

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

WILLIAN MARTINS BUENO

**DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO
ATRAVÉS DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE PREVISÃO DE
CAPACIDADE DE CARGA**

CURITIBA

2017

WILLIAN MARTINS BUENO

**DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO
ATRAVÉS DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE PREVISÃO DE
CAPACIDADE DE CARGA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do grau de Engenheiro Civil, no curso de graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Paraná.

Orientadora: Profa. Dr^a. Larissa de Brum Passini
Coorientador: Eng. Eduardo Damin

CURITIBA
2017

TERMO DE APROVAÇÃO

WILLIAN MARTINS BUENO

**DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO ATRAVÉS
DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do grau de Engenheiro Civil, no curso de graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Paraná.

Orientadora: Prof^a Dr^a. Larissa de Brum Passini
Departamento de Construção Civil, DCC - UFPR

CURITIBA, 28 DE NOVEMBRO DE 2017

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - FACHADA FRONTAL DA RESIDÊNCIA	9
FIGURA 2 - LOTE 04 DO EMPREENDIMENTO LAKEWOOD	9
FIGURA 3 - LOCALIZAÇÃO DE CURITIBA.....	11
FIGURA 4 - MAPA GEOLÓGICO DA REGIÃO DE CURITIBA	12
FIGURA 5 - PRINCIPAIS ENSAIOS DE SONDAÇÃO E PARÂMETROS OBTIDOS	14
FIGURA 6 - EQUIPAMENTO UTILIZADO NO ENSAIO SPT	16
FIGURA 7 - EXEMPLO DE RELATÓRIO DE ENSAIO SPT	18
FIGURA 8 - SUSPENSÃO PELOS QUINTOS E IÇAMENTO PELO TERÇO DE ESTACAS.....	21
FIGURA 9 - ACESSÓRIOS DE CRAVAÇÃO.....	22
FIGURA 10 - SISTEMA DE EMENDA POR SOLDA.....	23
FIGURA 11 - LUVA DE ENCAIXE METÁLICA.....	23
FIGURA 12 - LOCALIZAÇÃO DA OBRA EM RELAÇÃO À CURITIBA	35
FIGURA 13 - FOTO DE SATÉLITE DO LOCAL DA OBRA.....	36
FIGURA 14 - CROQUI DE LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAÇÃO SPT E ESTACAS.....	37
FIGURA 15 - RELATÓRIO DE SONDAÇÃO DO PONTO SPT-01	39
FIGURA 16 - RELATÓRIO DE SONDAÇÃO DO PONTO SPT-02	40
FIGURA 17 - RELATÓRIO DE SONDAÇÃO DO PONTO SPT-03.....	41
FIGURA 18 - PERFIL DAS CAMADAS DO SOLO.....	42
FIGURA 19 - RESIDÊNCIA VIZINHA VISTORIADA	43
FIGURA 20 - CARGAS CONSIDERADAS NO DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS.....	45
FIGURA 21 - PIQUETE CRAVADO SOBRE EIXO DO PILAR NÚMERO 15.....	47
FIGURA 22 - LOCAÇÃO FINAL DA OBRA.....	48
FIGURA 23 - BATE ESTACA SOBRE ROLOS.....	49
FIGURA 24 - CRAVAÇÃO DA PRIMEIRA ESTACA	50
FIGURA 25 - FORMA DE BLOCO DE COROAMENTO	52
FIGURA 26 - BLOCO DE COROAMENTO TIPO 1	53
FIGURA 27 - BLOCO DE COROAMENTO TIPO 2.....	53
FIGURA 28 - BLOCO DE COROAMENTO TIPO 3.....	54
FIGURA 29 - BLOCO DE COROAMENTO TIPO 4.....	54

FIGURA 30 - VIGAS E BLOCOS CONCRETADOS.....	56
FIGURA 31 - CONVENÇÃO DE SINAIS POSITIVOS DOS MOMENTOS NO BLOCO	62
FIGURA 32 - RESISTÊNCIA DE PONTA, ATRITO LATERAL E CAPACIDADE DE CARGA TOTAL DA ESTACA E4	69
FIGURA 33 - CAPACIDADE DE CARGA x PROFUNDIDADE – E4 - DIMENSÃO 0,23 M x 0,23 M	70
FIGURA 34 - CAPACIDADE DE CARGA x PROFUNDIDADE – E4 - DIMENSÃO 0,20 M x 0,20 M	71
FIGURA 35 - CAPACIDADE DE CARGA x PROFUNDIDADE – E4 - DIMENSÃO 0,18 M x 0,18 M	71
FIGURA 36 - DESEMPENHO DA ESTACA E4.....	72
FIGURA 37 - GRÁFICO RESUMO DA ANÁLISE DE VARIAÇÃO DE DIMENSÕES.....	83

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS SEGUNDO A NBR 7250/1982	17
TABELA 2 - VALORES DE k E α SEGUNDO VÁRIOS AUTORES	27
TABELA 3 - VALORES DE F_1 E F_2 SEGUNDO DIVERSOS AUTORES.....	28
TABELA 4 - VALORES DE c DE ACORDO COM O TIPO DE SOLO.....	28
TABELA 5 - VALORES DE ATRITO LATERAL.....	29
TABELA 6 - VALORES DE α_{DQ}	30
TABELA 7 - VALORES DE β_{DQ}	31
TABELA 8 - VALORES DE α E β SEGUNDO TIPO DE SOLO E ESTACA	32
TABELA 9 - GRUPOS DE SOLOS.....	32
TABELA 10 - PARÂMETROS β_1 e β_2	34
TABELA 11 – INFORMAÇÕES TÉCNICAS DAS ESTACAS PRÉ-MOLDADAS	44
TABELA 12 - RELAÇÃO ENTRE PILARES E ESTACAS DA OBRA LAKEWOOD ..	46
TABELA 13 - ALTURA DE QUEDA DO MARTELO DE ACORDO COM A ESTACA	49
TABELA 14 - RESUMO DA CRAVAÇÃO DAS ESTACAS.....	51
TABELA 15 - TIPO DE BLOCO PARA CADA ESTACA.....	53
TABELA 16 - RESUMO DOS DADOS DE SONDAAGEM - N_{SPT}	58
TABELA 17 - RESUMO DOS DADOS DE SONDAAGEM – CAMADAS DO SOLO....	58
TABELA 18 - RELAÇÃO ENTRE OS DADOS DE SONDAAGEM E ESTACAS.....	59
TABELA 19 - ESTACAS E VARIAÇÕES DAS DIMENSÕES DE CÁLCULO	60
TABELA 20 - AÇÕES NAS ESTACAS PRESENTES EM BLOCOS DE UMA ESTACA.....	63
TABELA 21 - AÇÕES NAS ESTACAS PRESENTES EM BLOCOS COM DUAS ESTACAS.....	64
TABELA 22 - AÇÕES NAS ESTACAS PRESENTES EM BLOCOS COM TRÊS ESTACAS.....	64
TABELA 23 - FATORES DE ENTRADA NO CÁLCULO DE PONTA E ATRITO LATERAL	66
TABELA 24 - ZONA DE INFLUÊNCIA DO CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DE PONTA DE CADA MÉTODO.....	67
TABELA 25 - FATORES DE SEGURANÇA DE CADA MÉTODO	68
TABELA 26 - RESUMO DOS CÁLCULOS DAS ESTACAS DA OBRA LAKEWOOD	74

TABELA 27 - RESUMO DA ANÁLISE DE VARIAÇÃO DE DIMENSÕES.....	79
TABELA 28 - FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL COM MÉDIA DA PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA – DIMENSÕES DE PROJETO	83
TABELA 29 - FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL COM MÉDIA DA PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA – DIMENSÕES REDUZIDAS	84
TABELA 30 - FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL COM MÉDIA DA RESISTÊNCIA ESTRUTURAL – DIMENSÕES DE PROJETO	84
TABELA 31 - FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL COM MÉDIA DA RESISTÊNCIA ESTRUTURAL – DIMENSÕES REDUZIDAS	85
TABELA 32 - PREÇO UNITÁRIO POR METRO DE ESTACA.....	86
TABELA 33 - CUSTO TOTAL DAS ESTACAS ORIGINAIS DE PROJETO	87
TABELA 34 - CUSTO DAS ESTACAS COM DIMENSÕES MAIS EFICIENTES	88

