos deslocamentos durante a cravação do amostrador.

É sabido que o trabalho (W) de uma força é expresso pelo produto da força pelo deslocamento causado por esta. Ao analisar as características do próprio ensaio SPT é possível equacionar a energia potencial gravitacional tanto do amostrador quanto da haste. De acordo com Lobo (2005) essa energia é função de 3 variáveis: a altura de queda do martelo, penetração permanente do amostrador e as massas de haste e martelo. O equacionamento que fornece o valor da força dinâmica é apresentado a seguir:

$$F_d = \frac{\eta_3[\eta_1(0,75 + \Delta_\rho)M_m g + \eta_2 \Delta_\rho M_h g]}{\Delta_\rho} \quad (2.20)$$

onde,

Δ_ρ : penetração por golpe obtida por: $\Delta_\rho = \frac{30 \text{ cm}}{N_{SPT}}$;

M_m : a massa do martelo;

g : aceleração da gravidade;

M_h : a massa da haste;

η_1, η_2, η_3 : coeficientes de eficiência do martelo, da composição das hastes e do sistema.

A recomendação de Lobo (2005) para os valores dos coeficientes da equação anterior se baseia em estudo realizado por Odebrecht (2003). Assim, $\eta_1 = 0,761$; $\eta_2 = 1$ e $\eta_3 = 0,907 - 0,0066l$. Onde l é o comprimento das hastes.

A força dinâmica é dividida em dois fatores, atrito lateral e força normal na ponta. Esta divisão se dá pela semelhança do mecanismo de mobilização de forças entre o amostrador e a própria estaca. F_d pode ser expressa da seguinte forma:

$$F_d = F_{d,l} + F_{d,p} \quad (2.21)$$

onde,

$F_{d,l}$: força dinâmica lateral mobilizada pelo amostrador;

$F_{d,p}$: força dinâmica de ponta mobilizada pelo amostrador.

A obtenção das tensões unitárias, que constituem a incógnita geotécnica, permite determinar a capacidade de carga do elemento de fundação. Fica claro, que a determinação destas tensões é feita pela divisão da força dinâmica de cada componente pela respectiva área em que atua. Neste ponto Lobo (2005) faz a divisão de solos pouco resistentes e solos resistentes para determinar o cálculo das componentes. Segundo a autora, para solos pouco resistentes não ocorre o embuchamento do amostrador. Portanto, a principal resistência mobilizada é o atrito lateral ao longo de toda a área lateral. Afirma ainda que nesta situação a força dinâmica é função somente da componente de força dinâmica lateral. A tensão de cisalhamento (atrito) lateral é dada por:

$$\tau_{l,spt} = \frac{F_d}{a_l} \quad (2.22)$$

onde,

$\tau_{l,spt}$: atrito lateral unitário do amostrador SPT;

a_l : área lateral total do amostrador (interna e externa) aproximadamente igual a 810,5 cm².

Na hipótese de realização do ensaio em solo resistente Lobo (2005) assume que ocorrerá embuchamento e por isto, a componente de força dinâmica de ponta não será nula. Para este caso, a autora sugere que se adote 70% do valor da força dinâmica como a força resistente da ponta. Assim, temos:

$$q_{p,spt} = \frac{0,7 F_d}{a_p} \quad (2.23)$$

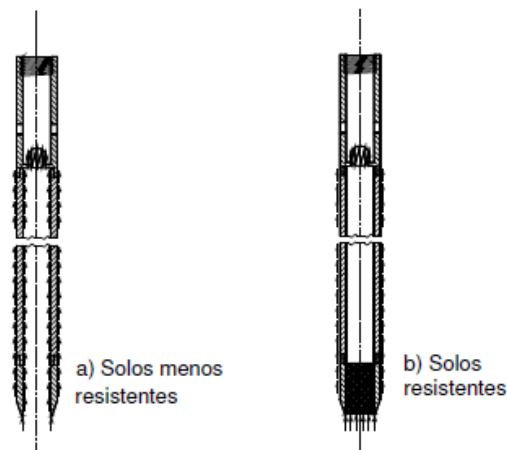
$$\tau_{l,spt} = \frac{0,3 F_d}{a_l} \quad (2.24)$$

onde,

$q_{p,spt}$: tensão normal resistente mobilizada pela ponta do amostrador SPT;

a_p : área de ponta do amostrador (20,4 cm²);

Figura 11 – Formas de mobilização de resistência de acordo com o tipo de solo.



Fonte: Lobo (2005)

Por fim, na comparação entre o protótipo e o modelo (estaca e amostrador) através de banco de dados, levando em conta o efeito de escala, Lobo (2005) definiu o valor das componentes de tensão de ponta e lateral para estacas. As expressões são apresentadas a seguir.

$$r_l = \frac{0,2F_d}{a_l} \quad (2.25)$$

$$r_p = \frac{0,7 F_d}{a_p} \quad (2.26)$$

Com as incógnitas geotécnicas definidas é possível determinar a expressão de capacidade de carga para o presente método. É possível ainda inserir coeficientes (α e β) que permitam a correlação do tipo de estaca adotado no método com outros tipos. Isto é feito por análise estatística com base em provas de carga. Essa é apresentada a seguir.

$$R = \beta 0,7 F_d \frac{A_p}{a_p} + \alpha \frac{0,2 U}{a_l} \sum(F_d \Delta_L) \quad (2.27)$$

Segundo Nienov (2006 *apud* SCHULZE, 2013) os valores destes coeficientes foram determinados a partir de análise comparativa e de correlação estatística entre os resultados gerados pelo método UFRGS, 324 provas de carga estática à compressão e 43 provas de carga à tração. Os valores obtidos pelo autor são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Valores dos coeficientes α e β para diferentes tipos de estacas.

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

Fonte: Nienov (2006) *apud* Schulze (2013)

2.5.5 Bustamante e Gianeselli

O presente método, definido como método francês por Hachich et al. (1998) ou ainda como método LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chausees*), foi desenvolvido pelo departamento de estradas francês. A base para a definição das incógnitas geotécnicas difere dos métodos nacionais pois é voltado exclusivamente para a utilização de resultados do ensaio de cone CPT.

A determinação da componente de tensão normal (resistência de ponta) na ponta do elemento de fundação é definida conforme da seguinte maneira:

$$r_p = q_{ca} k_c \quad (2.28)$$

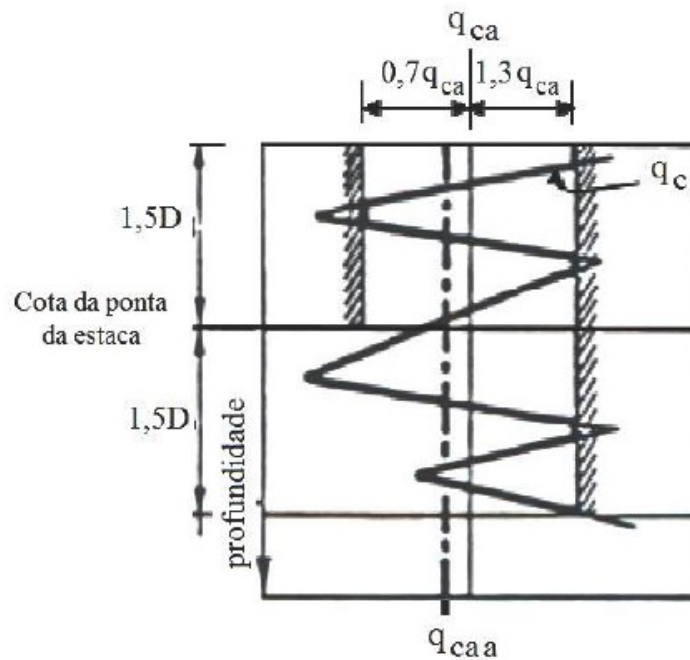
onde,

q_{ca} : resistência de ponta do cone obtida a partir da média entre os valores de resistência para 1,5 D acima e abaixo da cota da ponta do elemento de fundação;

k_c : fator de capacidade de carga que segundo (Hachich, et al., 1998) é função do tipo de estaca e tipo de solo.

Fellenius (2006 *apud* SCHULZE, 2013) afirma ainda que a obtenção do valor de q_{ca} é apenas uma parte do procedimento para definição do valor de resistência de ponta do cone que deve ser utilizado. Além da média referente à cota da ponta da fundação faz-se outra média entre os valores de q_{ca} compreendidos entre de 0,7 q_{ca} até 1,3 q_{ca} que permite eliminar valores de maior dispersão obtidos durante o ensaio de cone. Assim, o valor encontrado é então chamado de q_{caa} . A Figura 12 a seguir ilustra o procedimento proposto.

Figura 12 – Esquema de obtenção do q_{caa} de acordo com Schulze (2013).



Fonte: Bustamante e Gianeselli (1982)

Desse modo, a expressão que fornece a componente em termos de força da resistência de ponta do elemento de fundação é apresentada abaixo.

$$R_p = q_{caa} k_c A_p \quad (2.29)$$

Os valores do fator k_c são tabelados e como mencionado, dependem do tipo estaca e do tipo de solo. A Tabela 11 elaborada com base em Bustamante e Gianeselli (1982) e Hachich et al. (1998) apresenta esses valores.

No que tange a componente de tensão lateral (atrito lateral) a mesma é definida pela seguinte expressão.

$$r_L = \frac{q_c}{\alpha} \quad (2.30)$$

onde,

q_c : resistência média da camada considerada da ponta do cone do ensaio CPT;

α : coeficiente que é função do tipo de solo e processo de execução.

Tabela 11 – Valores de k_c e α de acordo com o tipo de solo e tipo de estaca.

Tipo de solo	q_c (MPa)	k_c (EE)	k_c (EC)	α EE (conc)	α EE (aço)	α EC (conc)	α EC (aço)
Argila mole e vasa	< 1	0,4	0,5	30	30	30	30
Argila média	1 a 5	0,35	0,45	40	80	40	80
Argila rija e silte compacto	> 5	0,45	0,55	60	120	60	120
Silte e areia fofos	≤ 5	0,4	0,5	60	150	60	120
Areia e pedregulho medianamente compactos	5 a 12	0,4	0,5	100	200	100	200
Areia e pedregulho compactos a muito compactos	> 12	0,3	0,4	150	300	150	200
Cré (calcário) mole	≤ 5	0,2	0,3	100	120	100	120
Cré alterado e fragmentado	> 5	0,2	0,4	60	80	60	80

EE – Estaca escavada EC – Estaca cravada Conc – Estaca em concreto Aço – Estaca em aço

Fonte: Adaptado de Bustamante e Gianceselli (1982) e Hachich et al. (1998)

A expressão para a capacidade de carga do presente método pode ser escrita.

$$R = q_{caa} k_c A_p + U \sum \left(\frac{q_c}{\alpha} \Delta_L \right) \quad (2.31)$$

2.6 MÉTODOS DIRETOS

Até o momento foram apresentados métodos que preveem a capacidade de carga a partir de parâmetros com base semi-empírica. Os métodos diretos, por sua vez, consistem na simulação do estado de trabalho que o elemento de fundação estará submetido através de provas de carga. De acordo com Velloso e Lopes (2010) os objetivos da realização de provas de carga são:

- Verificação do comportamento previsto em projeto;
- Definição da carga de serviço nos casos em que a previsão do comportamento não é possível.

Para Poulos e Davis (1980) as provas de carga servem também como uma forma de garantia de que a estaca está em boas condições e também para determinação do comportamento carga \times recalque.

É normal que sejam empregados métodos de previsão para determinar o comprimento do elemento de fundação e com isso, implicitamente, a capacidade de carga fornecida. No entanto, existem fatores que causam a variabilidade entre o que previsto e o real. Isso se deve ao fato que esses métodos fornecem resultados aproximados e existe a variabilidade das características do solo na área do estaqueamento. Estes aspectos fomentam a importância da realização de provas de carga para garantir a segurança da estrutura, pois permite avaliar o real fator de segurança (CINTRA et al. 2013).

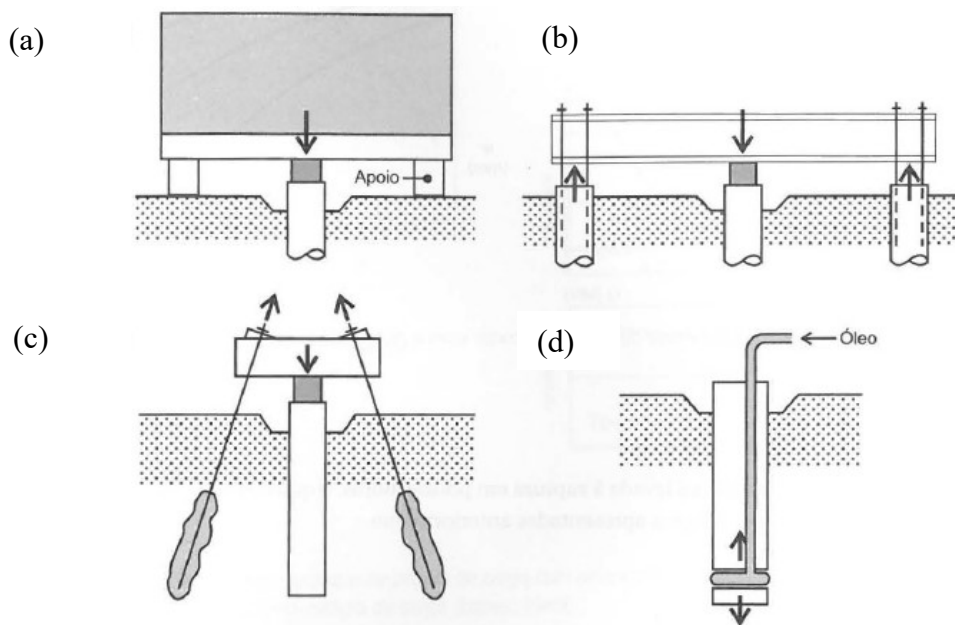
As provas de carga podem ser estáticas ou dinâmicas. A prova de carga estática, enfoque deste trabalho, é caracterizada pela aplicação de carregamentos graduais usualmente no topo da estaca com o monitoramento simultâneo do recalque até que seja verificada a ruptura ou o máximo carregamento fornecido pelo sistema. Esta prova é normatizada pela NBR 12131 (ABNT, 2006). Os ensaios com carga estática geralmente são lentos e mais onerosos, porém, permitem uma melhor análise do comportamento do elemento de fundação (PÉREZ, 2014).

O carregamento estático do elemento pode ocorrer de diferentes formas. Em primeiro lugar, a forma de solicitação do elemento pode variar. Segundo Velloso e Lopes (2010) a aplicação ocorre de 3 formas: carga controlada (lenta, rápida ou cíclica), deformação controlada ou método do equilíbrio. Em cada um desses a curva carga \times tempo e recalque \times tempo será diferente. Em segundo lugar, também varia o sistema de reação. Segundo Cintra et al. (2013) esses sistemas são: cargueira (Figura 13a), estacas de reação (Figura 13b) e tirantes (Figura 13c). Há ainda a prova de carga bidirecional cujo próprio elemento de fundação serve de sistema de reação (Figura 13d).

No que tange a instrumentação do ensaio, é essencial o emprego de equipamentos de qualidade e correta instalação dos mesmos. De acordo com a NBR 12131 (ABNT, 2006) a medição da carga aplicada deve ocorrer através de manômetro ou célula de carga junto ao macaco. Porém, Cintra et al. (2013) relatam erros da ordem de 25% nas medidas realizadas com manômetros quando comparados às células de carga, o que certamente deve ser levado em consideração para que os resultados sejam confiáveis. Já a medição dos deslocamentos é feita por no mínimo 4 deflectômetros instalados em eixos perpendiculares com leituras da ordem de 0,01 mm. Para a compreensão da forma de transferência de carregamento

ao elemento Velloso e Lopes (2010) sugerem o uso de outros instrumentos locados no fuste da estaca.

Figura 13 – sistemas de reação de provas de carga.



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

A obrigatoriedade da prova de carga em estacas é regida pela NBR 6122:2010. Segundo a mesma existem dois critérios que definem a necessidade de realização dessas provas, são eles: a quantidade de estacas da obra e nível de tensão admissível a que o elemento estará sujeito. Para ambos os casos fica definido que a quantidade de provas de carga será igual a 1% da quantidade total de estacas, com arredondamento para cima (Tabela 12). É válido notar também que a NBR 6122 (ABNT, 2010) permite a redução dos fatores de segurança quando a prova de carga é executada anteriormente à execução de toda fundação, como definido no seu item 6.2.1.1.1.

Tabela 12 – Condições em que se exige a execução de provas de carga.

Tipo de Estaca	A Tensão (admissível) máxima 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 e hélice de deslocamento (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluído $\phi \geq 70$ cm	5,0	75
Raiz ^e	15,5	75
Microestaca ^e	15,5	75
Trado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluído $\phi \leq 70$ cm	4,0	100
Strauss	4,0	100

^a Para o cálculo da tensão (admissível) máxima consideram-se estacas vazadas como maciças desde que a seção vazada não exceda 40% da seção total.

^b Os critérios 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 acima 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 do desempenho devem ser levadas até atinja pelo menos 1,6 vez a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura.

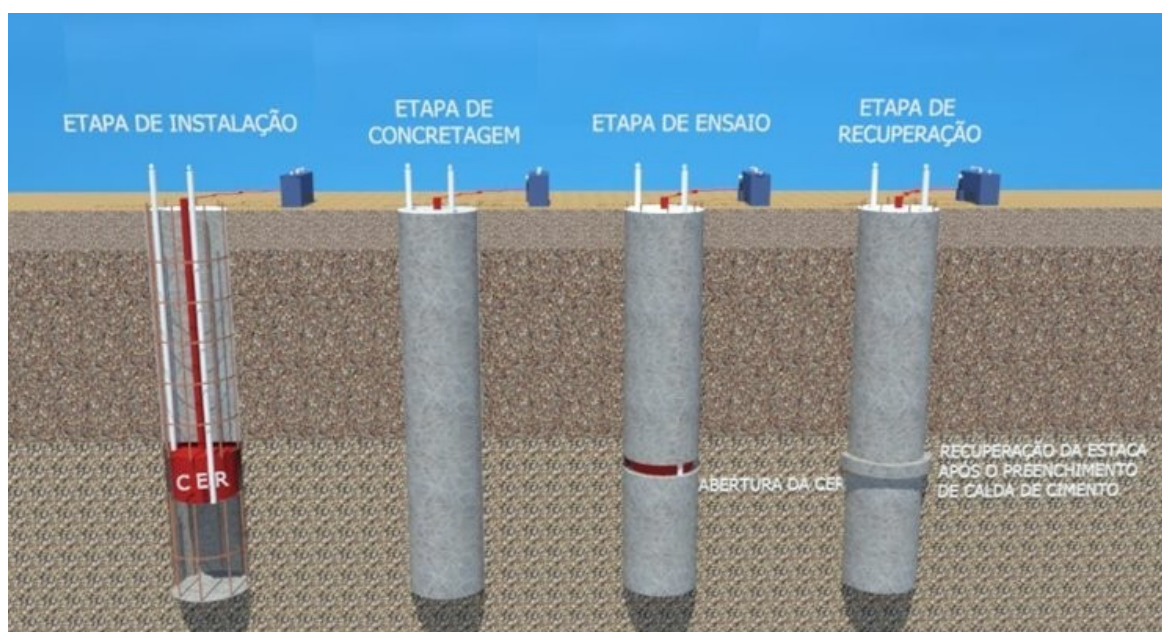
^e Diâmetros nominais.

2.6.1 Prova de carga estática: ensaio bidirecional

O ensaio bidirecional foi originalmente proposto por Silva (1986) com algumas vantagens sobre os métodos tradicionais de aplicação de carregamento. As duas principais vantagens desse tipo de prova de carga é a dispensa de um sistema de reação e, principalmente, a possibilidade de separar as resistências de ponta e atrito lateral.

A realização do ensaio bidirecional ocorre através do posicionamento de uma célula de carga no interior da estaca, presa à armadura. Sua posição é definida para que se obtenha um equilíbrio entre as forças de atrito, de ponta e peso próprio, ficando usualmente mais próxima da ponta. Com a estaca executada (concreto com resistência adequada) é feito o carregamento da célula de carga que faz com que surjam esforços que tendem a separar o elemento em duas partes. Na região abaixo da célula de carga, a porção da estaca será pressionada para baixo enquanto que na porção acima será pressionada para cima, ou seja, teremos o fuste reagindo contra a ponta do elemento de fundação. A obtenção de dados ocorre pelo uso de *tell-tales* que registram o recalque da ponta e também pelo emprego de extensômetros que medem o deslocamento ascendente de parte superior da estaca (PEREIRA et al. 2017). Este procedimento é representado através da Figura 14.

Figura 14 – Esquema de execução do ensaio bidirecional

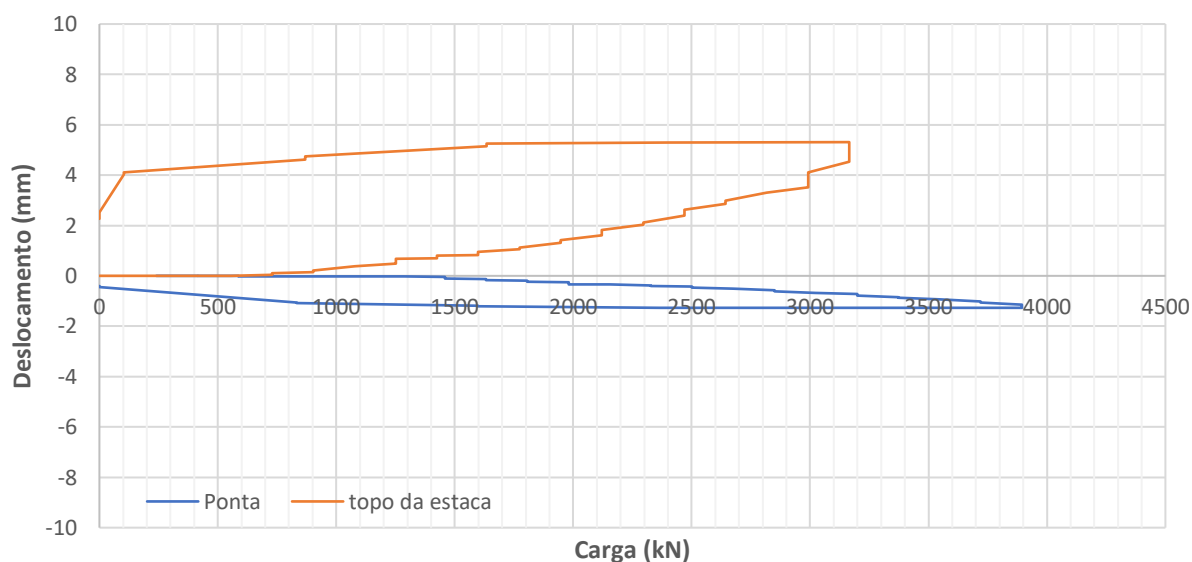


Fonte: Basso (201- apud SOUZA CRUZ, 2017)

Como resultado da prova de carga é possível obter 2 curvas de carga x recalque (Figura 15):


- Curva para a base (resistência de ponta e atrito lateral);
- Curva para o fuste (atrito lateral).

Figura 15 – Curva carga x recalque para um ensaio bidirecional



Algumas das vantagens com o ensaio bidirecional consistem na dispensa de estruturas de reação e ancoragem, menor tempo de preparação, maior segurança e menor custo. Comparações entre o ensaio bidirecional e o ensaio convencional são apresentadas pela empresa Arcos, detentora dessa tecnologia, na Figura 16. Por outro lado, Velloso e Lopes (2010) destacam que a limitação desse tipo de ensaio reside na interrupção do mesmo quando uma das resistências atinge seu valor máximo.

Figura 16 – Comparação entre o ensaio bidirecional e ensaio convencional.

ENSAIO BIDIRECIONAL Prova de Carga Estática  SISTEMA CONVENCIONAL	
SISTEMA DE REAÇÃO/SEGURANÇA	
Simples, pois elimina tirantes, estacas de reação, vigas e cargueiras. A célula é concretada junto com a estaca e proporciona baixo risco de acidente.	<ul style="list-style-type: none"> - Utilização de vigas de grande porte. - Transporte das peças. - Guindastes para montagem (equipamentos da obra). - Ancoragens através de tirantes, estacas de reação ou cargueiras. - Alto grau de risco de acidentes, pela complexa estrutura.
TEMPO DE PREPARAÇÃO	
RAPIDEZ DE PREPARAÇÃO A instalação da célula ocorre junto a execução da estaca	PREPARAÇÃO DO TESTE PROLONGADO Devido a montagem do complexo sistema de reação
ÁREA DE TRABALHO	
Menos interferência no canteiro de obras	Interferência no canteiro de obras em função da área destinada aos testes/sistemas de reação
CAPACIDADE DE CARGA	
ALTA CAPACIDADE DE CARGA (Praticamente ilimitada)	LIMITADA CAPACIDADE DE CARGA Sistema oneroso para grandes cargas
TESTES ABAIXO DA COTA DE TERRAPLENO	
Execução do teste com cota de arrastamento abaixo da cota de terrapleno	Não permite testes abaixo da cota de terrapleno

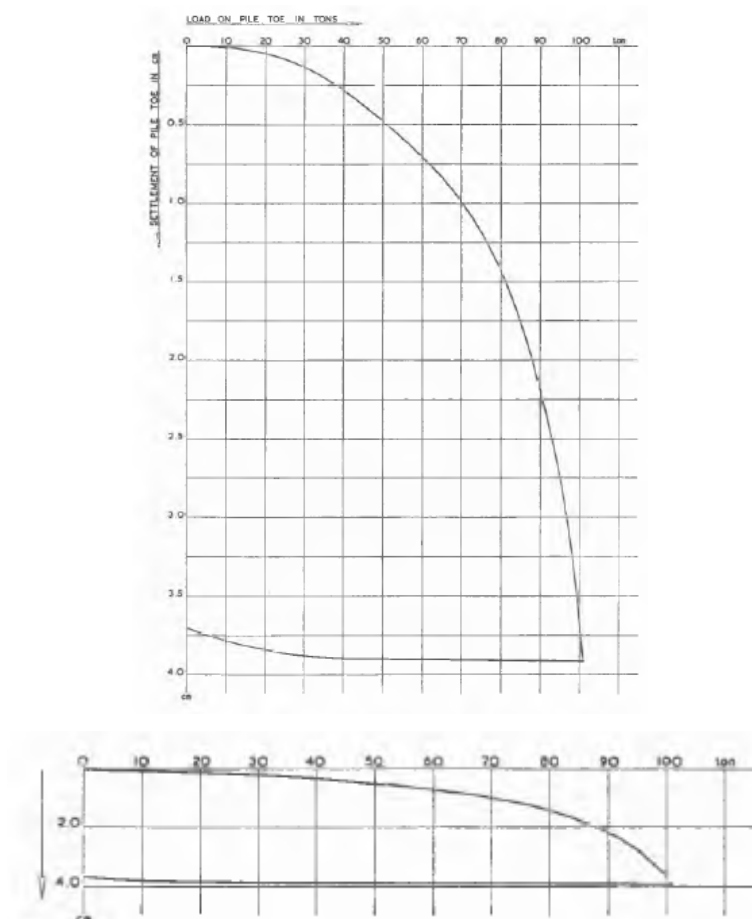
Fonte: Arcos Engenharia (2018)

2.6.2 Interpretação dos resultados de provas de carga

O principal intuito de execução de uma prova de carga no caso de fundações está em obter as informações de carregamento e recalque e, assim, elaborar a curva carga x recalque. Ou seja, é esperado capturar o comportamento real do elemento de fundação. Por este motivo a elaboração desta curva é parte da expressão de resultados (item 0) exigidos pela norma NBR 12131 (ABNT,2006).

Apesar da obtenção da curva carga x recalque já ser consagrada por procedimentos padronizados, a interpretação é algo que ainda gera discussões no meio técnico, principalmente para definição da capacidade de carga do elemento (CINTRA et al. 2013). Inclusive a simples análise visual da curva pode ser enganadora, como destacam Velloso e Lopes (2010). Um exemplo clássico é apresentado por Van der Veen (1953), onde a alteração de escala do gráfico desconfigura o ponto assumido como a capacidade de carga (Figura 17).

Figura 17 – Curvas carga x recalque da mesma prova de carga com escalas diferentes.



Fonte: Van der Veen (1953)

Segundo Velloso e Lopes (2010) existem vários critérios para a interpretação dos resultados. O mesmo agrupa esses critérios em 4 grupos:

- Critérios baseados em valores absolutos (ou relativo ao diâmetro) do recalque, podendo ser total, plástico ou residual;
- Critérios fundamentados na aplicação de regra geométrica à curva;
- Critérios que tentam definir uma assíntota vertical;
- Critérios que definem a ruptura por meio do encurtamento elástico da estaca somado a uma porcentagem do diâmetro da base.

Dentre os critérios classificados acima cita-se como exemplo: Van der Veen (1953), De Beer (1967, 1968), Décourt (1996), entre outros.

Para os ensaios bidirecionais, a problemática reside também na elaboração de uma curva equivalente aos ensaios convencionais, uma vez que se obtém as resistências do elemento de fundação separadamente. Assim, existem também propostas para fazer a adequação da curva,

como por exemplo: Silva (1986), Falconi e Maset (2016), Massad (2015) e Dada e Massad (2018).

Por fim, a interpretação do ensaio deve permitir ao profissional estimar a capacidade de carga. Para isso a NBR 6122 (ABNT, 2010) estabelece duas condições que devem ser verificadas:

1. Fator de segurança de no mínimo 2 em relação à carga de ruptura obtida na prova de carga ou extrapolação;
2. Recalque admissível pela estrutura.

O não atendimento de uma das duas condições exige a execução de mais provas de carga que permitam verificar os valores de cargas admissíveis ou a readequação da fundação para os valores obtidos em campo.

2.6.3 Estimativa da capacidade de carga de acordo com Van der Veen (1953)

Van der Veen (1953) observou que os formatos das curvas carga x recalque podiam ser descritos pela função definida pela Equação (2.32). Segundo o autor o formato obtido é semelhante à curva usada no ramo da biologia para representar o crescimento de um indivíduo em função do tempo.

$$P = P_{max}(1 - e^{-\alpha z}) \quad (2.32)$$

onde,

P : carga aplicada na estaca;

z : recalque medido na estaca;

P_{max} : capacidade de carga da estaca;

α : coeficiente que influencia o formato da curva carga x recalque.

O valor do coeficiente de influência do formato (α) pode ser encontrado a partir do isolamento do produto $\alpha.z$ na equação (2.32). Isso permite que, ao se conhecer os valores de carga aplicada e recalque, diferentes valores de P_{max} possam ser testados até que se obtenha a curva de $\alpha.z$ versus recalque (z) linearizada.

$$\alpha.z = -\ln\left(1 - \frac{P}{P_{max}}\right) \quad (2.33)$$

2.6.4 Estimativa da capacidade de carga de acordo com NBR 6122:2010

De acordo com o item 8.2.1.1 da NBR 6122 (ABNT, 2010) a ruptura de uma estaca é definida quando é observado o aumento do recalque para um carregamento fixo, ou seja, quando ocorre a ruptura física. Porém, segundo a mesma normativa para os casos em que a prova de carga não leva o elemento de fundação à ruptura a determinação da capacidade de carga é dada pela seguinte expressão:

$$\Delta r = \frac{P L}{A E} + \frac{D}{30} \quad (2.34)$$

Onde,

Δr : recalque correspondente à ruptura convencional;

P: carga de ruptura convencional;

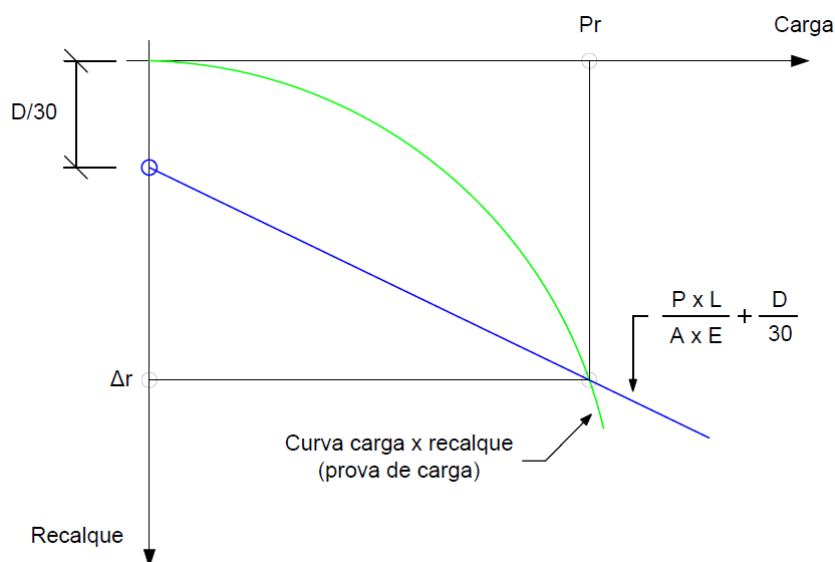
L: comprimento da estaca;

A: área da seção transversal da estaca;

D: diâmetro da estaca.

A equação (2.34) indica que a ruptura é caracterizada pelo encurtamento elástico (primeira fração) somado a um recalque relacionado com o diâmetro da estaca (segunda fração). Esse critério de ruptura é semelhante a proposição de Davisson (1972), porém com valores diferentes para a relação com o diâmetro. A Figura 18 ilustra o critério adotado pela NBR 6122 (ABNT, 2010).

Figura 18 – Modelo gráfico do procedimento proposto pela NBR 6122:2010



Fonte: Adaptado de NBR 6122 (ABNT, 2010)

2.6.5 Definição da curva equivalente segundo Silva (1986)

Silva (1986) apresenta em seu artigo a célula expansiva hidrodinâmica, tecnologia que caracteriza a prova de carga bidirecional (apresentada no item 2.6.1). Além de discutir aspectos do ensaio o autor apresenta o procedimento para construção de uma curva carga x recalque equivalente. O procedimento é dividido em 3 passos:

1. Verificar na curva carga x recalque do fuste o valor do carregamento para um valor escolhido de recalque;
2. Procurar na curva carga x recalque da ponta o valor do carregamento para o mesmo recalque escolhido para o fuste;
3. Somar os valores de carregamentos das duas curvas para valores iguais de recalque (em módulo).

Apesar de simples, a aplicação do procedimento pode apresentar algumas dificuldades, especialmente quando a ordem de valores de recalque da ponta e fuste são diferentes. Nestes casos a extrapolação das curvas permite a definição de equações que as representem e facilitam o processo de soma dos carregamentos.

Outro ponto a ser notado nesse procedimento consiste no fato de Silva (1986) não contabilizar o encurtamento elástico da estaca. Esse efeito pode ser considerável em estacas de menor rigidez, alterando significativamente o resultado.

2.6.6 Definição da curva equivalente segundo Falconi e Maset (2016)

Com o objetivo de contornar o problema apresentado pelo método proposto por Silva (1986), Falconi e Maset (2016) propõem a adição do encurtamento elástico da estaca para o caso hipotético da peça não confinada. Esse encurtamento é calculado pela seguinte equação:

$$\Delta e = \frac{P L}{A E} \quad (2.35)$$

onde,

Δe : encurtamento elástico;

P : carregamento aplicado na estaca;

L : comprimento da estaca;

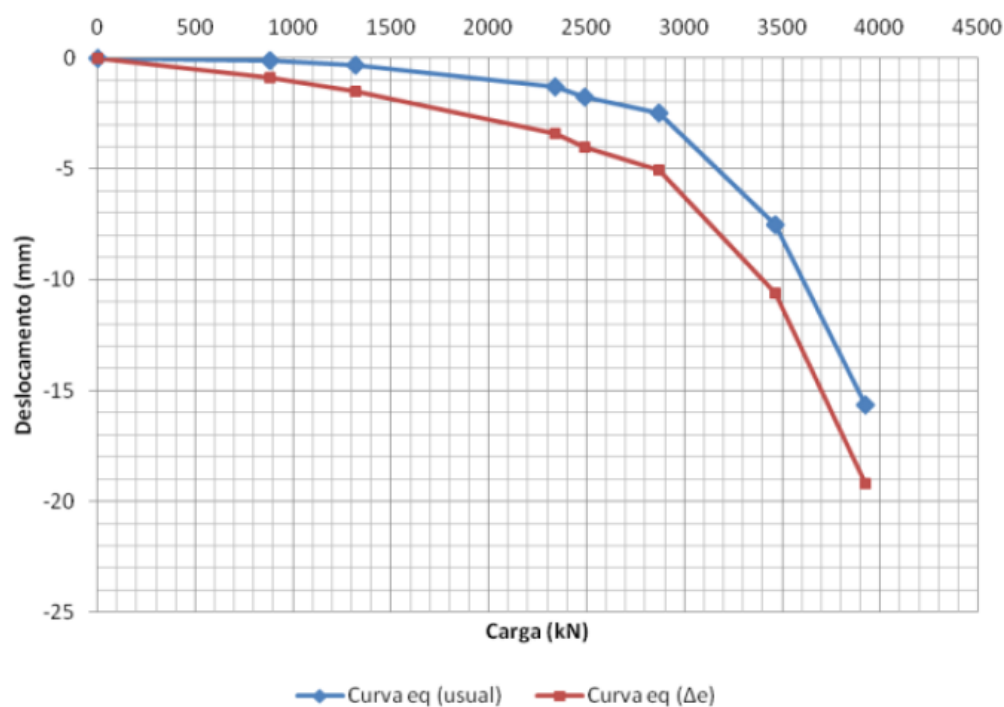
A : área transversal da estaca;

E : módulo de elasticidade do material da estaca.

Nota-se que essa equação é igual à proposta pela NBR 6122 (ABNT, 2010) para o encurtamento elástico. Esta definição advém de conceitos da resistência dos materiais nos casos hipotéticos de comportamento elástico. Segundo Falconi e Maset (2016) sabe-se que o encurtamento calculado fornece valores maiores que a realidade, onde a estaca está confinada. Assim, o uso desse valor produz resultado a favor da segurança.

O procedimento de determinação da curva equivalente segue o definido por Silva (1986), porém, aos valores de recalque usados para soma dos carregamentos é adicionado o encurtamento elástico obtido pela equação (2.35). A Figura 19 ilustra a comparação das curvas equivalentes com e sem a consideração do encurtamento elástico de uma mesma prova de carga.

Figura 19 – Comparação de curvas equivalentes com e sem a consideração do encurtamento elástico



Fonte: Falconi e Maset (2016)

3 ESTUDO DE CASO

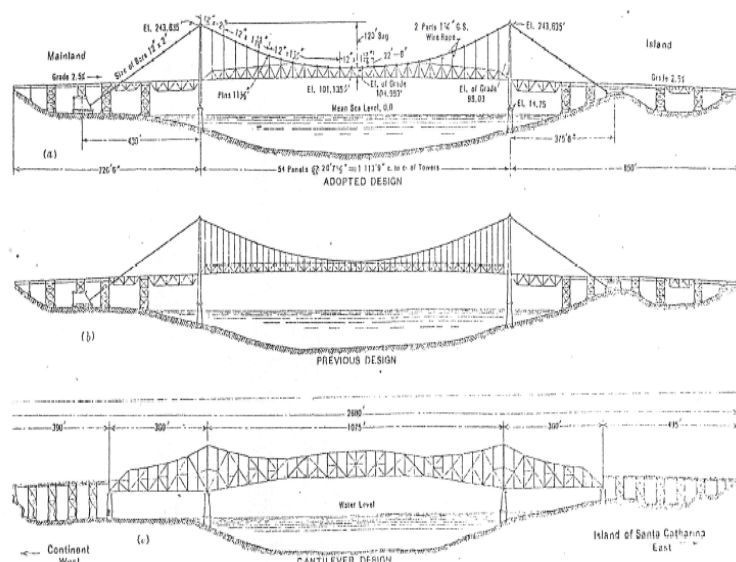
Este trabalho tem como objeto de estudo as fundações do novo maciço continental de ancoragem das barras de olhal da Ponte Hercílio Luz. A obra de reforma e reabilitação da ponte que está localizada no município de Florianópolis (SC) envolve uma gama variada de serviços, iniciados no ano de 2016, e que no ano de 2018 alcançou a etapa de serviços de fundações. Portanto, o presente capítulo apresenta aspectos de sondagens, execução e, por fim, de provas de carga e integridade dos elementos de fundação.