SUMÁRIO

RESUMO	6
ABSTRACT	7
1 INTRODUÇÃO	8
1.1 JUSTIFICATIVA.....	10
1.2 OBJETIVOS	10
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	11
2.1 FORMAÇÕES GEOLÓGICAS DA REGIÃO.....	11
2.2 SONDAGEM EM SOLOS	13
2.2.1 STANDARD PENETRATION TEST - SPT	14
2.3 FUNDAÇÕES	19
2.3.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	19
2.3.1.1 ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO	20
2.4 MÉTODOS ESTÁTICOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS.....	24
2.4.1 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.....	25
2.4.1.1 MÉTODO AOKI-VELLOSO.....	25
2.4.1.2 MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA . Erro! Indicador não definido.	6
2.4.1.3 MÉTODO DE TEIXEIRA	31
2.4.1.4 MÉTODO DE VORCARO-VELLOSO	32
2.4.1.5 MÉTODO DE ANTUNES E CABRAL.....	34
3 MATERIAIS E MÉTODOS	35
3.1 SERVIÇOS PRELIMINARES E SONDAGEM DO SOLO	35
3.2 ESTAQUEAMENTO DA OBRA	43
3.3 CRAVAÇÃO DAS ESTACAS PRE-MOLDADAS DE CONCRETO.....	48
4 RESULTADOS	57
4.1 SONDAGEM.....	57
4.2 VARIAÇÃO DA DIMENSÃO DAS ESTACAS	59

4.3	CARGAS	61
4.4	PARÂMETROS DE ENTRADA.....	65
4.5	FATOR DE SEGURANÇA.....	67
4.6	ANÁLISE DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS.....	68
4.7	ANÁLISE DA VARIAÇÃO DE DIMENSÕES.....	73
4.8	AVALIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL DA OBRA.....	83
4.9	ANÁLISE ECONÔMICA	855
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	89
5.1	MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.....	89
5.2	VARIAÇÃO DE DIMENSÕES.....	90
5.3	FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL DA OBRA	91
5.4	ANÁLISE ECONÔMICA	91
5.5	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	92
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	93

RESUMO

O presente trabalho apresenta o dimensionamento por métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga de estacas do tipo pré-moldada de concreto executadas em uma obra residencial, localizada no bairro Santa Felicidade – Curitiba. Para isso, foram utilizados dados da obra, como projeto de fundação e tabela de cargas, e dados do ensaio *Standard Penetration Test* (SPT). Inicialmente, procedeu-se o estudo dos métodos semiempíricos aplicados, os quais estimam a capacidade de carga das estacas por meio de correlações com os resultados do ensaio SPT. Adicionalmente, foram apresentados os dados de projeto e execução da fundação. O estudo foi baseado no dimensionamento de 30 estacas pré-moldadas de concreto por meio da média de previsão da capacidade de carga entre cinco métodos semiempíricos. Além disso, cada estaca foi dimensionada para três seções transversais distintas, entre elas a dimensão de projeto. Com o conjunto de resultados obtidos no dimensionamento, procedeu-se a comparação entre os valores de previsão de capacidade de carga, resistência estrutural das estacas pré-moldadas e ações nas estacas geradas pela carga da superestrutura. A comparação consistiu, principalmente, em determinar a possibilidade de redução da seção transversal das estacas executadas, mantendo-se dentro dos critérios de segurança e sem alteração no comprimento dos elementos. Compararam-se, ainda, os resultados individuais de cada método semiempírico para cada estaca, os quais apresentaram, de maneira geral, comportamento similar, exceto pelo método de Vorcaro-Velloso, o qual se apresentou bastante otimista quanto a capacidade de carga solo-estrutura. A partir dos resultados obtidos observou-se que uma quantidade substancial de estacas poderia ter sido executada com dimensões reduzidas, o que possibilitou análise do fator de segurança global da obra e do custo total de compra das estacas, ambas realizadas para as dimensões originais de projeto e para as dimensões reduzidas.

Palavras-chaves: Fundações, Estaca pré-moldada de concreto, Métodos semiempíricos, Capacidade de carga.

ABSTRACT

This research presents the dimensioning by semi-empirical methods for prediction of pile bearing capacity to precast concrete piles executed at a residential project, located in Santa Felicidade neighborhood of Curitiba. For this, data from the original projects, such as foundation design and load spreadsheet, and data from the Standard Penetration Test (SPT) were used. Initially, it was conducted a study about the semi-empirical methods applied, which estimate the pile bearing capacity by means of correlations with the SPT results. In addition, the project's design and execution were presented. The study was based on the structural dimensioning of 30 precast concrete piles through the average bearing capacity prediction among five semi-empirical methods. In addition, each pile was dimensioned for three distinct transversal section, among them the original design dimension. With the results obtained, a comparison between the predicted values of pile bearing capacity, structural resistance of the precast concrete piles and the actions in the piles generated by the load of the structure was made. The comparison consisted, mainly, of determining the possibility of reducing the transversal section of the executed piles, keeping within the safety criteria and without changing the length of the elements. It was also compared the individual results of each semi-empirical method for each pile, which presented, in general, similar behavior, except for the Vorcaro-Velloso method, that presented very optimistic results. From the obtained results it was observed that a substantial amount of piles could have been executed with reduced dimensions, which made possible the analysis of the overall safety factor of the building foundation and the total purchase cost of the piles, both carried out for the original project dimensions and for the reduced dimensions.

Palavras-chaves: Foundations, Precast concrete piles, Semi-empirical methods, Bearing capacity.

1 INTRODUÇÃO

Convencionalmente dividem-se as fundações em superficiais e profundas, sendo que, segundo a NBR 6122/2010, as fundações profundas são aquelas cuja base está a uma profundidade maior que duas vezes sua menor dimensão e no mínimo 3 metros de profundidade. A mesma norma determina, ainda, que fundações profundas transmitem as cargas ao terreno através da resistência de ponta, resistência de fuste ou pela combinação das duas. As estacas são um dos tipos de fundação profunda e podem ser classificadas de acordo com seu material ou processo executivo.

O presente trabalho estuda a aplicação de estacas cravadas do tipo pré-moldadas de concreto. De acordo com Velloso & Lopes (2010) as maiores vantagens apresentadas por esse tipo de estaca são a boa qualidade do concreto, a não interferência de agentes agressivos encontrados no solo na cura e pega do concreto e a segurança na passagem através de camadas de solo muito mole. Os autores complementam que como principal desvantagem, temos a possibilidade de cortes ou emendas em estacas por erro na previsão do comprimento necessário. O dimensionamento das estacas deve conter tanto a resistência à ação da estrutura como também para os esforços de movimentação e cravação.

O estudo de caso que será abordado nesse trabalho é a execução da fundação de uma residência de alto padrão, localizada no bairro Santa Felicidade em Curitiba – PR. A estrutura conta com dois pavimentos, totalizando uma área construída de 322,80 m², sendo que sua fundação é constituída por 30 estacas pré-moldadas de concreto executadas por bate estaca. A FIGURA 1 mostra a maquete arquitetônica da edificação.

FIGURA 1 - FACHADA FRONTAL DA RESIDÊNCIA



FONTE: Barão Engenharia (2016).

A FIGURA 2 mostra o lote no qual foi executada a obra, com área total de 399 m².

FIGURA 2 - LOTE 04 DO EMPREENDIMENTO LAKEWOOD



FONTE: Limux Construtora e Incorporadora (2016).

1.1 JUSTIFICATIVA

A escolha do tema partiu do interesse pela área da Geotecnia, principalmente pelas soluções em fundações. Além disso, pela possibilidade de acompanhar a execução de uma obra residencial desde a sua fundação, na cidade de Curitiba – PR.

Destaca-se, ainda, que a região onde a residência está sendo executada está em crescimento, e a análise dos relatórios de sondagem, aliados ao acompanhamento da execução e a análise do dimensionamento das estacas, podem vir a servir como parâmetro inicial do comportamento do solo nas proximidades, para eventuais futuros projetos.

1.2 OBJETIVOS

O presente trabalho busca expandir o conhecimento sobre fundações profundas, através de uma revisão bibliográfica e estudo de caso real de execução de uma residência, principalmente sobre estacas pré-moldadas de concreto, por meio do dimensionamento da capacidade de carga através de métodos semiempíricos.

Entre os objetivos específicos destacam-se:

- Realizar uma revisão bibliográfica sobre solos, fundações profundas e estacas pré-moldadas de concreto.
- Acompanhar a execução da fundação.
- Avaliar a situação de campo, resultados de sondagem e solução escolhida.
- Dimensionar, através de métodos semiempíricos, as estacas definidas pelo projeto de fundação.
- Avaliação da possibilidade de redução de seção transversal das estacas, por meio da comparação entre resultados de dimensionamento e projeto de fundação executado.
- Análise do fator de segurança global da obra.
- Análise da economia proporcionada pela redução na dimensão das estacas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Com a finalidade de obter o conhecimento teórico necessário para a realização desse estudo, foi realizada uma pesquisa sobre a caracterização do local da obra, sondagem, fundações e métodos estáticos de cálculo da capacidade de carga. Esse capítulo está dividido nas seguintes etapas: a) caracterização do local da obra, apresentando as formações geológicas da região; b) sondagem, com foco no ensaio SPT; c) fundações, que aborda os tipos de fundação com foco na utilização de estacas pré-moldadas de concreto; e d) métodos estáticos de cálculo da capacidade de carga, apresentando cinco métodos semiempíricos.

2.1 FORMAÇÕES GEOLÓGICAS DA REGIÃO

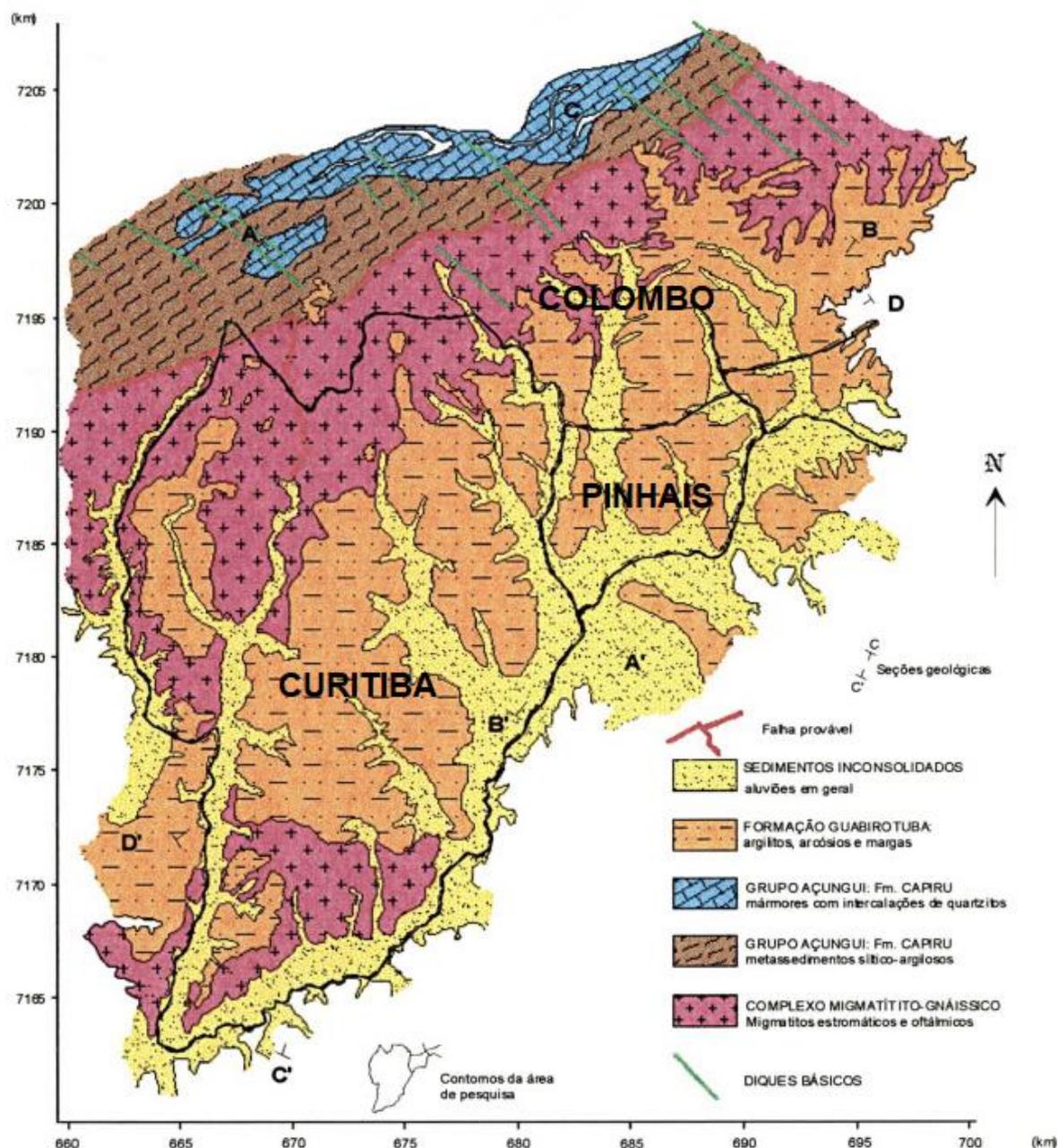
O município de Curitiba possui área aproximada de 440 km², se localizando no domínio geomorfológico do Primeiro Planalto Paranaense. Sua geologia engloba um embasamento de rochas cristalinas, denominado Complexo Atuba, diques básicos da Formação Serra Geral, sedimentos argilosos e arcoseanos da Bacia de Curitiba e depósitos aluviais. (TALAMINI NETO, 2001). A FIGURA 3 mostra a localização da cidade de Curitiba em comparação ao mapa do Brasil e a FIGURA 4 apresenta as formações predominantes na região.

FIGURA 3 - LOCALIZAÇÃO DE CURITIBA



FONTE: Talamini Neto (2001).

FIGURA 4 - MAPA GEOLÓGICO DA REGIÃO DE CURITIBA



FONTE: Nogueira Filho (1997).

O embasamento cristalino, ou também chamado de Complexo Migmatítico-Gnáissico segundo Nogueira Filho (1997), é composto na sua maior parte por migmatitos homogêneos e heterogêneos, com presença de xistos, anfibolitos e quartzitos. (FUCK, 1967 et al. *apud* TALAMINI NETO, 2001). Nogueira Filho (1997) acrescenta a presença de biotita-gnaiss e ultrabásito, além de mencionar que a porção é recortada por diques básicos do Mesozóico.

Os diques básicos, como citado anteriormente, recortam os migmatitos do embasamento cristalino. Eles representam a inserção do magma básico em fraturas já existentes, e são constituídos por basaltos, diabásios, gabros e dioritos pórfiros. (NOGUEIRA FILHO, 1997).

A Bacia de Curitiba é constituída, segundo Salamuni & Salamuni (1999), pela Formação Guabirota, Formação Tinguis e sedimentos colúvio-aluvionares. A Formação Guabirota, ainda segundo esses autores, é composta por argilitos e siltitos, com intercalação de areias arcoseanas, arcózios e seixos de quartzo, formando assim a principal unidade sedimentar da Bacia de Curitiba. A Formação Tinguis é constituída por sedimentos arenosos, principalmente de quartzo, migmatito e feldspatos. Essa formação foi proposta por Becker (1982), entretanto não é totalmente aceita como Formação por possuir distribuição geográfica muito restrita, tanto em distribuição lateral como em espessura. Por essa razão, é desconsiderada por outros autores.

Os depósitos aluvionares são sedimentos inconsolidados formados principalmente por argilas acinzentadas. Esses sedimentos foram depositados ao longo das principais drenagens da região, apresentando alto teor de matéria orgânica em sua composição.

2.2 SONDAGEM EM SOLOS

Para a elaboração de projetos de geotecnia e de fundações é de extrema importância que se conheça o solo no qual a obra será executada e quais são suas principais características. A obtenção desses dados pode ser feita no local, com os ensaios *in situ*, ou em laboratório.

As investigações dos solos através dos ensaios *in situ* buscam determinar diversos parâmetros do subsolo, como classificar as camadas do solo e suas espessuras, determinar a condição de compactação, consistência e capacidade de carga, o nível freático, previsão de recalques, entre outros. Para se obter tais parâmetros são utilizados ensaios distintos, sendo que a escolha dos ensaios e determinação de que já se possui informação suficiente depende da experiência do engenheiro responsável.