3.1 HISTÓRICO

Até o início do século XX a movimentação de cargas e pessoas entre o lado insular e continental do atual município de Florianópolis se dava exclusivamente por meio de barcos e balsas. A falta de ligação física impactava diretamente o desenvolvimento da região. Com a consolidação do transporte terrestre e através de interesses da sociedade política da época, o engenheiro civil e governador Pedro Hercílio da Luz iniciou o processo para a construção de uma ponte que unisse definitivamente os dois lados do canal.

O projeto foi então desenvolvido pelos engenheiros norte-americanos David B. Steinman e Holton D. Robinson em vista da facilidade de adequação ao processo produtivo, uma vez que toda a estrutura metálica seria feita nos E.U.A (MARCELLINO, 201-). A Figura 20 exhibe algumas concepções de projeto para a ponte.

Figura 20 – Concepções estruturais da ponte Hercílio Luz



Fonte: Steinman & Grove (1927)

O início da obra ocorreu no ano de 1922 e foi executada pelas empresas associadas, Byington & Sundstrom. No ano de 1926 a ponte foi finalmente inaugurada sob o nome Ponte Hercílio Luz em homenagem póstuma ao idealizador do projeto, falecido em 1924.

Algumas décadas após a inauguração a estrutura passou por algumas interdições. A primeira ocorreu em 1982, quando à época ainda absorvia 43,8% do total de tráfego. Uma vistoria da equipe do Instituto de Pesquisas tecnológicas de São Paulo (IPT) verificou a condição precária de preservação da estrutura e, principalmente, a abertura de uma trinca em uma das barras de olhal na cela da torre 8 (Figura 21). A segunda interdição total ocorreu em 1991, acompanhada da retirada total da pavimentação asfáltica, a qual segue até data presente (DEINFRA, 2018).

Figura 21 – Barra de olhal rompida na cela da torre 8, lado sul



Fonte: DEINFRA (2018)

A movimentação por parte do Governo do Estado de Santa Catarina para a completa reabilitação da ponte teve início em 2005. A execução dos serviços foi dividida em duas etapas, de modo que a segunda etapa consistiria na parte mais vultuosa do projeto. Nela, seriam executados os seguintes serviços (Edital internacional 044/07 DEINFRA), com destaque aos

serviços de reabilitação dos maciços de ancoragem, enfoque do presente trabalho (DEINFRA, 2018):

- Reforços das bases das torres principais;
- Reforços dos blocos de ancoragem;
- Reforços das fundações das torres dos viadutos;
- Troca das barras de olhal;
- Recuperação dos elementos estruturais do vão central e torres principais;
- Reformulação da pista de rolamento;
- Recuperação da passarela de pedestres existentes (Lado Norte) e construção de outra passarela para pedestre (lado Sul)

O projeto de reabilitação em duas etapas necessitou, no entanto, de reajuste após problemas com o consórcio vencedor da licitação para a segunda etapa. Com a conclusão dos serviços da primeira etapa intermediária o governo do Estado utilizando-se de dispensa de licitação firmou contrato com a empresa portuguesa do ramo da construção Teixeira Duarte Ltda. Assim, teve início em abril de 2016 a etapa que engloba os serviços anteriormente listados. A atual previsão de entrega da estrutura é 30 de dezembro de 2019.

3.2 MACIÇO DE ANCORAGEM CONTINENTAL

A estrutura aqui denominada de maciço de ancoragem consiste em um bloco de concreto com aproximadamente 3.300 m³ cuja geometria é apresentada na Figura 22. A função do maciço é realizar a transferência do carregamento das barras de olhal (que sustentam o vão central) para o solo de duas formas: através do seu peso próprio e de suas fundações profundas, constituídas por estacas. Dessa maneira, existem 2 maciços, um localizado na ilha e outro no continente.

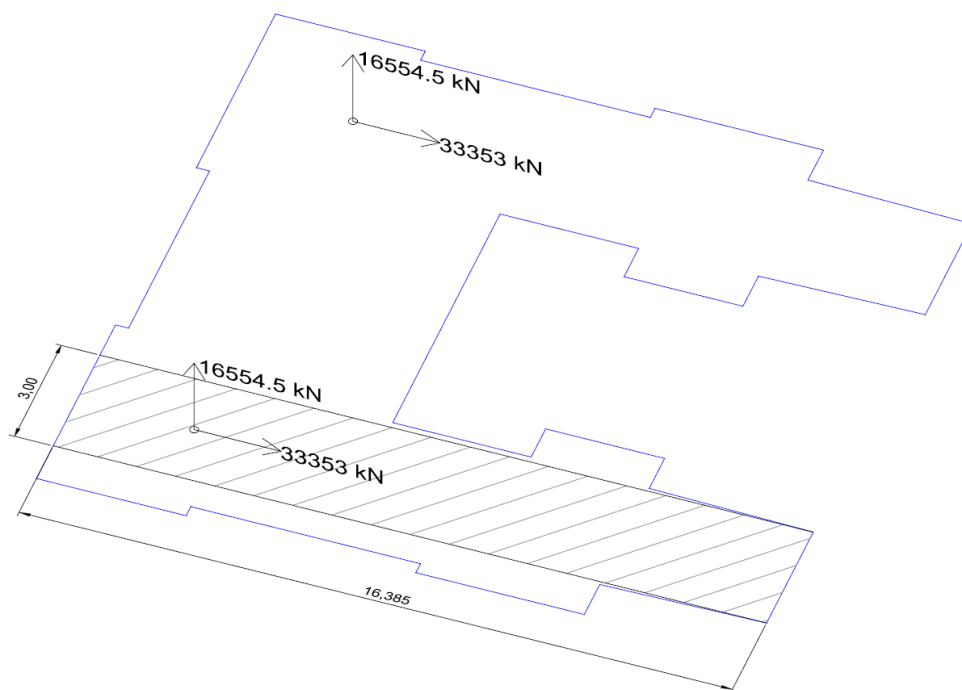
De acordo com a nota técnica PHL.TD.005.NT011 os esforços transmitidos pelo conjunto de barras de olhal ao maciço, para o estado limite último (ELU), no eixo x (horizontal) é de 66.706 kN enquanto que no eixo z (vertical) o esforço é de 33.109 kN. Isto resulta em um esforço inclinado de 74.471 kN. O peso do maciço, ao se considerar a massa específica do concreto armado igual a 2.500 kg/m³, é igual a 82.500 kN no sentido vertical para baixo. Da grande diferença entre as forças verticais conclui-se que a fundação estará submetida somente a esforços de compressão. Esses esforços são apresentados na Figura 23.

Figura 22 – Maciço de ancoragem continental original



Fonte: DEINFRA (2019)

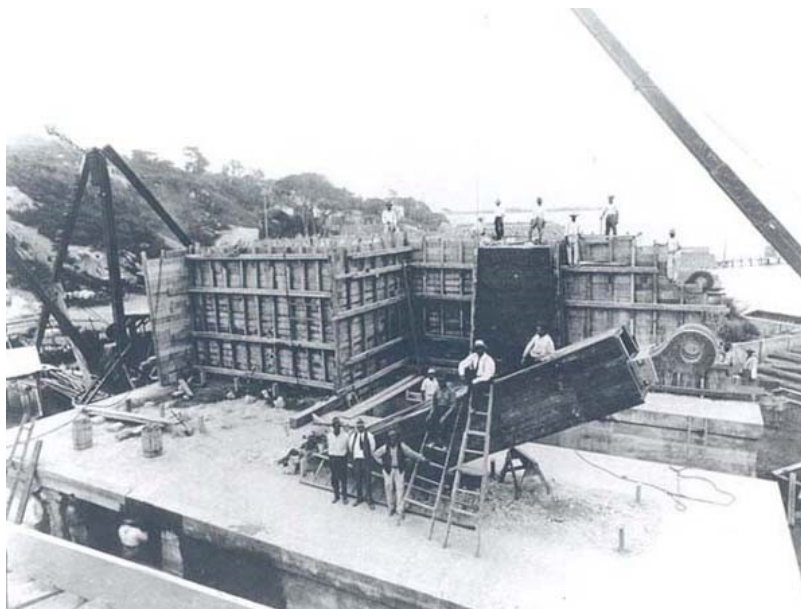
Figura 23 – Esforços no ELU atuando no maciço de ancoragem do continente



Fonte: Teixeira Duarte Ltda. (2017)

A estrutura original do maciço foi construída no início da obra da ponte, observada sua importância no esquema de sustentação da estrutura. Dada a idade da estrutura, 93 anos, a tecnologia dos materiais adotados, a execução e as soluções para as fundações não mais se adequavam no quesito de segurança. A Figura 24 mostra uma imagem da época de execução do maciço.

Figura 24 – Construção do maciço de ancoragem continental na década de 20



Fonte: DEINFRA (2018)

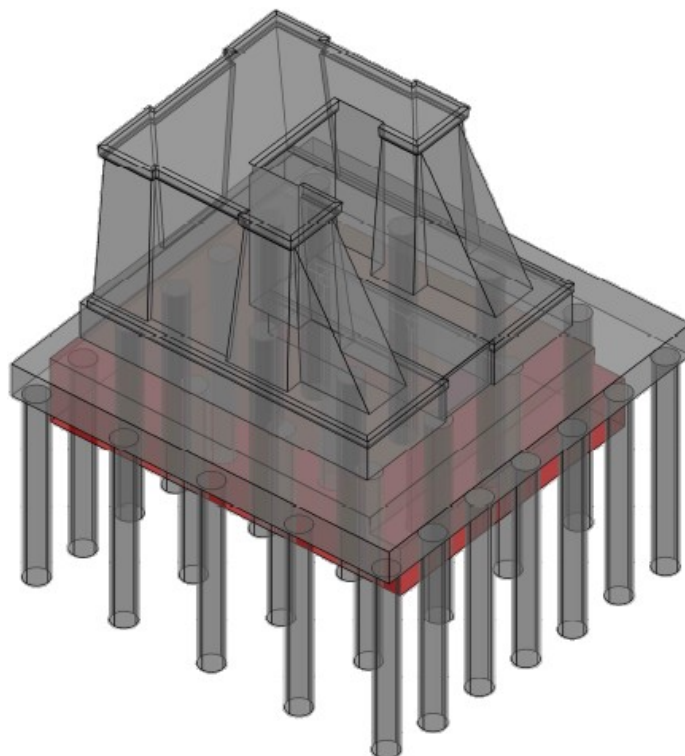
A fundação do maciço continental era composta por um conjunto de estacas de eucalipto. O aspecto negativo desse material consiste principalmente na sua baixa resistência à degradação quando exposto ao ar e à variação de umidade. Uma vez que a estrutura possuía idade avançada e não era possível garantir a integridade dos elementos de fundação, a atitude adotada consistiu na demolição do maciço e construção de um novo. A decisão de reconstrução foi motivada também devido a condição do concreto que compõe o maciço.

O conjunto de estacas de eucalipto não foi removido antes da execução das novas fundações. Assim, durante a execução da escavação parte das antigas estacas foi removida, porém, é provável que outras estacas tenham permanecido intactas. Além disso, como se percebe da Figura 25 destacado em vermelho, o bloco de coroamento original foi mantido.

De acordo com a nota técnica PHL.TD.005.NT011 da Teixeira Duarte Ltda., o novo maciço possui geometria semelhante ao original. As mudanças em relação ao maciço original consistem numa diminuição da parte posterior, um bloco de coroamento das novas estacas e

uma nova forma de ancoragem das barras de olhal. Um esquema tridimensional da nova estrutura é apresentado na Figura 25.

Figura 25 – Esquema tridimensional do novo maciço de ancoragem continental

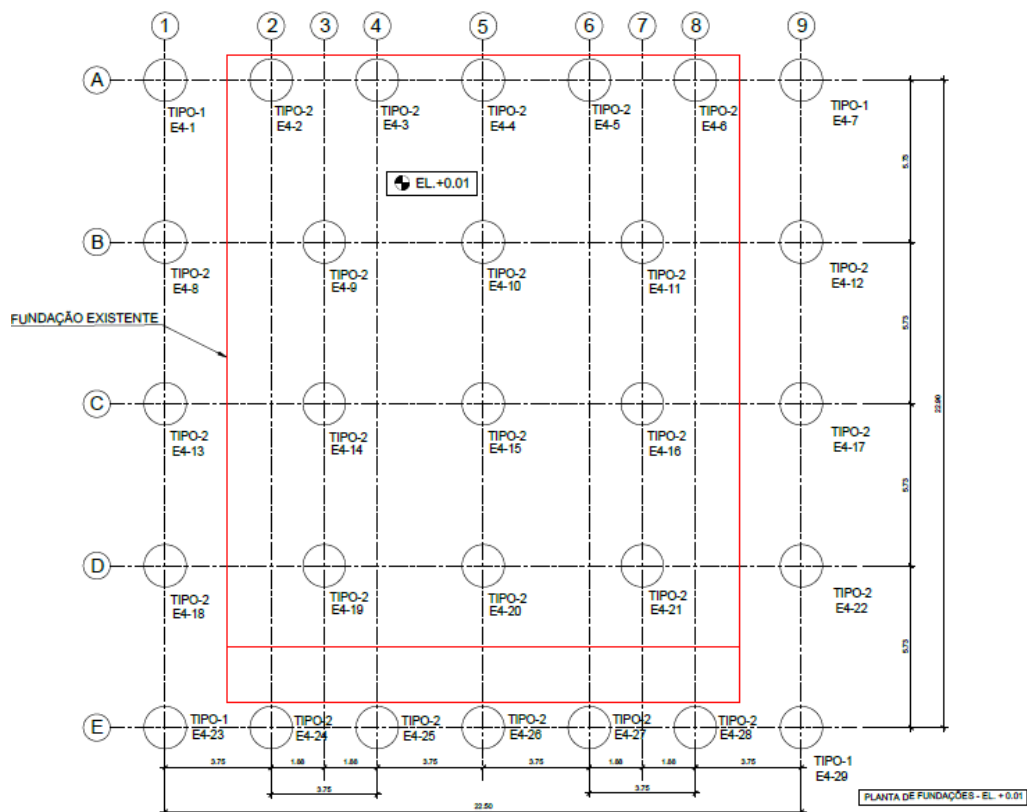


Fonte: Teixeira Duarte Ltda. (2016)

No que tange a nova fundação do maciço, a mesma é composta por um conjunto de 29 estacas escavadas de grande diâmetro. A dimensão de cada estaca corresponde à 1,5 m de diâmetro e 15 m de comprimento. A organização espacial é composta por 5 eixos de estacas no sentido horizontal. Tanto o primeiro eixo quanto o último possuem uma quantidade superior de estacas, 7, cujo espaçamento é de 3,75 m entre eixos. Já os eixos intermediários (um total de 3) são compostos por 5 estacas cujo espaçamento horizontal é uniforme e igual a 5,63 m. O distanciamento vertical entre eixos é igual 5,73 m. Da Figura 26 nota-se que o novo conjunto de estacas excede as dimensões do maciço inferior que originalmente atuava como bloco de coroamento.

Por fim, esse grupo de estacas é unido em sua extremidade superior por um bloco de coroamento com dimensões em planta 24,30 m x 24,70 m. A altura do bloco é de 2,00 m, o que resulta em um volume significativo de concreto, 1.200 m³, caracterizado como concreto massa. Tal bloco não é aparente, ficando em cota altimétrica inferior ao nível do terreno.

Figura 26 – Planta de fundações do novo maciço de ancoragem continental

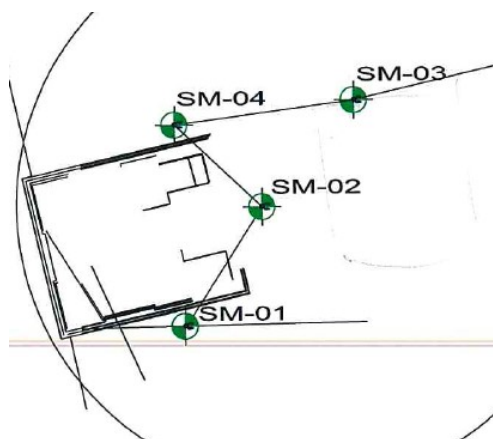


Fonte: Teixeira Duarte (2016)

3.3 SONDAGENS

A fonte de dados do solo da área de estudo advém da sondagem mista contratada pela empresa EMPA em abril de 2016 (2 anos antes da execução da fundação) e realizada pela empresa Sotepa. Ao total foram realizados 4 furos no entorno do maciço continental, conforme indica a Figura 27.

Figura 27 – Localização dos furos de sondagem mista feitos

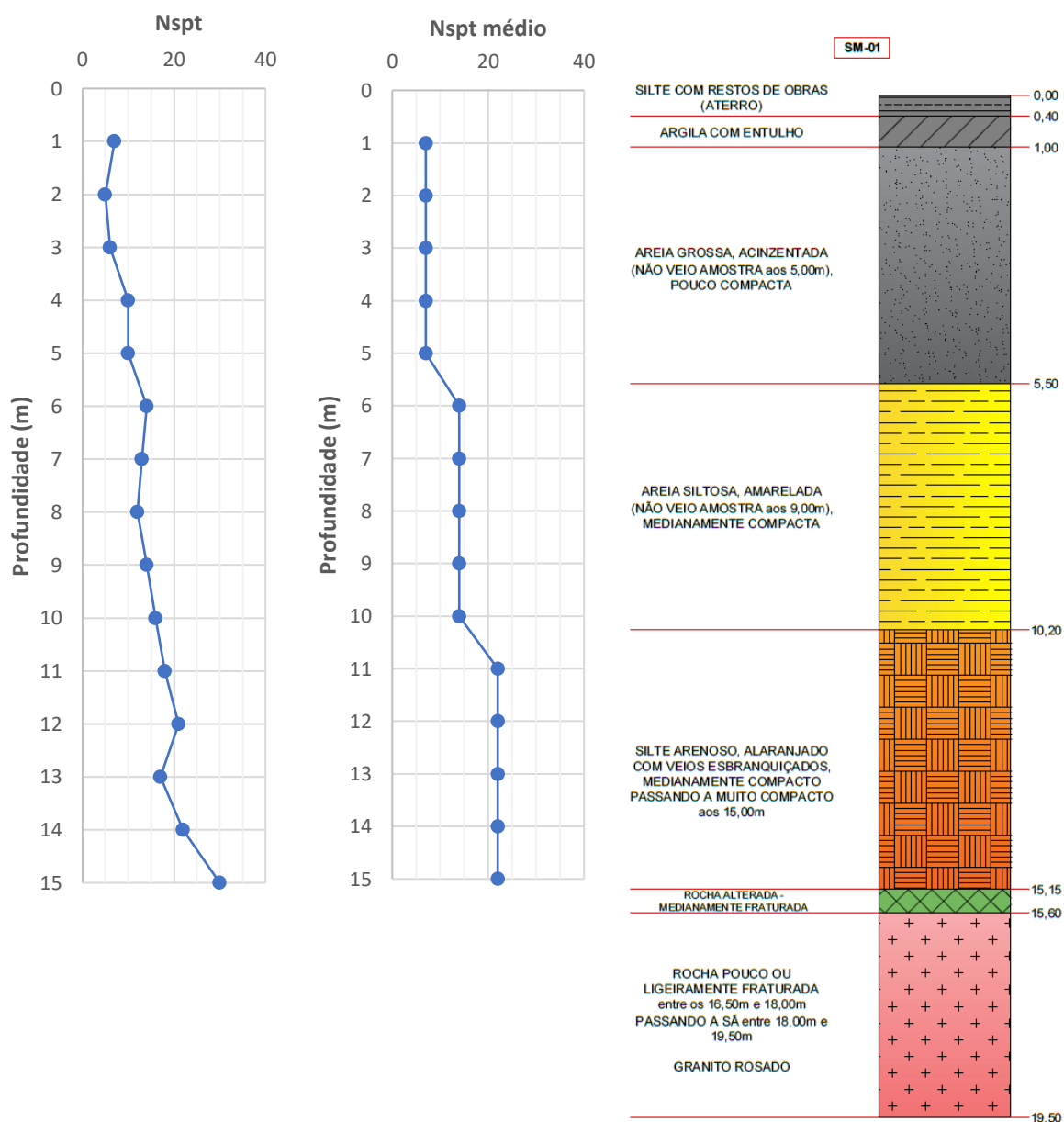


Fonte: Sotepa (2016)

A sondagem SM-01 está localizada na face sul do maciço, próxima à porção média do comprimento do bloco. O solo investigado é composto por 3 camadas, areia grossa, areia siltosa e silte arenoso, com espessuras em torno de 5,00 m. A rocha alterada ocorre à profundidade de 15,15 m, muito próximo do nível do lençol freático, localizado na cota 15,30 m.

Conforme pode ser observado na Figura 28, percebe-se um crescimento da resistência com a profundidade: a primeira camada, areia grossa acinzentada, tem Nspt médio de 8; a segunda camada, areia siltosa amarelada, tem Nspt médio de 14; e a terceira camada, silte arenoso alaranjado possui Nspt médio igual a 22.

Figura 28 – Resultado da sondagem e perfil geológico da SM-01



A sondagem SM-02 está localizada no ponto médio da largura do maciço, entre os furos SM-01 e SM-04. Para essa sondagem também é verificada presença de 3 camadas: areia grossa, areia grossa siltosa e silte arenoso. As espessuras das camadas, ao contrário de SM-01, com espessuras em torno de 5m, são mais distintas. A primeira camada possui uma espessura de 2,50 m, a segunda de 4,30 m e a terceira de 7,00 m. A rocha alterada ocorre à profundidade de 14,80 m enquanto que o nível de lençol freático ocorre à 3,70 m.

A evolução da resistência com a profundidade é apresentada na Figura 29, onde observa-se uma resistência praticamente constante até os 6,00 m. A partir dessa cota o valor de N_{spt} apresenta duas variações abruptas nas profundidades 7 m e 10 m, onde o N_{spt} praticamente dobra. Desse modo a evolução da resistência não é tão sutil, principalmente na camada de silte arenoso. A primeira camada, areia grossa amarelada, tem N_{spt} médio de 6, a segunda camada, areia grossa siltosa amarelada, tem N_{spt} médio de 10 e a terceira camada, silte arenoso alaranjado, possui N_{spt} médio igual a 30.

A sondagem SM-03 é a mais distante do maciço, a mesma está localizada no lado norte e mais próxima que as demais do mar. Os resultados, apresentados na Figura 30, indicam que o solo é composto por 3 camadas: areia média, areia grossa e silte arenoso. As espessuras das duas últimas camadas são próximas, a segunda com 7,30 m e a terceira com 6,1, enquanto que a primeira camada possui apenas 3,20 m. O afloramento de rocha excessivamente alterada ocorre em 16,90 m de profundidade enquanto que o lençol freático em 3,50 m.

A variação do N_{spt} é sutil na primeira camada e na maior parte da segunda. Maior variação desse valor ocorre na interface entre a areia grossa acinzentada e o silte arenoso, com o valor praticamente dobrando. É interessante observar que a grande resistência é verificada logo no início da camada de silte arenoso. A primeira camada, areia média amarronzada, tem N_{spt} médio de 7, a segunda camada, areia grossa acinzentada, tem N_{spt} médio de 17 e a terceira camada, silte arenoso alaranjado, possui N_{spt} médio igual a 32.

Por fim, a sondagem SM-04 está localizada na face norte do maciço. Os resultados da sondagem, conforme Figura 31, indicam um maior número de camadas do que foi verificado até o momento, um total de 4, cuja composição é: areia média, areia grossa, areia média com pedregulho e silte arenoso. Quanto a espessura das camadas, a primeira e a última possuem aproximadamente 5,5 m enquanto as duas intermediárias tem espessura de 2 m aproximadamente. O afloramento de rocha muito alterada ocorre em 15,50 m e o lençol freático em 0,20 m. O nível do lençol é o mais alto das sondagens.

Figura 29 - Resultado da sondagem e perfil geológico da SM-02

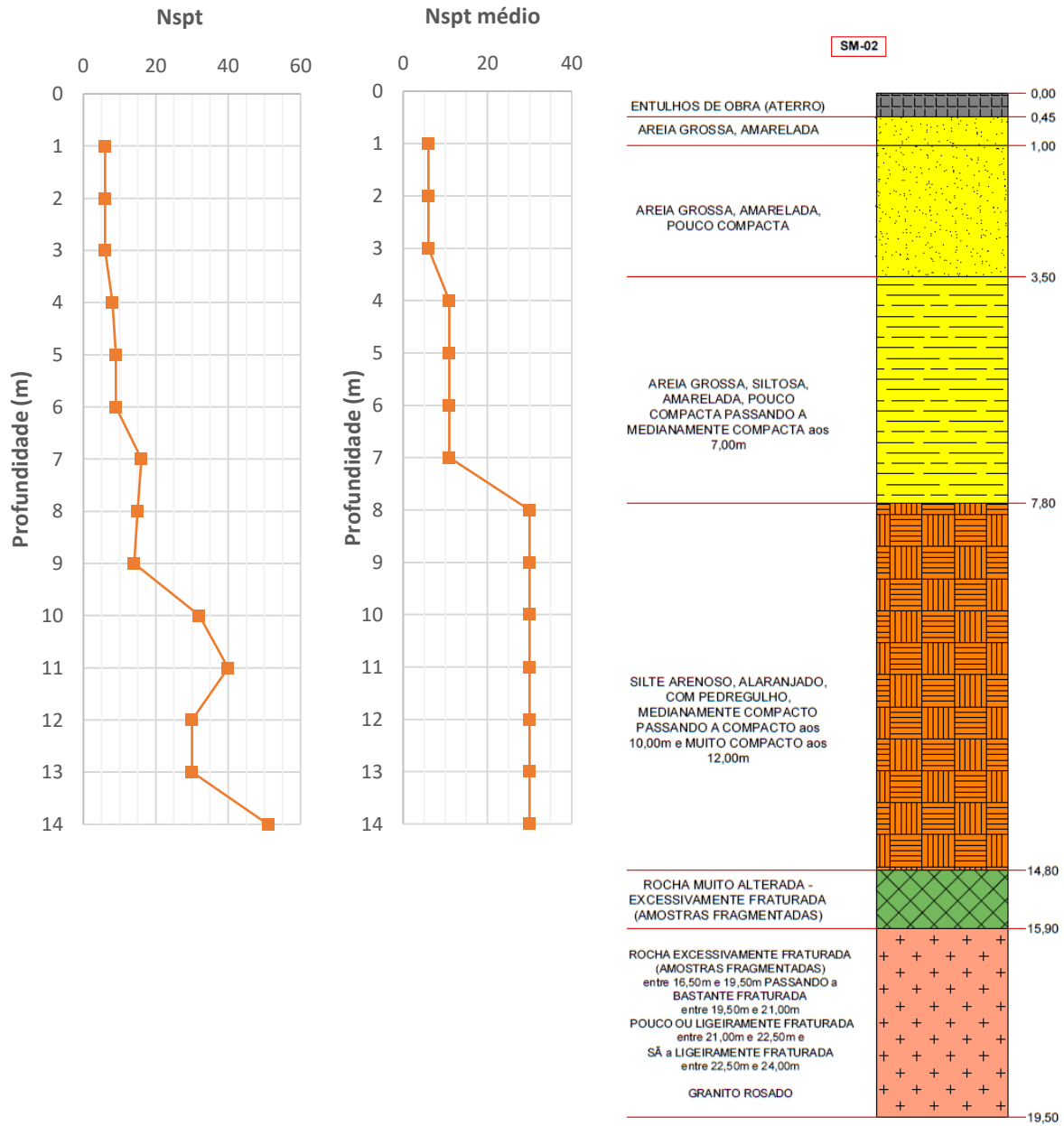
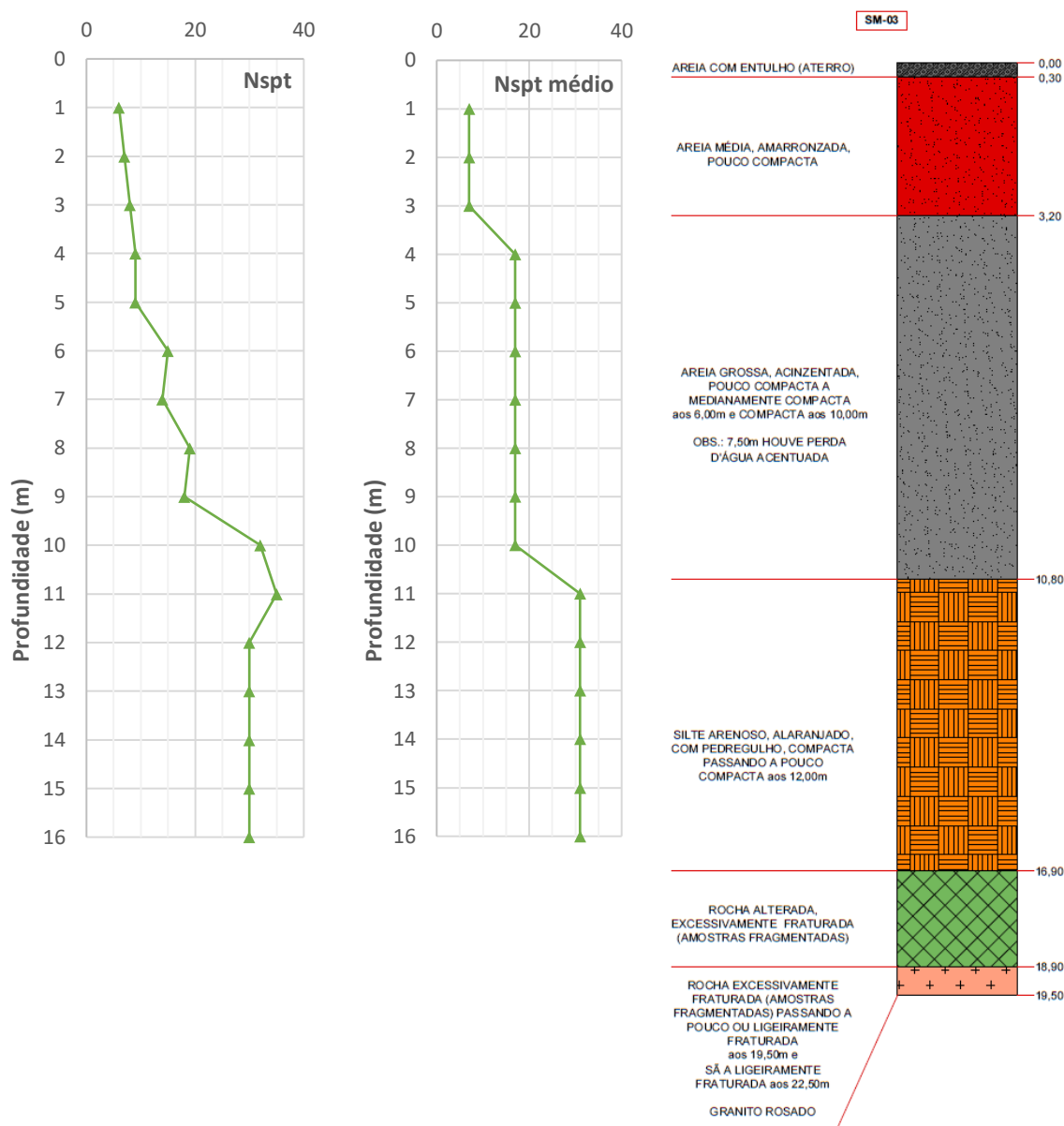
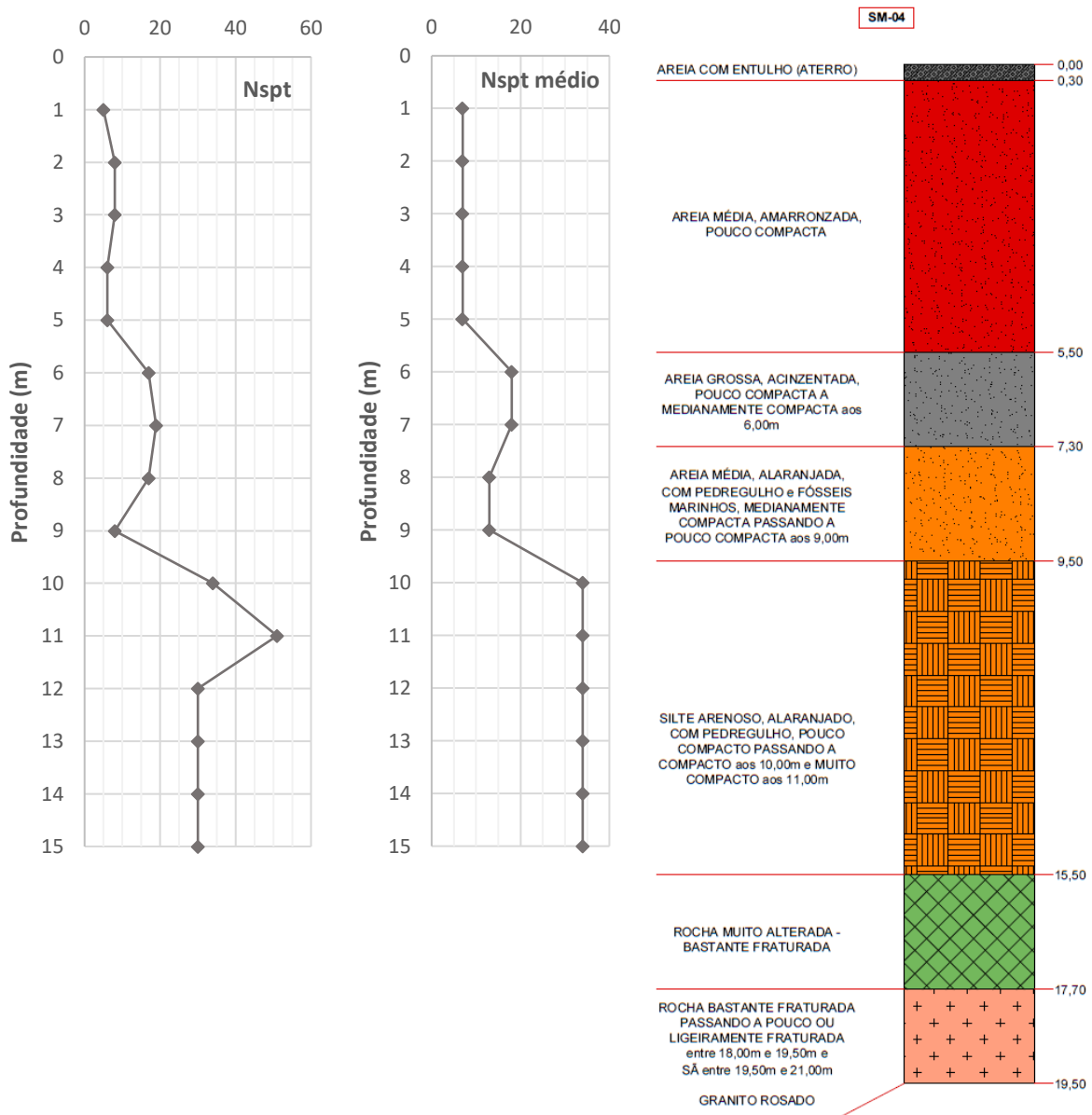


Figura 30 – Resultado da sondagem e perfil geológico da SM-03



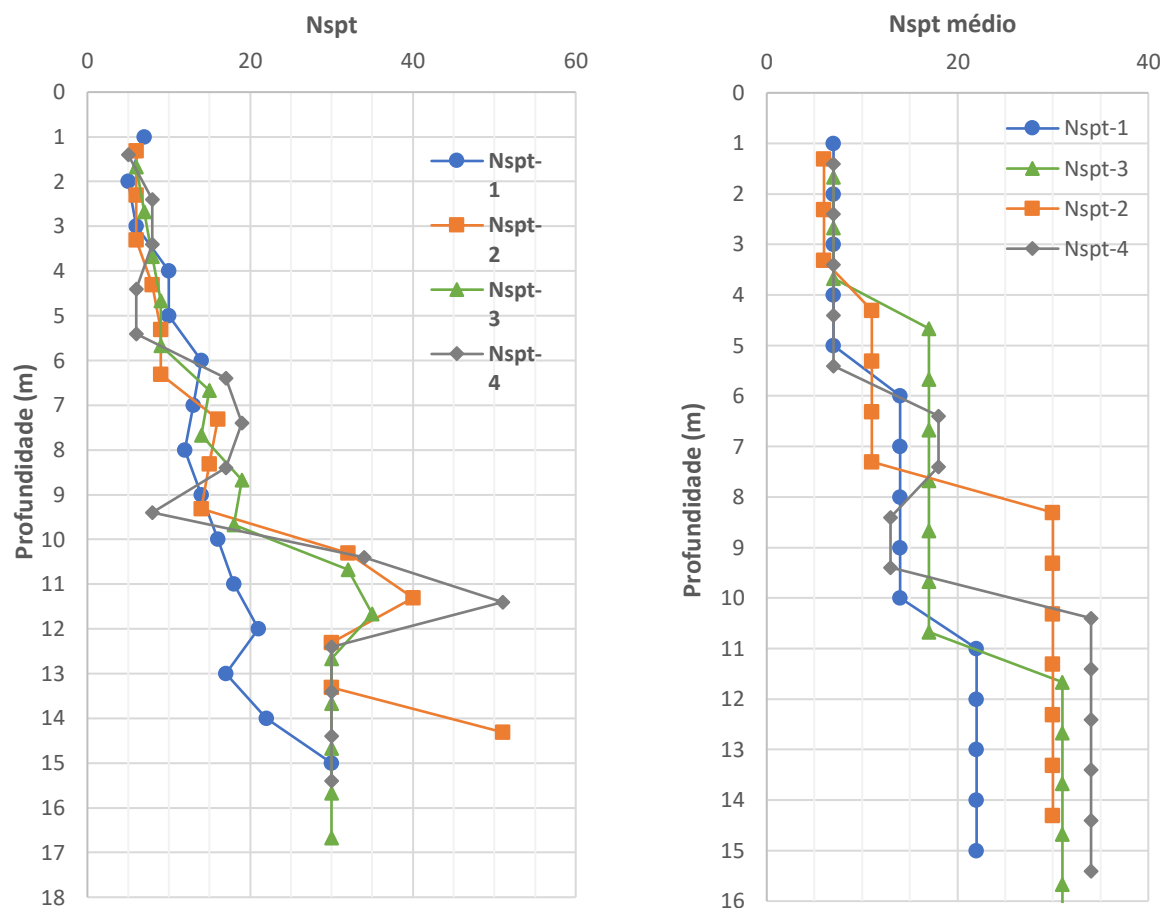
No que tange os valores de Nspt, indicativo de resistência, esta sondagem apresenta uma variação diferente da tendência das demais. Há uma elevação do número de Nspt no início das camadas intermediárias e, também, uma redução abrupta no final das mesmas. Como ocorre nas outras sondagens ao atingir a camada de silte arenoso um grande ganho de resistência do solo é observado, com o valor quadruplicando ao longo de 1 m. A primeira camada, areia média amarronzada, tem Nspt médio de 7, a segunda camada, areia grossa acinzentada, tem Nspt médio de 18, a terceira camada, areia média alaranjada com pedregulho, possui Nspt médio igual a 12 e a quarta camada, silte arenoso alaranjado, tem Nspt médio igual a 36.

Figura 31 – Resultado da sondagem e perfil geológico da SM-04



Dos furos analisados pode-se afirmar que o perfil geológico é composto de maneira geral por camadas de areia, areia siltosa, silte arenoso, rocha alterada e rocha com considerável grau de fraturamento. Há a predominância do material areia, presente em todas camadas de solo em todas as sondagens feitas. A variação entre furos reside principalmente nas cotas de cada camada, na espessura das camadas, resistências e também disposição entre as camadas. O nível freático também é distinto, com destaque do nível freático encontrado para a sondagem SM-01, onde a profundidade encontrada é igual a 15,30 m. A média do nível freático das demais sondagens é igual a 2,50 m. Através da Figura 32 analisa-se os resultados conjuntamente, tanto para Nspt quanto para Nspt médio de cada camada.

Figura 32 – Comparação entre os resultados das sondagens feitas



Com os perfis individuais caracterizados e conhecendo-se a distância aproximada dos furos é possível criar perfis geotécnicos. Os perfis criados foram elaborados pelo autor como forma de ilustrar um comportamento aproximado do solo. Da análise de um perfil geotécnico é possível notar a variação de espessura de camadas, a organização das camadas, entre outras informações que permitem uma visão macro do solo onde se pretende executar algum tipo de fundação. A Figura 33 e Figura 34 apresentam os perfis geotécnicos elaborados. O primeiro perfil foi criado através das sondagens SM-01, 02 e 03 e o segundo perfil através das sondagens SM-01, 02 e 04.

Figura 33 – Perfil geotécnico formado pelas sondagens SM-01, 02 e 03

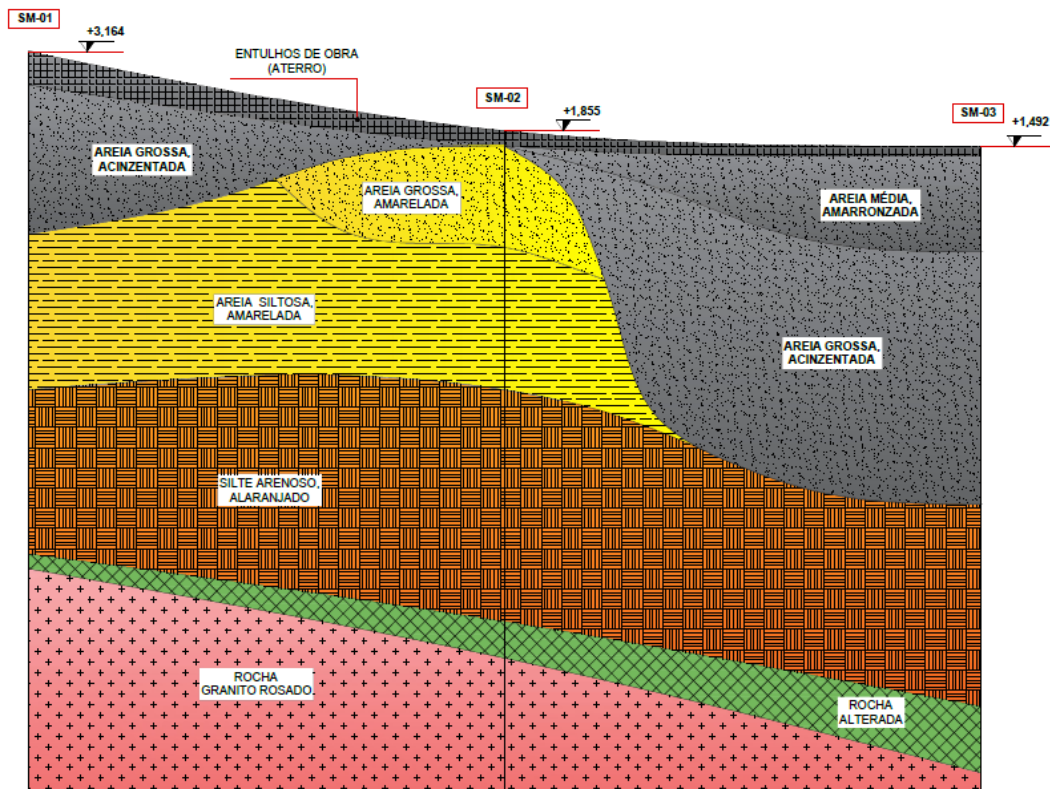
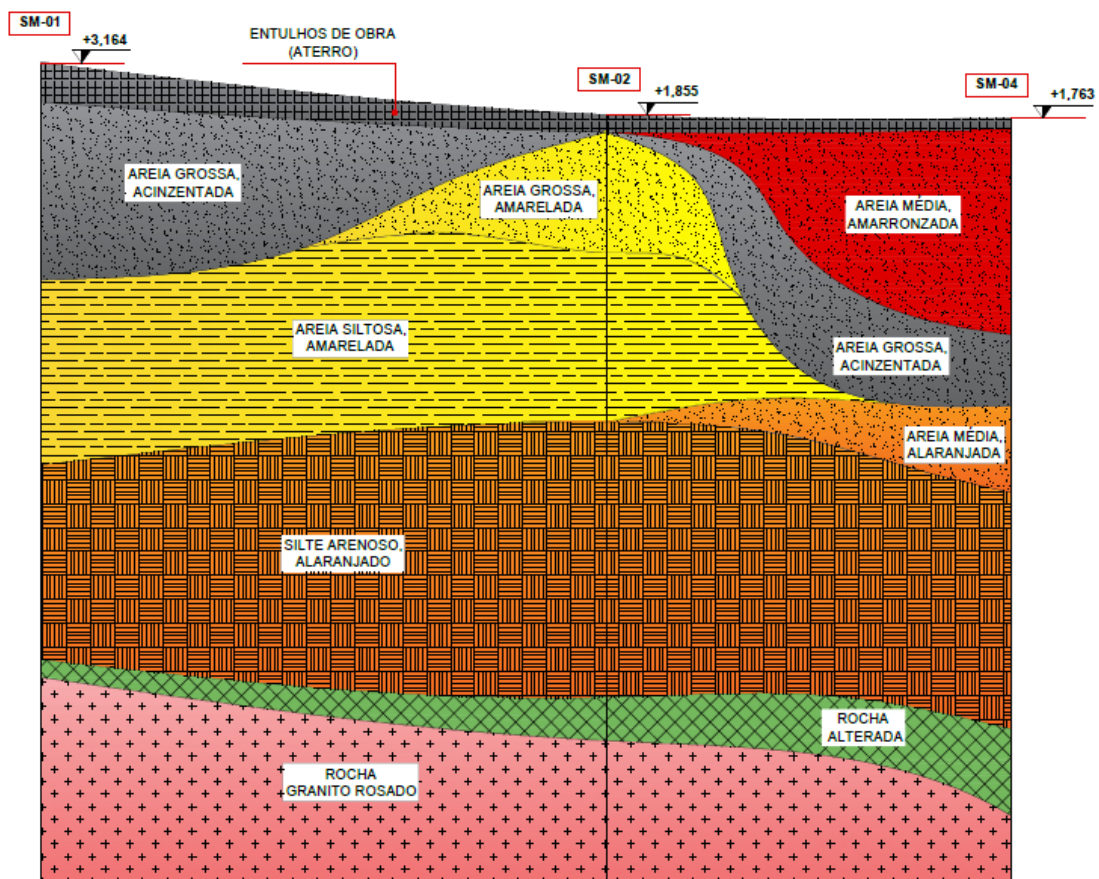


Figura 34 - Perfil geotécnico formado pelas sondagens SM-01, 02 e 04



3.4 EXECUÇÃO DAS FUNDAÇÕES DO MACIÇO

Os serviços voltados para a execução das fundações foram iniciados em junho de 2018 com a demolição do maciço original. A técnica empregada, usualmente aplicada no desmonte de rochas, é fundamentada na execução de furos verticais no bloco e posterior preenchimento com argamassa expansiva. A principal vantagem diz respeito ao controle do desmonte, principalmente quando comparado ao uso de explosivos. Assim a segurança do entorno, com construções próximas, foi garantida. O serviço de desmonte era complementado com o uso de uma escavadeira hidráulica com rompedor acoplado. A Figura 35 ilustra parte do procedimento.

Figura 35 – Desmonte do maciço de ancoragem continental



Finda a demolição, foram ainda realizados serviços de movimentação de terra, especialmente sobre a região do bloco de coroamento original que foi mantido (conforme se vê indicado em vermelho na Figura 25). Concomitantemente era preparado o canteiro com os equipamentos e componentes para a escavação e para a produção da lama bentonítica, como indicado na Figura 36.

Figura 36 – Equipamentos para produção e limpeza da lama bentonítica empregada



O início da execução das estacas escavadas ocorreu na metade do mês de agosto de 2018. A execução consistia na cravação do tubo guia metálico de 2,00 m de comprimento e escavação com o uso de guindaste de esteira especial para esse tipo de escavação (Bauer BG 24H – *Rotatory drilling rig*). A estabilização do furo ocorria pelo emprego da lama bentonítica. O solo escavado era removido do canteiro por caminhões. Por fim, atingida a cota de projeto, a armadura era posicionada através de um guindaste convencional e posteriormente concretada. O procedimento adotado seguiu aquele descrito na literatura, apresentado no item 2.2.1. A Figura 37, Figura 38 e Figura 39 ilustram partes da execução.

Figura 37 – Guindaste de esteira com mesa rotatória realizando escavação.



Durante os serviços houveram alguns imprevistos executivos que exigiram soluções técnicas para garantir a possibilidade dos trabalhos e garantia da segurança da estrutura. O primeiro fato acompanhado ocorreu na estaca E4-29 e na linha A de estacas. As regiões dos furos dessas estacas representaram um desafio durante a obra pois o solo ao redor da camisa metálica colapsou durante as tentativas de execução dos furos. A solução adotada foi o preenchimento da região com concreto magro com o intuito de estabilização do local para posterior escavação.

Na sequência foi verificada uma anomalia da integridade na estaca E4-24 entre as profundidades 9,30 e 10,30. Como solução para o problema os furos utilizados para coleta de amostras (um total de 5) foram preenchidos com calda de cimento e posteriormente foi executada uma estaca de 0,70 m de diâmetro no interior da estaca original. Essa nova estaca foi engastada 4 m além do fundo da estaca original de 1,5 m de diâmetro.

Por último, durante a escavação de uma estaca E4-4 na linha A um dos baldes utilizados soltou-se do equipamento e ficou preso na cota de fundo da escavação. Diversas tentativas de recuperação do item foram realizadas. No entanto, nenhuma delas conseguiu realizar o serviço. Assim, a empresa Teixeira Duarte optou por abandonar tal furo e uma adequação de projeto foi elaborada. A solução consistiu na execução de uma nova estaca, deslocada 1,90 m no sentido ilha (aproximando-se da E4-10). O furo com o balde perdido foi preenchido com concreto magro.

Figura 38 – Posicionamento da armadura no furo da estaca.



Figura 39 – Concretagem da estaca com emprego da tremonha.



3.5 PROVA DE CARGA E ENSAIOS DE INTEGRIDADE

Uma vez concluída a execução das estacas é essencial verificar se o que foi previsto em projeto corresponde, aproximadamente, à realidade. Além disso, permite ao engenheiro responsável analisar se as estacas estão íntegras, ou seja, não apresentam falhas de concretagem ou qualquer outro tipo de anomalia que prejudique a resistência esperada.

Existem diferentes formas de se avaliar o desempenho das estacas. Como já mencionado no item 2.6 pode-se empregar provas de carga à *posteriori* ao estaqueamento, ou ainda, ensaios de integridade do elemento de fundação, como por exemplo, o ensaio PIT e o ensaio *crosshole*. De acordo com a nota técnica PHL.TD.005.NT016 da empresa Teixeira Duarte Ltda. foram feitos os ensaios de integridade do tipo PIT e *crosshole*, e uma prova de carga estática bidirecional. Portanto, o presente tópico apresenta os resultados encontrados.

3.5.1 Prova de carga bidirecional

A prova de carga estática foi realizada pela empresa Arcos, empregando-se o método bidirecional. As células expansivas hidrodinâmicas® (três ao total) foram posicionadas na cota -12,17 m, ou seja, mais próximo à ponta.

Como a NBR 6122 (ABNT, 2010) exige que 1% da quantidade de estacas seja testada, logo, apenas na estaca E4-23 foi realizada a prova de carga. A localização da mesma pode ser observada na Figura 26, de onde percebe-se que a sondagem mais próxima é a SM-01, distante

aproximadamente em 6,8 m. De acordo com o relatório da mesma empresa, presente na nota técnica já mencionada, a instalação das células ocorreu no dia 23 de agosto de 2018 e o ensaio foi feito no dia 02 de outubro do mesmo ano. O intervalo, correspondente a 41 dias, é necessário para permitir a cura e ganho de resistência do concreto da estaca.

No que tange o procedimento, este foi de carregamento rápido conforme a NBR 12131 (ABNT, 2006). Assim, foram realizados 22 estágios de carregamento, iguais e sucessivos, de 348 kN mantendo-se a carga por 10 min. Conforme o relatório, nenhum tipo de ocorrência excepcional aconteceu durante o ensaio, admitindo-se então que os resultados obtidos são confiáveis.

A estaca E4-23 foi ensaiada até atingir 7.656,00 kN sem a ocorrência de ruptura geotécnica. Segundo a nota técnica a capacidade de carga da estaca calculada em projeto é 13.418,5 kN enquanto que a carga de trabalho máxima é 3.530 kN. Assim, pode-se afirmar que há segurança para esta estaca (prova de carga levada até 2 vezes a carga de trabalho). Também é compreensível o motivo de a ruptura não ser alcançada, visto a grande diferença entre a capacidade de carga calculada e a carga de trabalho. Um resumo dos resultados é apresentado na Tabela 13.

Além dos resultados apresentados de forma resumida, o mesmo relatório traz as curvas carga \times deslocamento e atrito lateral \times deslocamento do fuste. O conhecimento dessas curvas, e não apenas do resultado final, é importante para o presente trabalho pois a partir das curvas obtidas será feita a extrapolação para determinação da capacidade de carga última. A Figura 40, Figura 41, Figura 42 e Figura 43 apresentam tais curvas. Já a Figura 44 e Figura 45 mostram parte do procedimento em obra.

Tabela 13 – Resumo dos resultados da prova de carga bidirecional

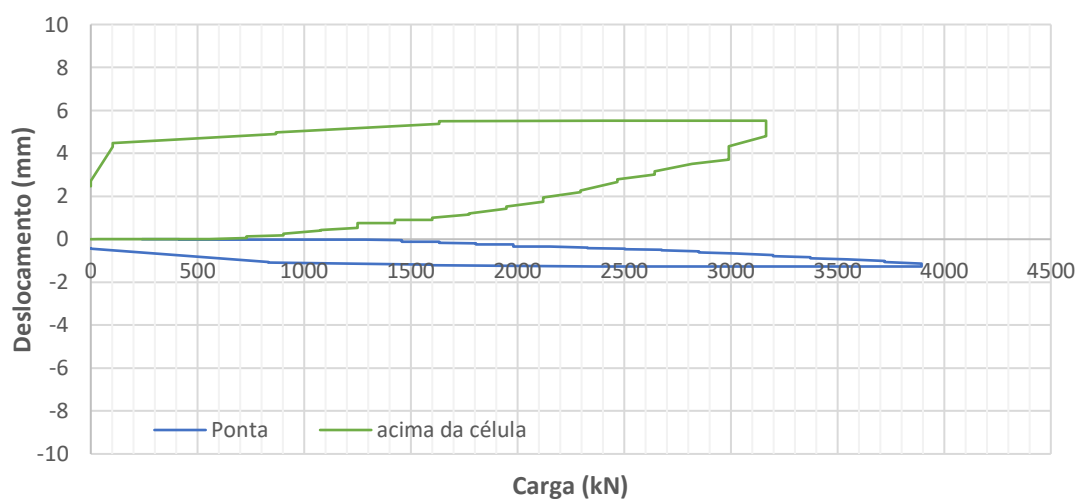
Prova de carga	Seg.	Medição	D (cm)	Comp Conc. (m)	Método de carreg.	Carreg. Máx. (kN)	Desloc. Máx. (mm)	Desloc. Residual (mm)
PCE-03	Trecho acima da célula	Topo da estaca	150	15,00	Rápido	3.828,0	5,31	2,27
PCE-03	Trecho acima da célula	Parte superior da célula	150	15,00	Rápido	3.828,0	5,52	2,47

(continuação)

Prova de carga	Seg.	Medição	D (cm)	Comp Conc. (m)	Método de carreg.	Carreg. Máx. (kN)	Desloc. Máx. (mm)	Desloc. Residual (mm)
PCE-03	Trecho abaixo da célula	Parte inferior da célula	150	15,00	Rápido	3.828,0	1,27	0,41

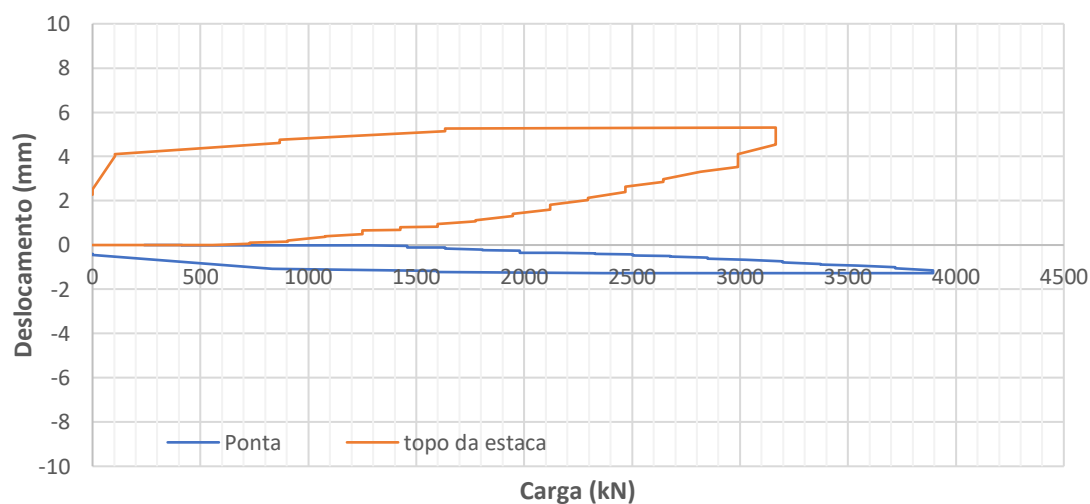
Fonte: Arcos engenharia de solos (2018)

Figura 40 – Curva carga x deslocamento (medição acima da célula)



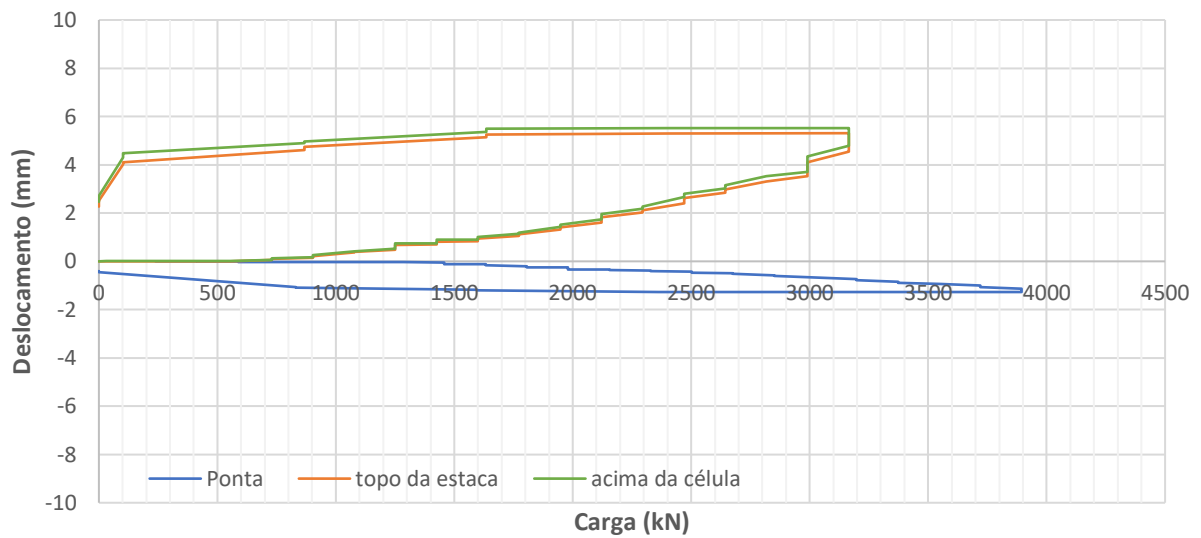
Fonte: Adaptado de Arcos engenharia de solos (2018)

Figura 41 – Curva carga x deslocamento (medição no topo da estaca)



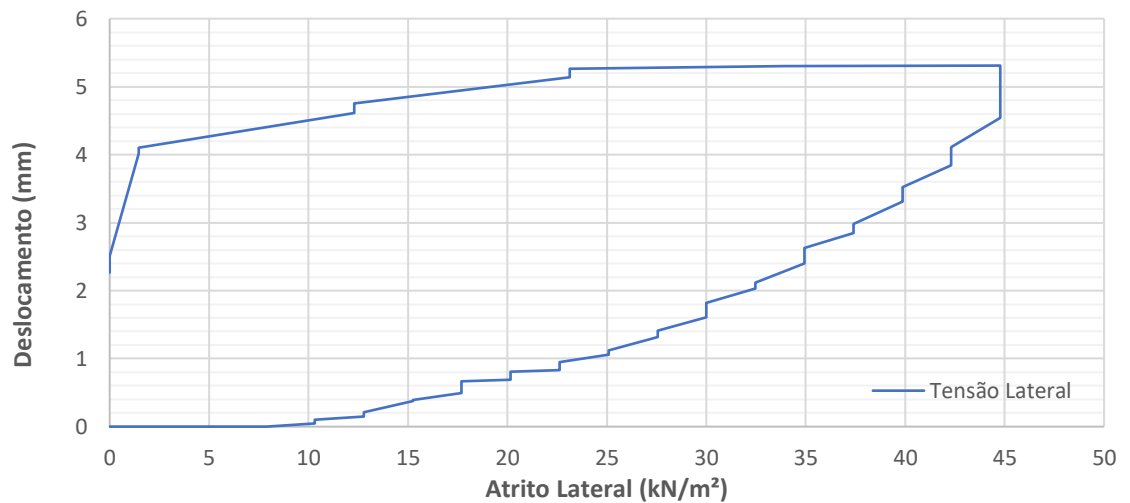
Fonte: Adaptado de Arcos engenharia de solos (2018)

Figura 42 – Curva carga x deslocamento (medição no topo da estaca e acima da célula)



Fonte: Adaptado de Arcos engenharia de solos (2018)

Figura 43 – Curva atrito lateral x deslocamento (fuste)



Fonte: Adaptado de Arcos engenharia de solos (2018)

Figura 44 – Procedimento de instalação das células na estaca



Fonte: Arcos engenharia de solos (2018)

Figura 45 – Instrumentação da estaca durante a prova de carga



Fonte: Arcos engenharia de solos (2018)

3.5.2 Ensaio PIT

O ensaio PIT (*Pile Integrity Tester*) foi realizado pela empresa Arcos engenharia de solos em duas datas distintas. No dia 9 de novembro de 2018 foram ensaiadas 17 estacas e no dia 19 do mesmo mês as outras 10 restantes. Ou seja, foram ensaiadas 27 estacas. As duas estacas restantes, E4-23 e E4-29, não foram ensaiadas pois em cada uma foram realizados

diferentes procedimentos. Como já mencionado, a estaca E4-23, foi utilizada para a prova de carga bidirecional. Já a estaca E4-29 foi utilizada apenas para o ensaio *crosshole*, apresentado no item 3.5.3.

De acordo com a nota técnica PHL.TD.005.NT016 a preparação do ensaio foi feita pela equipe da empresa executora, Teixeira Duarte. A execução ocorreu pela aplicação de diversos golpes de um martelo de mão de 4,5 kg para ensaio PIT com a medição dos pulsos e posterior processamento por programa específico que forneceu os resultados. A Tabela 14 apresenta o resumo dos resultados obtidos para cada estaca.

Da mesma tabela é observado que a maior parte das anomalias consiste em um alargamento da seção, o que não indica um problema estrutural. A exceção é a estaca E4-24. Como já explicado no item 3.3, esta estaca foi reforçada, e a anomalia entre 7 e 10 m apresenta uma redução da impedância. Isto coincide com a cota onde há a redução do diâmetro de 1,5 m para 0,7 m e, portanto, não representa um perigo à estrutura.

Tabela 14 – Resultados dos ensaios PIT feitos em 27 estacas

Estaca	D (cm)	Comp. Total (m)	Comp. Contínuo (m)	Data de Ensaio	Diagnóstico
E4-01	150	13,02	13,02	9/11/18	Íntegra
E4-02	150	13,52	13,02	9/11/18	Íntegra
E4-03	150	13,63	13,02	9/11/18	Íntegra
E4-04	150	11,48	13,02	9/11/18	Íntegra
E4-05	150	12,23	13,02	9/11/18	Íntegra
E4-06	150	13,52	13,02	9/11/18	Provável anomalia entre 10 e 12m – provável alargamento
E4-07	150	13,43	13,02	9/11/18	Íntegra
E4-08	150	13,63	13,02	9/11/18	Íntegra
E4-09	150	12,36	13,02	9/11/18	Íntegra
E4-10	150	12,36	13,02	9/11/18	Íntegra
E4-11	150	13,45	13,02	9/11/18	Íntegra
E4-12	150	13,48	13,02	9/11/18	Íntegra
E4-13	150	13,57	13,02	9/11/18	Íntegra

(continuação)

Estaca	D (cm)	Comp. Total (m)	Comp. Contínuo (m)	Data de Ensaio	Diagnóstico
E4-14	150	13,57	13,02	9/11/18	Provável anomalia entre 9 e 12m – provável alargamento
E4-15	150	13,60	13,02	9/11/18	Íntegra
E4-16	150	13,70	13,02	9/11/18	Provável anomalia entre 10 e 12m – provável alargamento
E4-17	150	13,54	13,02	9/11/18	Íntegra
E4-18	150	13,75	13,02	19/11/18	Íntegra
E4-19	150	13,50	13,02	19/11/18	Provável anomalia entre 8 e 12m – provável alargamento
E4-20	150	13,45	13,02	19/11/18	Íntegra
E4-21	150	13,50	13,02	19/11/18	Provável anomalia entre 10 e 12m – provável alargamento
E4-22	150	13,63	13,02	19/11/18	Íntegra
E4-24	150 (70)	17,46	17,46	19/11/18	Provável anomalia entre 7 e 10m
E4-25	150	13,68	13,02	19/11/18	Íntegra
E4-26	150	13,51	13,02	19/11/18	Íntegra
E4-27	150	13,58	13,02	19/11/18	Íntegra
E4-28	150	13,53	13,02	19/11/18	Provável anomalia entre 10 e 12m – provável alargamento

Fonte: Adaptado de Arcos engenharia de solos (2018)

3.5.3 Ensaio *Crosshole*

O ensaio *crosshole* foi executado pela empresa Fugro in situ geotecnia Ltda. durante os dias 16 e 17 de outubro de 2018. O objetivo desse ensaio é semelhante ao do item 3.5.2, ou seja, verificar a integridade da estaca. As informações das estacas ensaiadas são apresentadas na Tabela 15.

Tabela 15 – Detalhes das estacas ensaiadas

Estaca	D (cm)	Data da concret.	Data do ensaio	Comp. Total (m)	Comp. Útil dos tubos (m)	Trecho da ponta não ensaiado (m)
E4-1	150	12/09/18	16/10/18	14,31	13,80	0,51
E4-7	150	04/10/18	16/10/18	15,18	14,89	0,29
E4-24	150 (70)	10/10/18	17/10/18	19,35	-	-
E4-29	150	10/10/18	17/10/18	14,96	14,85	0,11

Fonte: Adaptado de Fugro in situ geotecnia Ltda. (2018)

Esse ensaio consiste na introdução de um transmissor e um receptor em tubos preenchidos com água localizados no interior da estaca. Assim são emitidos e recebidos os sinais com as duas sondas percorrendo o comprimento disponível da estaca. São registrados: profundidade, tempo entre emissão e captação do pulso e energia do sinal recebido.

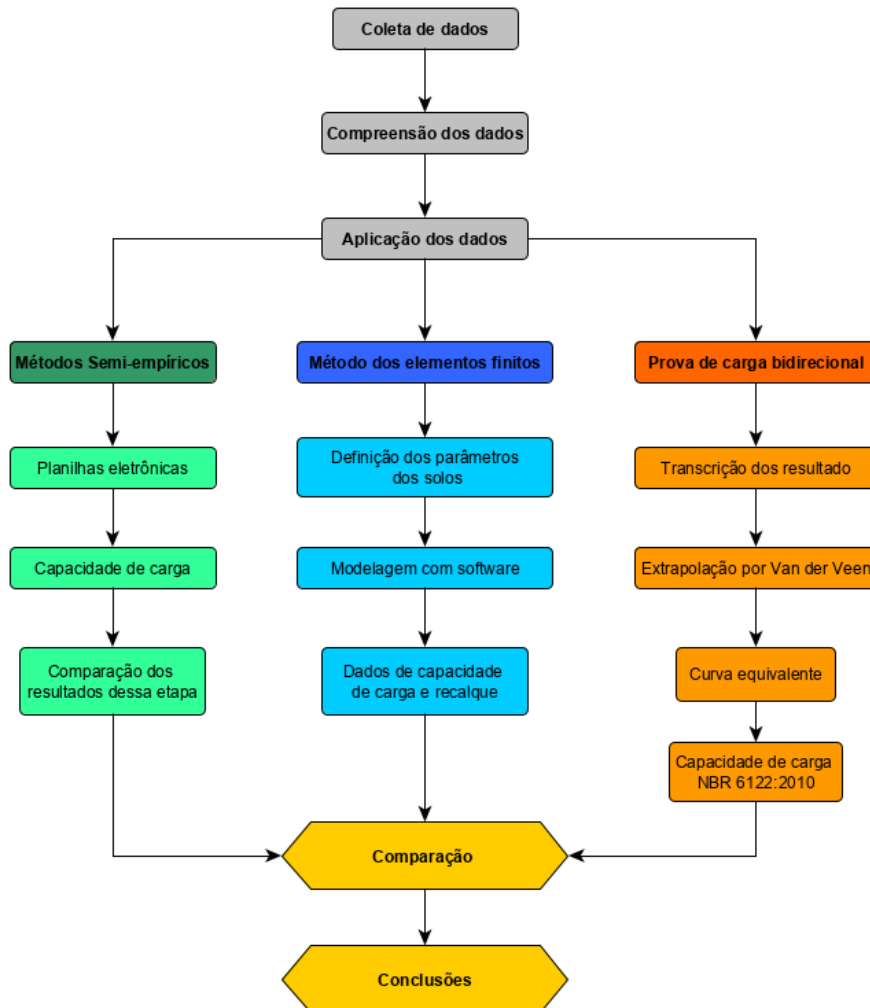
No que tange os resultados do ensaio, a estaca E4-01 apresentou uma significativa redução do pulso de energia e velocidade da onda a partir de 11,17 m até o final do tubo. Para a estaca E4-07 registrou-se uma redução significativa do pulso de energia e velocidade a partir de 13,51 m até o final do tubo. Assim, de acordo com as considerações finais da empresa executora do ensaio, existe a indicação de existência de concreto contaminado ou de má qualidade nos fundos das duas estacas mencionadas. Tal verificação não compromete o desempenho estrutural, segundo mesmo relatório.

A estaca E4-29 não apresentou nenhuma variação dos pulsos significativas, assumindo-se então, que a mesma se apresenta íntegra ao longo do seu comprimento. Já da estaca E4-24 não foi possível apresentar resultados pois os sinais coletados foram corrompidos. A empresa Fugro optou, então, por executar o ensaio PIT.

3.6 MÉTODO DE ANÁLISE

O presente trabalho tem como objetivo determinar a capacidade de carga por diferentes métodos e comparar os mesmos entre si e com a prova de carga bidirecional executada. A compreensão do método usado para atingir os resultados é apresentada no fluxo de trabalho, Figura 46, e detalhada logo em seguida.

Figura 46 – Fluxo de trabalho dos procedimentos do presente trabalho



A primeira etapa do método desenvolvido envolve a coleta de dados através obtenção de relatórios, de projetos e de notas técnicas. Com os dados é possível compreender as características do solo da região de estudo, a solução adotada pela executora, entre outras situações relevantes para análise.

Em seguida são desenvolvidas planilhas eletrônicas para cada um dos métodos semi-empíricos escolhidos, sendo eles: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Teixeira (1996), UFRGS (2005) e Bustamante e Gianceselli (1982). Finda a elaboração dessas planilhas são então inseridos os parâmetros obtidos das sondagens mistas, ou seja, definição do N_{SPT} e tipo de solo encontrado para cada metro até a profundidade de 15 m, correspondente à cota de assentamento do elemento de fundação.

No relatório de sondagem mista consta a execução de 4 furos, locados conforme item 3.3. A cada sondagem são elaboradas 5 planilhas eletrônicas, uma para cada método, o que totaliza 20 resultados diferentes.

Os resultados dos métodos semi-empíricos são então comparados de duas formas: primeiramente usando como denominador comum a sondagem e após com o método como o denominador comum. Tais abordagens permitem a análise da tendência para a região (expressa pela sondagem) e também para cada método semi-empírico empregado.

Com base nos dados da prova de carga bidirecional é elaborada planilha eletrônica para transcrição dos resultados. Realiza-se a extrapolação dos dados obtidos pela prova de carga bidirecional pelo método de Van der Veen tanto para o fuste quanto para a ponta, o que permite definir equações que descrevem as curvas de ambas posições. Por fim, são aplicados os métodos de Silva (1983) e Falconi e Masset (2016) para determinação da curva equivalente. Disto é possível obter a capacidade de carga segundo a prova de carga a partir do método da NBR 6122 (ABNT, 2010).

A partir de referencial empírico são estimados os parâmetros dos solos superficialmente caracterizados pela sondagem mista, ou seja, peso específico, coesão, ângulo de atrito, etc. Esses dados são necessários para a modelagem em elementos finitos do *software* Abaqus CAE v.6.13. Dessa etapa obtém-se resultados tanto quanto à capacidade de carga quanto ao recalque.

Os resultados dos métodos semi-empíricos, da modelagem em MEF e a prova de carga são comparados e discutidos. São então definidos os fatores de segurança real do elemento de fundação.

4 RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados da capacidade de carga estimada das fundações do maciço continental da PHL, as interpretações dos resultados das provas de carga bidirecional e os resultados obtidos por meio da modelagem pelo MEF. Esses resultados foram obtidos com base nos dados descritos no capítulo 3 e serão apresentados e discutidos de modo a gerar conclusões a respeito das metodologias de previsão de capacidade de carga e sua relação com a realidade medida em campo.

4.1 AVALIAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS PARA CADA SONDAGEM

O estudo da capacidade de carga por região específica permite compreender de forma global as tendências de resistências e a dispersão das previsões em relação ao método avaliado. Desse modo, a seguir serão apresentados os resultados de capacidade de carga por região de investigação. Uma região de investigação, no presente trabalho, refere-se a um ponto de sondagem SPT.

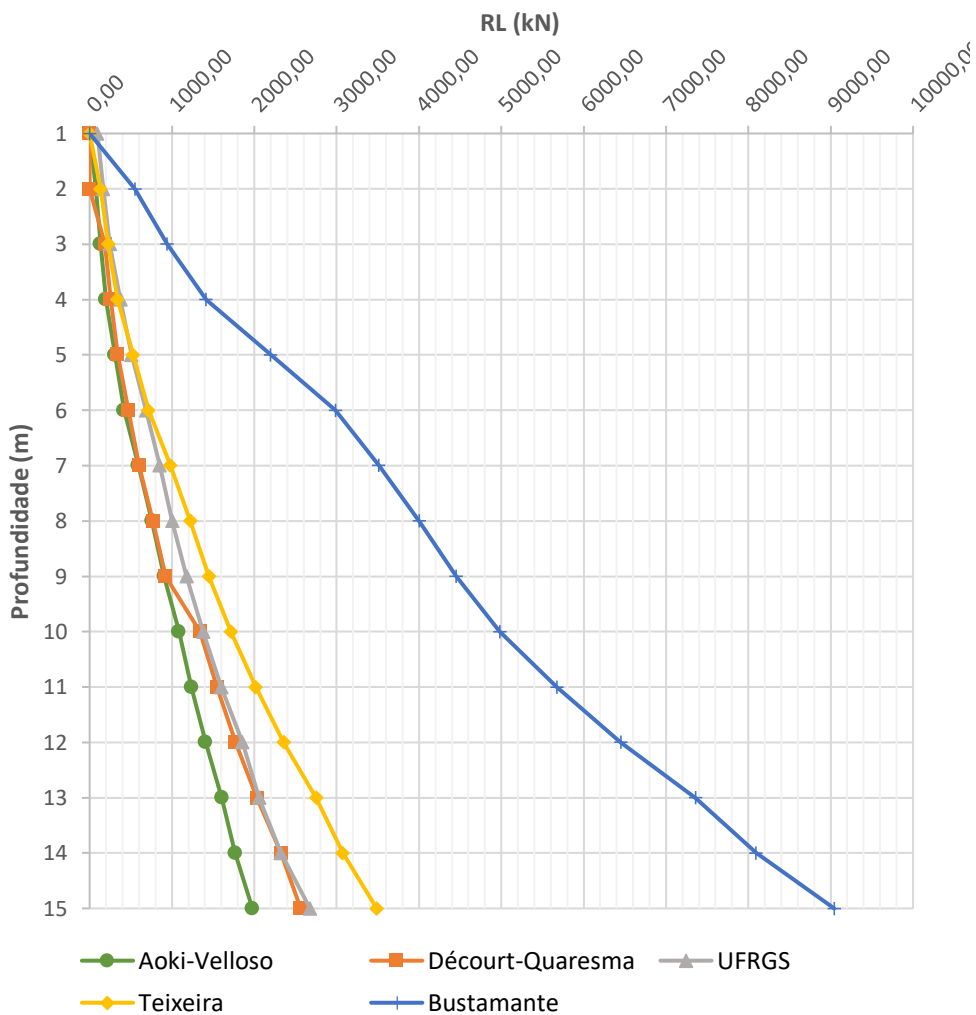
4.1.1 Avaliação das resistências para SM-01

A sondagem mista 01, localizada na face sul do maciço de ancoragem, possui um perfil formado por camadas de areia grossa, areia siltosa e silte arenoso com o afloramento de rocha a partir dos 15 m de profundidade. Os valores de N_{SPT} médios das camadas (8, 14 e 22, respectivamente) indicam um crescimento de resistência com a profundidade. Com base nos dados desta sondagem foram aplicados os métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Teixeira, UFRGS e Bustamante-Gianeselli, permitindo a determinação das componentes de resistência lateral, de ponta e, por fim, o valor último da soma das duas.

O primeiro aspecto a ser apresentado corresponde à resistência lateral, Figura 47. De modo geral a evolução da componente aproxima-se de um comportamento linear crescente com a profundidade, variando a taxa de crescimento a depender do método. Da Figura 47 nota-se que devido a esta inclinação aproximada das curvas o resultado da maioria dos métodos (exceto o método de Bustamante) é semelhante para profundidades iniciais (até 4 metros, desvio padrão igual a 80,85 kN) tendendo a uma maior dispersão à medida que se atinge maiores profundidades. Essa dispersão pode ser atribuída basicamente aos coeficientes e parâmetros de cada método.

A Figura 47 mostra que os 4 primeiros métodos (Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Teixeira e UFRGS) possuem valores próximos no que tange a resistência lateral do elemento. O valor médio para a profundidade de 15 m apenas de tais métodos é igual a 2.675,7 kN e seu desvio padrão é de 621,6 kN. Afastando-se dessa tendência está o método de Bustamante. O mesmo apresenta uma evolução mais pronunciada da resistência lateral. Para a profundidade de 15 m o valor de sua resistência é de 9.043,1 kN, representando um aumento de 238% em relação à média dos demais métodos.