Segundo Schnaid & Odebrecht (2012), o engenheiro geotécnico precisa saber ponderar os custos e características da obra ao planejar a campanha de

investigação do subsolo. Para isso, deve levar em conta a topografia, as cargas, nível freático, obras vizinhas, geomorfologia, presença de solos moles, equipamentos, normas vigentes, entre outros fatores.

Os principais ensaios, sua aplicabilidade e quais parâmetros podem ser obtidos como resultados são apresentados na FIGURA 5.

FIGURA 5 - PRINCIPAIS ENSAIOS DE SONDAGEM E PARÂMETROS OBTIDOS

Grupo	Equipamento	Tipo de solo	Perfil	Parâmetros											
				u	ϕ'	S_u	D_r	m_v	c_v	K_0	G_0	σ_h	OCR	σ - ϵ	
Penetrômetro	Dinâmicos	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-	
	Mecânicos	B	A/B	-	C	C	B	C	-	-	C	C	C	-	
	Elétricos (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-	
	Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C	
	Sísmicos (SCPT/SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B	
	Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	-	-	B	B	B	C	
	Standard Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-	
	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-	
Pressiômetro	Pré-furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C	C	
	Autoperfurante (SBP)	B	B	A	B	B	B	B	A	B	A	A/B	B	A/B	
	Cone-pressiômetro (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C	
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B	
	Ensaio de placa	C	-	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B	
	Placa helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	-	
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-	
	Ruptura hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-	
	Sísmicos	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-	

Aplicabilidade: A = alta; B = moderada; C = baixa; - = inexistente

Definição de parâmetros: u = poropressão *in situ*; ϕ' = ângulo de atrito efetivo; S_u = resistência ao cisalhamento não drenada; D_r = densidade relativa; m_v = módulo de variação volumétrica; c_v = coeficiente de consolidação; K_0 = coeficiente de empuxo no repouso; G_0 = módulo cisalhante a pequenas deformações; σ_h = tensão horizontal; OCR = razão de pré-adensamento; σ - ϵ = relação tensão-deformação.

FONTE: Schnaid & Odebrecht (2012).

O presente trabalho se aprofundará unicamente no ensaio realizado no estudo de caso real, apresentado no Capítulo 3, o qual foi o *Standard Penetration Test* (SPT).

2.2.1 STANDARD PENETRATION TEST - SPT

O *Standard Penetration Test* - SPT é uma das técnicas de investigação do subsolo através de sondagem por percussão. Sondagens a percussão são perfurações capazes de ultrapassar o nível de água e de solos relativamente compactos. As grandes vantagens do ensaio SPT é seu baixo custo, simplicidade de

execução e vasta experiência acumulada, pois é o ensaio de campo mais utilizado no país. (LANGONE, 2012). Segundo Schnaid & Odebrecht (2012), o ensaio constitui-se como uma medida de resistência dinâmica, que serve, também, como indicativo da densidade de solos granulares e identificação da consistência de solos coesivos.

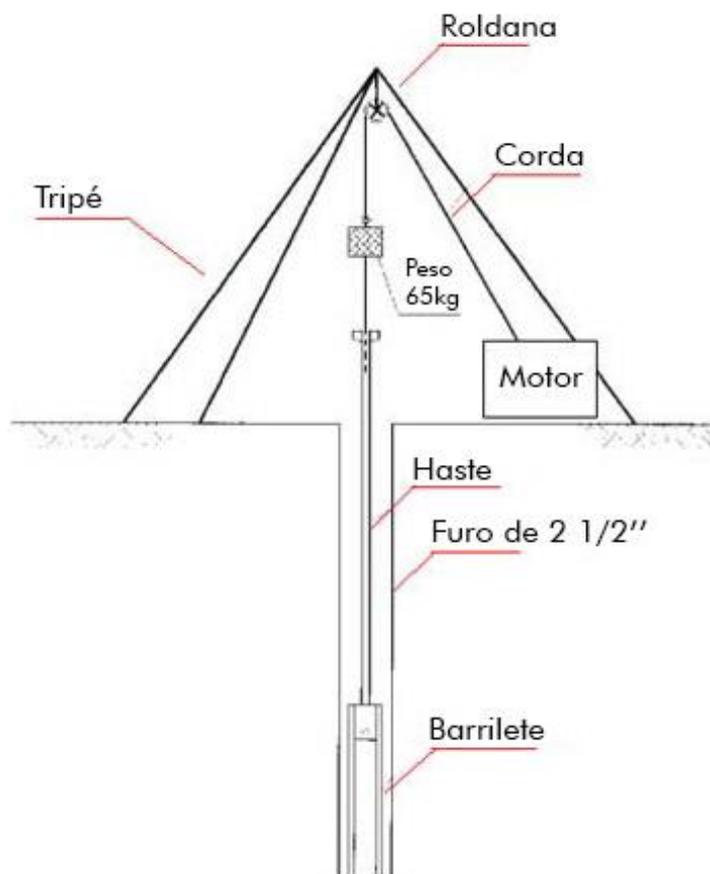
O ensaio consiste na cravação de um amostrador padrão de 45 cm por meio de golpes de um peso de 65 kgf que cai de uma altura de 75 cm de altura, sendo realizado a cada metro e com tradagem e circulação de água. O amostrador padrão permite a coleta de amostras representativas a cada metro, as quais possibilitam a determinação visual e tátil do perfil das diversas camadas do subsolo. Durante o ensaio, anota-se a quantidade de golpes necessários para cravar os 45 cm, em 3 conjuntos de 15 cm. Porém, o resultado final do SPT, o parâmetro de resistência chamado N_{spt} , é a soma dos golpes necessários para cravar os últimos 30 cm do amostrador, ou seja, desconsiderando os golpes referentes aos primeiros 15 cm. Tal parâmetro é utilizado como dado de entrada para dimensionamento de projetos de fundação. Com as medidas de golpes para cravar os últimos 30 cm, aliado a determinação visual e tátil das amostras, se faz a classificação final de cada camada.

Passini (2008) afirma que as principais desvantagens do ensaio são a falta de sensibilidade na aplicação em solos saturados e moles e na utilização de fórmulas empíricas, que podem ser não representativas do solo em estudo.

Muitos países possuem sua padronização e normatização própria, como é o caso do Brasil com a NBR 6484/2001, a qual prescreve o método de execução completo do ensaio. A norma americana ASTM D 1586-67/1974 ou o padrão internacional International Reference Test Procedure/International Society for Soil Mechanics and Foundation (IRTP/ISSMFE) são geralmente utilizados pelos países sem normatização própria.

Segundo a NBR 6484/2001, os equipamentos utilizados para realizar o ensaio são: torre ou tripé de sondagem, hastes, martelo, amostrador, cabeçade bater, conjunto de perfuração e trépano de lavagem. A FIGURA 6, a seguir, mostra o equipamento utilizado no ensaio.

FIGURA 6 - EQUIPAMENTO UTILIZADO NO ENSAIO SPT



FONTE: NFC Sondagens (2017).

De acordo com a NBR 8036/1983, a qual descreve procedimentos mínimos na programação de sondagens de simples reconhecimento, determina que o número de pontos de sondagem mínimos para área de projeção em planta do edifício entre 200 e 400 m² é de 3 pontos. Determina, ainda, que para casos com três ou mais pontos, que os mesmos não estejam alinhados.

De acordo com a NBR 6484/2001 a perfuração, utilizando circulação de água, pode ser paralisada quando atingir uma das seguintes situações:

- (i) em 3 m consecutivos se obtiver 30 golpes para cravação dos 15 cm iniciais do amostrador;
- (ii) em 4 m consecutivos se obtiver 50 golpes para penetração dos 30 cm iniciais do amostrador;
- (iii) em 5 m sucessivos se obtiver 50 golpes para cravação dos 45 cm do amostrador.

Admite-se paralisação prévia dependendo do tipo de obra e cargas existentes, desde que haja fundamentação teórica e geotécnica para tal.

A partir do resultado do ensaio SPT é possível realizar correlações empíricas com objetivo de classificar o solo, como por exemplo, utilizando a relação entre a resistência à penetração e a compactidade e consistência do solo, padronizada na NBR 7250/1982, apresentada na TABELA 1 abaixo.

TABELA 1 - CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS SEGUNDO A NBR 7250/1982

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
	< 4	Fofa
	5-8	Pouco compacta
Areia e silte arenoso	9-18	Medianamente compacta
	19-40	Compacta
	>40	Muito compacta
	< 2	Muito mole
	3-5	Mole
Argila e silte argiloso	6-10	Média
	11-19	Rija
	> 19	Dura

FONTE: ABNT NBR 7250 (1982).