Figura 47 – Evolução da RL com a profundidade para SM-01



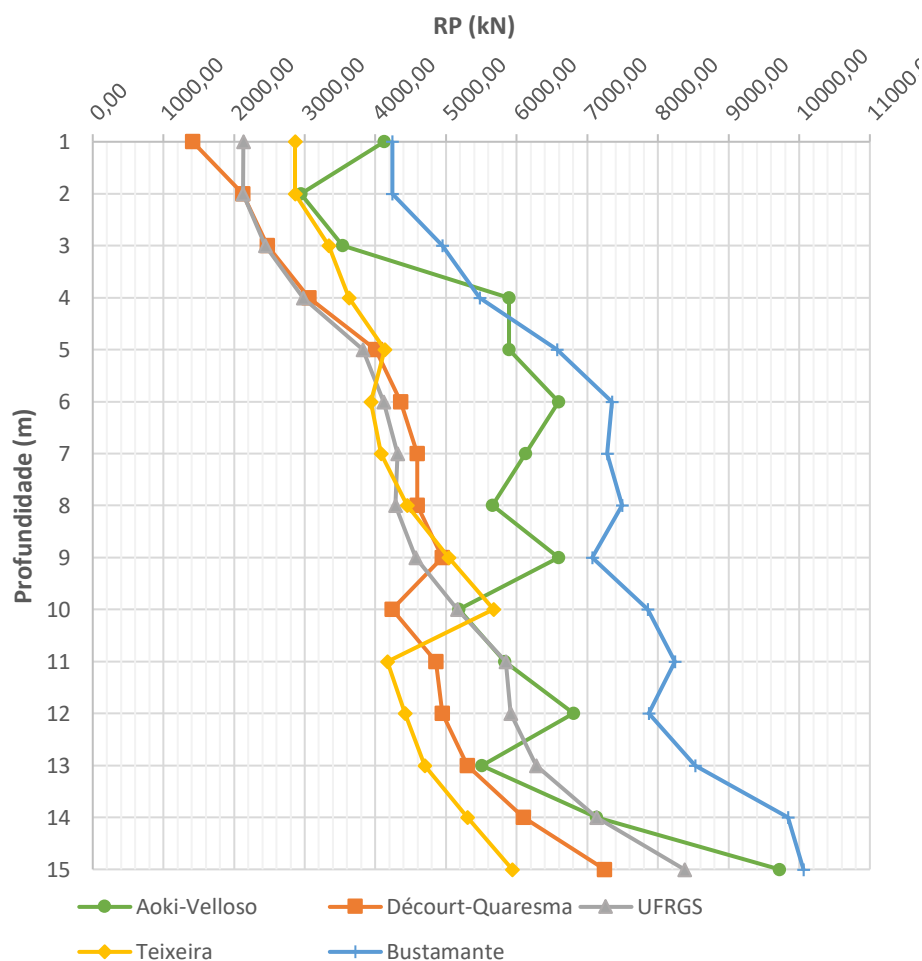
A componente de resistência de ponta apresenta uma tendência linear de evolução, como se nota na Figura 48, porém com taxa de crescimento com a profundidade inferior à taxa de crescimento observada para a resistência lateral. A principal causa disso está ligada a relação direta da capacidade de carga de ponta com o valor de N_{SPT} da cota de assentamento. No caso da resistência lateral, ao aumentarmos a profundidade de análise há um incremento direto de

área lateral e por consequência de resistência mobilizada. Um incremento em resistência de ponta com a profundidade só acontece se o N_{SPT} cresce com a profundidade.

Diferente do que se observou para a resistência lateral, a verificação de uma tendência de proximidade entre métodos é discreta. Por consequência há uma dispersão de resultados que não depende necessariamente da profundidade. A média das resistências de todos os métodos para a profundidade de 15 m é de 8.266,9 kN e seu respectivo desvio padrão é igual a 1.717,8 kN.

Vale notar ainda que dentre os diferentes métodos avaliados o método de Aoki-Velloso apresentou maior variabilidade com a profundidade. Isto está conectado à forma de adoção do N_{spt} que representa a componente, limitada a camada de assentamento da estaca. Nos outros métodos a componente N_{SPT} do ponto de avaliação é adotada como o valor médio das camadas logo acima e abaixo da cota, variando conforme o método.

Figura 48 – Evolução da RP com a profundidade para SM-01



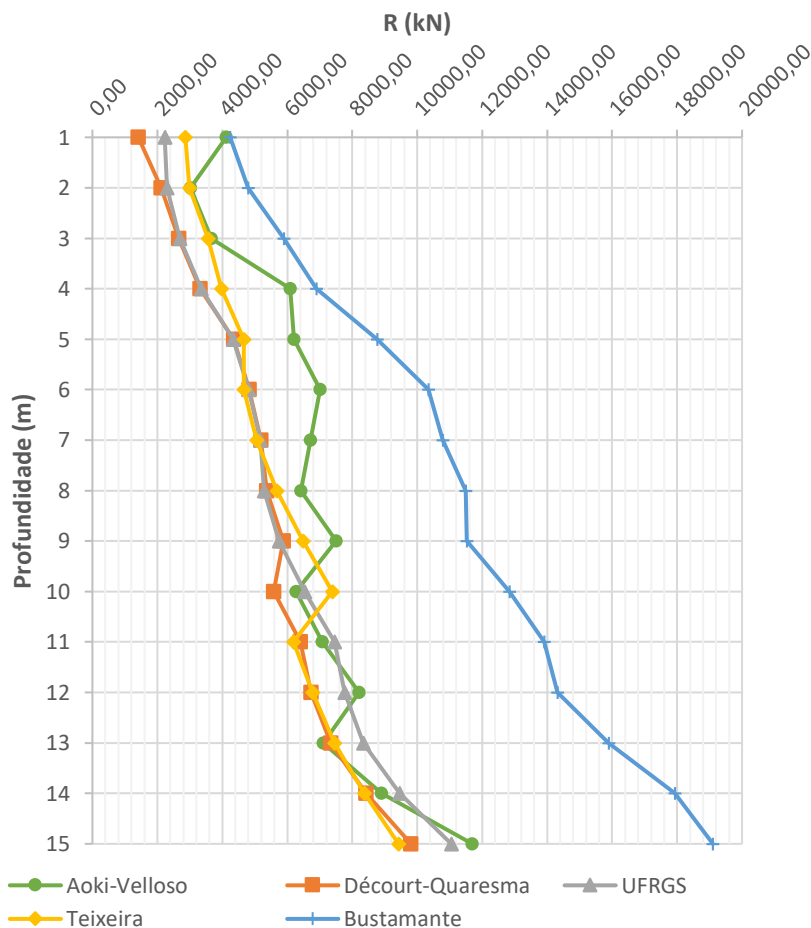
A soma das componentes de resistência permite a avaliação da resistência última do elemento de fundação. Com isto, ocorre uma soma das tendências de comportamento acima apresentadas, como mostrado na Figura 49.

Ao se analisar a evolução das resistências últimas há novamente uma tendência de proximidade entre os 4 primeiros métodos e uma dispersão significativa do método de Bustamante. Tal fato advém principalmente do que foi exposto para a resistência lateral.

A resistência média para os 4 primeiros métodos é igual 10.494,5 kN com seu desvio padrão de 1.059,4 kN. Acrescentando o método de Bustamante nas análises a nova média é de 12.216,1 kN e seu desvio padrão é de 3.957,5 kN. Assim, o valor da resistência última para Bustamante (19.102,6 kN) representa um aumento de 82% em relação a primeira média.

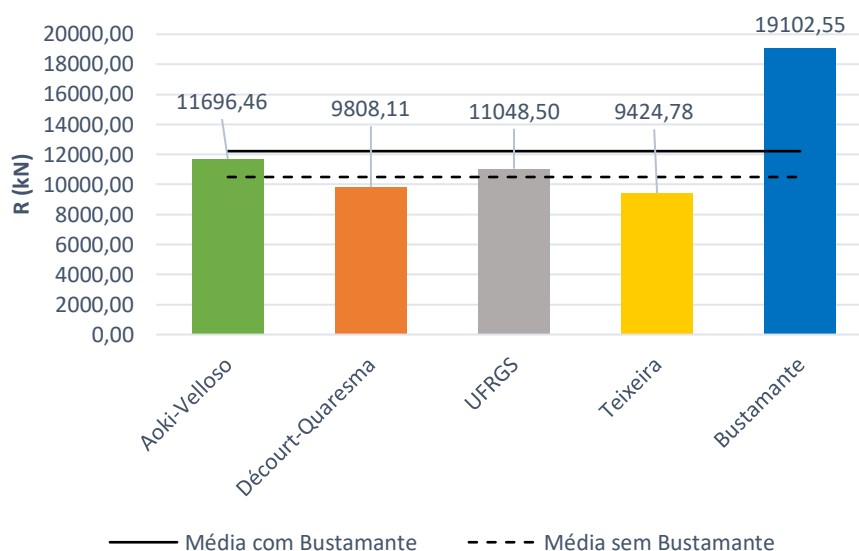
Vale observar que para o caso avaliado o método de Bustamante tem suas componentes (RL e RP) com valores próximos, diferentemente do que ocorre com os outros métodos. Nos demais métodos os valores de resistência de ponta são em média três (3) vezes superiores à resistência lateral.

Figura 49 – Evolução de R com a profundidade para SM-01



Visando complementar a avaliação dos resultados de capacidade de carga para a profundidade de projeto (15m), a Figura 50 apresenta o comparativo direto das capacidades de carga última obtidas pelos diferentes métodos. Desta figura observa-se que o método UFRGS apresenta previsão mais próxima a média de valores sem Bustamante. Já o método de Aoki-Velloso é o mais próximo da média geral. Os métodos de Décourt-Quaresma e Teixeira tem seus valores abaixo de ambas médias enquanto Bustamante-Gianeselli ultrapassa significativamente a média geral, cujo valor é mais elevado.

Figura 50 – Resistências últimas em 15 m da SM-01



4.1.2 Avaliação das resistências para SM-02

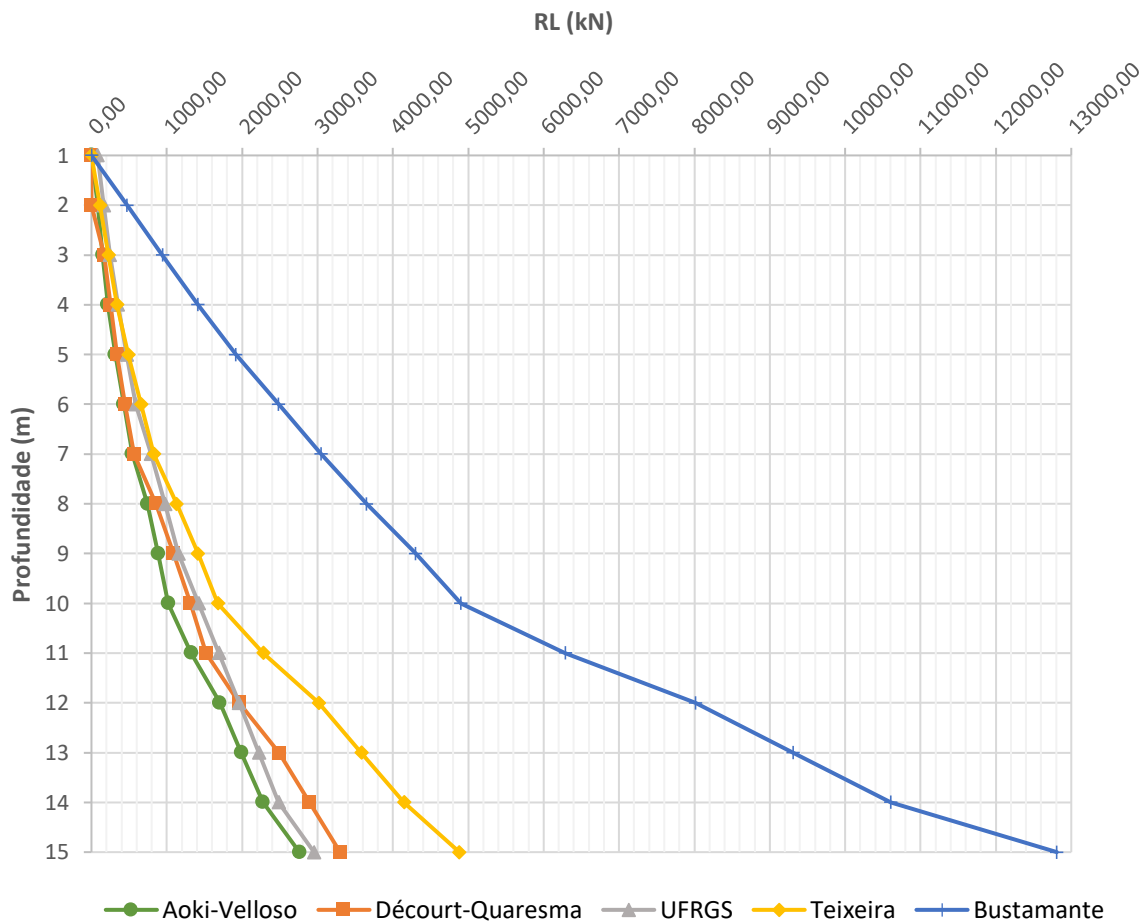
A sondagem mista número 2 realizada no eixo de simetria do maciço apresenta camadas de areia grossa, areia siltosa e silte arenoso com presença de rocha à profundidade de 14,8 m. Os valores de N_{spt} são crescentes com a profundidade, com valores de N_{spt} médio das camadas iguais a 6, 10 e 30, respectivamente. Esses valores indicam um grande aumento de resistência à profundidade de 10m, no interior da camada de silte arenoso.

O comportamento de resistência lateral é apresentado na Figura 51. Desta, observa-se que os diferentes métodos caracterizaram um crescimento contínuo com a profundidade, com mudança de taxa de crescimento na profundidade de 10m. A mudança de curvatura/taxa de crescimento se deve principalmente a variação abrupta de N_{spt} na profundidade 10 m. Nessa profundidade é verificada mudança de compacidade do solo, passando a compacto. Disso, observa-se que antes de tal profundidade há uma dispersão menor das resistências laterais dos 4 primeiros métodos. Ainda, é perceptível que o método de Teixeira se mostrou mais sensível

a este acréscimo repentino do N_{SPT} . Dessa maneira, os 3 primeiros métodos apresentam maior proximidade quantitativa.

À profundidade de 15 m a média dos 4 primeiros métodos (Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, UFRGS e Teixeira) é igual a 3.473,2 kN e seu desvio padrão é de 965,3 kN. Como uma tendência de comportamento, o método de Bustamante-Gianeselli apresenta uma evolução de resistência mais expressiva. Seu valor na profundidade de 15 m é igual 12.808,3 kN, representando 269% a mais da média obtida pelos demais métodos. Ao incorporar o valor previsto pelo método de Bustamante-Gianeselli ao cálculo das médias à média de resistências a 15m de profundidade passa a ser igual a 5.340,2 kN com desvio padrão de 4.257,6 kN.

Figura 51 – Evolução da RL com a profundidade para SM-02

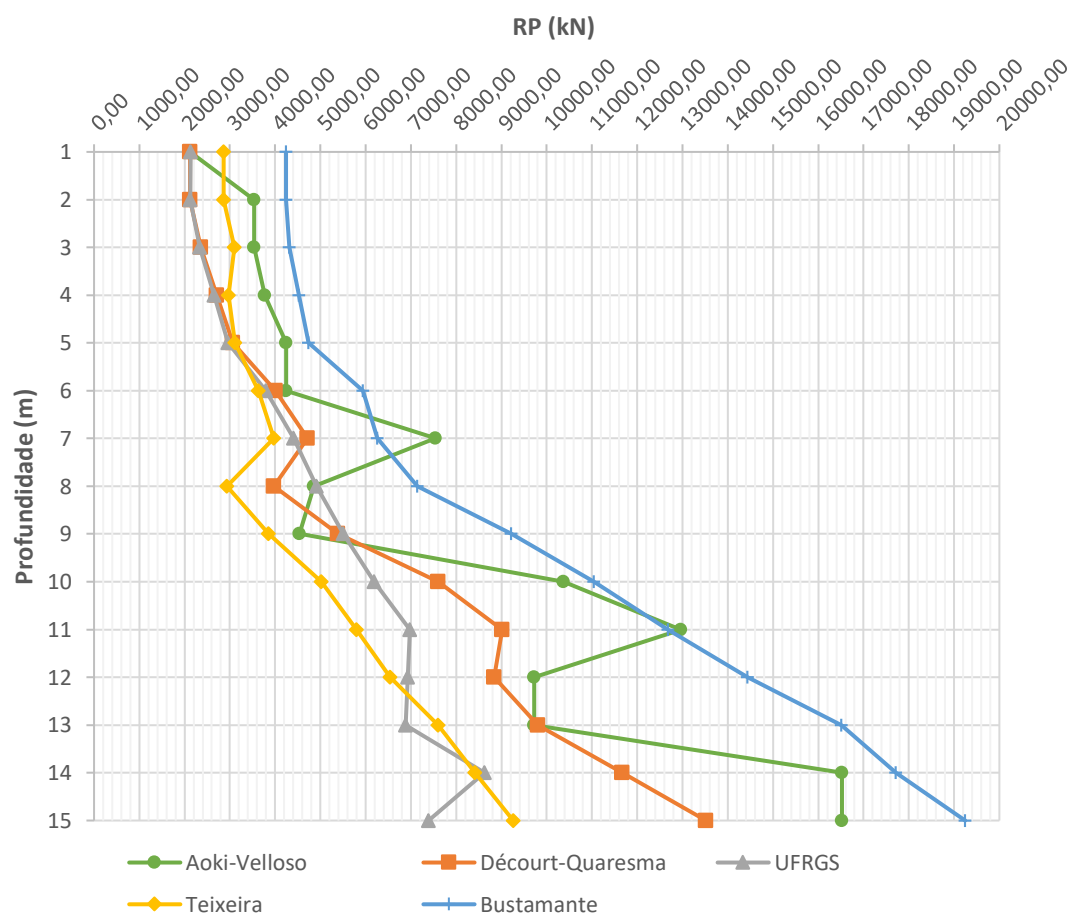


As previsões de resistência de ponta são apresentadas na Figura 52. Qualitativamente, observa-se que as tendências de crescimento de resistência com a profundidade foram, de maneira geral, capturadas por todos os métodos avaliados. Com o método de Aoki-Velloso apresentando uma maior oscilação.

Assim, a resistência média dos 4 primeiros métodos é igual a 11.674,29 kN e o desvio padrão igual a 4.124,9 kN. Já ao considerar todos os métodos a resistência fica em 13.188,3 kN e o desvio padrão em 4.921,6 kN. O valor elevado de desvio padrão é notado pela grande discrepância entre o método de Bustamante-Gianeselli e da UFRGS, com uma diferença de quase 12.000 kN.

A resistência última à semelhança de SM-01 apresenta maior proximidade para os 4 primeiros métodos, como é percebido na Figura 53. A resistência média dos 4 primeiros métodos é de 15.147,5 kN, com um desvio padrão de 3.826,3 kN. Dado que o valor obtido pelo método de Bustamante-Gianeselli, igual a 32.052,5 kN, é muito discrepante, a elevação da média é significativa. Seu valor passa a ser de 18.528,5 kN. Em relação à média dos 4 primeiros métodos, Bustamante-Gianeselli representa uma elevação de 112%.

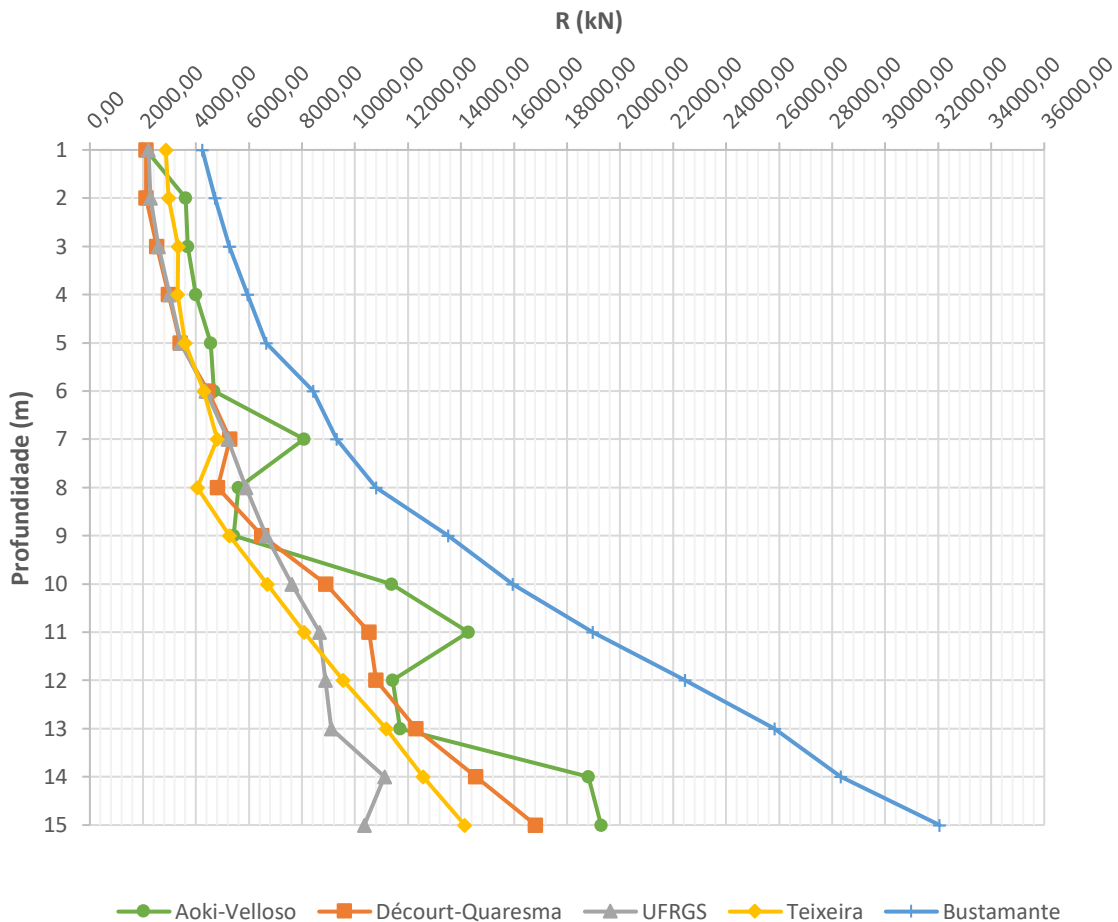
Figura 52 – Evolução da RP com a profundidade para SM-02



A grande diferença entre Bustamante-Gianeselli e os demais métodos pode ser atribuída em sua maioria à componente de resistência de ponta. Tal tendência ocorre em SM-01 e se estende às outras sondagens, como será visto a seguir. Isto implica que os parâmetros do último

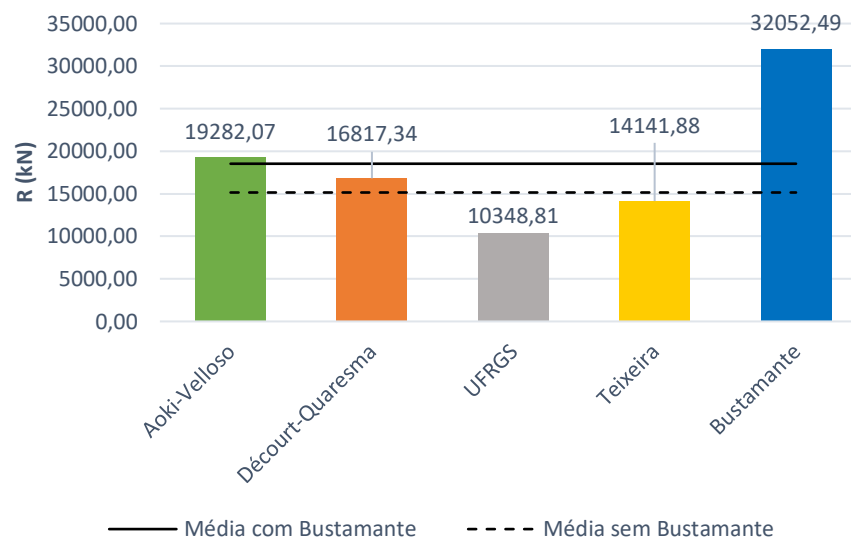
método são menos conservadores, ou ainda, que os valores talvez não sejam adequados para os solos brasileiros, visto que esse método é francês.

Figura 53 – Evolução de R com a profundidade para SM-02



Como forma de melhor representar os valores encontrados para a profundidade de projeto, foi elaborada a Figura 54. Desta nota-se que o método mais próximo da média sem Bustamante-Gianeselli é Teixeira. Por outro lado, o método Aoki-Velloso é o mais próximo da média com Bustamante-Gianeselli. De modo geral, os resultados ficaram dispersos entre si, com destaque para o método de Bustamante-Gianeselli e UFRGS, os mais distantes de ambas médias.

Figura 54 – Resistências últimas em 15 m da SM-02



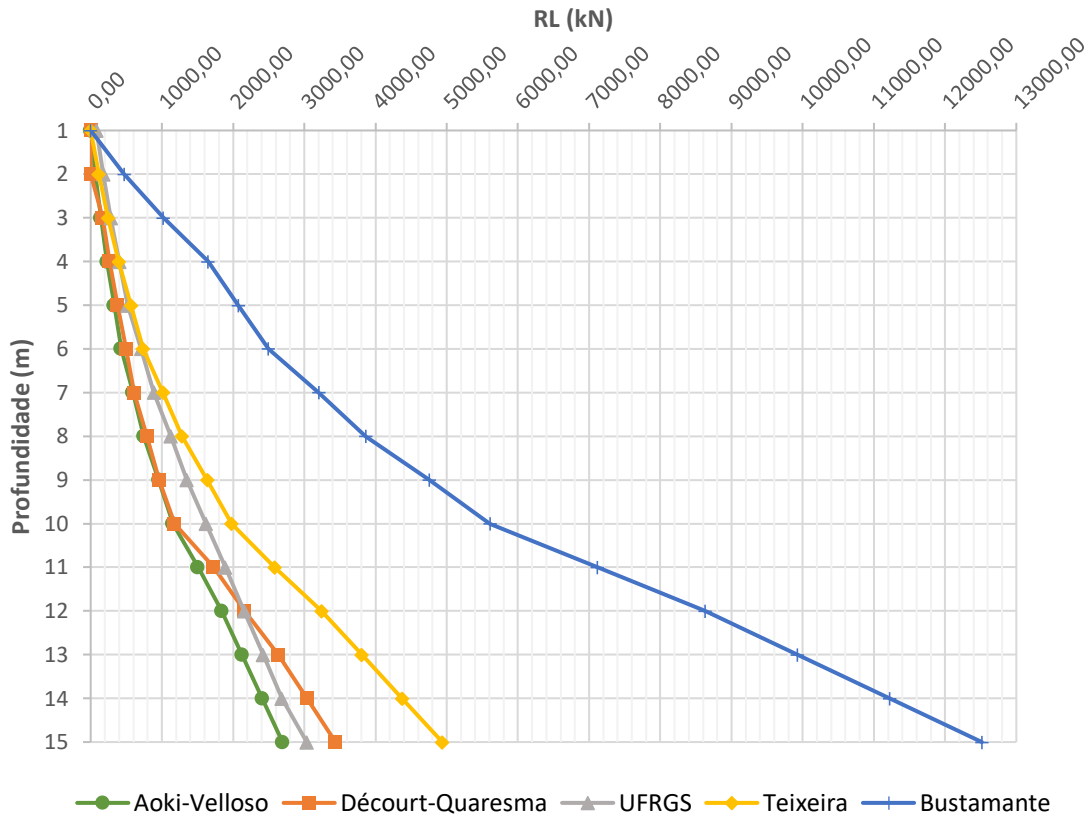
4.1.3 Avaliação das resistências para SM-03

A sondagem mista número 3 apresenta a maior distância em relação ao maciço de ancoragem. Sua localização permite o traçado de um plano aproximado com direção nordeste-sudoeste. Sua composição de camadas difere das demais, sendo composta por: areia média, areia grossa, silte arenoso e com presença de rocha na profundidade de 16,90 m. Os N_{SPT} 's médios por camada são iguais a 7, 17 e 32, respectivamente.

De modo semelhante ao observado em SM-02, uma tendência de crescimento com a profundidade é observada para a resistência lateral da Figura 55, com mudança de taxa de crescimento à profundidade de 10 m (profundidade onde ocorre um incremento de N_{SPT} pronunciado e mudança na compactidade da areia grossa). Além disso, os 4 primeiros métodos como nas outras sondagens também possuem valores mais próximos quando comparados ao método de Bustamante-Gianeselli.

A média de resistência para os 4 primeiros métodos (Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Teixeira e UFRGS) é de 3.526,4 kN e seu desvio padrão é 989,3 kN. Esses valores são muito semelhantes aos encontrados para SM-02. Porém, o método de Bustamante-Gianeselli apresenta como resultado a resistência lateral de 12.515,3 kN, diferindo do resultado de SM-02. O acréscimo em relação a média é de 255%, consolidando uma diferença praticamente fixa em relação aos outros métodos.

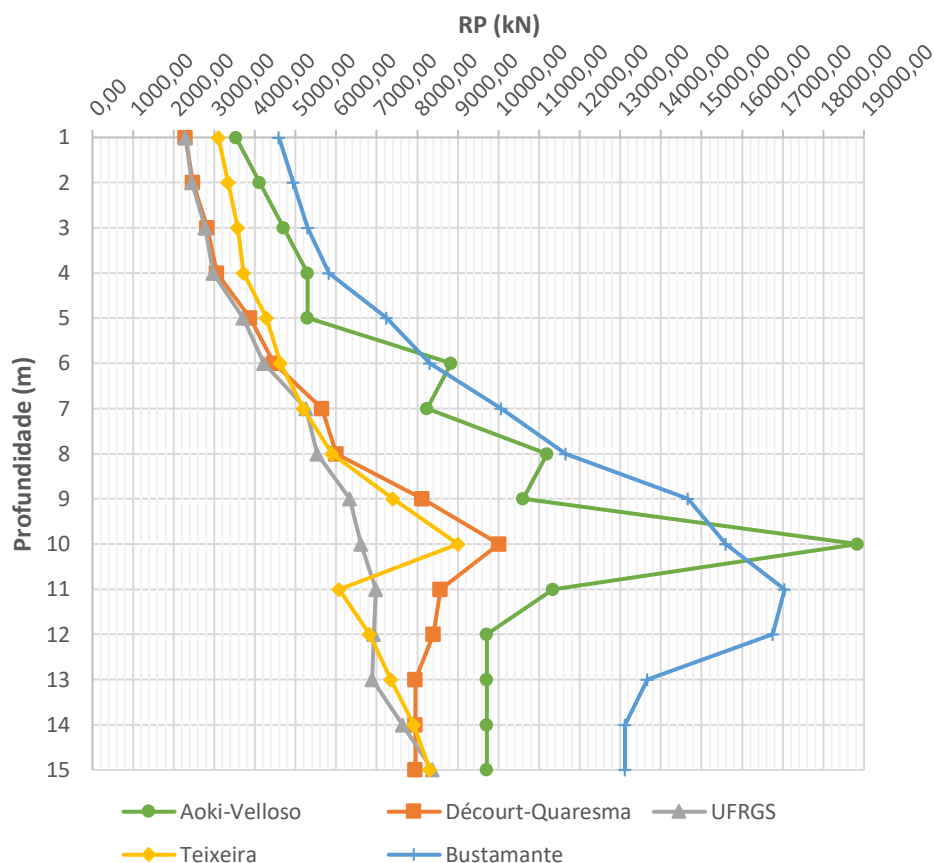
Figura 55 – Evolução da RL com a profundidade para SM-03



A resistência de ponta, apresentada na Figura 56 expõe duas peculiaridades quando comparada as demais. Em primeiro lugar é observado uma convergência entre os métodos Décourt-Quaresma, UFRGS e Teixeira, cuja média é 8.210,2 kN e seu desvio padrão é de apenas 226,0 kN. Em segundo, a grande variação da resistência de ponta do método Aoki-Velloso cria um pico muito distante do comportamento geral, superando inclusive o método de Bustamante-Gianeselli. Tal comportamento está associado à elevação do N_{SPT} e mudança do tipo de solo.

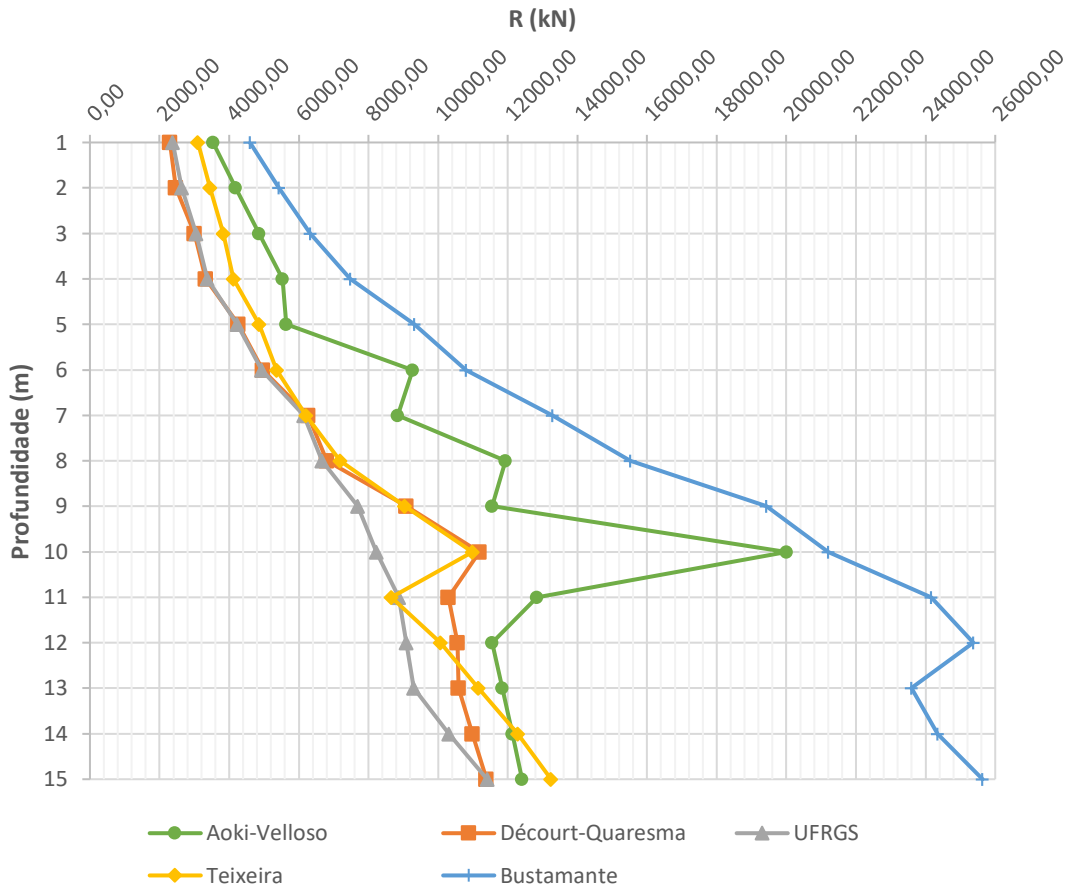
O valor médio da resistência de ponta dos 4 primeiros métodos é igual a 8.587,5 kN e seu desvio padrão é de 776,8 kN. Quando comparado ao valor obtido por Bustamante-Gianeselli, igual a 13.121,1 kN, há um incremento de 53% do valor médio. A média entre todos os métodos fica em 9.494,2 kN e seu desvio padrão é de 2.136,2 kN.

Figura 56 – Evolução da RP com a profundidade para SM-03



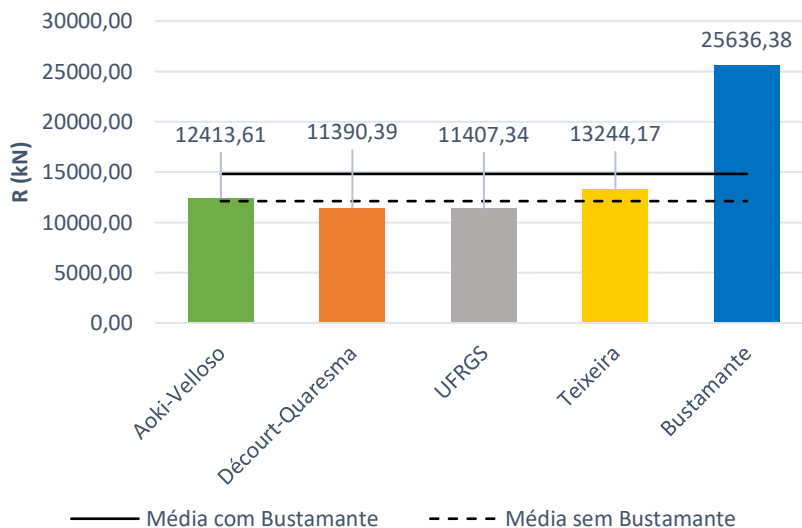
O comportamento da resistência última é apresentado na Figura 57, de onde pode-se observar uma convergência dos valores previstos pelos 4 primeiros métodos (Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Teixeira e UFRGS). Para os 4 métodos a resistência média é de 12.113,9 kN e o desvio padrão é de 892,6 kN. Dado que Bustamante-Gianeselli tem como resultado uma resistência de 25.636,4 kN, um acréscimo de 112% à média anterior, a sua inserção em um comportamento médio acarreta em um aumento significativo do desvio padrão. A nova média é igual a 14.818,4 kN e o desvio padrão sobe para 6.096,6 kN.

Figura 57 – Evolução de R com profundidade para SM-03



Da Figura 58 a aproximação dos 4 primeiros métodos fica evidente. Destaca-se ainda o método de Aoki-Velloso, o mais próximo à média sem Bustamante-Gianeselli. Vale notar, que essa média aparenta ser mais representativa visto que nenhum dos métodos aproximou-se da média geral.

Figura 58 – Resistências últimas em 15 m da SM-03



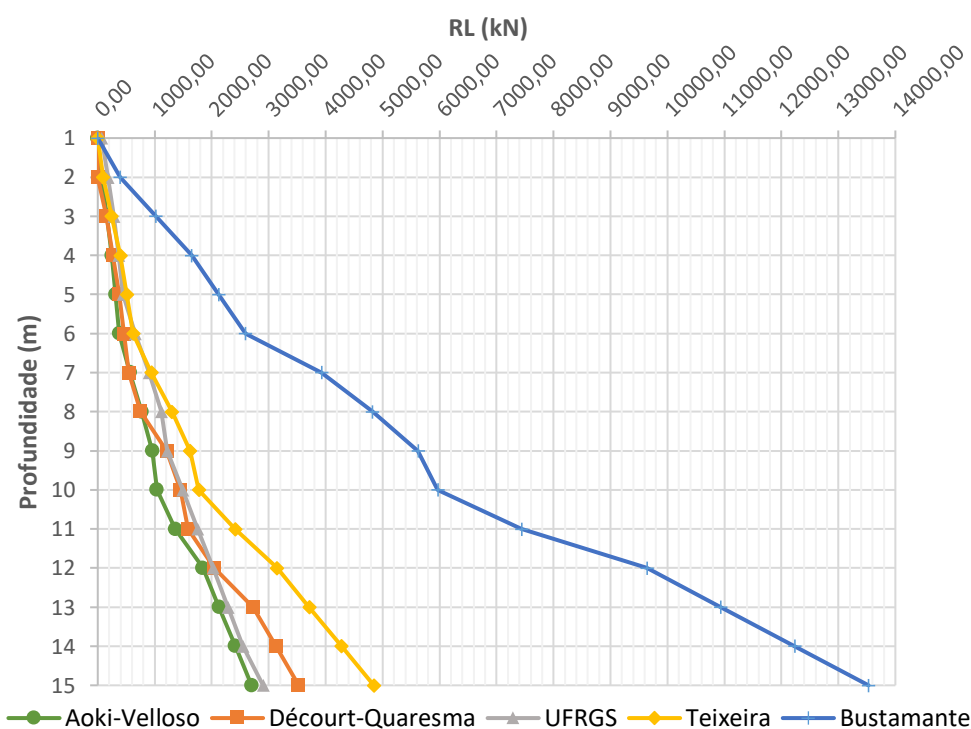
4.1.4 Avaliação das resistências para SM-04

Localizada na face norte do maciço, a sondagem número 4 completa a investigação realizada para o projeto das fundações do maciço de ancoragem. Ao contrário das outras investigações possui maior variação de camadas, sendo composta por: areia média, areia grossa, novamente areia média, silte arenoso e rocha alterada a partir de 15,50 m de profundidade. O N_{SPT} médio por camada é respectivamente igual a 7, 18, 12 e 36.

De modo semelhante ao que o ocorre em SM-02 e 03, ocorre uma mudança de taxa de crescimento da resistência lateral (Figura 59) devido ao incremento significativo de N_{SPT} aos 10 m, associado à mudança de compacidade do silte arenoso. Nesta profundidade para a SM-04 o N_{SPT} dá um salto de 4 vezes o valor da camada anterior. É também a partir dessa profundidade que a dispersão dos valores dos métodos começa a aumentar de modo mais acentuado.

A média de resistência lateral aos 15 m para os 4 primeiros métodos (Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Teixeira e UFRGS) é igual a 3.493,2 kN e o desvio padrão é de 967,1 kN. Já o método de Bustamante-Gianeselli fornece uma resistência à mesma profundidade de 13.528,5 kN, o que representa um acréscimo de 287% em relação à média anteriormente apresentada. A média ao considerar o método de Bustamante-Gianeselli sobe para 5.500,3 kN e o desvio padrão para 4.565,4 kN.

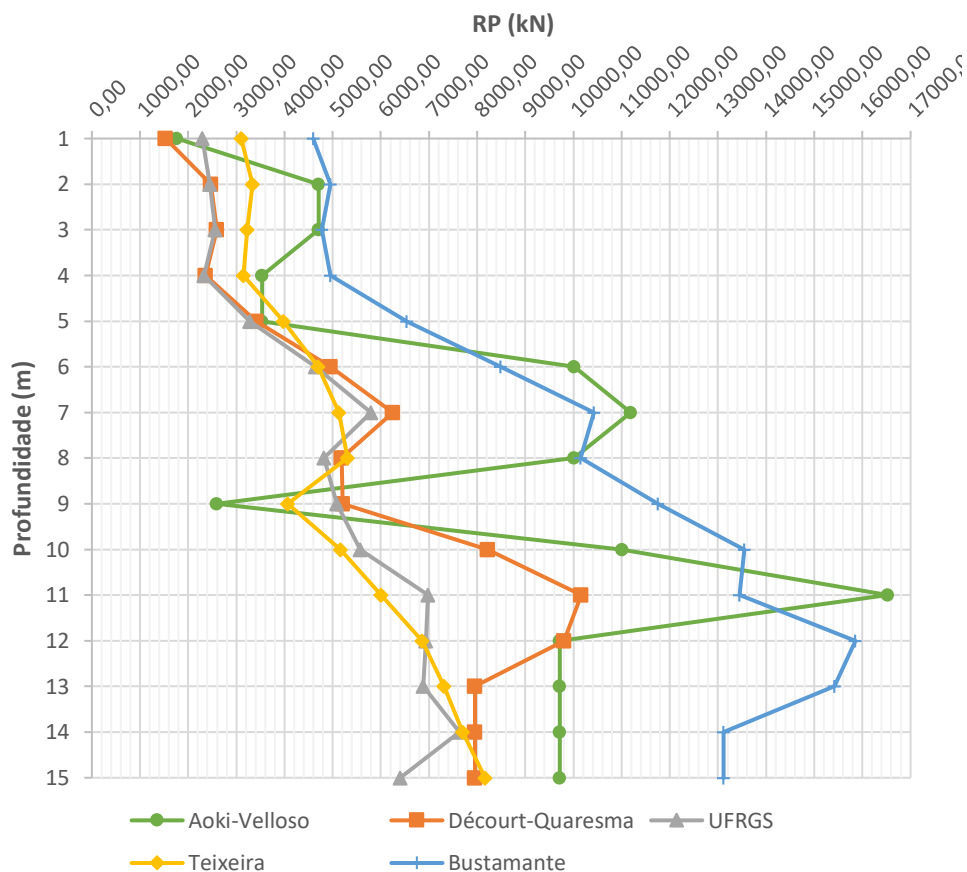
Figura 59 – Evolução da RL com a profundidade para SM-04



No que tange a resistência de ponta, observou-se da Figura 60 dois comportamentos semelhantes à sondagem número 3. O primeiro diz respeito à uma grande variação da resistência de ponta pelo método Aoki-Velloso. Nesta sondagem a formação de picos e vales é ainda mais intensa, devido a variação significativa do N_{SPT} entre as profundidades de 9 a 12 m. Isso está associado à mudança de compacidade, onde o silte arenoso passa de pouco compacto para muito compacto.

Assim, o comportamento médio dos 4 primeiros métodos ainda se mostra melhor que o comportamento geral. A resistência de ponta média dos 4 primeiros métodos é igual a 8.059,6 kN e o desvio padrão fica em 1.356,8 kN. Esse valor é bem diferente do que o encontrado para Bustamante-Gianeselli, cuja resistência de ponta é igual a 13.121,1 kN, ou seja, representa um aumento de 63% em relação à média. A média entre todos os métodos consiste, então, em 9.071,9 kN e seu desvio padrão cresce para 2.550,4 kN.

Figura 60 – Evolução da RP com a profundidade para SM-04



A Figura 61 apresenta os resultados para a resistência última. Como essa resistência é uma soma das componentes anteriores, há uma soma de comportamentos. Dessa maneira, também é perceptível uma variação significativa e abrupta para o método de Aoki-Velloso.

Inclusive, nas profundidades de 2 m, 7 m e 11 m é visível uma proximidade quantitativa com o método de Bustamante-Gianeselli, geralmente o mais distante dos demais.

À profundidade de 15 m há uma convergência de resistência para os 4 primeiros métodos, como indica a Figura 62. A média desses 4 métodos resulta em 11.552,8 kN e desvio padrão de 1.626,3 kN. É perceptível diferença significativa para com o método de Bustamante-Gianeselli, cuja resistência de 26.649,5 kN representa um acréscimo de 131% em relação à média dos 4 primeiros. Dada a dispersão mais significativa, o valor da média de todos os métodos fica em 14.572,2 kN e o desvio padrão praticamente triplica, ficando em 6.896,8 kN.

Figura 61 – Evolução de R com a profundidade para SM-04

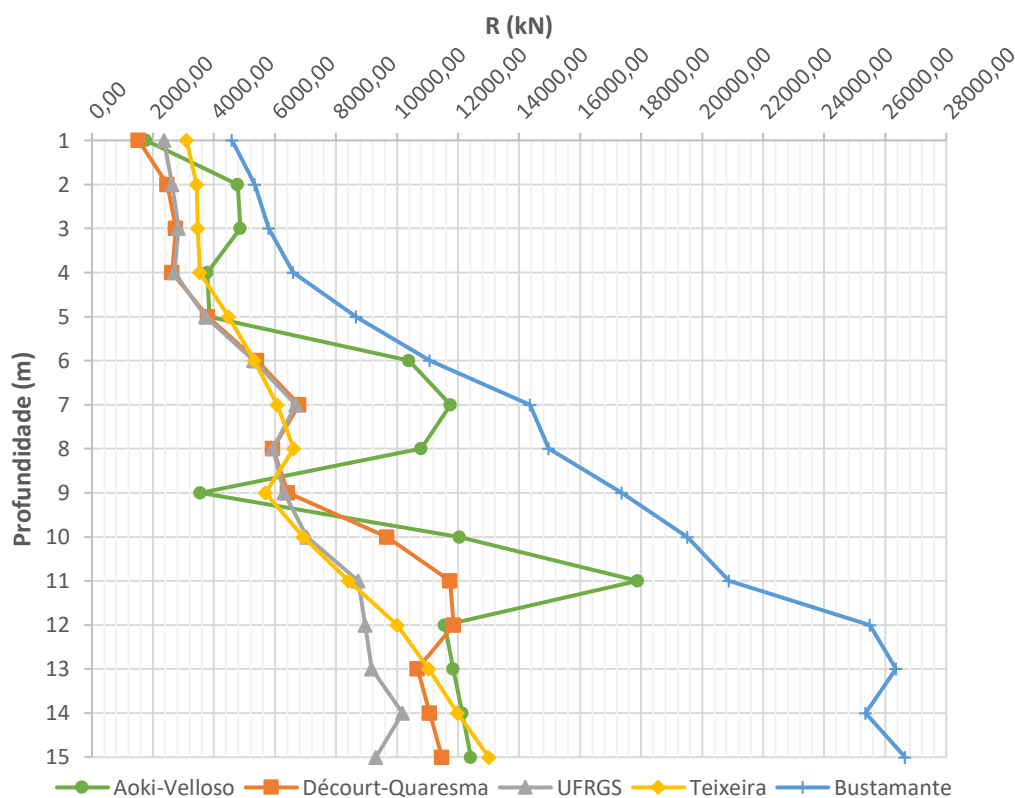
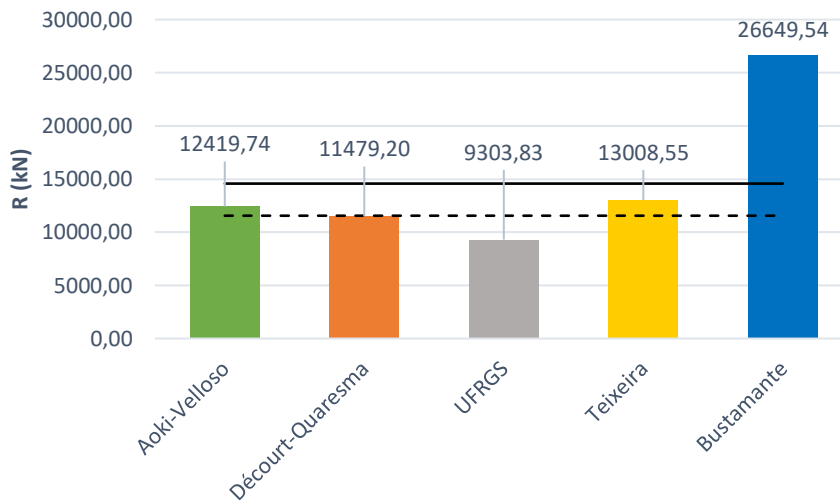


Figura 62 – Resistências admissíveis a 15 m para SM-04



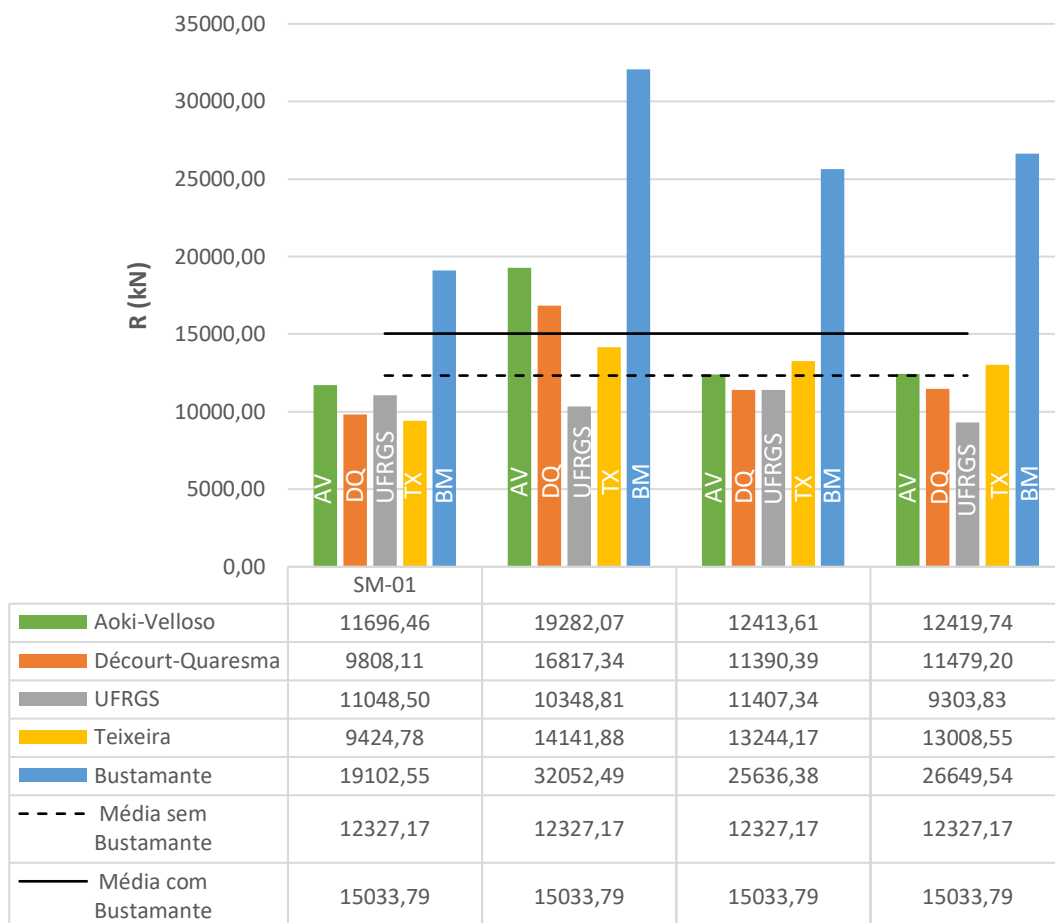
4.1.5 Comportamento médio das sondagens

Definidas as características para cada sondagem, é interessante elaborar comparações que permitam uma visão geral dos resultados obtidos. A comparação entre resultados das sondagens é importante pois pode indicar uma tendência de comportamento ao longo da região investigada.

Através da Figura 63 nota-se, com exceção de SM-02, que os valores encontrados para os métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, UFRGS e Teixeira localizam-se na maioria um pouco abaixo da média sem Bustamante-Gianeselli. Mesmo os que ultrapassam o valor da média considerando Bustamante-Gianeselli, pouco se aproximam desse valor. Assim, a adoção desse valor médio pode indicar um risco à segurança.

Outra conclusão sobre a Figura 63 é a capacidade de carga por região de sondagem. A sondagem na face norte do maciço (SM-02), a exceção do método UFRGS, apresentou valores consideravelmente mais elevados que as demais. Por outro lado, a sondagem SM-01 possui o menor valor médio, com valores bem abaixo da média sem Bustamante-Gianeselli. As sondagens 03 e 04 apresentaram a maior proximidade de resultados, com maior variação no método UFRGS.

Figura 63 - Comparação entre capacidades de carga de acordo com a sondagem



4.2 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA ADMISSÍVEL X PROFUNDIDADE PARA CADA MÉTODO

O estudo de apenas uma sondagem para previsão de capacidade de carga estabelece incertezas em relação a representatividade do comportamento do subsolo, fato que pode ser contornado pela execução de investigação mais abrangente e interpretação não de uma, mas de um conjunto de sondagens. Nesta seção serão comparadas as capacidades de carga obtidas pelo conjunto de investigação, SM-01 a SM-04, para os diferentes métodos de cálculo.

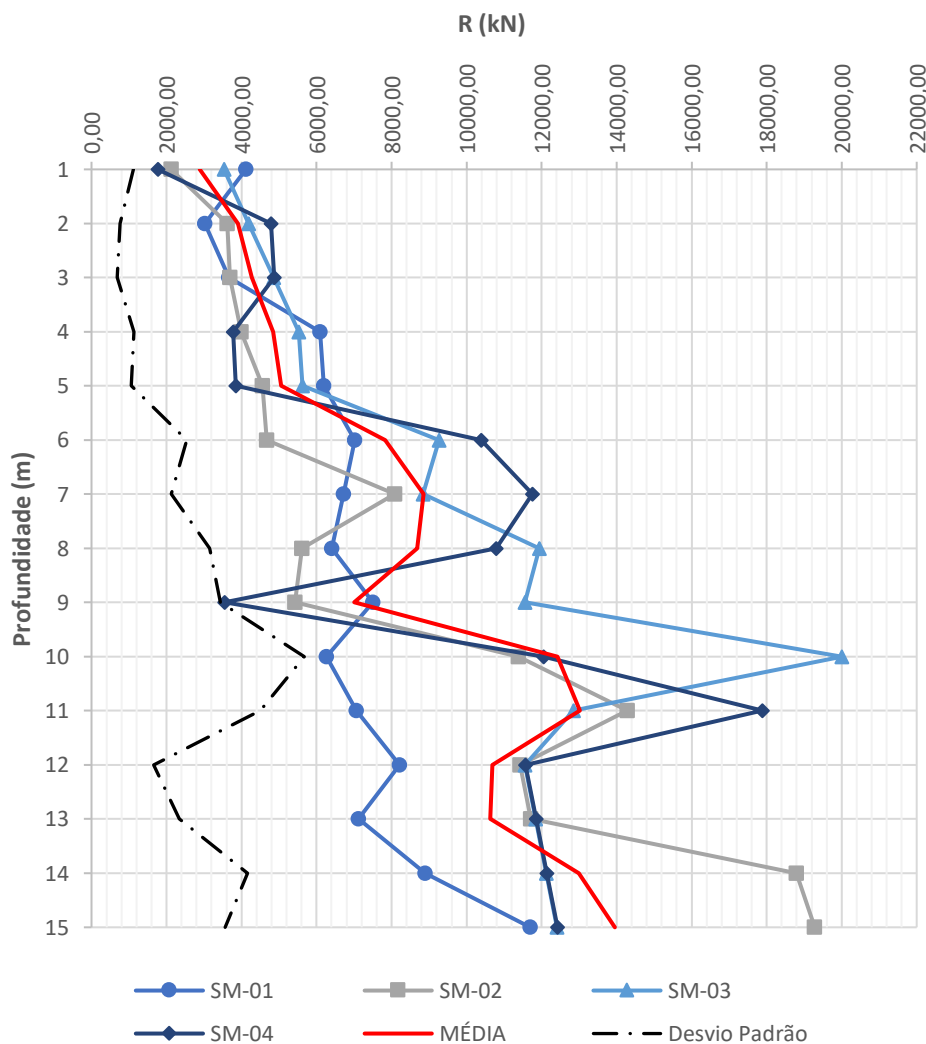
4.2.1 Resultados para o método Aoki-Velloso

A evolução da capacidade de carga admissível para o método de Aoki-Velloso é mostrada na Figura 64. O primeiro ponto que se nota da avaliação da figura é o aumento da dispersão de valores a partir da cota 5 m, embasado no valor de desvio padrão que dobra. De tal constatação infere-se que a partir desta profundidade a variação do subsolo de cada sondagem é maior. Essa mudança está ligada a diferentes tipos de solo (em 2 sondagens na cota 5 m há areia grossa siltosa e em outras 2 sondagens areia grossa acinzentada) e também devido

a mudanças de compacidade do material em região próxima. Portanto, maior atenção do profissional que avalia os resultados é necessária. Um fator que também contribui para tal variação é a maior sensibilidade da resistência de ponta expressada pelo método Aoki-Velloso, como já discutido nas seções anteriores.

Outro ponto relevante de análise diz respeito à consideração da SM-02. Dos furos realizados, este é o mais disperso. Tal ponto fica ainda mais enfatizado pela comparação de valores à profundidade de 15 m. As sondagens 01, 03 e 04 apresentam uma convergência maior, com média igual a 12.176,6 kN e um desvio padrão de 415,8 kN. Por outro lado, o valor para SM-02 é igual a 19.282,1 kN e introduz uma elevação na média e no desvio padrão, resultando respectivamente em 13.953,0 kN e 3.568,9 kN. Disso, conclui-se que uma análise criteriosa do projetista é necessária. Numa linha mais conservadora a sondagem 02 seria excluída, tendendo mais ao lado da segurança.

Figura 64 – Capacidade de carga última x profundidade para o método Aoki-Velloso



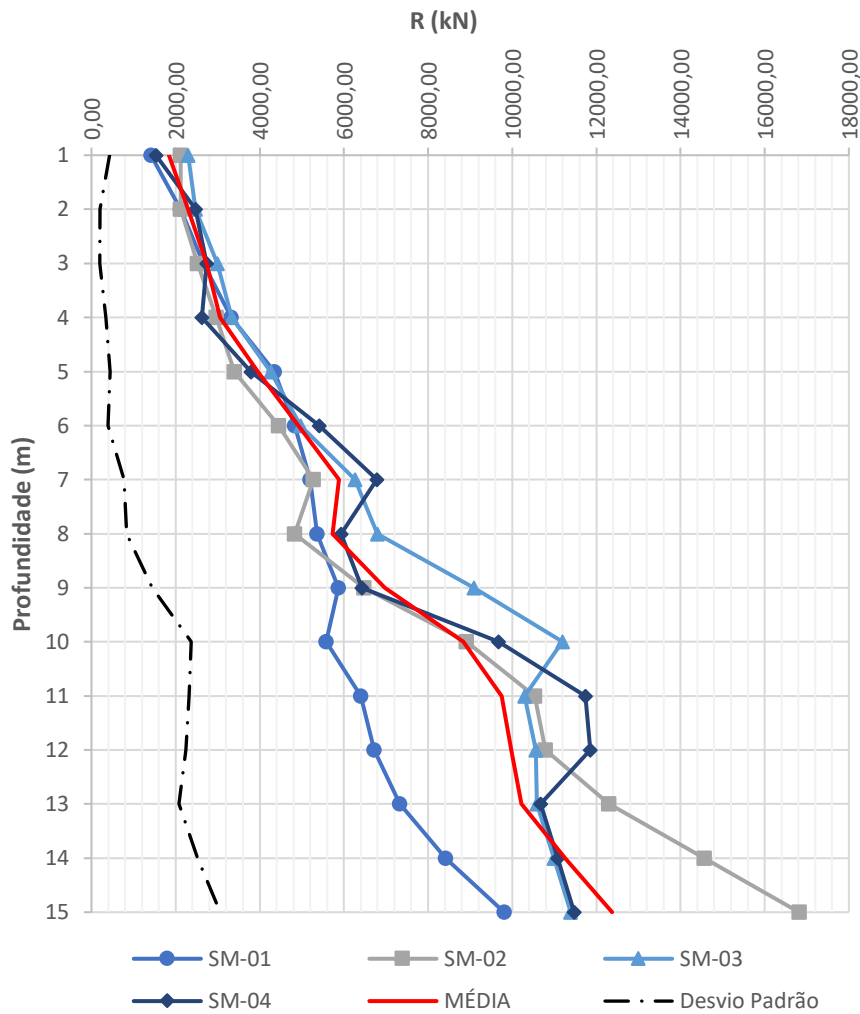
4.2.2 Resultados para o método Décourt-Quaresma

Como se nota da Figura 65 a evolução dos valores de capacidade de carga para o método Décourt-Quaresma é mais suave que o observado no método de Aoki-Velloso. Tal fato se deve ao procedimento ligado à obtenção da resistência de ponta, uma média entre a camada de assentamento, a camada acima e a camada abaixo. Além disso, há também uma maior proximidade de valores até a profundidade 6 m, o que reforça a ideia de maior semelhança entre o subsolo dos furos até as profundidades iniciais.

Como ocorreu para Aoki-Velloso, à profundidade de 15 m há uma dispersão significativa de valores. Como era esperado, o valor da sondagem 02 resulta também em um valor acima dos outros três. A média entre os valores de SM-01, 03 e 04 é igual a 10.892,6 kN e o desvio padrão é de 940,2 kN. Já para todos os valores a média fica em 12.373,8 kN e o desvio padrão cresce para 3.060,2 kN. Assim, fica à critério do projetista decidir qual valor adotar. Por este motivo, um resultado único para a capacidade de carga não é usual, variando de acordo com a experiência de cada profissional.

Por último vale destacar a grande proximidade dos resultados obtidos em SM-03 e 04, também observado para o método Aoki-Velloso. As duas sondagens formam um plano praticamente paralelo à face norte do maciço e podem expressar uma tendência localizada de resistência.

Figura 65 – Capacidade de carga última x profundidade para o método Décourt-Quaresma

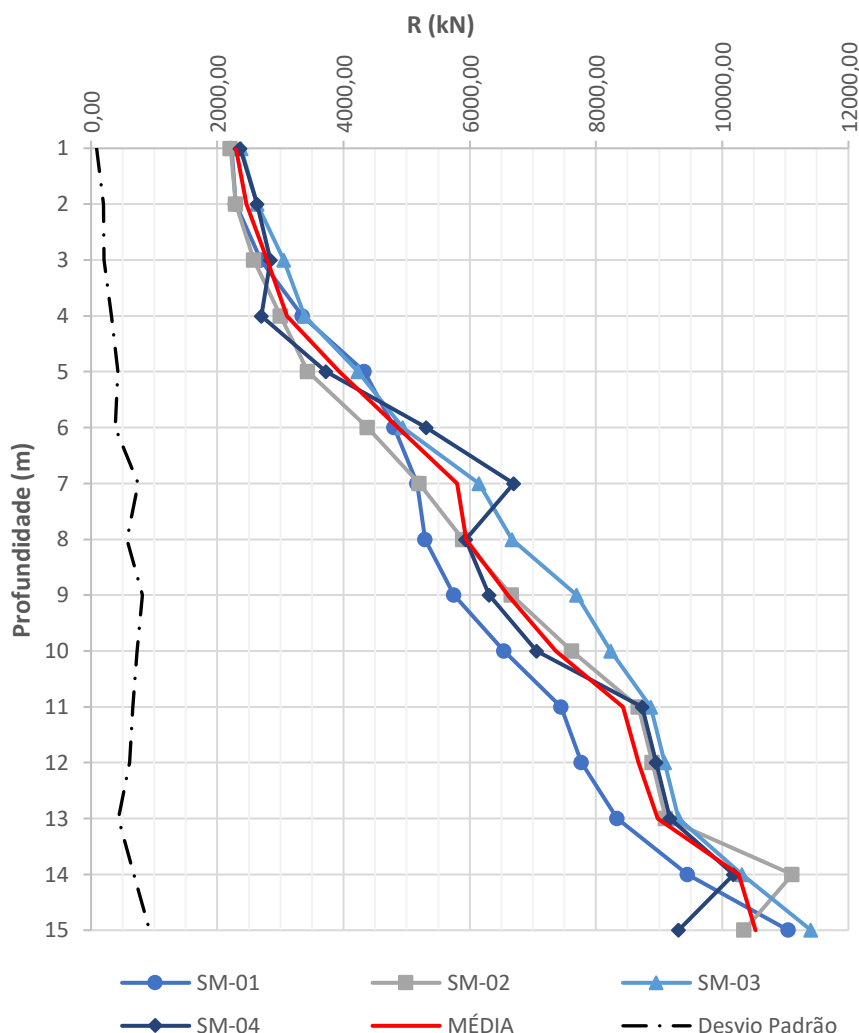


4.2.3 Resultados para o método UFRGS

Os resultados obtidos para o método UFRGS são apresentados na Figura 66. Ao contrário do que foi visto até aqui, o método da UFRGS difere dos demais, por apresentar menor dispersão entre os resultados de maneira praticamente contínua ao longo da profundidade. Essa conclusão é embasada pelo valor máximo de desvio padrão, igual a 926,4 kN. Esta pequena variação de resultados não se pode atribuir a proximidade de N_{SPT} 's, mas sim, a característica do método.

Por fim, faz-se a média de todos os valores, com base no que foi discutido acima. A média da resistência por este método é igual a 10.527,1 kN e o desvio padrão é igual a 926,4 kN.

Figura 66 – Capacidade de carga última x profundidade para o método UFRGS



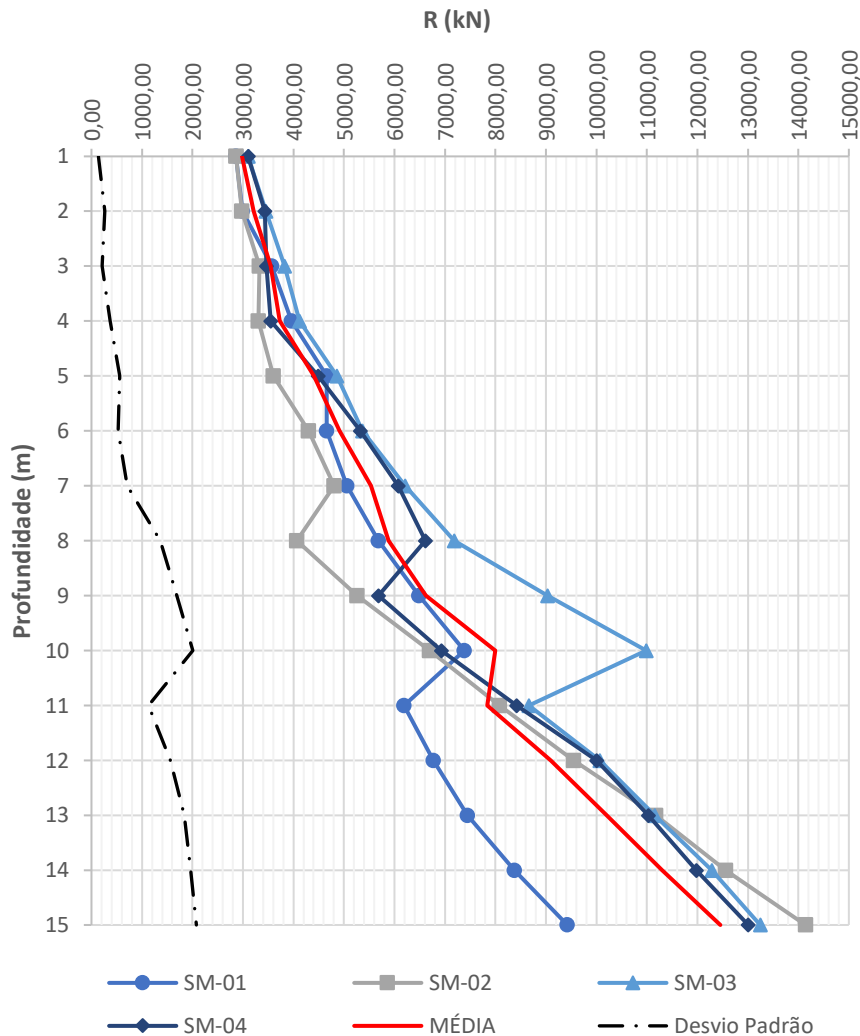
4.2.4 Resultados para o método Teixeira

Os resultados para método de Teixeira são mostrados na Figura 67. Como ocorre aos 2 primeiros métodos avaliados (Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma) a menor dispersão ocorre até aproximadamente os 7 m. Assim, ao contrário do método da UFRGS, novamente é possível associar esta proximidade de valores com uma semelhança dos solos de cada sondagem.

Ao contrário da tendência observada para os 2 primeiros métodos, nos quais a maior dispersão em relação às sondagens era observada para a SM-02, para Teixeira a maior variação de resistência consiste na sondagem SM-01. Além disso, o valor tende para uma menor resistência, ao contrário dos outros métodos. Assim, a média para as 3 últimas sondagens é igual a 13.464,9 kN e o desvio padrão é de 598,0 kN. O valor da resistência para SM-01, igual a 9.424,8 kN representa uma redução de aproximadamente 4.000 kN de resistência. Observando

tal fato, a média de todas as sondagens resulta em uma capacidade de carga de 12.454,8 kN e desvio padrão igual a 2.078,2 kN.

Figura 67 – Capacidade de carga última x profundidade para o método Teixeira



4.2.5 Resultados para o método Bustamante-Gianeselli

O último método avaliado é aquele que mais se distancia quantitativamente dos demais, o método de Bustamante-Gianeselli. Como pode se observar na Figura 68 o valor mínimo para a capacidade de carga na profundidade de 15 m é superior a 19.000 kN, enquanto que nos demais métodos a resistência média encontra-se em torno de 12.000 kN.

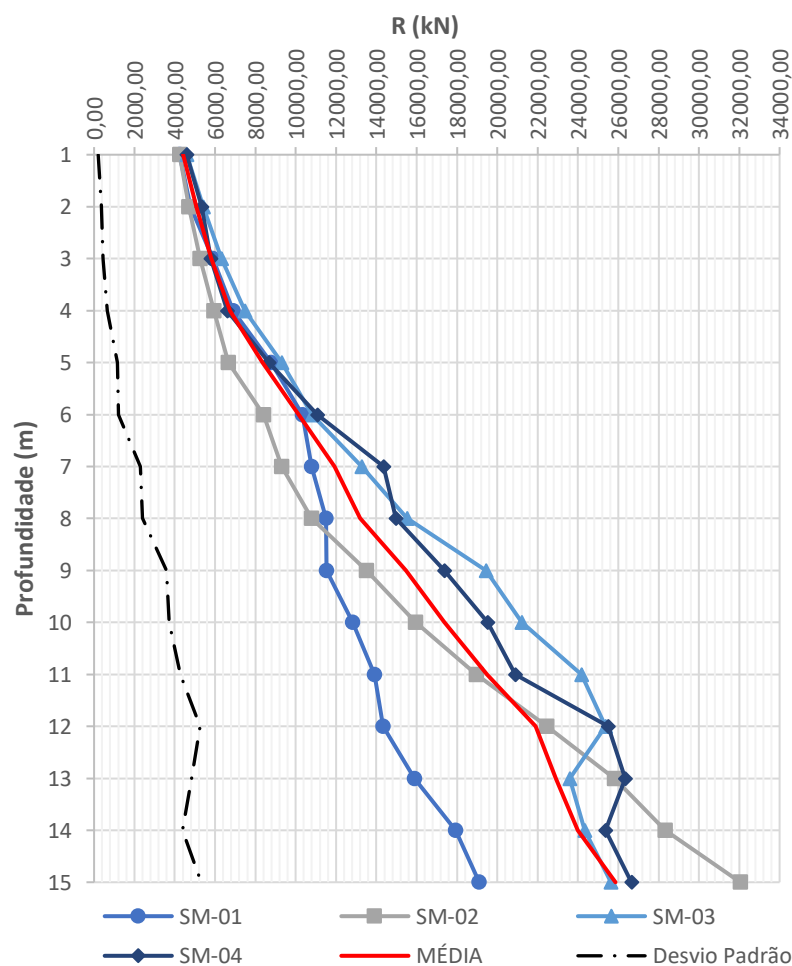
Com relação ao comportamento de evolução quantitativo com a profundidade, de maneira já discutida, até os 6 m de profundidade a menor dispersão de valores indica que as camadas são muito semelhantes. Este fato é definitivamente reforçado uma vez que foi verificado em quase todas as análises. Ademais, dos gráficos traçados, a forma como a

capacidade de carga para o presente método evolui é muito semelhante ao método Décourt-Quaresma (Figura 65).

A faixa de valores de capacidade de carga para a profundidade de projeto é ampla, com uma diferença de aproximadamente 13.000 kN entre o maior resultado e o menor. Este fato exige que, no caso da prática de dimensionamento, o profissional adote uma postura julgada segura e também econômica. Pode-se notar que os valores de SM-02, 03 e 04 possuem uma maior proximidade, resultando em um valor médio de 28.112,8 kN e desvio padrão de 3.449,3 kN. Com a inclusão da menor resistência, relativa a SM-01, a média passa a ser igual a 25.860,2 kN e o desvio padrão sobe para 5.313,0 kN.

Por fim, vale ressaltar a semelhança já descrita entre os resultados obtidos para SM-03 e 04. Ambos valores se localizam praticamente na média entre os extremos gerados por SM-01 e 02.

Figura 68 – Capacidade de carga última x profundidade para o método Bustamante-Gianeselli



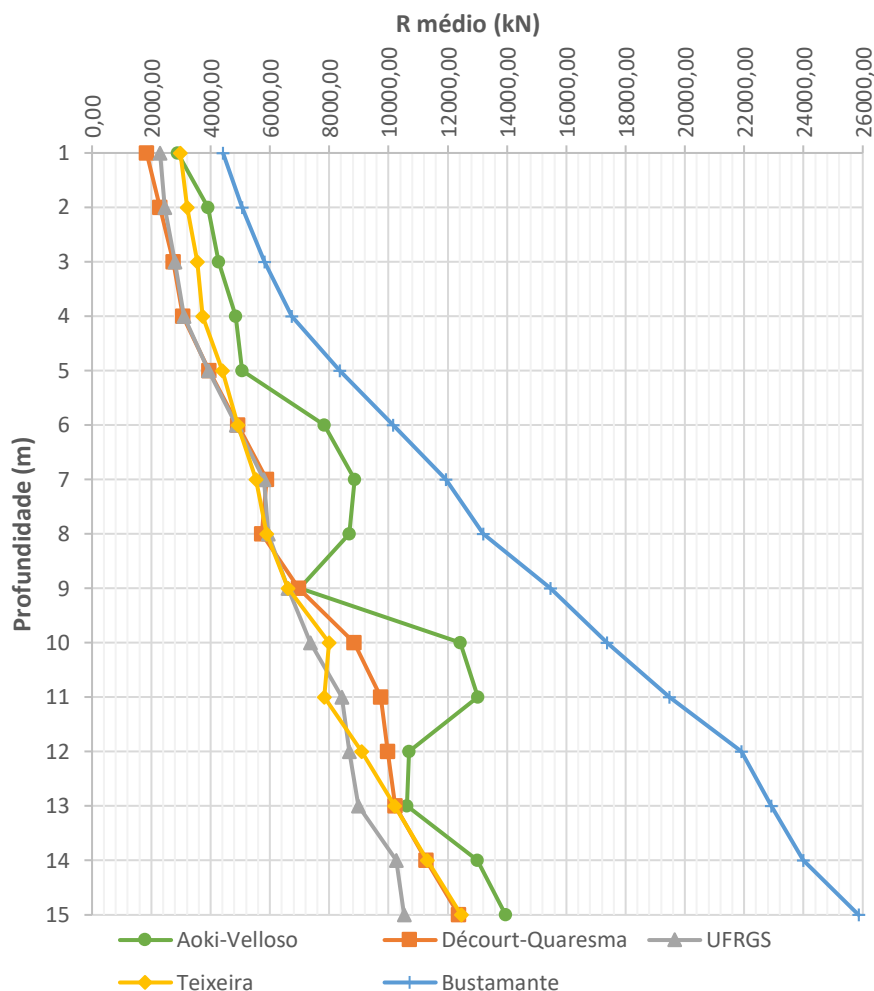
4.2.6 Comportamento médio dos métodos

A primeira forma de avaliação geral do comportamento do estaqueamento consiste em calcular a média dos resultados obtidos para todas as sondagens de acordo com o método, definindo comportamentos médios para essa região de investigação. Em uma situação em que apenas um método é utilizado, este procedimento pode ser valioso para compreensão do subsolo. Caso não haja grandes discrepâncias entre as sondagens, é intuitivo que o valor médio possa ser uma solução econômica e segura. A Figura 69 apresenta a evolução das médias de R_{adm} de acordo com cada método.

Da análise da Figura 69 é observado que há uma boa convergência principalmente entre os métodos Décourt-Quaresma, UFRGS e Teixeira. O método Aoki-Velloso, por ser mais susceptível a variações do subsolo, não apresenta uma tendência semelhante aos outros 3 métodos citados. No entanto, para a profundidade de projeto, o resultado desse método ainda é próximo dos demais, porém, em um sentido menos conservador. Desse modo, a resistência média dos comportamentos médios dos 4 primeiros métodos é igual a 12.327,2 kN.

Ao acrescentarmos às análises o método de Bustamante-Gianeselli o valor médio obtido para a profundidade de 15 m segundo tal método é igual a 25.860,2 kN. Ou seja, a resistência fornecida é em média maior que o dobro dos resultados dos outros 4 métodos. Esta constatação levanta uma série de dúvidas quanto a validade de seus resultados. Faz-se necessário um confronto com provas de carga que atestem que este método é válido para as condições brasileiras.