A interpretação dos resultados pode ser feita através de dois métodos: indireto e direto. O primeiro utiliza os resultados para previsão de parâmetros intermediários e representativos do comportamento do solo. Já o método direto não busca a determinação de tais parâmetros, mas a previsão direta da capacidade de carga ou recalque de um elemento. (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Dentre as informações que devem estar no relatório final, podemos destacar: cota do furo, tipo de martelo, altura de queda, nível d'água, número de golpes, descrição do solo, profundidade inicial e entre pontos de medida, observações relevantes obtidas durante o ensaio, entre outras. A FIGURA 7 a seguir apresenta um exemplo de relatório.

2.3 FUNDAÇÕES

As fundações são responsáveis por transmitir as cargas da estrutura ao terreno, e faz parte do trabalho do engenheiro garantir que tanto a estrutura quanto o solo resistam a essa interação. Para se projetar uma fundação alguns dados são imprescindíveis: Levantamento topográfico do terreno, existência e influência de taludes e encostas no terreno, investigação do sub-solo, dados geológicos, dados sobre construções vizinhas e dados da estrutura a ser construída. (HACHICH et al., 1998). Além disso, Velloso & Lopes (2010) acrescentam que os requisitos mínimos de um projeto de fundações são deformações aceitáveis, segurança ao colapso do solo e segurança ao colapso dos elementos estruturais da fundação.

As soluções em fundações podem ser divididas em dois grupos: fundações superficiais ou rasas e fundações profundas. Como mencionado antes, a norma NBR 6122/2010 determina que a diferenciação entre os dois tipos está no fato de que as fundações profundas são aquelas cuja base está a uma profundidade maior que duas vezes sua menor dimensão e no mínimo 3 metros de profundidade. Existe, também, a possibilidade de combinar fundação superficial e fundação profunda: as chamadas fundações mistas.

Entre os tipos de fundação superficial estão: sapatas, blocos, radiers, sapatas associadas, vigas de fundação e sapatas corridas. (RUVÉR, 2005). Além dessas, Velloso & Lopes (2010) apresentam a fundação em grelha como tipo de fundação superficial. Tais soluções não serão amplamente detalhadas no presente trabalho, pois o estudo de caso real não apresenta nenhum desses tipos de fundação. As fundações profundas são divididas em estaca, tubulão e caixão. Tais soluções serão detalhadas na seção adiante.

2.3.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Assim como a norma NBR 6122/2010 determina o conceito de fundação profunda, a mesma determina, também, como diferenciar os três tipos: estaca, tubulão e caixão. As estacas são soluções executadas através de equipamentos ou ferramentas, enquanto que tubulão e caixão necessitam que um operário trabalhe em seu interior, abaixo do nível do solo. A característica que distingue o tubulão do caixão é o formato, sendo o caixão prismático e o tubulão cilíndrico.

As estacas podem ser classificadas de acordo com seu material constituinte, podendo ser de madeira, concreto, aço e mista, ou de acordo com seu processo executivo, de deslocamento ou substituição. As estacas de deslocamento são conhecidas, também, como estacas cravadas, pelo fato de que o solo presente no espaço que será ocupado pela estaca se desloca durante a cravação. Já as estacas de substituição são aquelas onde o solo é retirado para a colocação das estacas, sendo chamadas de estacas escavadas. (HACHICH et al., 1998). A norma inglesa de fundações BS 8004/1986 adiciona uma terceira categoria: estacas sem deslocamento, que são estacas escavadas onde quase não há remoção de solo.

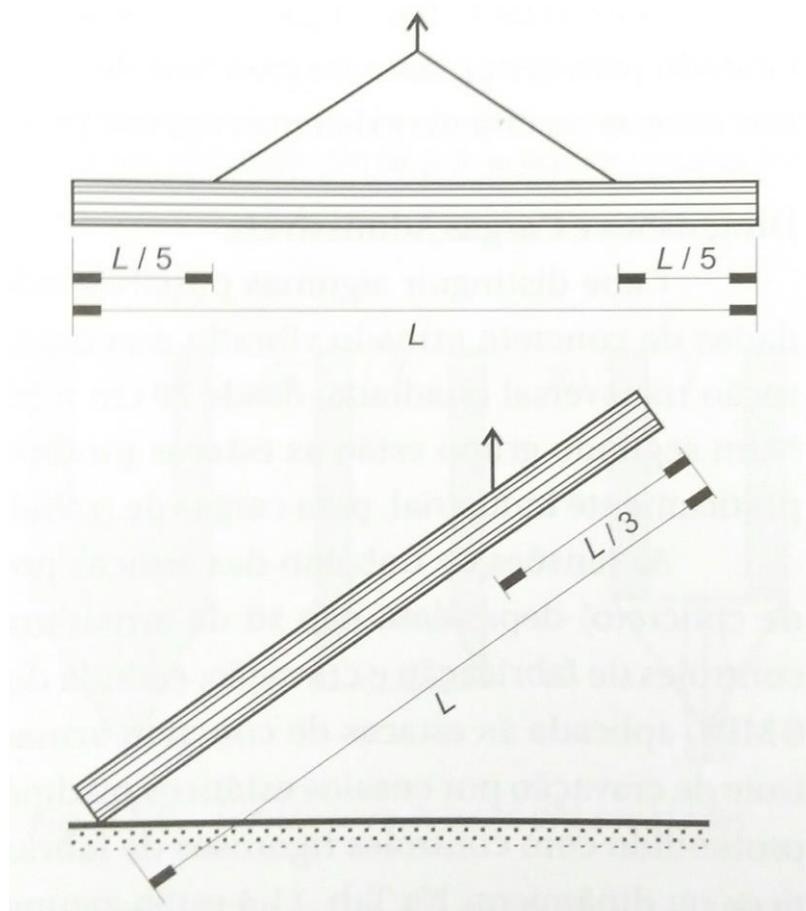
2.3.1.1 ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO

As estacas pré-moldadas de concreto se apresentam como uma boa solução como fundação profunda, principalmente, pelo maior controle de qualidade do concreto e menor influência de agentes presentes no solo, sendo estacas de deslocamento. Elas podem ser fabricadas em usina ou no próprio canteiro de obras. O concreto constituinte da estaca pode ser armado ou protendido, sendo que o segundo não será abordado porque as estacas utilizadas no presente estudo são de concreto armado.

Segundo Velloso & Lopes (2010), em casos onde o solo apresenta camadas muito moles pode ser vantajoso utilizar estacas pré-moldadas de concreto, pois oferecem maior segurança, em relação a outros tipos de estacas, ao passar por tais camadas. Velloso afirma, ainda, que a principal desvantagem do uso de pré-moldadas é a possível necessidade de emendas ou cortes nas estacas, por erro no cálculo de previsão do comprimento de cada elemento. Isso geralmente ocorre em solos com grande variação da camada resistente.

Uma grande diferença entre as estacas pré-moldadas e as moldadas *in loco* é o fato de que as primeiras devem ser dimensionadas também para o seu transporte e manuseio, além dos esforços por ação da estrutura. Os esforços de manuseio se dividem em suspensão para carga e descarga e içamento para cravação. Um cuidado muito importante nessa fase é evitar que a estaca sofra danos durante o içamento, fato que também requer que durante o dimensionamento da armadura os momentos máximos devem ser majorados em 30%. A FIGURA 8 apresenta os modos mais comuns de levantamento das estacas.

FIGURA 8 - SUSPENSÃO PELOS QUINTOS E IÇAMENTO PELO TERÇO DE ESTACAS



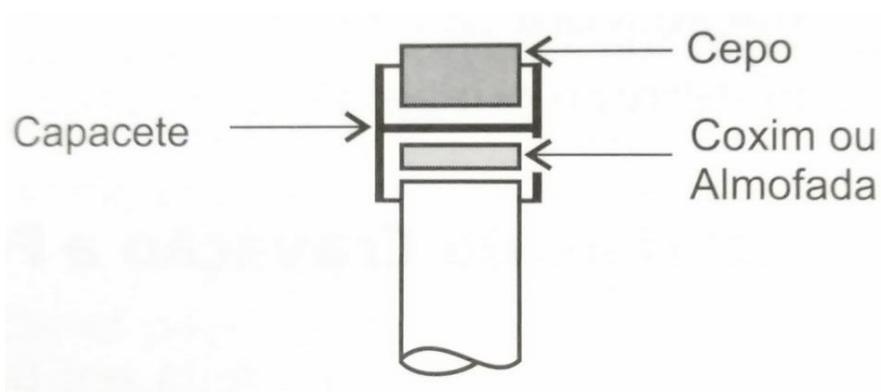
FONTE: Velloso e Lopes (2010).