Figura 69 – Comparação entre as capacidades de carga última médias de cada método

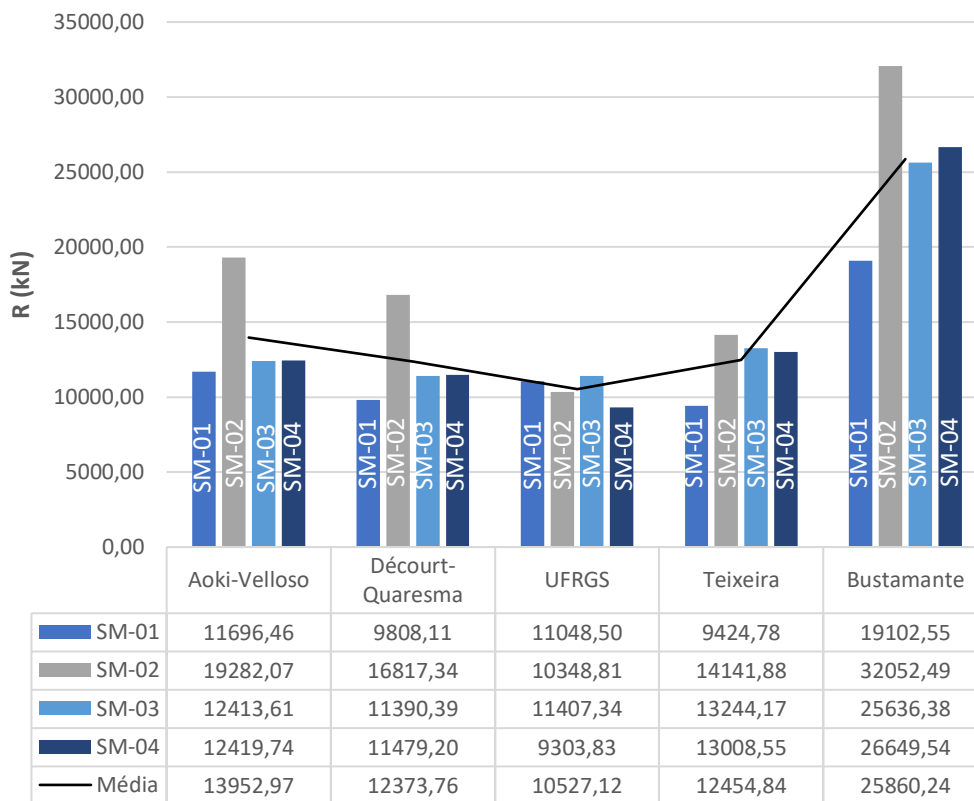


Vale lembrar que Bustamante-Gianeselli é um método francês enquanto os demais são brasileiros. É esperado, portanto, que os outros métodos estejam melhor calibrados para a realidade do país de origem. Esta é uma possível explicação para a discrepância de valores. Outro fato se deve que o método de Bustamante originalmente foi embasado exclusivamente em valores de resistência de CPT e os procedimentos para determinação dos valores de resistência de ponta e fuste estão relacionados a tal investigação. Para permitir o uso desse método no presente trabalho adotou-se o coeficiente K do método Aoki-Velloso para determinar o valor de q_c equivalente ao N_{SPT} obtido em campo. Ou seja, além da diferença de origem do método, há também uma adaptação que certamente insere algum erro.

Na Figura 70 são reorganizados os dados de resistência admissível à profundidade de 15 m de acordo com cada método. A figura permite visualizar comportamentos semelhantes para cada sondagem, onde SM-01 é o menor valor obtido, SM-02 o maior e SM-03 e 04 são intermediários e geralmente mais próximos. Nota-se também que o método mais conservador

é o da UFRGS, com a menor média, enquanto Bustamante-Gianeselli é o menos conservador, com sua resistência admissível igual ao dobro das demais. De maneira geral, os 4 primeiros métodos possuem mesma ordem de grandeza e a escolha de algum deles estaria condicionada ao julgamento de engenharia do projetista.

Figura 70 – Valores de capacidade de carga para profundidade de 15 m de acordo com o método



4.3 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

A aplicação do Método dos Elementos Finitos (MEF) para o estudo do comportamento em variadas áreas da engenharia difundiu-se a partir da evolução dos microcomputadores e atualmente seu uso é comum para o estudo de estruturas complexas. Através do MEF é possível discretizar estruturas, problemas geotécnicos, etc, de modo a se obter resultados mais próximos da realidade.

No presente trabalho foi utilizado o *software* Abaqus CAE versão 6.13 para a modelagem da estaca escavada do estudo de caso e das camadas de solo determinadas pela

sondagem mista. O modelo empregado foi o axissimétrico. Este modelo é 2D, porém, por utilizar coordenadas cilíndricas, permite aproximação à modelagem 3D. A modelagem segundo o MEF permitiu a obtenção de tensões e deformações nos elementos da malha, o que possibilitou a determinação de curvas carga x recalque.

O modelo constitutivo é baseado no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, o qual relaciona a tensão normal e tensão de cisalhamento. Já o tipo de elemento utilizado na malha é denominado pelo *software* como CAX4R. Este elemento consiste em um quadrilátero com 4 nós axissimétrico bi linear com integração reduzida.

De forma análoga ao que foi feito para os métodos semi-empíricos, modelou-se a estaca para cada região de investigação. Uma vez que os parâmetros do solo não foram definidos nas sondagens mistas, foi necessário a adoção de parâmetros por meio de correlações empíricas baseadas nas medidas de N_{SPT} ou em valores típicos do tipo de solo ou rocha segundo a literatura técnica.

Para as camadas de solo em que foram determinados valores de N_{SPT} utilizou-se correlações apresentadas por Cintra et al. (2011) para a determinação dos parâmetros: Módulo de elasticidade (E) e Coeficiente de Poisson (ν) de acordo com Teixeira e Godoy (1996), Peso específico de acordo com Godoy (1972) e Ângulo de atrito (ϕ) segundo Godoy (1983).

No caso das camadas de solo de profundidade inferior a 1m, adotou-se valores típicos para estes materiais. Essas camadas iniciais são compostas basicamente de silte, argila e areia. O valor de coesão para as camadas de solo arenosos foi estipulado em 1 KPa.

Para as rochas os parâmetros foram obtidos de Vallejo (2002) e por simplificação de modelagem foram consideradas apenas propriedades elásticas das rochas. Para a rocha alterada, encontrada em todas as sondagens, optou-se por aplicar uma redução de aproximadamente 50% no valor do módulo (E) e do peso específico em relação ao valor obtido para o Granito Rosado.

4.3.1 Resultados da modelagem para SM-01

A sondagem SM-01 é composta por 5 camadas de solo: silte com restos de obra, argila com entulho, areia grossa acinzentada, areia siltosa amarelada e silte arenoso alaranjado. As duas primeiras camadas encontram-se acima de 1m de profundidade. A mesma sondagem possui também 2 camadas de rocha: rocha alterada e granito rosado. Os parâmetros definidos para esta região de investigação são apresentados na Tabela 16.

Tabela 16 – Parâmetros adotados para as camadas constituintes de SM-01

Solo	N _{SPT} médio	E (MPa)	v	Peso esp (kN/m ³)	φ (°)	C (Pa)
Silte	-	2,65	0,3	15	19	2,50x10 ⁴
Argila	-	2,65	0,2	15	19	2,50x10 ⁴
Areia Grossa Acinzentada	7	18,9	0,2	16	30,8	1,0x10 ³
Areia Siltosa Amarelada	14	29,4	0,3	17	33,6	1,0x10 ³
Silte Arenoso Alaranjado	22	49,5	0,4	18	36,8	1,0x10 ³
Rocha alterada	-	2,0x10 ⁴	0,2	20	-	-
Granito Rosado	-	4,7 x10 ⁴	0,2	26	-	-
Concreto 45MPa	-	3,40 x10 ⁴	0,2	25	-	-

Os resultados da simulação utilizando o MEF apresentam informações sobre tensões e deformações não obtidas pelos métodos semi-empíricos. A avaliação desse tipo de resultado é interessante, pois permite a compreensão do comportamento do solo com o carregamento do elemento de fundação. Os resultados destacados do modelo são: tensões cisalhantes, tensões verticais, deslocamentos verticais e modelo deformado.

No que tange as tensões cisalhantes e tensões normais verticais é observado a formação de superfícies equipotenciais de tensão, de acordo com a Figura 71 e Figura 72. Em ambos resultados a formação destas superfícies se propaga da ponta da estaca para as camadas de solo e rocha logo abaixo. Destaca-se também a presença de um elemento próximo à face externa da estaca que apresenta valor superior aos elementos próximos. Neste elemento provavelmente ocorre a falha em que o *software* não apresenta convergência.

Para a tensão cisalhante, o valor máximo corresponde a 3,31 MPa enquanto o valor mínimo é igual a 0,38 KPa. O valor máximo de tensão normal é igual a 3,33 MPa e o menor é igual 0,71 KPa. Verifica-se que os valores máximos são usualmente localizados no topo da estaca e no elemento da ponta enquanto os valores mínimos são encontrados nas regiões mais distantes.

Os deslocamentos ocorrem de forma mais acentuada no elemento de fundação, parte superior, e tendem a diminuir com o aumento da distância horizontal deste, como se observa da Figura 73. O deslocamento máximo é igual a 4,20 mm no mesmo sentido da aplicação do carregamento.

Para a elaboração de uma curva carga x recalque do modelo adotou-se como padrão o nó na superfície da estaca junto ao eixo de simetria (extremo esquerdo). Com os valores de tensão e deslocamento para este nó construiu-se a curva conforme a Figura 74. O valor máximo da curva é igual a 5.853,76 kN com um deslocamento de 4,19 mm.

Figura 71 - Tensões cisalhantes (Pa) para SM-01

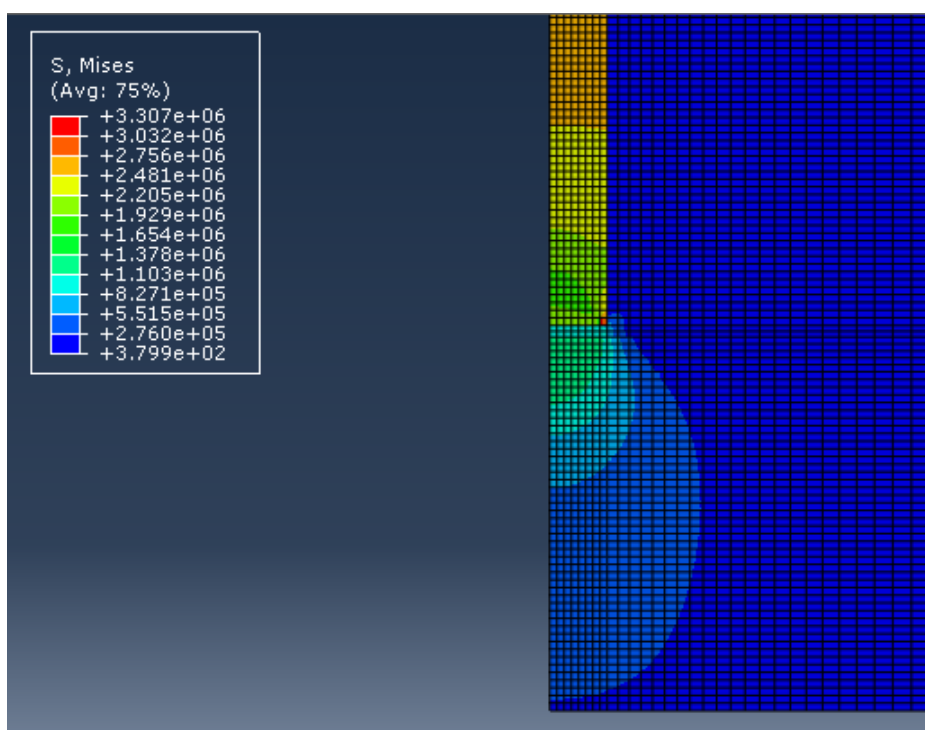


Figura 72 – Tensões normais verticais (Pa) para SM-01 em Pa

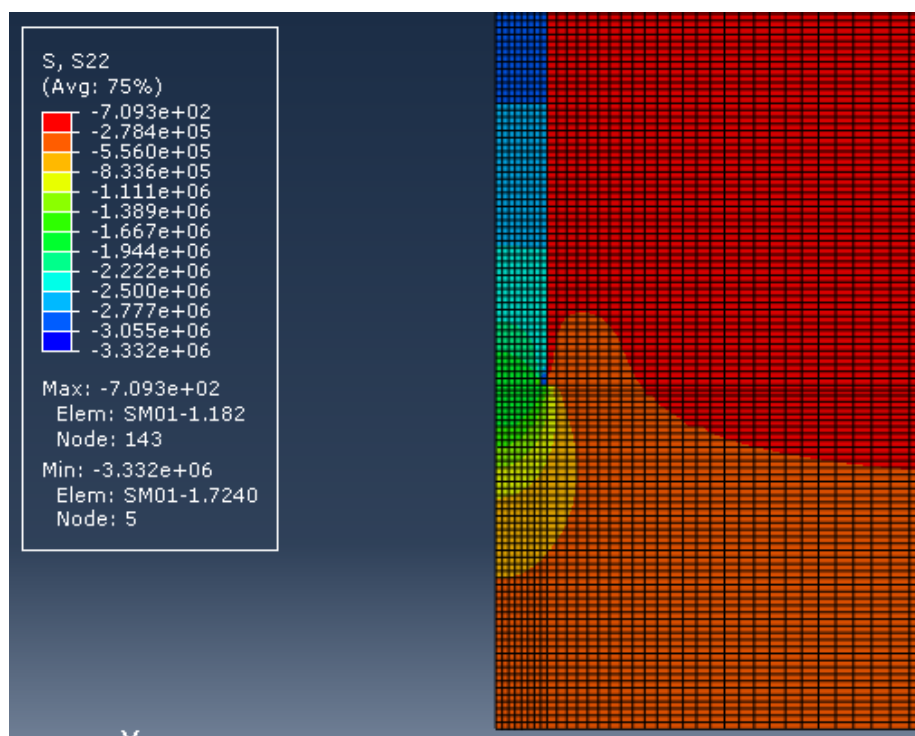


Figura 73 - Deslocamentos verticais (m) para SM-01

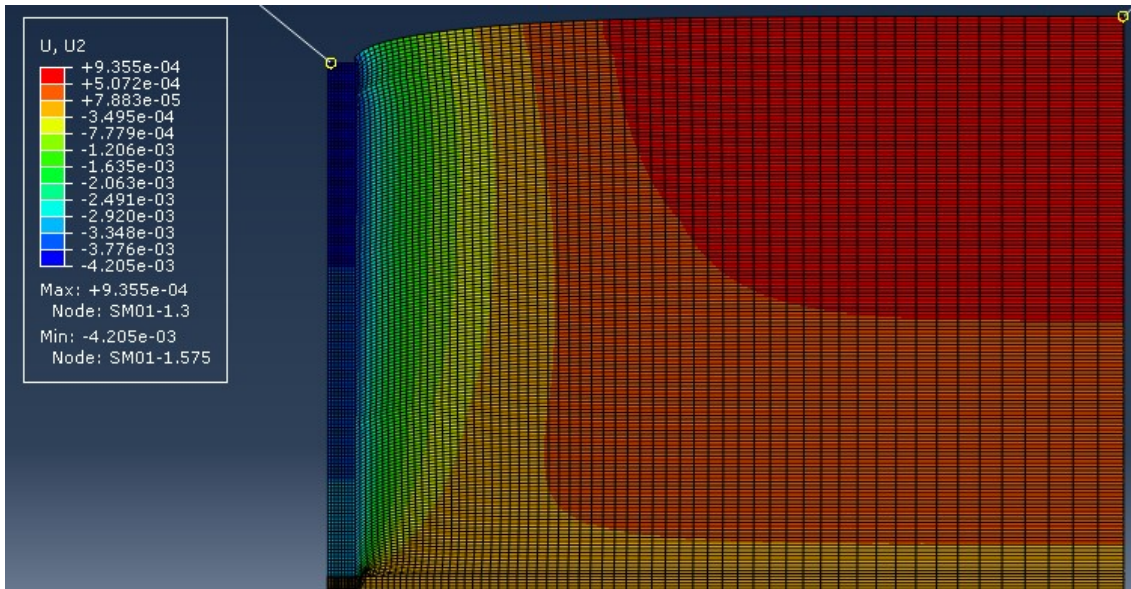
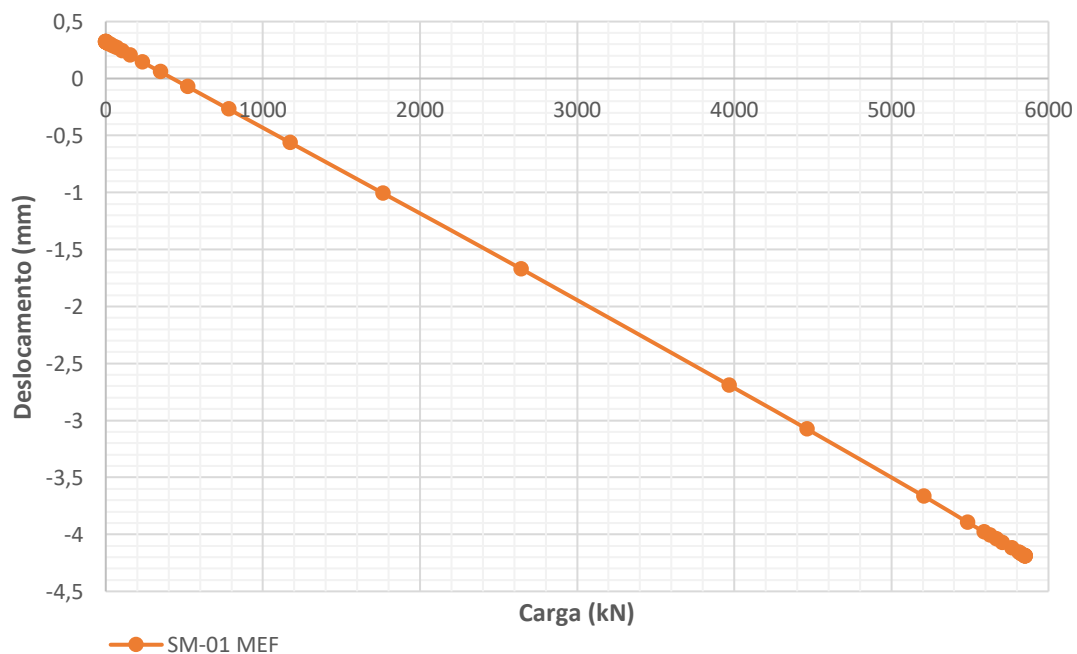


Figura 74 – Curva carga x recalque pelo MEF para SM-01



4.3.2 Resultados da modelagem para SM-02

A sondagem SM-02 possui 4 camadas distintas de solo: entulho de obra (considerado como areia com entulho), areia grossa amarelada, areia grossa siltosa amarelada e silte arenoso alaranjado. Possui também 2 camadas de rocha: rocha muito alterada e granito rosado. Os parâmetros para a modelagem são apresentados na Tabela 17.

Tabela 17 - Parâmetros adotados para as camadas constituintes de SM-02

Solo	N _{SPT} médio	E (MPa)	v	Peso esp (kN/m ³)	φ (°)	C (Pa)
Entulhos de obra (areia)	-	10	0,2	16	34	1,0x10 ³
Areia Grossa Amarelada	6	16,2	0,2	16	30,4	1,0x10 ³
Areia Siltosa Amarelada	11	23,1	0,3	17	32,4	1,0x10 ³
Silte Arenoso Alaranjado	30	67,5	0,4	18	40,0	1,0x10 ³
Rocha alterada	-	2,0x10 ⁴	0,2	20	-	-
Granito Rosado	-	4,7 x10 ⁴	0,2	26	-	-
Concreto 45MPa	-	3,40 x10 ⁴	0,2	25	-	-

A Figura 75 e Figura 76 apresentam as tensões cisalhantes e normais obtidas pelo modelo. Para SM-02 observa-se a formação de superfícies equipotenciais de tensão em ambos os resultados, com tendência de diminuição com aumento da distância do elemento de fundação. É verificado também a falha no mesmo elemento do modelo anterior.

Para a tensão cisalhante o valor máximo corresponde a 8,62 MPa enquanto o mínimo é igual a 0,59 KPa. Para a tensão normal o valor máximo é igual a 10,13 MPa e o mínimo igual a 0,069 KPa. Diferente de SM-01, neste modelo ambos os valores máximos ocorrem no elemento da ponta da estaca, onde a falha ocorre.

No que tange o deslocamento, a Figura 77 mostra que o maior valor ocorre também no elemento de fundação, correspondendo a 3,58 mm no sentido do carregamento, enquanto o deslocamento mínimo é verificado em um elemento próximo à extremidade direita, mais distante da estaca. É esperado que os valores máximos ocorram sempre no elemento de fundação, pois neste é aplicado o carregamento vertical.

A Figura 78 apresenta a curva carga x recalque para o nó padrão. O valor de carga obtido, igual a 14.101,8 kN, é próximo a três vezes a carga máxima encontrada na sondagem 01. O deslocamento para este valor de carga corresponde a 3,58 mm. Este resultado pode estar associado ao fato de a ponta da estaca, seguindo o comprimento de 15m, estar localizada 20 cm dentro da camada de rocha alterada.

Figura 75 - Tensões cisalhantes (Pa) para SM-02

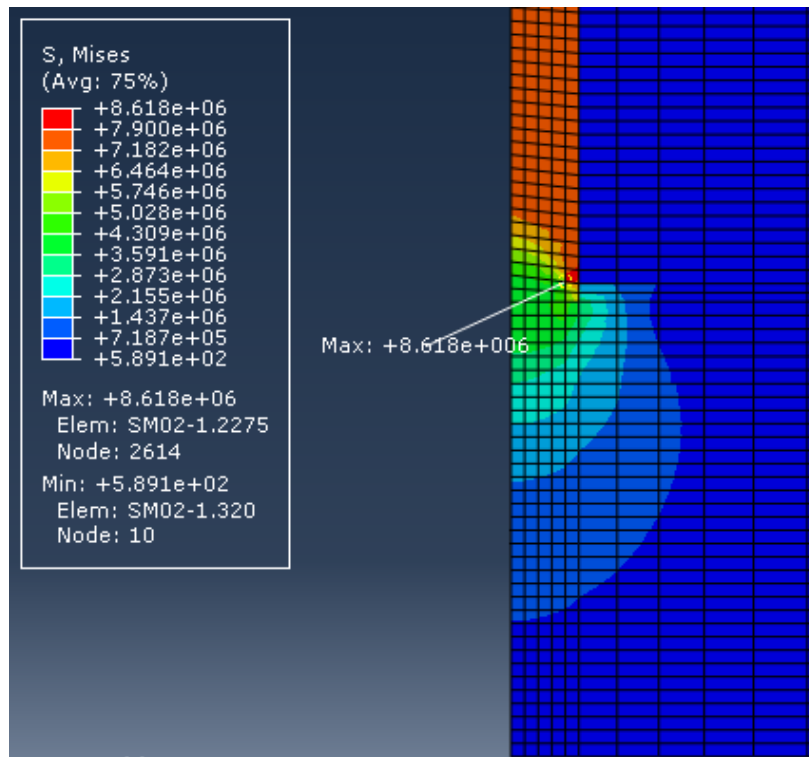


Figura 76 - Tensões normais verticais (Pa) para SM-02

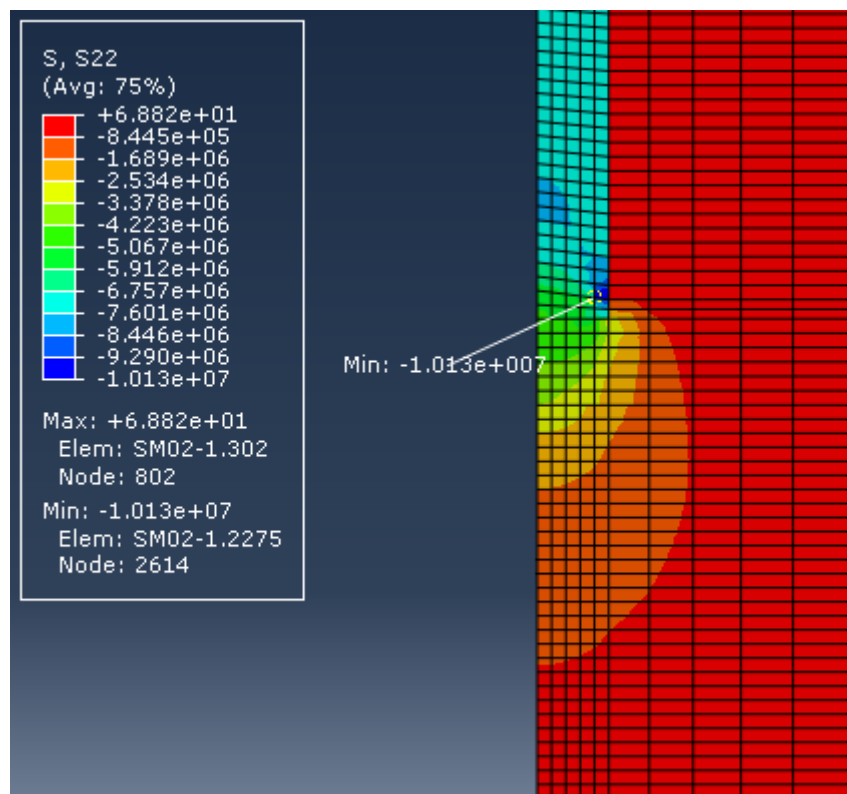


Figura 77 - Deslocamentos verticais (m) para SM-02

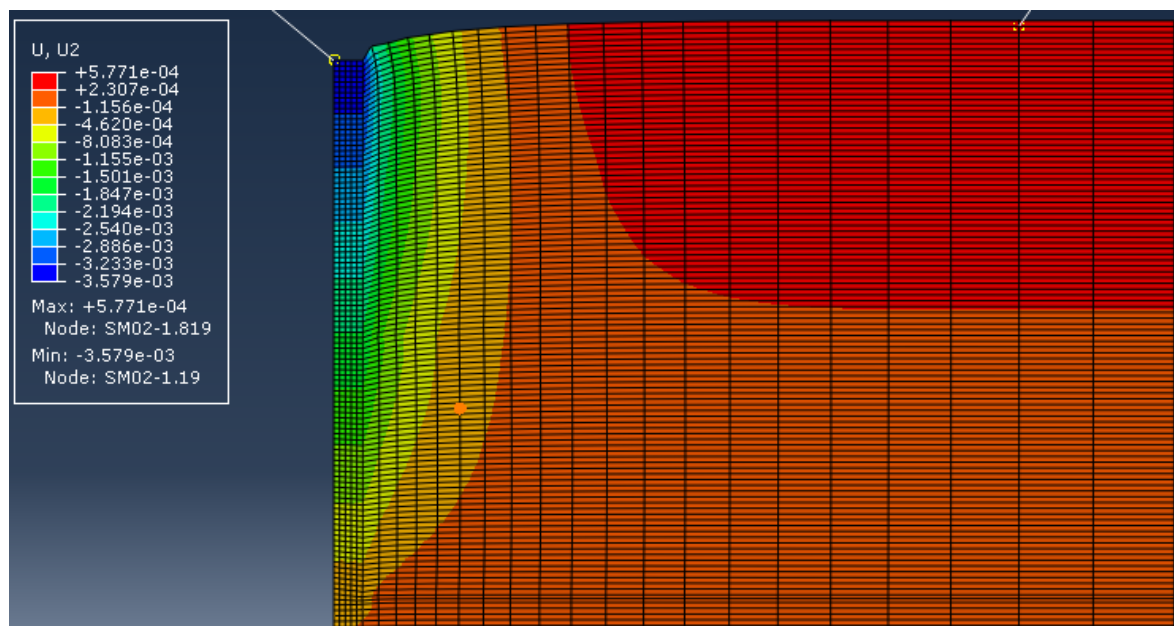
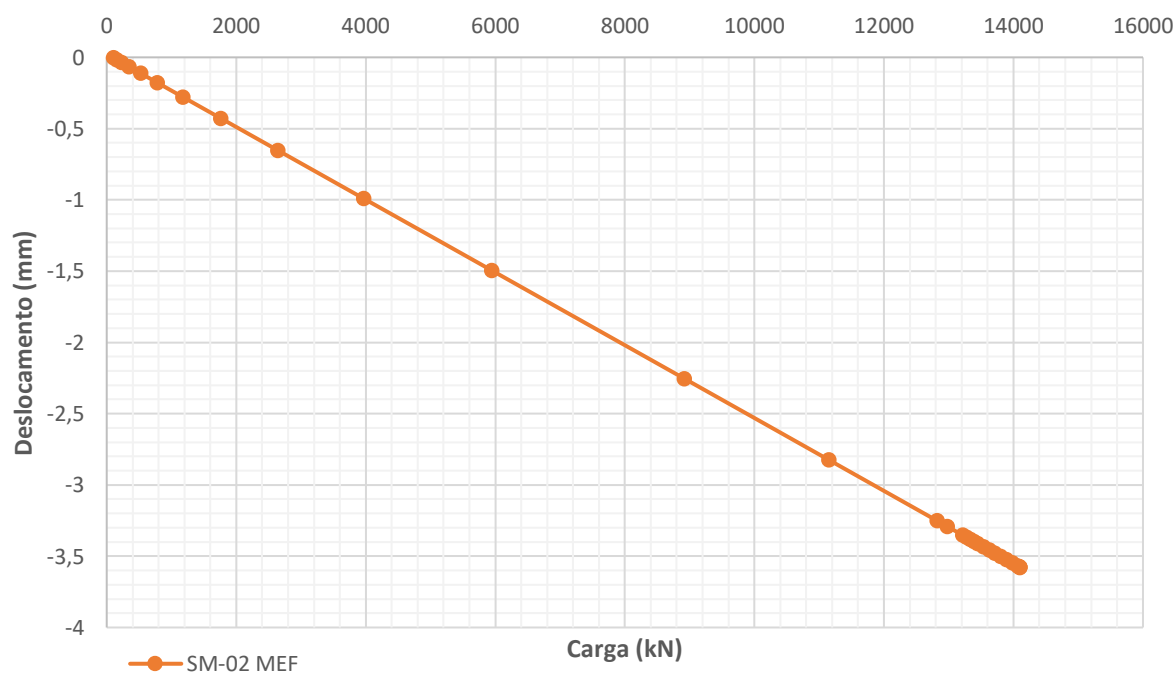


Figura 78 - Curva carga x recalque pelo MEF para SM-02



4.3.3 Resultados da modelagem para SM-03

A sondagem SM-03 apresenta 4 camadas de solo: areia com entulho, areia média amarronzada, areia grossa acinzentada, silte arenoso alaranjado. As duas camadas de rocha correspondem a: rocha alterada e granito rosado. Os parâmetros destes materiais são apresentados na Tabela 18.

Tabela 18 - Parâmetros adotados para as camadas constituintes de SM-03

Solo	N _{SPT} médio		E (MPa)	v	Peso esp (kN/m ³)	φ (°)	C (Pa)
Areia com entulho	-		10	0,2	16	34	1,0x10 ³
Areia Média Amarronzada	7		18,9	0,2	16	30,8	1,0x10 ³
Areia Grossa Acinzentada	17		45,9	0,3	17	34,8	1,0x10 ³
Silte Arenoso Alaranjado	31		69,75	0,4	18	40,4	1,0x10 ³
Rocha alterada	-		2,0x10 ⁴	0,2	20	-	-
Granito Rosado	-		4,7 x10 ⁴	0,2	26	-	-
Concreto 45MPa	-		3,40 x10 ⁴	0,2	25	-	-

Através da Figura 79 e Figura 80 são apresentados os resultados obtidos para a tensão cisalhante e tensão normal vertical. Para a tensão cisalhante nota-se que as superfícies equipotenciais verificadas nas duas sondagens anteriores não ocorrem, de fato, há uma descontinuidade na propagação das tensões. Diferente das outras sondagens são formadas duas regiões separadas com tensões de mesma intensidade. Para as tensões normais constata-se uma diminuição com a profundidade e valores da ordem de 0,2 MPa tanto na ponta da estaca, como nas camadas de rocha subjacentes. Além disso o elemento que usualmente causava a falha na convergência do modelo não indica o mesmo problema.

A tensão cisalhante máxima corresponde a 2,92 MPa enquanto que o valor mínimo é igual a 0,27 KPa. Para a tensão normal o valor máximo é igual a 2,95 MPa e o mínimo igual a 0,18 KPa. Os valores máximos ocorrem na ponta da estaca enquanto que os valores mínimos são verificados na superfície do modelo, nas camadas de solo.

Os deslocamentos, apresentados na Figura 81, ocorrem de forma mais significativa no elemento de fundação e tende a diminuir com a profundidade e a distância horizontal. Nota-se que a distribuição difere das duas sondagens anteriores. O nó de maior deslocamento move-se 5,81 mm no sentido do carregamento.

Através da curva carga \times recalque, Figura 82, é observado que o valor da capacidade de carga corresponde a 5.201,5 kN com o respectivo deslocamento igual a 5,81 mm. Esse valor

aproxima-se da sondagem SM-01. Este resultado pode estar associado ao fato de que para estes dois modelos a ponta da estaca está assentada em solo.

Figura 79 - Tensões cisalhantes (Pa) para SM-03

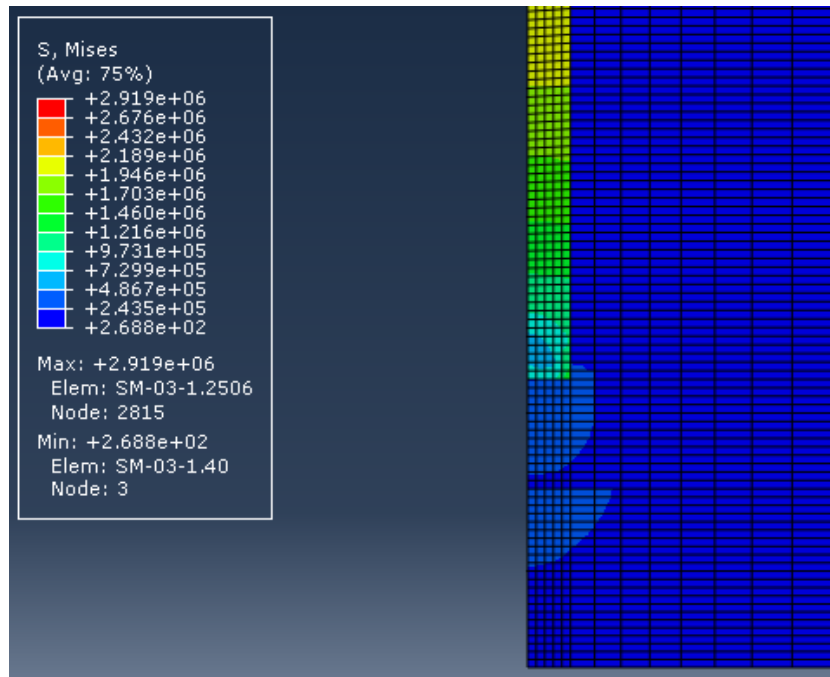


Figura 80 – Tensões normais verticais (Pa) para SM-03

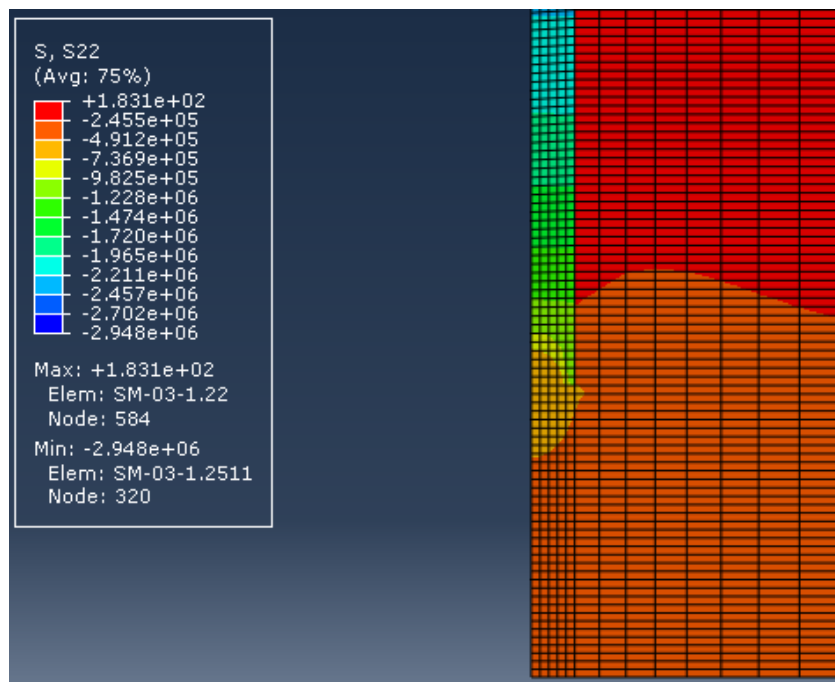


Figura 81 - Deslocamentos verticais (m) para SM-03

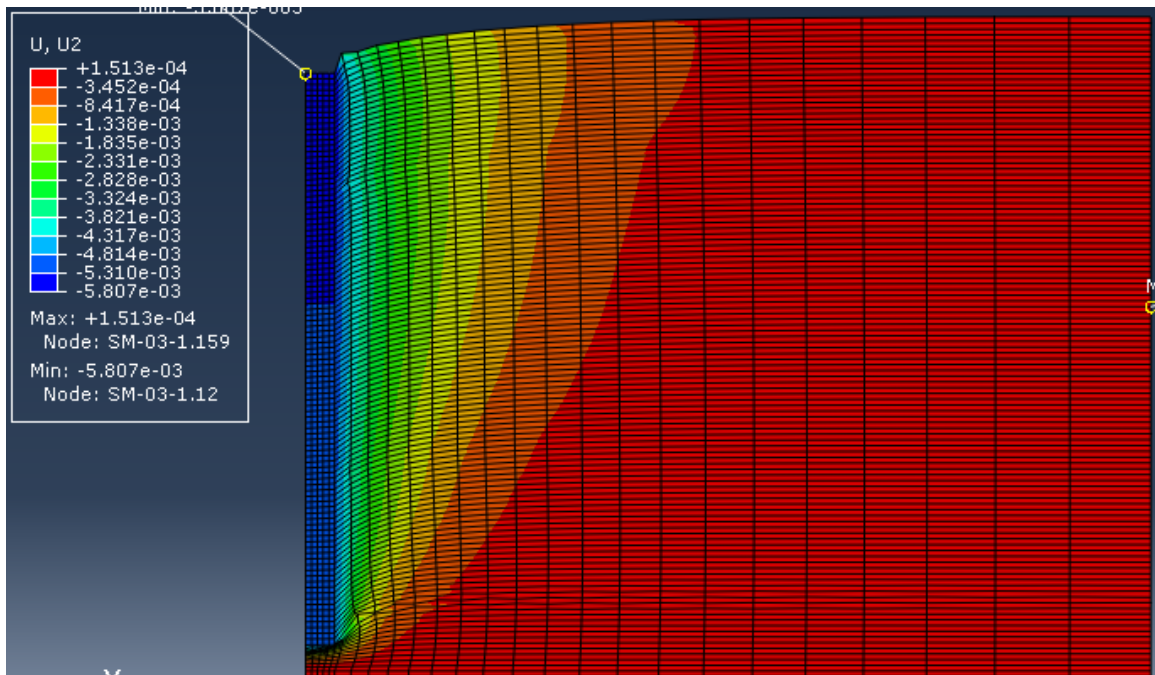
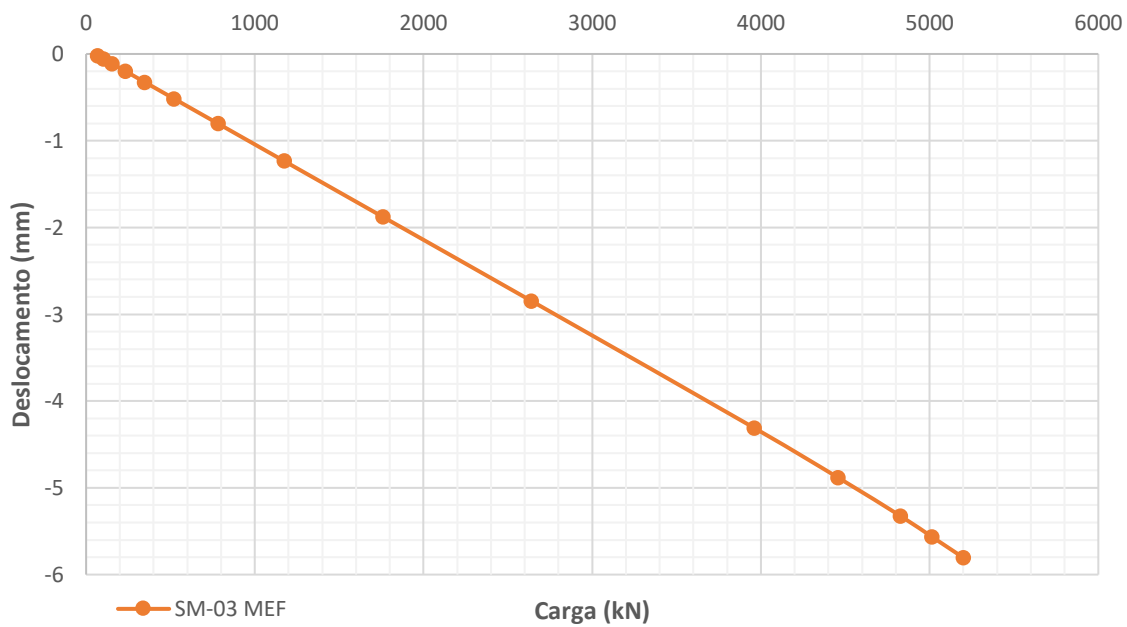


Figura 82 - Curva carga x recalque pelo MEF para SM-03



4.3.4 Resultados da modelagem para SM-04

A sondagem SM-04 é composta por 5 camadas distintas de solo: areia com entulho, areia média amarronzada, areia grossa acinzentada, areia média alaranjada e silte arenoso. As camadas de rocha seguem o já verificado até o momento, sendo: rocha alterada e granito rosado. Os parâmetros utilizados na modelagem são apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 - Parâmetros adotados para as camadas constituintes de SM-04

Solo	N _{SPT} médio	E (MPa)	v	Peso esp (kN/m ³)	φ (°)	C (Pa)
Areia com entulho	-	10	0,2	16	34	1,0x10 ³
Areia Média Amarronzada	7	18,9	0,2	16	30,8	1,0x10 ³
Areia Grossa Acinzentada	18	48,6	0,3	17	35,2	1,0x10 ³
Areia Média Alaranjada	13	35,1	0,3	17	33,2	1,0x10 ³
Silte Arenoso Alaranjado	34	76,5	0,4	18	41,6	1,0x10 ³
Rocha alterada	-	2,0x10 ⁴	0,2	20	-	-
Granito Rosado	-	4,7 x10 ⁴	0,2	26	-	-
Concreto 45MPa	-	3,40 x10 ⁴	0,2	25	-	-

Os resultados referentes as tensões cisalhantes e normais verticais são apresentados na Figura 83 e Figura 84. De modo semelhante ao que se constatou para SM-03, devido às mudanças de camadas próximo à ponta da estaca nota-se a descontinuidade nas superfícies de tensões cisalhantes equipotenciais. As tensões normais formam superfícies equipotenciais próximas à ponta da estaca com tendência de diminuição de intensidade com a profundidade. Para este modelo também não foi constatado elemento da malha com significativa diferença dos demais, indicando problema de convergência.