Segundo a norma NBR 6122/2010 a cravação desses elementos é determinada pelo tipo e dimensão da estaca e características do solo e arredores, podendo ser feita por vibração, prensagem ou percussão. Cada estaca deve ser cravada até a profundidade prevista de capacidade de carga, sendo que o sistema de cravação não deve danificá-la no processo. É mais eficiente utilizar sistemas com martelos mais pesados e menores alturas de quedas do que o contrário, com recomendação da norma NBR 6122/2010 de que o peso do martelo seja igual a, no mínimo, 70% do peso da estaca e pelo menos 20 kN. Menores alturas de queda do martelo se mostram mais eficientes pois as tensões de compressão no momento da cravação são diretamente proporcionais à altura de queda, e as mesmas não devem ultrapassar 80% da tensão característica do concreto. (VELLOSO; LOPES, 2010).

Para se realizar a cravação das estacas existem dois tipos de martelo: de queda livre e automático ou hidráulico. A principal diferença entre os dois modelos é

o controle da altura de queda, sendo que o martelo hidráulico possui menor desvio padrão em relação à altura de queda. Para garantir a segurança do sistema de cravação e da estaca, é utilizado um capacete e dois elementos que funcionam como amortecedores entre o topo da estaca e o martelo. O capacete guia a estaca, para manter seu prumo, e acomoda os amortecedores. O elemento amortecedor utilizado entre o martelo e o capacete é chamado cepo e tem função de proteger o martelo de tensões elevadas. O amortecedor entre o capacete e a estaca é chamado de coxim, o qual garante que o topo da estaca não quebre ao receber os golpes do martelo. A FIGURA 9 a seguir mostra tais elementos.

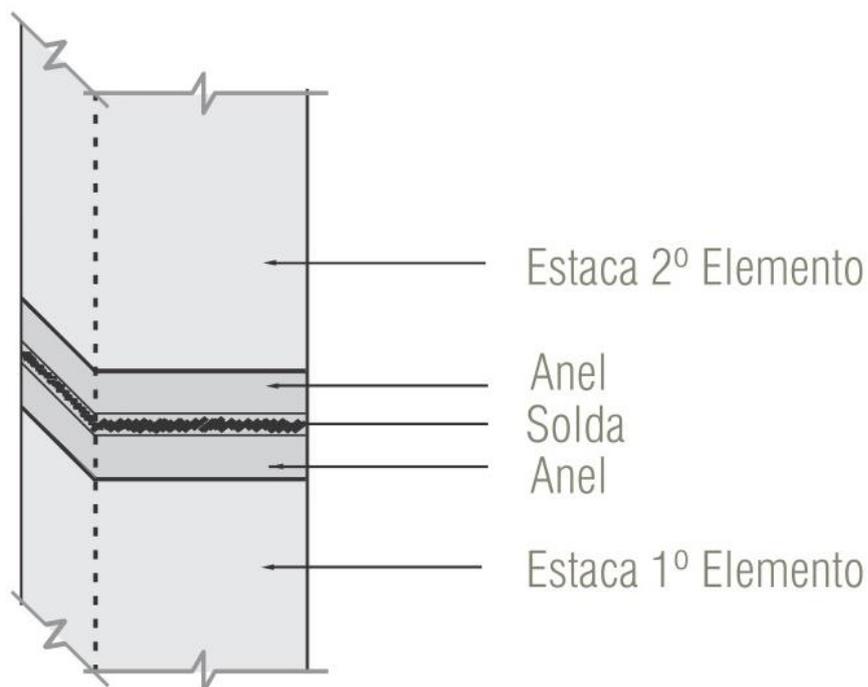
FIGURA 9 - ACESSÓRIOS DE CRAVAÇÃO



FONTE: Velloso e Lopes (2010).

Como dito anteriormente, existe a possibilidade de utilização de emendas durante a cravação de estacas pré-moldadas, pois geralmente estas são produzidas com até 12 metros, sendo esse o maior comprimento possível de ser transportado sem taxas adicionais. A emenda pode ser feita por soldagem ou com luva de encaixe. A luva de encaixe deve ser utilizada nas situações onde a estaca sofre somente esforços de compressão, enquanto que a emenda com solda pode ser utilizada quando há transmissão de compressão, flexão e torção. (HACHICH et al., 1998). A FIGURA 10 a seguir mostra o sistema de emenda com solda e a FIGURA 11 apresenta a luva de encaixe.

FIGURA 10 - SISTEMA DE EMENDA POR SOLDA



FONTE: FOÁ Engenharia e Pré-fabricados (2010).

FIGURA 11 - LUVA DE ENCAIXE METÁLICA



FONTE: ECV Fundações (2007).

Durante o funcionamento do bate-estaca é possível acompanhar e mensurar a resposta do solo ao cravamento da estaca, através de diversas maneiras. A maneira mais simples é pela nega, que é a penetração permanente média por golpe, medida através da distância entre dois riscos horizontais feitas na estaca, um antes

dos golpes e um depois, dividida pelo número de golpes. Existe, ainda, a técnica de prender à estaca uma folha de papel e realizar um movimento horizontal com lápis apoiado em uma régua durante o golpe do martelo. Isso permitirá obter o movimento da estaca, que consiste na nega e no repique, esse último sendo a penetração elástica da estaca. (VELLOSO; LOPES, 2010).

Após o cravamento das estacas é necessário realizar o corte na cota de arrasamento, considerando que são necessários 5 centímetros mínimos de penetração da estaca no bloco de coroamento. Além disso, deve-se garantir a preservação do concreto e da armadura durante o seu corte, sendo que o corte da armadura depende das especificações de cada estaca, as quais devem constar no projeto de fundação.

2.4 MÉTODOS ESTÁTICOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS

A capacidade de carga de uma estaca é a carga que provoca a ruptura do componente mais frágil do sistema, normalmente, o maciço de solo, segundo Aoki & Cintra (2000 *apud* BENETTI, 2016). Para atender a segurança, a norma NBR 6122/2010 apresenta fatores de segurança, os quais devem ser aplicados sobre a carga de ruptura. Dessa forma é obtida a carga admissível, que é a força aplicada sobre a fundação cujo recalque seja absorvido pela estrutura sem interromper seu desempenho, garantindo a segurança da mesma. Os fatores de segurança global previstos pela norma são 2,0 no caso de obras sem prova de carga e 1,6 para obras com execução de prova de carga.

A carga aplicada em uma estaca é transmitida em parte para o terreno ao longo do seu comprimento e outra através da ponta. O atrito lateral, como é chamada a transferência de carga pelo fuste da estaca, pode ser abordado de duas maneiras, segundo Décourt (2006), relacionando ou não a deformação necessária para desenvolvimento do atrito lateral com o diâmetro da estaca.

Para se estimar a capacidade de carga de estacas podem-se utilizar métodos estáticos, dinâmicos e provas de carga. Nos métodos estáticos isso se obtém através do cálculo da capacidade de carga por fórmulas que consideram a completa mobilização da resistência de cisalhamento estática do solo. Tais métodos se dividem em duas categorias: racionais e semiempíricos, sendo o primeiro o que se

baseia em soluções teóricas e o segundo se baseia em ensaios *in situ*. (VELLOSO; LOPES, 2010).

A formulação de tais métodos considera que a capacidade de carga de uma estaca (P), submetido a um carregamento axial vertical, é a soma da resistência de ponta (P_p) e resistência lateral (P_l) ou atrito lateral. Com isso, obtemos a equação 1:

$$P = P_p + P_l \quad (1)$$

Diversos autores apresentam fórmulas para prever a resistência lateral e a resistência de ponta, geralmente se baseando em teorias antigas, como Lei de Coulomb e Terzaghi. Os métodos estáticos teóricos não são alvo de estudo desse trabalho, portanto não serão expostos de maneira detalhada. Já os métodos semiempíricos, os quais surgiram das formulações teóricas e incrementaram tais cálculos com resultados de ensaios de sondagem, serão apresentados com maior ênfase.