O valor de tensão cisalhante máxima ocorre próximo ao topo da estaca, com valor igual a 3,43 MPa enquanto o valor mínimo corresponde a 0,62 KPa. Para a tensão normal vertical o valor máximo é igual a 3,46 MPa e o mínimo é igual a 0,16 KPa. Seguindo a tendência, os valores máximos ocorrem no elemento de fundação enquanto os mínimos ocorrem em camadas de solo próximas à extremidade direita do modelo.

Como esperado, o maior deslocamento, como apontado na Figura 85, ocorre no elemento de fundação, com valor igual a 4,71 mm no sentido do carregamento.

A curva carga x recalque elaborada através dos resultados do modelo indica uma capacidade de carga igual a 6.100,2 kN com respectivo deslocamento igual 4,71 mm. Este valor se aproxima dos resultados das sondagens 01 e 03.

Figura 83 - Tensões cisalhantes (Pa) para SM-04

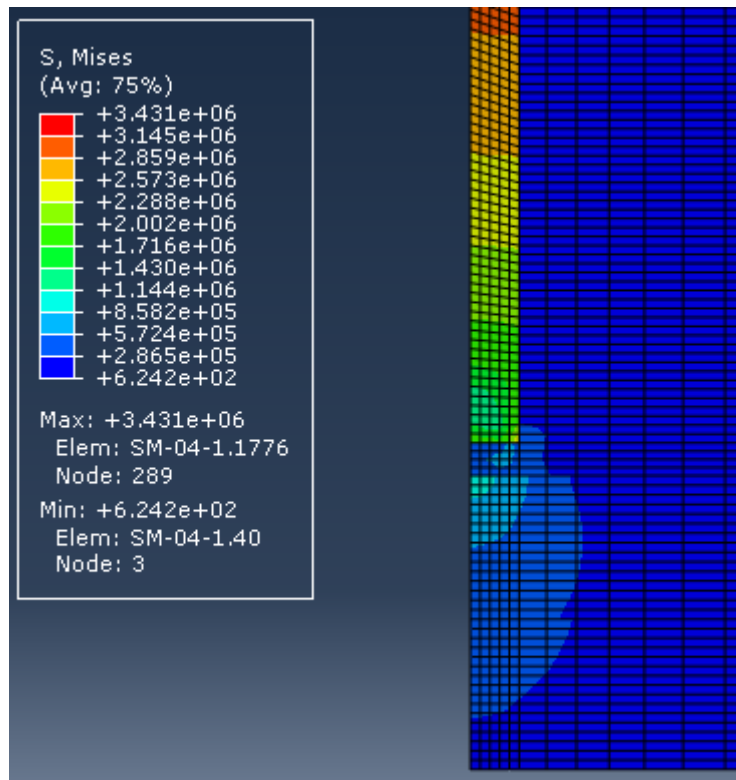


Figura 84 – Tensões normais verticais (Pa) para SM-04

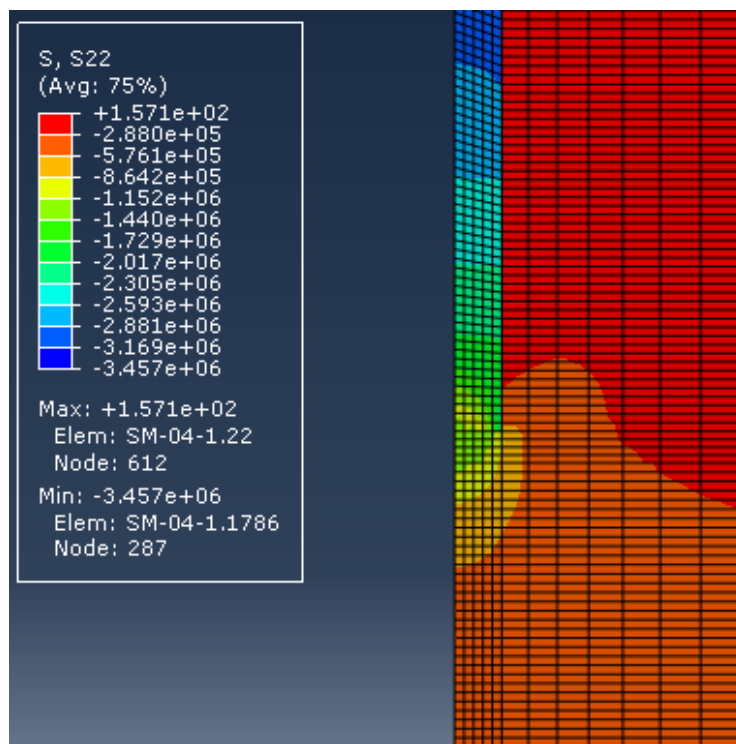


Figura 85 - Deslocamentos verticais (m) para SM-04

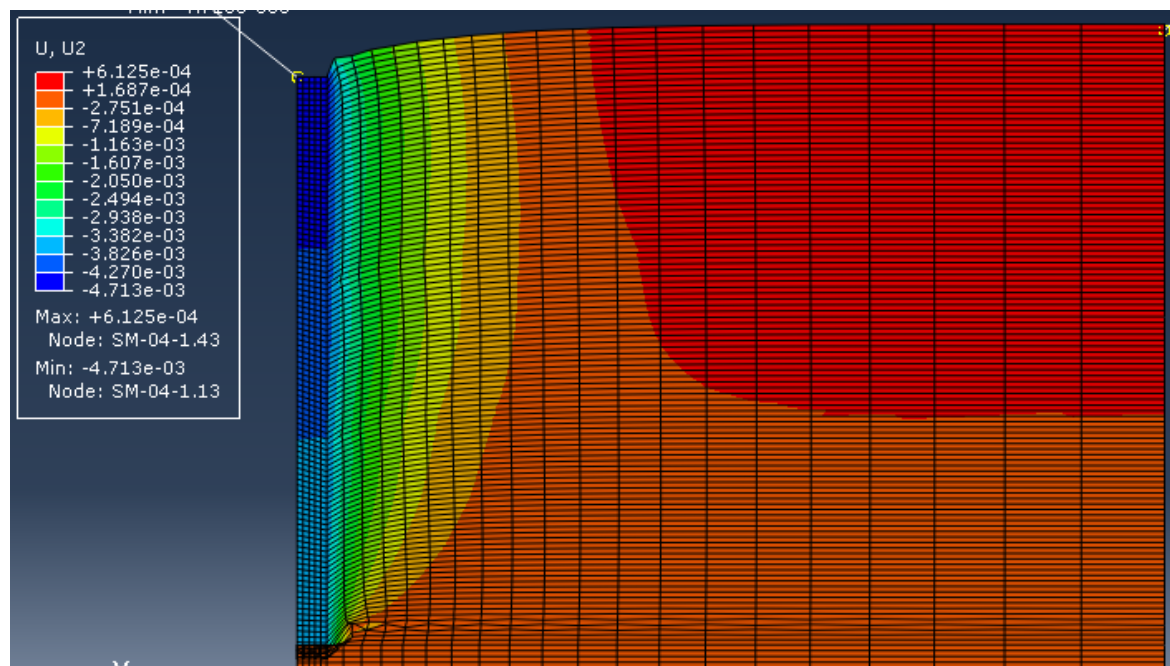
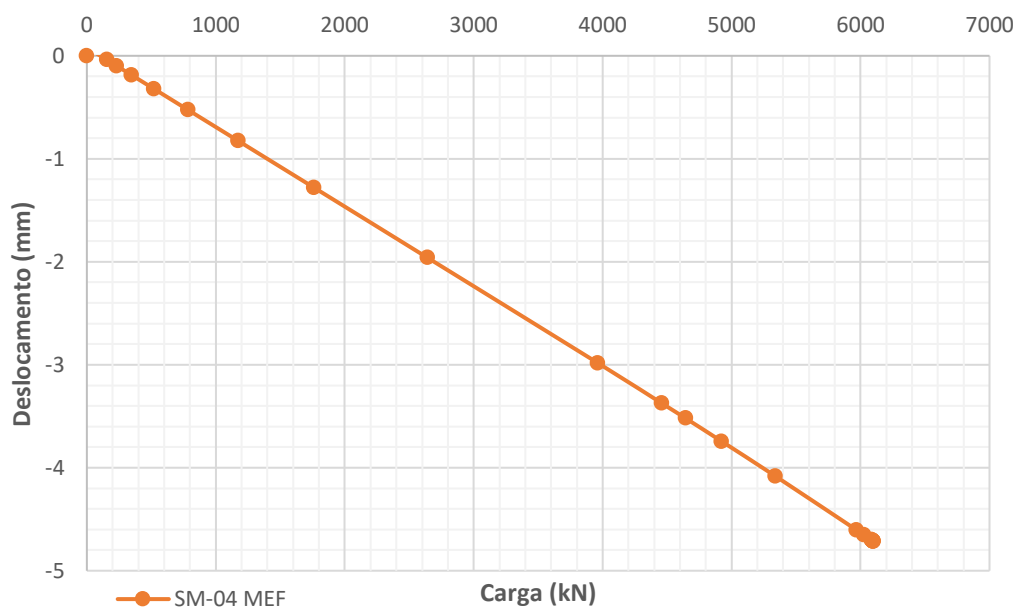


Figura 86 - Curva carga x recalque pelo MEF para SM-04



4.4 RESULTADOS DA PROVA DE CARGA BIDIRECIONAL PCE-03

A prova de carga PCE-03 foi realizada na estaca E4-23, a única estaca testada com esse método. Como mencionado no item 3.5.1, a prova de carga consistiu em 22 de estágios de 10 minutos com carregamento de 348 kN/estágio. A carga total aplicada é igual a 7.656 kN, o que corresponde a cerca de 2,16 vezes o carregamento de trabalho do elemento de fundação (3.550,4 kN).

Para a determinação da curva equivalente elaborou-se as curvas carga \times recalque da prova de carga filtrando apenas os finais de cada estágio. Assim, o comportamento em “degraus”, representativos dos estágios, foi suavizado. A Figura 87 apresenta os resultados suavizados para medidas no topo da estaca, a Figura 88 as medidas suavizadas de recalque tomadas acima da célula e a Figura 89 apresenta um comparativo direto destes resultados, indicando que as diferenças entre leituras no topo e acima da célula não são significativas.

Ainda da análise das curvas apresentadas nas Figuras 87 a 89 percebe-se que a magnitude dos deslocamentos entre ponta e as duas medidas referentes ao fuste (topo da estaca e acima da célula) são diferentes. O deslocamento máximo da ponta atinge 1 mm, enquanto o fuste tem seu deslocamento superior a 5 mm. Como mencionado no item 2.6.5, esta característica dificulta o procedimento sugerido por Silva (1986) na construção da curva equivalente pois não é possível estabelecer de maneira visual a correlação para os mesmos deslocamentos. A isto soma-se o fato de a prova de carga não atingir a ruptura, corroborando a necessidade da extrapolação dos resultados.

Figura 87 – Curva carga \times recalque (topo da estaca) apenas com os finais dos estágios

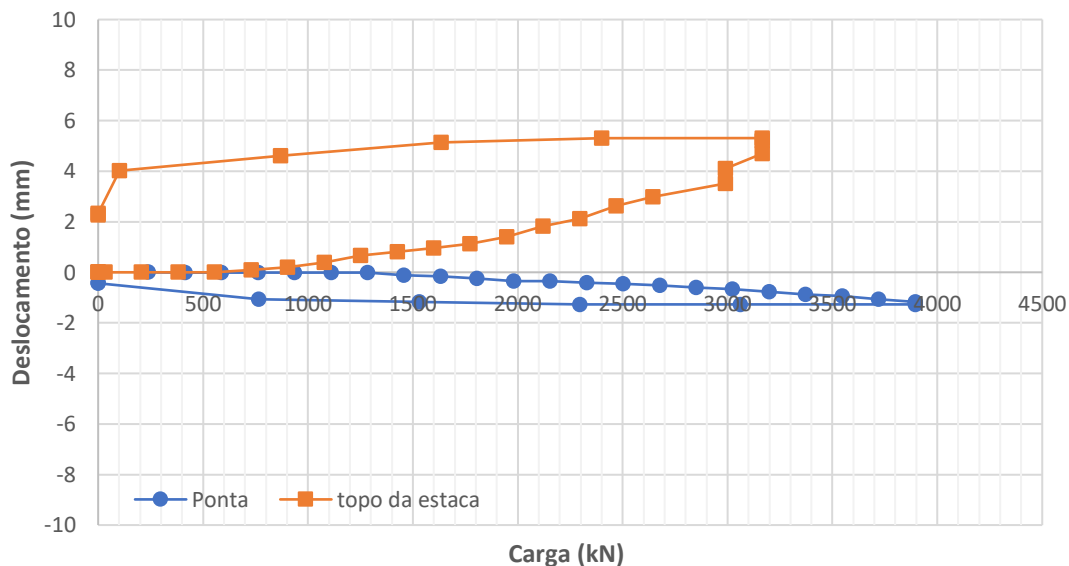


Figura 88 - Curva carga x recalque (acima da célula) apenas com os finais dos estágios

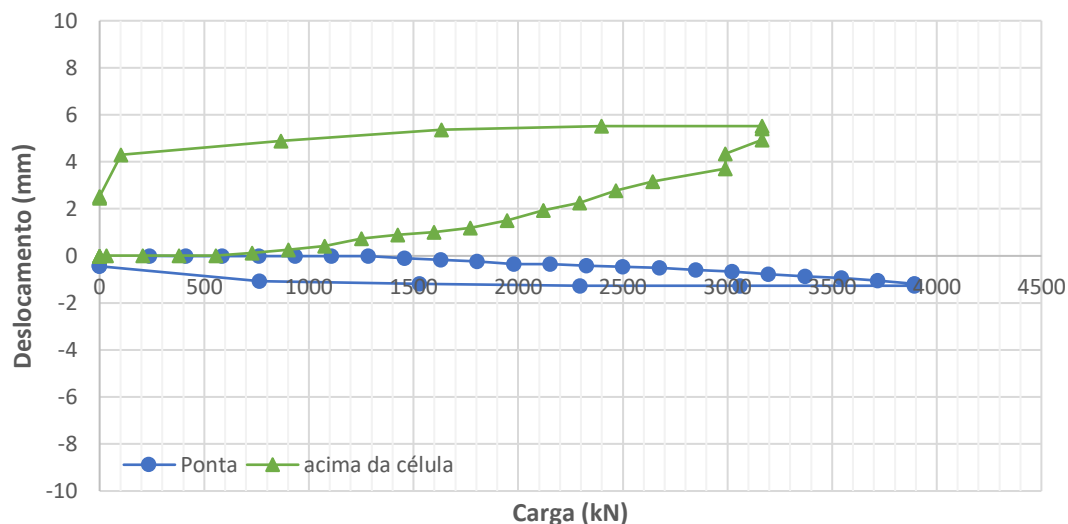
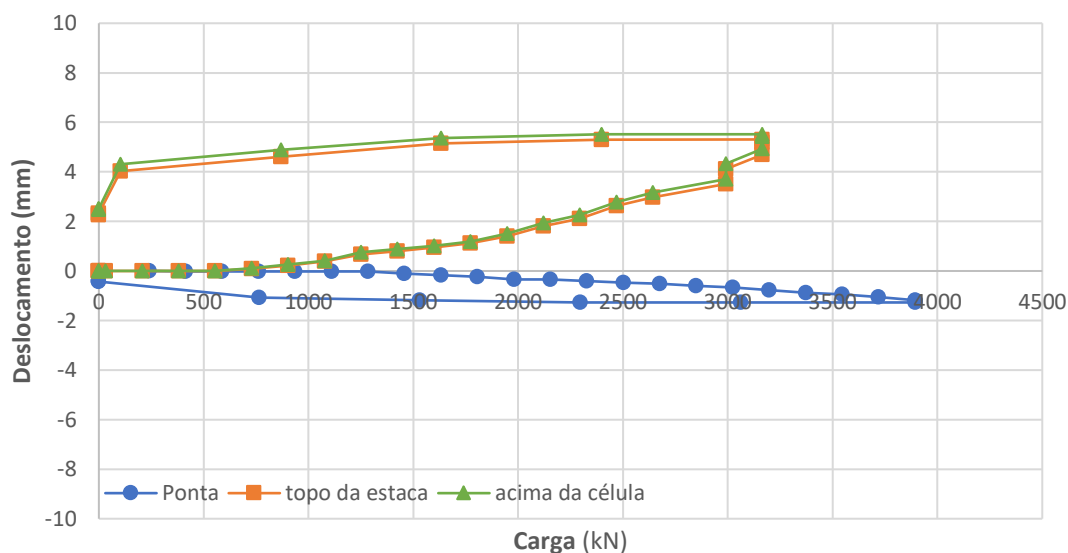


Figura 89 - Curva carga x recalque (topo da estaca e acima da célula) apenas com os finais dos estágios



A extrapolação foi elaborada separadamente para o fuste e para os dados “acima da célula” visto que os mesmos indicam um maior recalque para o mesmo carregamento quando comparado aos dados “topo da estaca”. Nota-se, porém, que a diferença entre as duas medições não é significativa, como já mencionado. Para esse procedimento os dados relativos ao descarregamento do elemento de fundação não foram considerados, limitando-se as medidas até a terceira etapa do estágio 22.

O método de Van der Veen (1953) foi aplicado para a extrapolação da curva da ponta. Com os dados da prova de carga construiu-se as curvas de recalque \times recalque. Cada curva

foi elaborada com o uso da capacidade de carga da ponta (P_{max}) estimada por cada método (Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Teixeira, UFRGS e Bustamante-Gianeselli) além de uma curva denominada “outro” que permitia a variação do valor de resistência da ponta de modo a se obter a curva com melhor ajuste dos pontos para uma função linear (maior valor de R^2). Vale destacar que os estágios de 1 a 7 foram retirados da análise pois sua inclinação diferia significativamente dos demais estágios, comprometendo a definição dos parâmetros. O resultado dessa etapa é ilustrado na Figura 90.

O valor de P_{max} para o melhor ajuste de curva é igual a 5.500 kN e a equação (4.1) representa a extrapolação. O resultado da extrapolação é mostrado na Figura 91.

$$P = 5.500(1 - e^{0,88082 z}) \quad (4.1)$$

Figura 90 – Função recalque x α recalque para a ponta do elemento de fundação

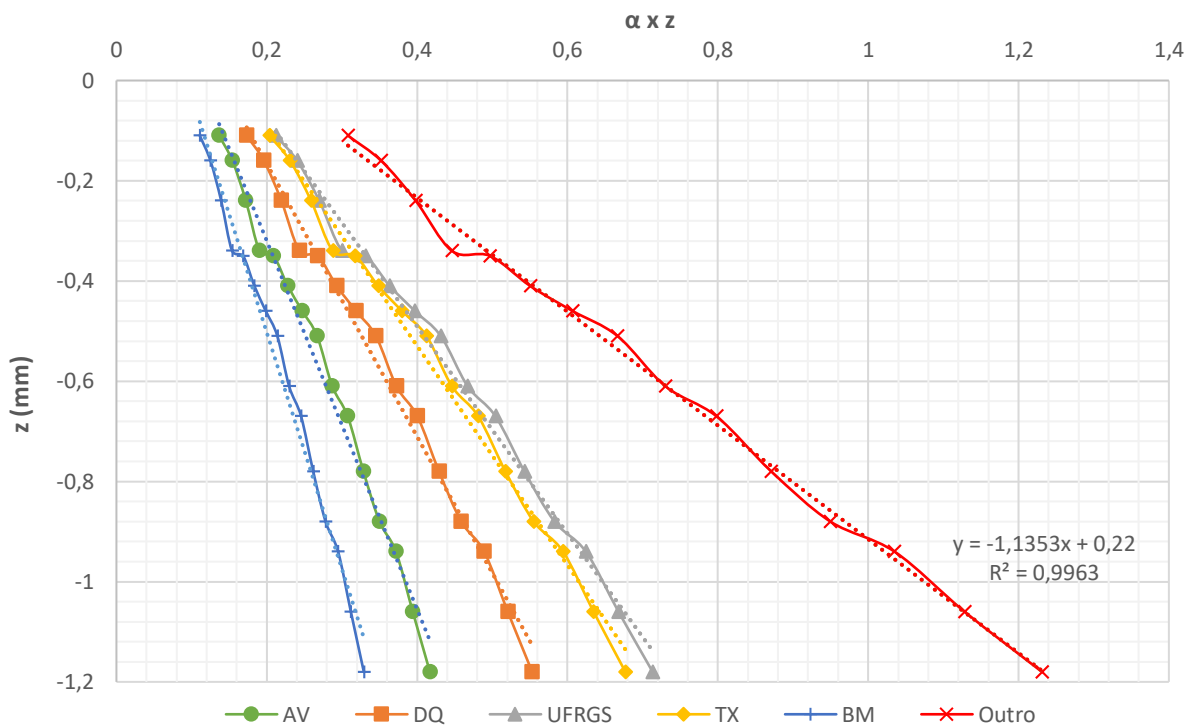
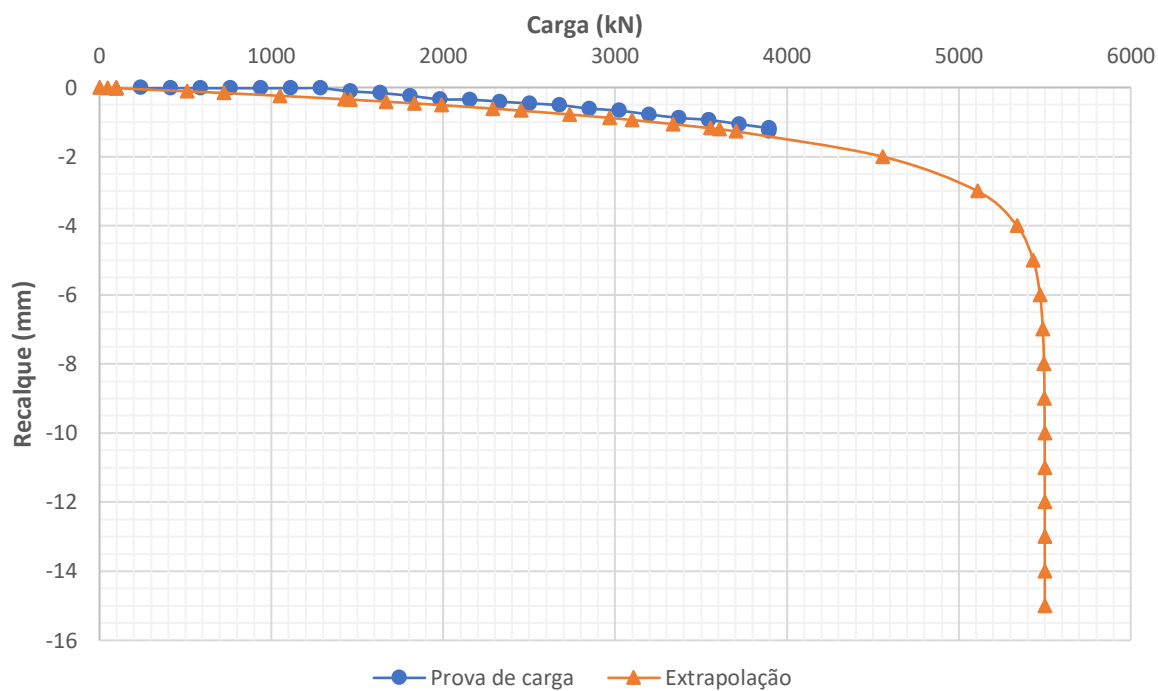


Figura 91 – Curvas carga x recalque comparativa entre prova de carga e extrapolação para a ponta



O procedimento feito para a curva da ponta do elemento de fundação foi adotado para os dados do fuste. Da mesma forma que na ponta, os estágios de 1 a 7 foram removidos da análise. O gráfico obtido é mostrado na Figura 92 onde nota-se que a melhor curva ajustada, denominada de “outro”, fornece um R^2 igual 0,9950.

O valor de P_{max} para o melhor ajuste de curva é igual a 3.320 kN e a equação (4.2) representa a extrapolação. O resultado da extrapolação é mostrado na Figura 92.

$$P = 3.320(1 - e^{-0,4327 z}) \quad (4.2)$$

Figura 92 - Função recalque x α recalque para o fuste do elemento de fundação

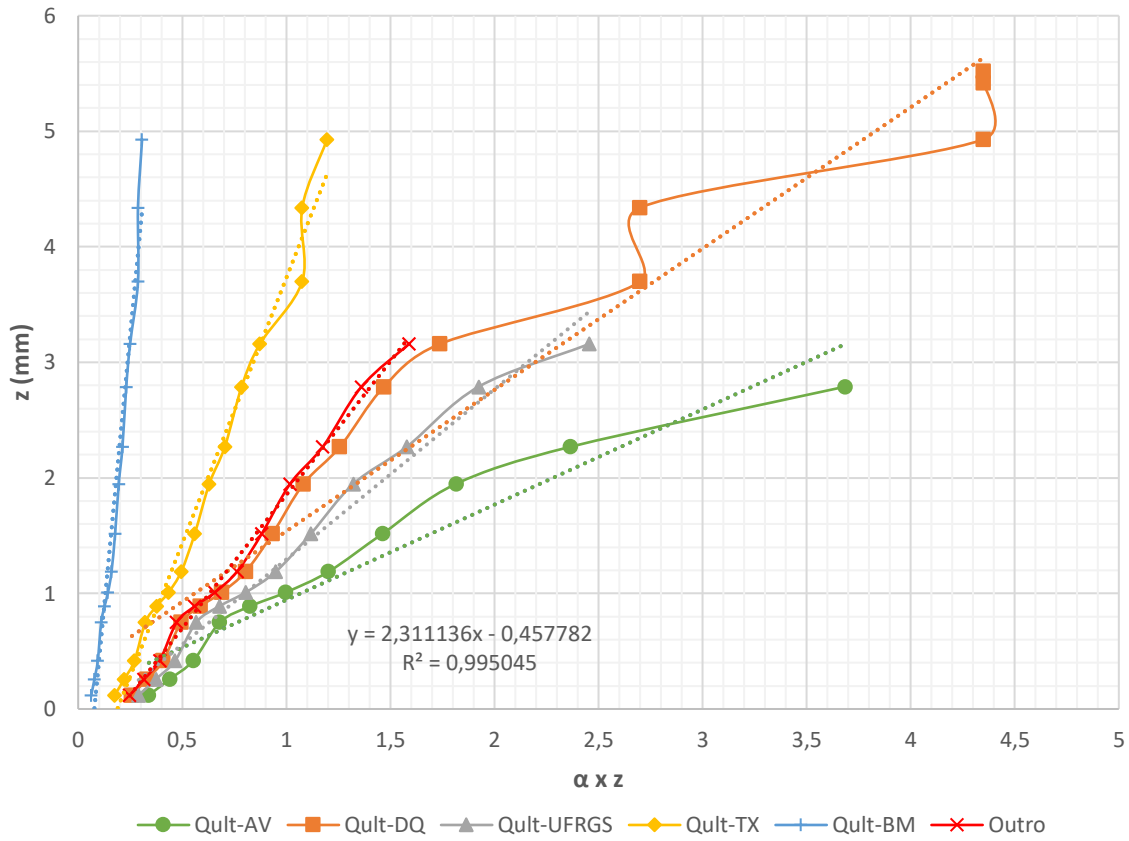
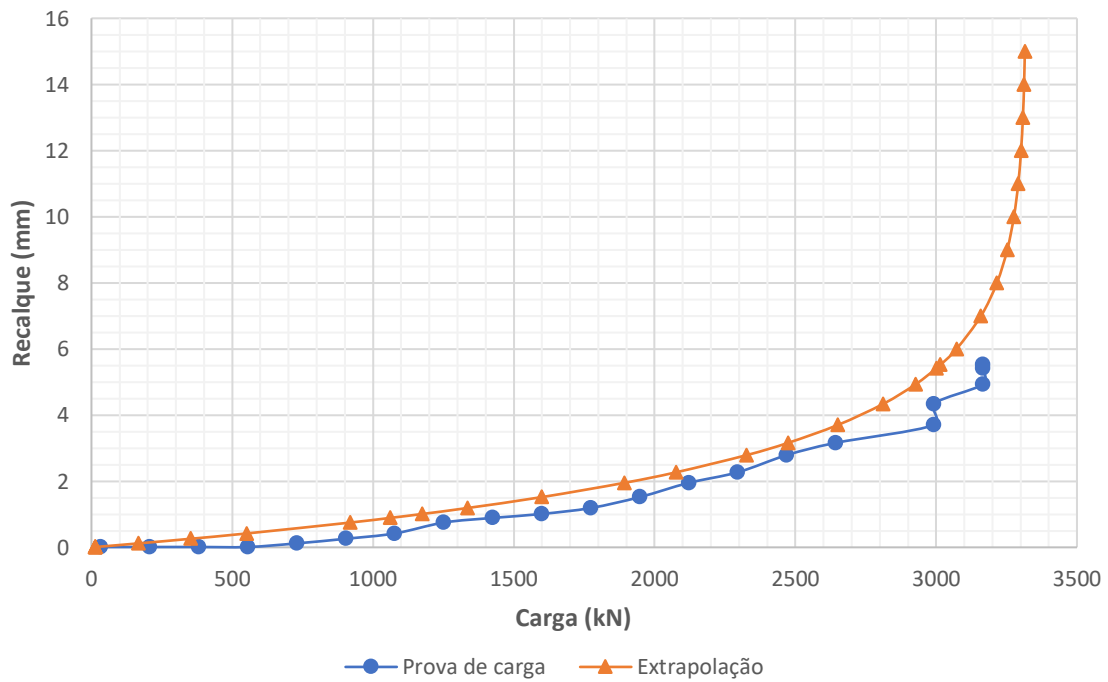


Figura 93 - Curvas carga x recalque comparativa entre prova de carga e extrapolação para o fuste



Com a determinação das duas equações de extrapolação é possível empregar o procedimento criado por Silva (1986) e por Falconi e Maset (2016). Dessa forma, primeiramente são fixados valores de recalque e posteriormente calculadas as cargas através das equações para a ponta e para o fuste. Gráficamente o resultado dessa etapa é exibido na Figura 94.

No que diz respeito ao método de Falconi e Maset (2016) verificou-se que o cálculo do encurtamento elástico da estaca é insignificante quando comparado ao recalque. A ordem dos valores obtidos fica em 10^{-7} e 10^{-6} m. Tal verificação é explicada pela grande rigidez da estaca, relacionada principalmente com o grande diâmetro de 1,5 m e ao elevado Módulo elástico do concreto (34 GPa conforme NBR 6118:2014) de f_{ck} 45 MPa. Como resultado não é perceptível a diferença entre as curvas equivalentes segundo Silva (1986) e Falconi e Maset (2016).

A Figura 95 apresenta a interpretação da norma NBR 6122 (ABNT, 2010) para definição da carga de ruptura. O critério define a ruptura a partir de um encurtamento elástico somado a um valor de recalque relacionado ao diâmetro, nota-se, dado o valor desprezível do encurtamento da estaca, que o critério de ruptura será governado pela relação com o diâmetro. Assim, segundo o critério apresentado em 2.6.4 o valor de recalque na ruptura é igual a 50 mm (1500 mm / 30), configurando uma linha horizontal que intercepta a curva equivalente. Da Figura 95 conclui-se que a capacidade de carga pela prova de carga é igual a 8.820 kN.

Figura 94 – Curva carga x recalque da ponta e fuste a partir das extrapolações

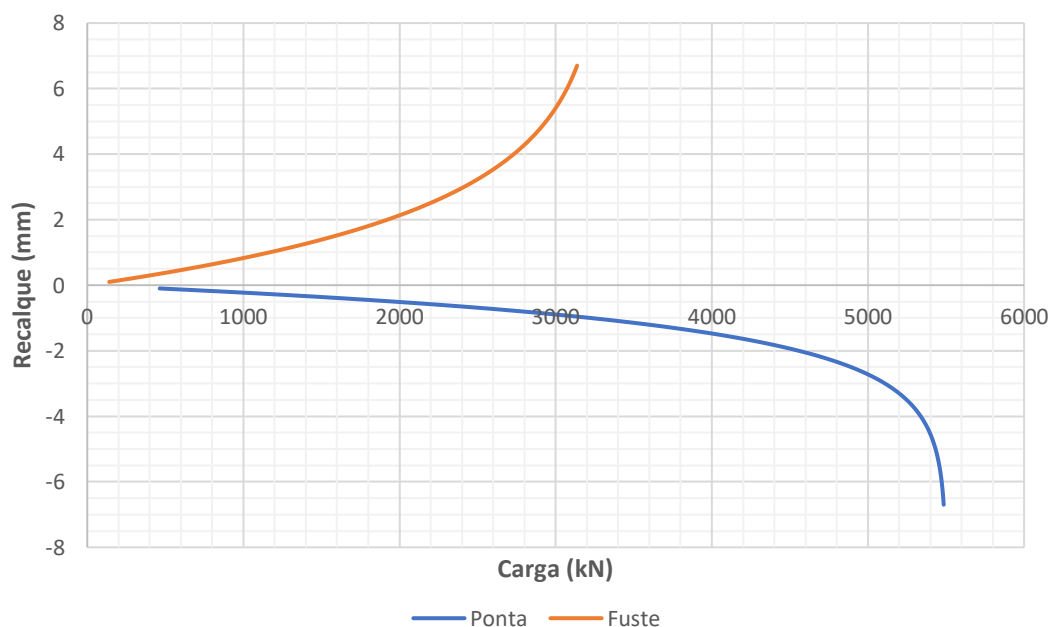
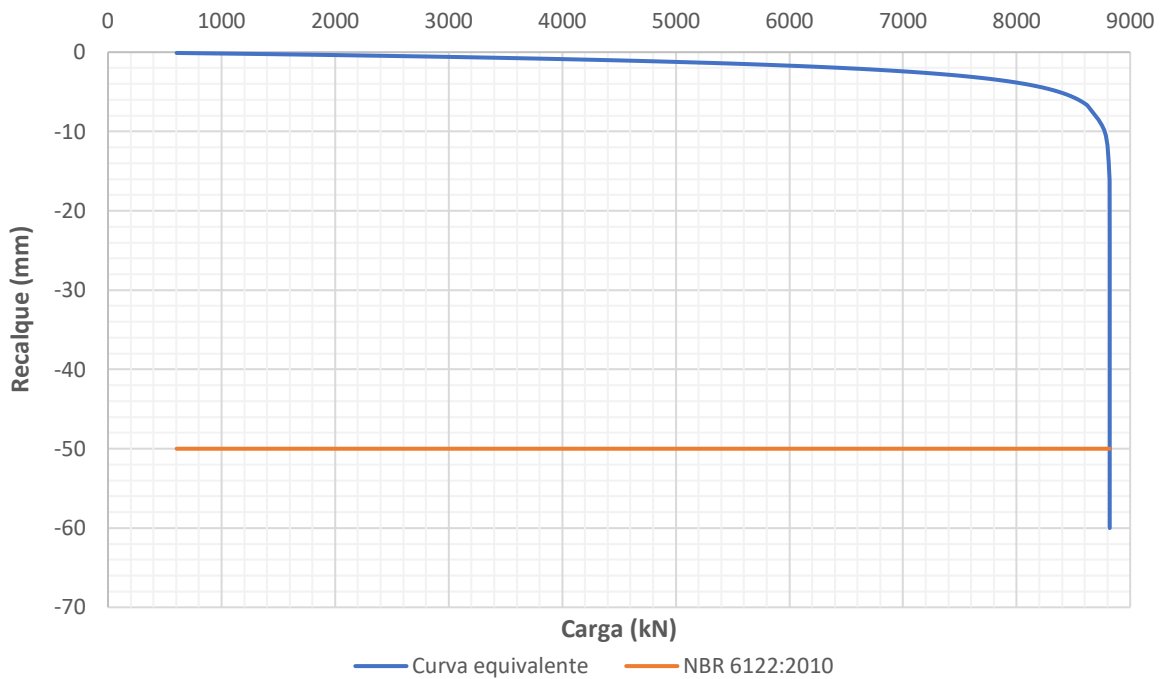


Figura 95 – Curva carga x recalque equivalente e verificação da capacidade de carga segundo NBR 6122:2010



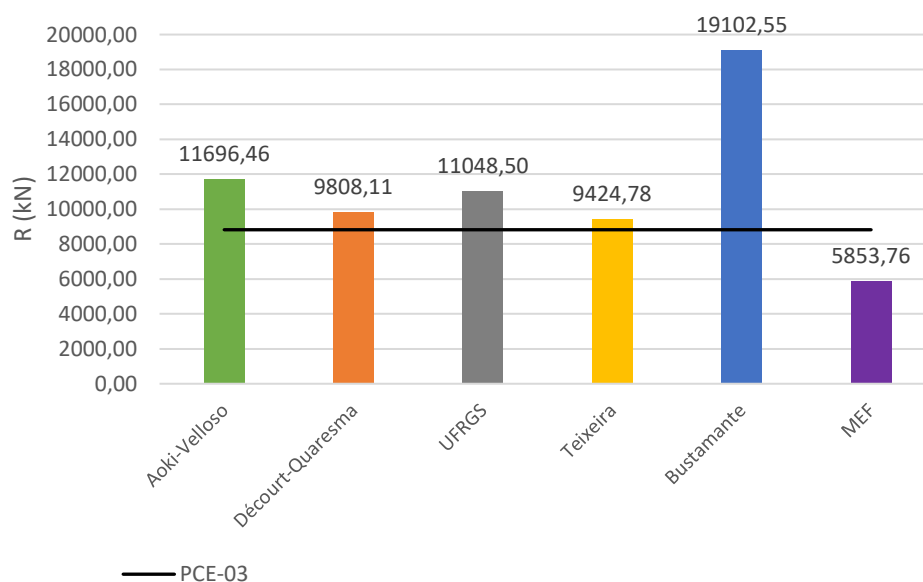
4.5 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS OBTIDOS POR DIFERENTES MÉTODOS

Com os estudos específicos de cada método desenvolvidos torna-se possível analisar comparativamente os resultados obtidos. Através da comparação de métodos avalia-se os diferentes valores de capacidade de carga e sua segurança através dos dados da prova de carga bidirecional. Essa análise permite o entendimento das características de cada método.