2.4.1 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Como citado anteriormente, os métodos semiempíricos combinam os resultados de ensaios de sondagem com as fórmulas teóricas, com objetivo de aproximar os cálculos à situação ou local estudado. Nesse capítulo são apresentados cinco métodos distintos: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Teixeira (1996), Vorcaro-Velloso (2000) e Antunes e Cabral (1996) todos com aplicação específica para fundações profundas do tipo estaca pré-moldada de concreto, exceto pelo último.

2.4.1.1 MÉTODO AOKI-VELLOSO

Esse método foi desenvolvido em 1975 a partir de um estudo comparativo entre resultados de prova de carga em estacas e de ensaios SPT. Existem duas expressões para o cálculo de capacidade de carga, a primeira relaciona resistência de ponta e atrito lateral com dados do CPT e a segunda com dados do SPT. A segunda expressão foi alcançada através de correlações entre SPT e CPT, permitindo obter a equação 2:

$$P_{ult} = A \frac{kN}{F1} + U \sum \frac{\alpha kN}{F2} \Delta l \quad (2)$$

Onde:

P_{ult} é a capacidade de carga última da estaca (kN);

A é a área da seção transversal da ponta da estaca (m²);

k é o coeficiente de correlação entre a resistência de ponta e o N_{spt} ;

N é o valor do N_{spt} da ponta ou de cada camada ao longo do fuste;

$F1$ é o coeficiente de correlação entre estaca e cone do CPT para a ponta;

U é o perímetro da seção transversal do fuste (m);

α é o coeficiente que correlaciona a resistência lateral unitária e resistência de ponta;

$F2$ é o coeficiente de correlação entre estaca e cone do CPT para o fuste;

Δl é a espessura da camada individual de solo (m).

Os valores de k e α podem ser encontrados na TABELA 2, sendo que essa relação de valores foi complementada por novos estudos realizados por Danziger em 1982, por Laprovitera em 1988 e por Monteiro em 1997.

Segundo Velloso & Lopes (2010), os fatores $F1$ e $F2$, os quais são fatores de escala e execução, foram obtidos por retroanálise de resultados de provas de carga, sendo complementados posteriormente por Laprovitera (1988) e Monteiro (1997). A TABELA 3 apresenta tal relação.

2.4.1.2 MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA

O método foi apresentado em 1978 e relaciona a capacidade de carga da estaca com o ensaio SPT. A resistência de ponta (N_p) nesse método é obtida pela média entre os valores de N na ponta da estaca, imediatamente acima e imediatamente abaixo. Além disso, o valor da média é multiplicado por um fator C , que depende do tipo de solo e é dado na TABELA 4.

TABELA 2 - VALORES DE k E α SEGUNDO VÁRIOS AUTORES

Tipo de Solo	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988)		Monteiro (1997)	
	k (MPa)	α (%)	k (MPa)	α (%)	k (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4	0,60	1,4	0,73	2,1
Areia Siltosa	0,80	2,0	0,53	1,9	0,68	2,3
Areia Silto-argilosa	0,70	2,4	0,53	2,4	0,63	2,4
Areia Argilosa	0,60	3,0	0,53	3,0	0,54	2,8
Areia Argilo-siltosa	0,50	2,8	0,53	2,8	0,57	2,9
Silte	0,40	3,0	0,48	3,0	0,48	3,2
Silte Arenoso	0,55	2,2	0,48	3,0	0,50	3,0
Silte Areno- argiloso	0,45	2,8	0,38	3,0	0,45	3,2
Silte Argiloso	0,23	3,4	0,30	3,4	0,32	3,6
Silte Argilo- arenoso	0,25	3,0	0,38	3,0	0,40	3,3
Argila	0,20	6,0	0,25	6,0	0,25	5,5
Argila Arenosa	0,35	2,4	0,48	4,0	0,44	3,2
Argila Areno- siltosa	0,30	2,8	0,30	4,5	0,30	3,8
Argila Siltosa	0,22	4,0	0,25	5,5	0,26	4,5
Argila Silto- arenosa	0,33	3,0	0,30	5,0	0,33	4,1

FONTE: Adaptado de Velloso & Lopes (2010).

TABELA 3 - VALORES DE $F1$ E $F2$ SEGUNDO DIVERSOS AUTORES

Tipo de Estaca	Aoki & Velloso (1975)		Laprovitera (1988)		Monteiro (1997)	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Franki	2,5	5,0	2,5	3,0	-	-
Metálica	1,75	3,5	2,4	3,4	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5	2,0	3,5	-	-
Escavada	3,0	6,0	4,5	4,5	-	-
Franki de fuste apiloado	-	-	-	-	2,3	3,0
Franki de fuste vibrado	-	-	-	-	2,3	3,2
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	-	-	-	-	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	-	-	-	-	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	-	-	-	-	3,5	4,5
Raiz	-	-	-	-	2,2	2,4
Strauss	-	-	-	-	4,2	3,9
Hélice contínua	-	-	-	-	3,0	3,8

FONTE: O autor (2017).

TABELA 4 - VALORES DE C DE ACORDO COM O TIPO DE SOLO

Tipo de Solo	C (kPa)	C ⁽¹⁾ (kPa)
Argila	120	100
Silte Argiloso (solo residual)	200	120
Silte Arenoso (solo residual)	250	140
Areia	400	200

FONTE: Adaptado de Velloso e Lopes (2010).

⁽¹⁾Valores para estacas escavadas com lama bentonítica.

Para o atrito lateral, na primeira versão publicada pelos autores, são considerados os valores de N ao longo do fuste, sem considerar os valores utilizados para resistência de ponta. No caso do atrito lateral nenhum coeficiente do tipo de solo é utilizado. O valor de atrito lateral é obtido relacionando-se a média dos valores de N ao longo do fuste com os valores apresentados na TABELA 5.

TABELA 5 - VALORES DE ATRITO LATERAL

N (médio ao longo do fuste)	Atrito lateral (tf/m ²)
≤ 3	2
6	3
9	4
12	5
> 15	6

FONTE: Velloso e Lopes (2010).

Alguns anos mais tarde, Décourt e Quaresma (1982) aperfeiçoaram o cálculo da estimativa relativa à resistência lateral. Têm-se então que a resistência de ponta (r_p) pode ser calculada pela equação 3:

$$r_p = CN_p \quad (3)$$

A resistência lateral (r_l) é calculada pela equação 4:

$$r_l = \frac{\bar{N}}{3} + 1 \quad (4)$$

A estimativa de capacidade de carga final é feita através da equação 5:

$$P_u = \alpha_{DQ} CN_p A + \beta_{DQ} \sum 10 \left(\frac{\bar{N}}{3} + 1 \right) U \Delta l \quad (5)$$

Onde:

P_u é a capacidade de carga última da estaca (kN);

A é a área da seção transversal da ponta da estaca (m²);

N_p é o valor do N_{spt} da ponta;

\bar{N} é o valor do N_{spt} médio ao longo do fuste;

U é o perímetro da seção transversal do fuste (m);

α_{DQ} é o coeficiente de majoração para resistência de ponta que estende o cálculo para outros tipos de estaca;

β_{DQ} é o coeficiente de majoração para resistência lateral que estende o cálculo para outros tipos de estaca;

Δl é a espessura da camada individual de solo (m).

Na determinação da parcela da resistência lateral, é estabelecido um valor mínimo de 3 e máximo de 50 para o N_{spt} . Os autores determinam, ainda, considerações sobre os coeficientes de segurança a serem utilizados nesse método. O coeficiente global (F) é calculado pela multiplicação de outros 4 coeficientes, explicitados a seguir. O coeficiente de segurança relativo aos parâmetros do solo (F_p) é considerado igual 1,1 para o atrito lateral e 1,35 para a resistência de ponta. O coeficiente relativo à formulação adotada (F_r) é igual a 1,0 para ambos os cálculos. O coeficiente para evitar requalques excessivos (F_d) tem valor 1,0 para o atrito lateral e 2,5 para a resistência de ponta. O último fator é o coeficiente relativo à carga de trabalho da estaca igual a 1,2 para ambos os casos. Assim, temos que os coeficientes globais para o atrito lateral e resistência de ponta são iguais a 1,3 e 4,0, respectivamente.

Os valores de α_{DQ} e β_{DQ} podem ser encontrados nas TABELAS 6 e 7.