4.5.1 Análise comparativa das resistências

A Figura 96 referente à sondagem SM-01 exibe os valores obtidos para cada método e sua relação com o valor obtido pela prova de carga bidirecional (PCE-03). Nota-se que todos os métodos semi-empíricos apresentam a valores superiores ao constatado pela prova de carga. O método de Teixeira é que mais se aproxima da verificação em campo, com apenas 6,9 % acima de PCE-03. Da mesma figura fica evidente que o método de Bustamante-Gianeselli é o mais distante, com 116,6% acima. Por outro lado, o valor obtido da modelagem pelo MEF possui uma previsão inferior, cerca de 33,6% abaixo da prova de carga.

Figura 96 – Comparação entre resistências calculadas e a prova de carga para SM-01



A Tabela 20 apresenta a relação entre a prova de carga e o valor de resistência última de cada método. A comparação entre a resistência última e a prova de carga indica o quanto o método é mais ou menos conservador. Vale ressaltar o valor de fator de segurança obtido para o método de Bustamante-Gianeselli.

Tabela 20 – Índices comparativos entre métodos e a prova de carga para SM-01

Relação Res. última/PCE-03	
AV	1,33
DQ	1,11
UFRGS	1,25
TX	1,07
BM	2,17
MEF	0,66

Para a sondagem SM-02 é apresentada a Figura 97. A comparação com o resultado da prova de carga mostra que a maioria dos métodos possuem valores significativamente superiores ao determinado em PCE-03. O método da UFRGS é o que mais se aproxima, com 17,3% resistência a mais que a prova de carga. Já o método mais distante é novamente o de Bustamante-Gianeselli, com valor 263,4% acima da prova de carga.

É válido ressaltar que o modelo em MEF apresentou crescimento na resistência significativo em relação às outras sondagens visto, como já discutido, que parte da ponta da estaca encontra-se na camada de rocha alterada.

Através da Tabela 21 são apresentadas as relações entre as resistências e o resultado da prova de carga.

Figura 97 - Comparação entre resistências calculadas e a prova de carga para SM-02

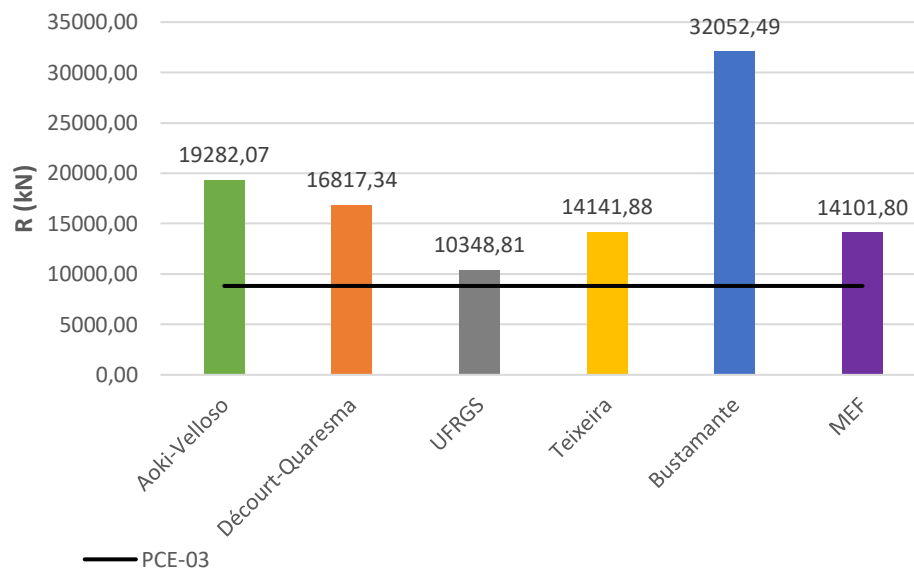


Tabela 21 - Índices comparativos entre métodos e a prova de carga para SM-02

Relação Res. última/PCE-03	
AV	2,19
DQ	1,91
UFRGS	1,17
TX	1,60
BM	3,63
MEF	1,60

No que tange a sondagem SM-03, a Figura 98 indica que novamente o método da UFRGS é o que mais se aproxima do valor obtido pela prova de carga para os métodos semi-empíricos. O valor obtido por este método está cerca de 29,3% acima da prova de carga. O método de Bustamante-Gianeselli apresenta valor de 190,7% acima. Esta tendência de afastamento das resistências pelo método de Bustamante-Gianeselli foi observada na comparação entre os métodos semi-empíricos.

A resistência obtida pelo MEF novamente apresenta-se abaixo do valor de PCE-03. Abaixo em 41,0% da prova de carga, a modelagem demonstra, para os parâmetros empíricos utilizados, a tendência de valores mais conservadores.

Figura 98 - Comparação entre resistências calculadas e a prova de carga para SM-03

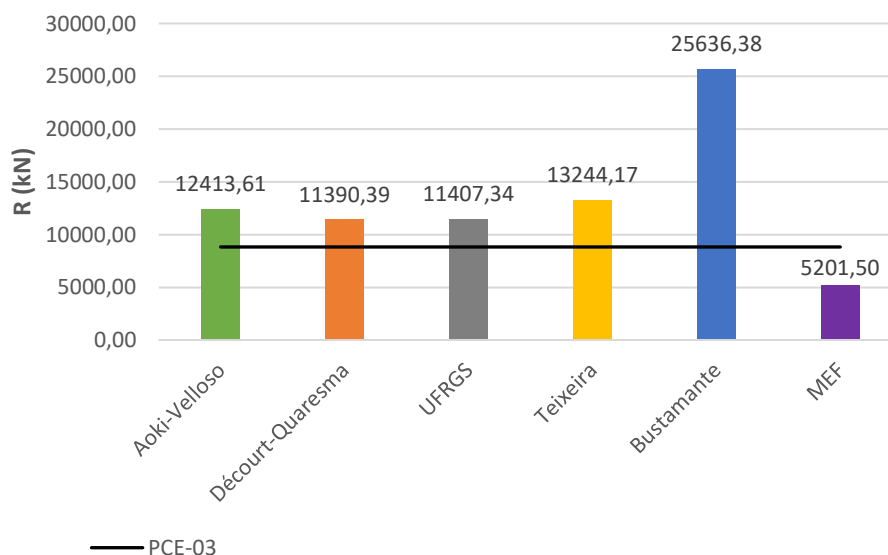


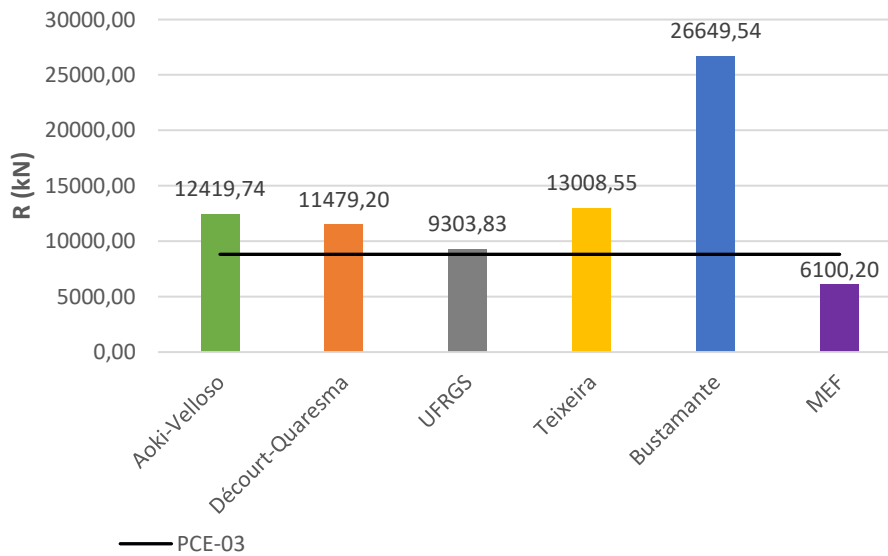
Tabela 22 – Índices comparativos entre métodos e a prova de carga para SM-03

Relação PCE-03 – Res. última	
AV	1,41
DQ	1,29
UFRGS	1,29
TX	1,50
BM	2,91
MEF	0,59

Os resultados dos métodos e prova de carga para a sondagem SM-04 são apresentados na Figura 99. O método que mais se aproxima do observado em campo é o método da UFRGS, acima do verificado em campo em 5,5%. O método de Bustamante-Gianeselli, mais distante de PCE-03, apresenta valor 202,1% acima.

A modelagem pelo MEF apresenta o valor mais próximo da prova de carga para as 4 sondagens. Ainda, o valor obtido é inferior ao verificado em campo em 30,8%.

Figura 99 - Comparação entre resistências calculadas e a prova de carga para SM-04



A Tabela 23 indica para as resistências últimas valores acima do verificado em campo pela prova de carga.

Tabela 23 - Índices comparativos entre métodos e a prova de carga para SM-04

Relação PCE-03 – Res. última	
AV	1,41
DQ	1,30
UFRGS	1,05
TX	1,47
BM	3,02
MEF	0,69

4.5.2 Análise comparativa das curvas carga x recalque da prova de carga e do MEF

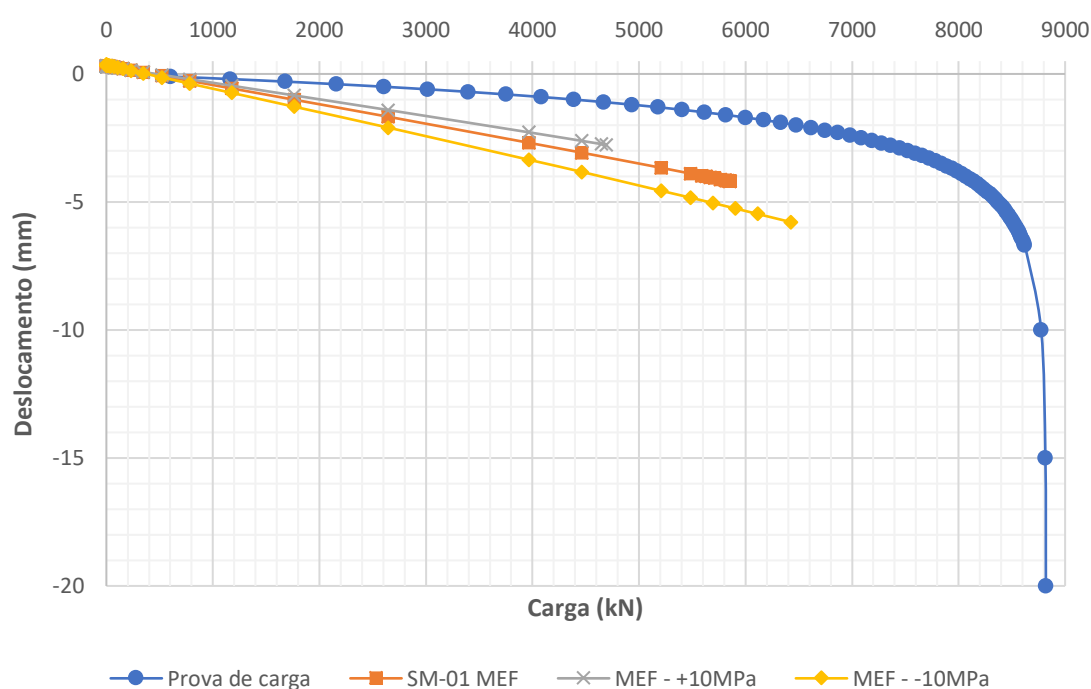
Ao contrário dos métodos semi-empíricos, que fornecem o valor das resistências pela profundidade, a utilização do Método dos elementos finitos permite, como já descrito, a obtenção de resultados relativos a deslocamentos para cada elemento da malha. Esta característica permite que sejam elaboradas curvas carga x recalque, como apresentadas no item 4.3.

É válido notar que os parâmetros utilizados possuem grande importância na determinação dos resultados da modelagem. Uma vez que estes parâmetros foram estabelecidos a partir de equações empíricas da literatura técnica, é esperado que os resultados não

representem fielmente o comportamento do solo. Para efeito de análise dos parâmetros utilizados optou-se por realizar a modelagem da sondagem SM-01, mais próxima da estaca onde se realizou a prova de carga, variando os valores de módulo de elasticidade e ângulo de atrito.

Primeiramente variou-se o módulo de elasticidade das três camadas onde foram determinados valores de N_{SPT} . Os valores de E foram variados para mais e menos 10 MPa. As demais camadas não sofreram alteração. O resultado é apresentado na Figura 100.

Figura 100 – Curva carga x recalque para variações do módulo de elasticidade da SM-01



Posteriormente, variou-se o ângulo de atrito para mais e menos 10° e para mais 20° e 25° nas camadas onde se possuía o valor de N_{SPT} . Os resultados são apresentados na Figura 101 e Figura 102.

Figura 101 – Curva carga x recalque para variações do ângulo de atrito da SM-01

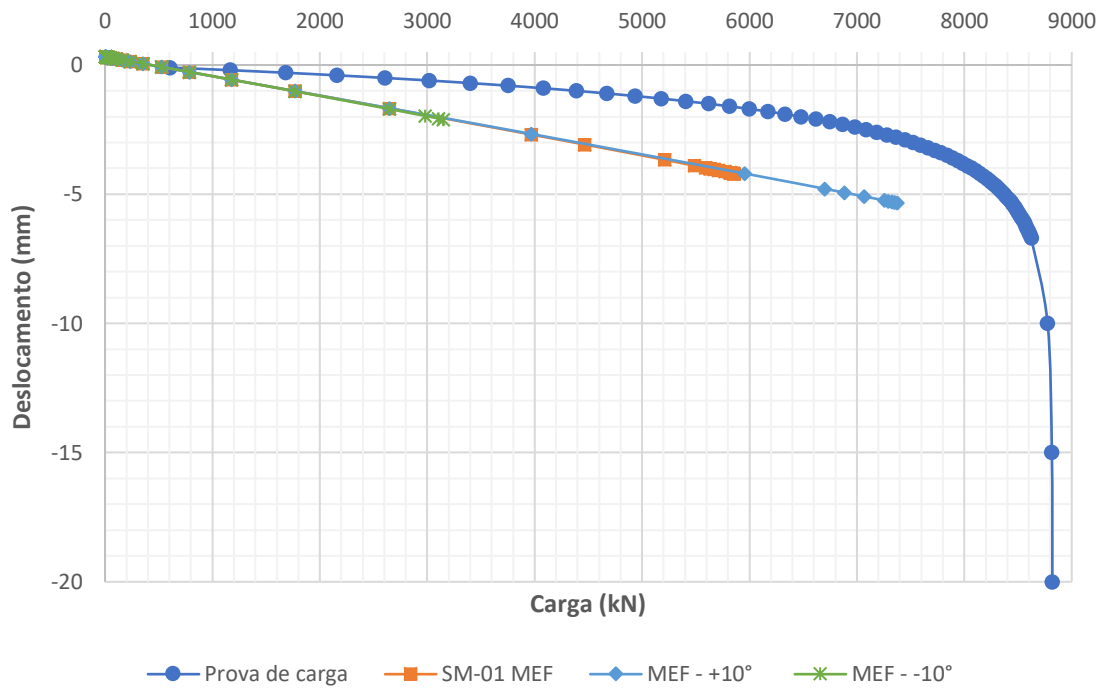
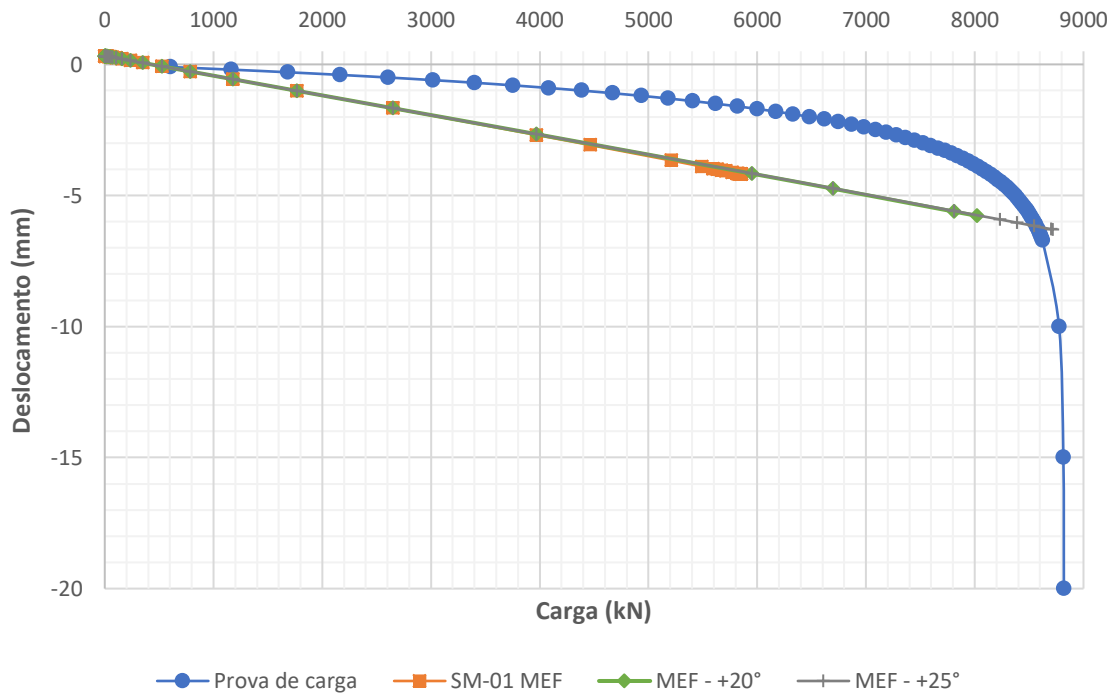


Figura 102 - Curva carga x recalque para maiores aumentos do ângulo de atrito da SM-01



Conclui-se da análise das figuras que a variação no módulo de elasticidade (E) influencia diretamente a inclinação da curva, tendendo a aproximar-se do que foi determinado na prova de carga quando se aumenta o módulo. Já a variação do ângulo de atrito causa a

mudança no valor de resistência limite, levando o solo a maiores carregamentos para a verificação da falha.

A variação que mais se aproximou do resultado de resistência última de PCE-03 corresponde ao aumento do ângulo de atrito das camadas de solo em 25° . O valor de resistência última obtida para o modelo consiste em 8.714,4 kN e uma deformação correspondente de 6,30 mm. Desse modo, para as demais sondagens estendeu-se a avaliação do aumento do ângulo de atrito das suas respectivas camadas que possuíam valor de N_{SPT} . Os resultados são apresentados nas próximas figuras.

Da análise dos resultados para as demais sondagens é perceptível a dispersão dos resultados quando comparados à curva da prova de carga. Essas variações estão associadas às mudanças das características do solo de acordo com a região de investigação e, também, ao fato de se possuir apenas os resultados de uma prova de carga. Assim, o aumento do ângulo de atrito não representa uma melhoria generalizada para as outras sondagens. O procedimento ideal consistiria na determinação dos parâmetros do solo em laboratório, porém, tal procedimento não é usual na prática de dimensionamento geotécnico de fundações.

Figura 103 – Comparação das curvas carga x recalque obtidas pelo MEF e prova de carga para SM-02

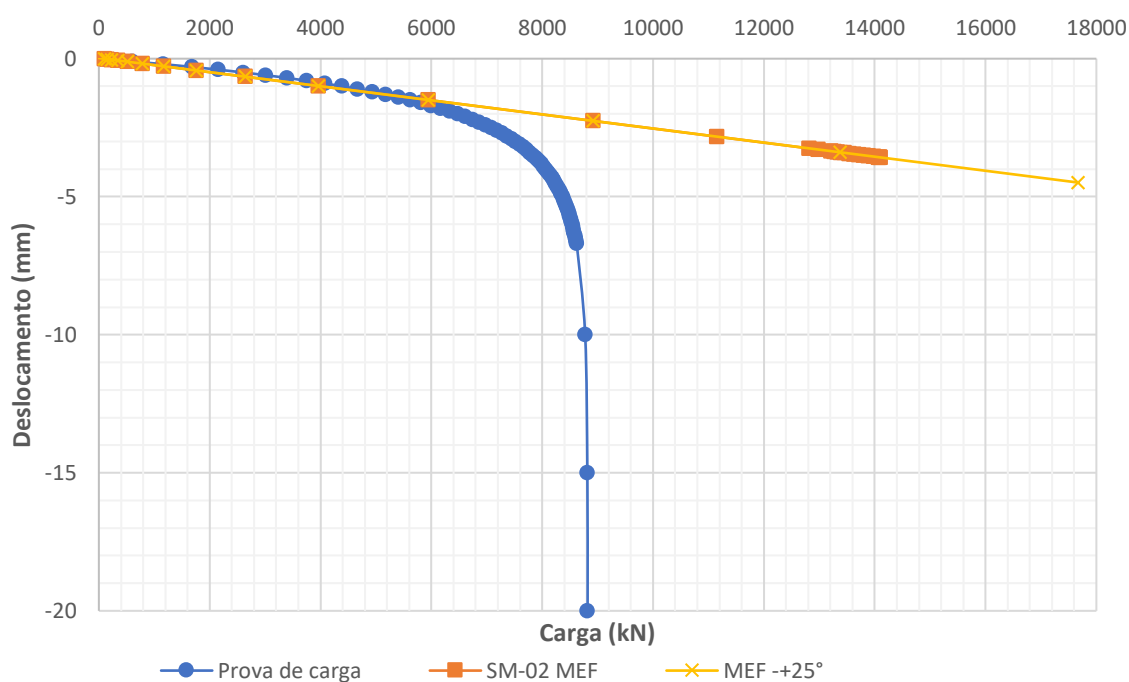


Figura 104 - Comparação das curvas carga x recalque obtidas pelo MEF e prova de carga para SM-03

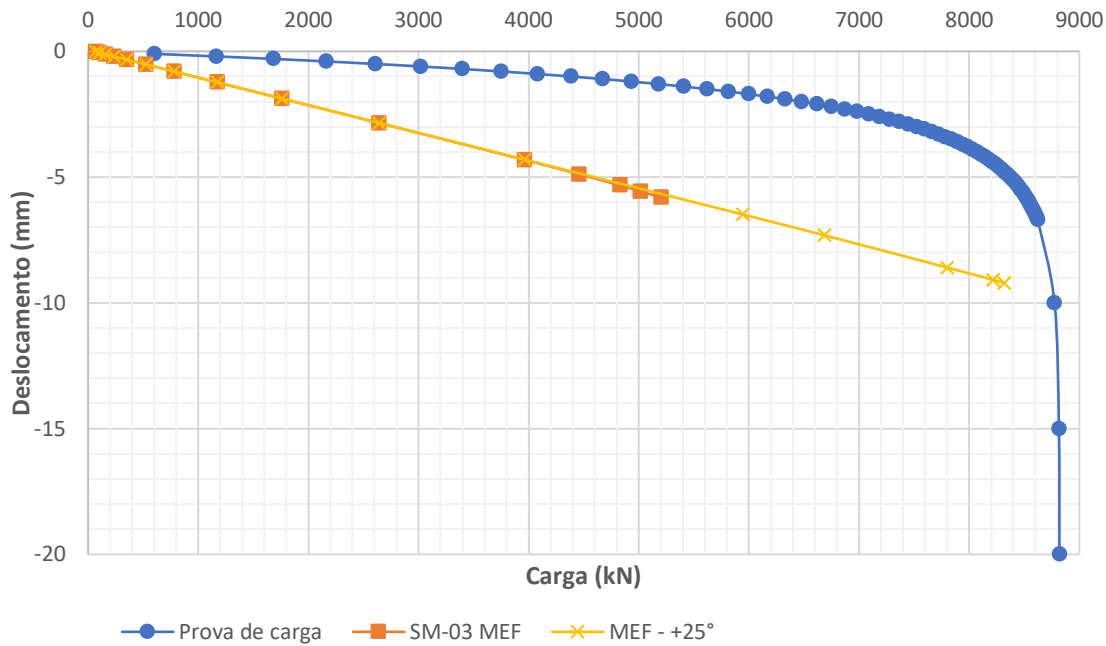
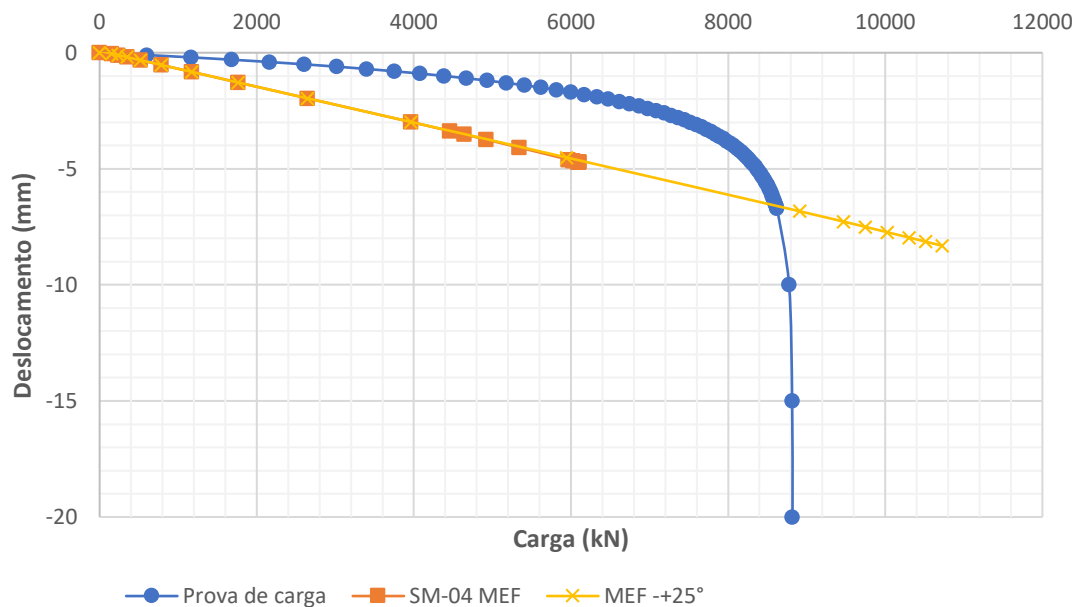


Figura 105 - Comparação das curvas carga x recalque obtidas pelo MEF e prova de carga para SM-04



4.5.3 Análise comparativa entre os resultados obtidos e os valores previstos em projeto

De acordo com a nota técnica PHL.TD.005.NT016 a previsão para a reação máxima em um elemento de fundação é de 3.550,4 kN. Os valores de resistência última dos métodos abordados neste trabalho podem ser confrontados com este dado, fornecendo uma análise do fator de segurança. O fator de segurança que representa a realidade, no entanto, é aquele

referente à comparação com a prova de carga. Os resultados dessa análise são organizados na Tabela 24.

Tabela 24 – Valores de Fator de segurança de acordo com o método e sondagens

Método	Fator de Segurança			
	SM-01	SM-02	SM-03	SM-04
Aoki-Velloso	3,29	5,43	3,50	3,50
Décourt-Quaresma	2,76	4,74	3,21	3,23
UFRGS	3,11	2,91	3,21	2,62
Teixeira	2,65	3,98	3,73	3,66
Bustamante-Gianeselli	5,38	9,03	7,22	7,51
MEF	1,65	3,97	1,47	1,72
Prova de carga	2,48			

Os valores dos fatores de segurança para o método de Bustamante-Gianeselli indicaram que há superdimensionamento do elemento de fundação. O emprego desse método resulta em estruturas de maiores dimensões que o necessário, refletindo diretamente nos custos de execução dessas estruturas.

Deve-se ressaltar que a importância dessa estrutura para a segurança estrutural da ponte pode servir como argumento para a decisão de adoção de estruturas mais robustas, visto as consequências resultantes de um hipotético colapso.

Ainda segundo a mesma nota técnica o valor de capacidade de carga, calculado pelo método de Bustamante-Gianeselli, corresponde a 13.418,5 kN. As análises feitas no presente trabalho para as quatro sondagens utilizando o mesmo método apresentaram como valor médio 12.930,1 kN, valor significativamente próximo ao calculado no projeto das fundações.

5 CONCLUSÕES

O presente trabalho de conclusão de curso objetivou analisar a capacidade de carga das fundações do maciço de ancoragem da ponte Hercílio Luz empregando diferentes métodos de cálculo. Foram utilizados os métodos semi-empíricos Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, UFRGS, Teixeira e Bustamante-Gianeselli. Além dos métodos semi-empíricos, foi realizada a modelagem do problema através do Método do Elementos Finitos, permitindo a obtenção de resultados com maior detalhamento para o objeto de estudo. A análise comparativa dos resultados obtidos ocorreu a partir dos dados da prova de carga bidirecional da estaca E4-23, bem como, da previsão de carregamento do elemento de fundação segundo projeto da executora.

Do estudo das resistências para cada sondagem variando-se o método, constatou-se que cada região de investigação apresentava uma tendência de resistência. A sondagem SM-01, de acordo com os 5 métodos utilizados, foi a que apresentou o menor valor médio, igual a 6.108,04 kN. De maneira oposta, a sondagem SM-02 teve o maior valor médio de resistência, 9.264,26 kN. No que diz respeito às sondagens SM-03 e SM-04, ambas apresentaram valores próximos e intermediários. Apesar das diferenças de métodos, a verificação dessa tendência pode ser considerada válida uma vez que é reflexo dos valores de N_{SPT} . Desta análise ressalta-se a grande variedade de propriedades que as camadas de subsolo podem apresentar mesmo para pequenas distâncias horizontais.

A avaliação do comportamento médio obtido das quatro sondagens para cada método permitiu a definição de tendências de resistências para cada um. Disso, foi possível determinar qual método era mais conservador e menos conservador, assim como, quais métodos apresentavam maior semelhança. Pode-se afirmar que o método que mais se afastou dos demais foi o método francês de Bustamante-Gianeselli. A resistência admissível por este método, igual a 12.930,12 kN, equivale a mais de duas vezes a média dos demais métodos. Por outro lado, notou-se que os métodos de Décourt-Quaresma, UFRGS e Teixeira possuem tendências semelhantes para a capacidade de carga. O método de Aoki-Velloso, devido a sua forma de cálculo da resistência de ponta, apresentou maior variação com a profundidade.

Com o desenvolvimento dessa parte específica do trabalho, notou-se que a previsão de capacidade de carga utilizando métodos semi-empíricos é simples, uma vez que os cálculos

podem ser organizados através de planilhas eletrônicas. Assim, ficou evidente o motivo da difusão desse tipo de método de dimensionamento para fundações por estacas.

A modelagem utilizando o MEF é uma prática normalmente empregada no estudo de problemas de maior complexidade. No presente trabalho buscou-se modelar o sistema constituído pela estaca e pelas camadas de solo. A dificuldade para a construção de um modelo representativo consistiu majoritariamente na determinação dos parâmetros de resistência do solo. Estes parâmetros foram determinados utilizando como base os valores de N_{SPT} médios para cada camada, implicando numa caracterização do problema apenas de forma aproximada.

Os resultados obtidos dos modelos para cada sondagem permitiram a avaliação de tensões cisalhantes, tensões normais e deslocamentos. No que tange às tensões avaliadas foi possível notar o comportamento de propagação das tensões com a formação de superfícies de mesma tensão e como estas eram influenciadas pela mudança de material (solo para rocha, por exemplo). Com os dados de tensão normal e deslocamentos tornou-se possível a confecção de curvas carga x recalque.

O método bidirecional, apesar de seu detalhamento quanto aos valores de resistência de ponta e atrito lateral, necessitou do emprego de técnicas de extrapolação para a composição de uma curva equivalente. Do uso dessas técnicas observou-se que devido à grande rigidez da estaca usada, o encurtamento elástico pouco influenciaria na determinação da curva equivalente. Esta verificação foi estendida também para o critério de falha proposto pela NBR 6122 (ABNT, 2010) já que o encurtamento previsto era insignificante quando comparado ao recalque calculado a partir do diâmetro. Por fim, obteve-se como capacidade de carga para esta prova de carga um valor de 8.820 kN.

A comparação entre os diferentes métodos demonstrou que a resistências últimas calculadas pelos semi-empíricos para todas as sondagens foram maiores que aquela determinada pela prova de carga. Esta verificação serviu para reforçar a importância do uso de fatores de segurança, uma vez que incertezas tanto para as características do solo como também nos próprios métodos são normais.

O valor de resistência última determinado pela prova de carga ao ser confrontado com a carga de trabalho máxima, correspondendo a 3.550,4 kN, indica que há grande reserva de resistência e que a segurança do maciço está garantida.

Por fim, vale destacar que acompanhamento da obra e coleta de dados realizadas durante o ano de 2018 permitiu maior compreensão dos procedimentos relativos à execução de estacas escavadas com lama bentonítica e de realização de uma prova de carga bidirecional. Assim o presente trabalho foi uma oportunidade de aprofundamento do conhecimento prático de técnicas construtivas e das práticas de dimensionamento geotécnico de fundações.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão para trabalhos futuros envolvendo o estudo das fundações do maciço de ancoragem da Ponte Hercílio Luz sugere-se:

- Análise do efeito de grupo para o conjunto de 29 estacas através do emprego de modelos em elementos finitos;
- Comparação da solução de fundação adotada com outras possibilidades, avaliando-se custo e segurança;

REFERÊNCIAS

- ARCOS ENGENHARIA DE SOLOS. **Prova de carga estática com célula expansiva | ensaio bidirecional**. Disponível em: <https://arcos.eng.br/prova-de-carga-estatica-ensaio-bidirecional/>. Acesso em: 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA. **Manual de sondagens**. São Paulo, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131**: Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006.
- BM ROCHA GEOTECNIA. **Sondagem rotativa**. Belo Horizonte. Disponível em: <https://bmrochageotecnia.com.br/portfolio/sondagem-rotativa/>. Acesso em: 2019
- BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, L. **Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT**. *In*: Second European Symposium on Penetration Testing. Amsterdam, 1982.
- CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- CINTRA, José Carlos A. et al. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.
- CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.
- DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2014.

DEPARTAMENTO ESTADUAL DE INFRAESTRUTURA. **Nossa Hercílio Luz**. Disponível em: <http://nossahercilioluz.com.br/EtapasdaObra/default.aspx>. Acesso em: 2018.

ESTACAS escavadas de grande diâmetro e/ou barrete. *In: GEOFIX*. [S.I.], 2019. Disponível em: <http://www.geofix.com.br/servico-estaca-barrete.php>. Acesso em: 2019.

FALCONI F. F; MASET V. L. **Análise prática de Resultados de Ensaios Bidirecionais**. *In: 8º COBRAMSEG*, Belo Horizonte, MG **Anais [...]**. 2016.

HACHICH, Waldemar *et al.* **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

LIMA, Maria José C. Porto A. de. **Prospecção geotécnica do subsolo**. 1. ed. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1983.

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

LOPES, Francisco R.; OLIVEIRA, Henrique Magnani de. **Análise de projeto e obras de engenharia: obras de fundações**. [Florianópolis]. 174 slides.

MARCELLINO, Narbal A. Histórico da ponte Hercílio Luz. *In: Prof. Narbal A. Marcellino* [S.I.]. Disponível em: <http://www.narbal.ecv.ufsc.br/> Acesso em: 2018.

MILITITSKY, Jarbas; CONSOLI, Nilo Cesar; SCHNAID, Fernando. **Patologia das fundações**. 2. ed. rev. e ampl. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

PÉREZ, Nurian Bibiana Munévar. **Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, 2014.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. [S.I. : s.n.]

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SCHULZE, Tami. **Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos**. 2013. Dissertação (Mestrado em

Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, 2013.

SECRETARIA DE ESTADO DA INFRAESTRUTURA E MOBILIDADE. **Histórico da ponte Hercílio Luz**. Florianópolis. Disponível em: <http://www.deinfra.sc.gov.br/hercilioluz>. Acesso em: 2018.

SILVA, P.E.C.A.F. **Célula Expansiva Hidrodinâmica: Uma nova maneira de executar provas de carga**. In: 8º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, COBRAMSEF, Porto Alegre, Brasil, v. 6, p. 223-241, 1986.

SOUZA, Eliane. **Ensaio de campo: sondagem rotativa**. [Paraná]. 15 slides. Disponível em: http://www.dcc.ufpr.br/mediawiki/images/3/3b/7.TC029_Intro.Geot%C3%A9cnica_Rotativa.pdf. Acesso em: 2019.

SOUZA CRUZ, Felipe. **As 4 Etapas Fundamentais do Ensaio Bidirecional**. Disponível em: <https://www.linkedin.com/pulse/4-etapas-fundamentais-do-ensaio-bidirecional-felipe-souza-cruz/> Acesso em: 2019.

SOTEPA. **Sondagem geológica Mista**. Cliente: EMPA S/A. Local: Cabeceira continental da ponte Hercílio Luz. Florianópolis, 2016.

TEIXEIRA DUARTE LTDA. **Nota técnica: Fundações do maciço de ancoragem do continente: Ensaio de integridade e prova de carga estática (PHL.TD.005.NT016)**. Florianópolis, 2018.

TEIXEIRA DUARTE LTDA. **Nota técnica: Maciço de ancoragem do lado do continente (PHL.TD.005.NT011)**. Florianópolis, 2017.

TEIXEIRA DUARTE LTDA. **Projeto Executivo: Maciço de ancoragem lado continente – Fundações – Estacas – Plantas (PHL.TD.005.042)**. Florianópolis, 2017.

TEIXEIRA DUARTE LTDA. **Projeto Executivo: Maciço de ancoragem lado continente – Fundações – Estacas – Armação (PHL.TD.005.043)**. Florianópolis, 2017.

DE VALLEJO, Luis I. González *et al.* **Ingeniería Geológica**. Madrid: Pearson Educación, 2002.

VAN DER VEEN, V (1953). **The bearing capacity of a pile**. Anais: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3., v.2.

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