TABELA 6 - VALORES DE α_{DQ}

Solo/Estaca	Cravada	Escavada	Escavada com bentonita	Hélice contínua	Raiz	Injetadas
Argilas	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Solos residuais	1,0	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Areias	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

FONTE: Décourt (1998).

TABELA 7 - VALORES DE β_{DQ}

Solo/Estaca	Cravada	Escavada	Escavada com bentonita	Hélice contínua	Raiz	Injetadas
Argilas	1,0	0,80	0,90	1,0	1,5	3,0
Solos residuais	1,0	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	1,0	0,50	0,60	1,0	1,5	3,0

FONTE: Décourt (1998).

2.4.1.3 MÉTODO DE TEIXEIRA

A capacidade de carga de uma estaca pode ser estimada através da equação 6:

$$Q_{l,ult} = \alpha \bar{N}_b A + U \beta \bar{N}_l L \quad (6)$$

Onde:

$Q_{l,ult}$ é a capacidade de carga última da estaca (kN);

A é a área da seção transversal da ponta da estaca (m²);

N_b é o valor do N_{spt} médio obtido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca a 1 diâmetro abaixo;

N_l é o valor do N_{spt} médio ao longo do fuste;

U é o perímetro da seção transversal do fuste (m);

α é o coeficiente que correlaciona a resistência lateral unitária e resistência de ponta;

β é o coeficiente que depende do tipo de estaca utilizada;

L é comprimento da estaca (m).

Esse método foi apresentado em 1996, e apresenta dois parâmetros, α e β , sendo que o primeiro depende do tipo de solo e do tipo de estaca e o segundo somente do tipo de estaca. Os tipos de estaca que possuem valores tabelados são: estacas pré-moldadas de concreto e metálicas (I), tipo Franki (II), estacas escavadas (III) e estacas-raiz (IV). A TABELA 8 apresenta os valores estipulados para ambos os parâmetros.

TABELA 8 - VALORES DE α E β SEGUNDO TIPO DE SOLO E ESTACA

Solo ↓	Tipo de estaca* →	I	II	III	IV
Valores de α (tf/m ²) em função do tipo de solo (4 < N < 40)	Argila siltosa	11	10	10	10
	Silte argiloso	16	12	11	11
	Argila arenosa	21	16	13	14
	Silte arenoso	26	21	16	16
	Areia argilosa	30	24	20	19
	Areia siltosa	36	30	24	22
	Areia	40	34	27	26
	Areia com pedregulhos	44	38	31	29
Valores de β (tf/m ²) em função do tipo de estaca		0,4	0,5	0,4	0,6

FONTE: Velloso e Lopes (2010).

2.4.1.4 MÉTODO DE VORCARO-VELLOSO

O método de Vorcaro-Velloso (2000) é baseado na aplicação da regressão linear múltipla aos resultados de provas de cargas estáticas, sendo o solo caracterizado por sondagem a percussão. Tal metodologia distingue o cálculo entre os tipos de estaca e divide os solos em cinco grupos, apresentados na TABELA 9, os quais possuem equações distintas para estimativa de capacidade de carga.

TABELA 9 - GRUPOS DE SOLOS

Grupo				
1	2	3	4	5
Areia	Areia siltosa	Silte	Silte arenoargiloso	Silte argiloso
	Areia siltoargilosa	Silte arenoso	Silte argiloarenoso	Argila
	Areia argilosa	Argila arenosa	Argila arenossiltosa	Argila siltosa
	Areia argilosiltosa	Argila siltoarenosa		

FONTE: Velloso & Lopes (2010).

Para realização da previsão da capacidade de carga, inicialmente, são determinados dois fatores explicitados a seguir:

$$XP = AN_{ponta} \quad (7)$$

$$XF = U \sum N_{fuste} \Delta l \quad (8)$$

Onde:

A é a área da seção transversal da ponta da estaca (m^2);

U é o perímetro da seção transversal do fuste (m);

Δl é a espessura da camada individual de solo (m).

Assim, as equações de previsão de carga para cada tipo de estaca e grupo de solo de 1 a 5, respectivamente, são:

a) Estacas tipo Franki

$$Q_{EST} = \exp[(61,17 \ln XP + 58,25 \ln XF)^{\frac{1}{3}}] \quad (9)$$

$$Q_{EST} = \exp[(66,74 \ln XP + 58,25 \ln XF)^{\frac{1}{3}}] \quad (10)$$

$$Q_{EST} = \exp[(59,72 \ln XP + 58,25 \ln XF)^{\frac{1}{3}}] \quad (11)$$

$$Q_{EST} = \exp[(60,65 \ln XP + 58,25 \ln XF)^{\frac{1}{3}}] \quad (12)$$

$$Q_{EST} = \exp[(67,79 \ln XP + 58,25 \ln XF)^{\frac{1}{3}}] \quad (13)$$

b) Estacas pré-moldadas de concreto

$$Q_{EST} = 676,0XP^{1/2} + 3,1XF \quad (14)$$

$$Q_{EST} = 705,3XP^{1/2} + 3,1XF \quad (15)$$

$$Q_{EST} = 648,3XP^{1/2} + 3,1XF \quad (16)$$

$$Q_{EST} = 534,7XP^{1/2} + 3,1XF \quad (17)$$

$$Q_{EST} = 649,5XP^{1/2} + 3,1XF \quad (18)$$

c) Estacas escavadas

$$Q_{EST} = \exp[(7,32 \ln XP + 7,78 \ln XF)^{\frac{1}{2}}] \quad (19)$$

$$Q_{EST} = \exp[(6,23 \ln XP + 7,78 \ln XF)^{\frac{1}{2}}] \quad (20)$$

$$Q_{EST} = \exp[(4,92 \ln XP + 7,78 \ln XF)^{\frac{1}{2}}] \quad (21)$$

$$Q_{EST} = \exp[(6,96 \ln XP + 7,78 \ln XF)^{\frac{1}{2}}] \quad (22)$$

$$Q_{EST} = \exp[(7,32 \ln XP + 7,78 \ln XF)^{\frac{1}{2}}] \quad (23)$$

d) Estacas tipo hélice contínua, e para qualquer tipo de solo

$$Q_{EST} = \exp(1,96 \ln XP - 0,34 \ln XP \ln XF + 1,36 \ln XF) \quad (24)$$

2.4.1.5 MÉTODO DE ANTUNES E CABRAL

Segundo Antunes e Cabral (1996) a capacidade de carga de estacas hélices contínuas, utilizando correlações entre provas de carga e dados de N_{spt} , seja estimada pela equação 25:

$$Q_{ult} = \beta_2 N_{ponta} A + U \sum \beta_1 N \Delta l \quad (25)$$

Onde:

A é a área da seção transversal da ponta da estaca (m^2);

U é o perímetro da seção transversal do fuste (m);

Δl é a espessura da camada individual de solo (m).

N_{ponta} é o valor do N_{spt} da ponta da estaca;

N é o valor do N_{spt} de cada camada ao longo do fuste;

Os parâmetros β_1 e β_2 são função do tipo de solo para o cálculo das parcelas do atrito lateral e de resistência de ponta, sendo esses apresentados na TABELA 10.

TABELA 10 - PARÂMETROS β_1 e β_2

Tipo de Solo	β_1 (%)	β_2
Areia	4,0 – 5,0	2,0 – 2,5
Silte	2,5 – 3,5	1,0 – 2,0
Argila	2,0 – 3,5	1,0 – 1,5

FONTE: Adaptado de Velloso e Lopes (2010).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Como destacado na introdução desse trabalho, além da pesquisa teórica, foi realizado o acompanhamento da execução de uma obra residencial, mais especificamente dos serviços preliminares e execução da fundação.

O capítulo foi estruturado em duas etapas: a) serviços preliminares e sondagem do solo; e b) execução do projeto de fundação, apresentando todos os dados das estacas e de sua cravação.

3.1 SERVIÇOS PRELIMINARES E SONDAÇÃO DO SOLO

A obra residencial será executada em Curitiba-PR, na Rua Justo Manfron número 1779 – Bairro Santa Felicidade. A FIGURA 12 apresenta a localização da obra em relação aos limites da cidade de Curitiba e a FIGURA 13 apresenta uma foto de satélite do local, destacando o lote e a residência vizinha mais próxima.

FIGURA 12 - LOCALIZAÇÃO DA OBRA EM RELAÇÃO À CURITIBA



FONTE: O autor (2017).

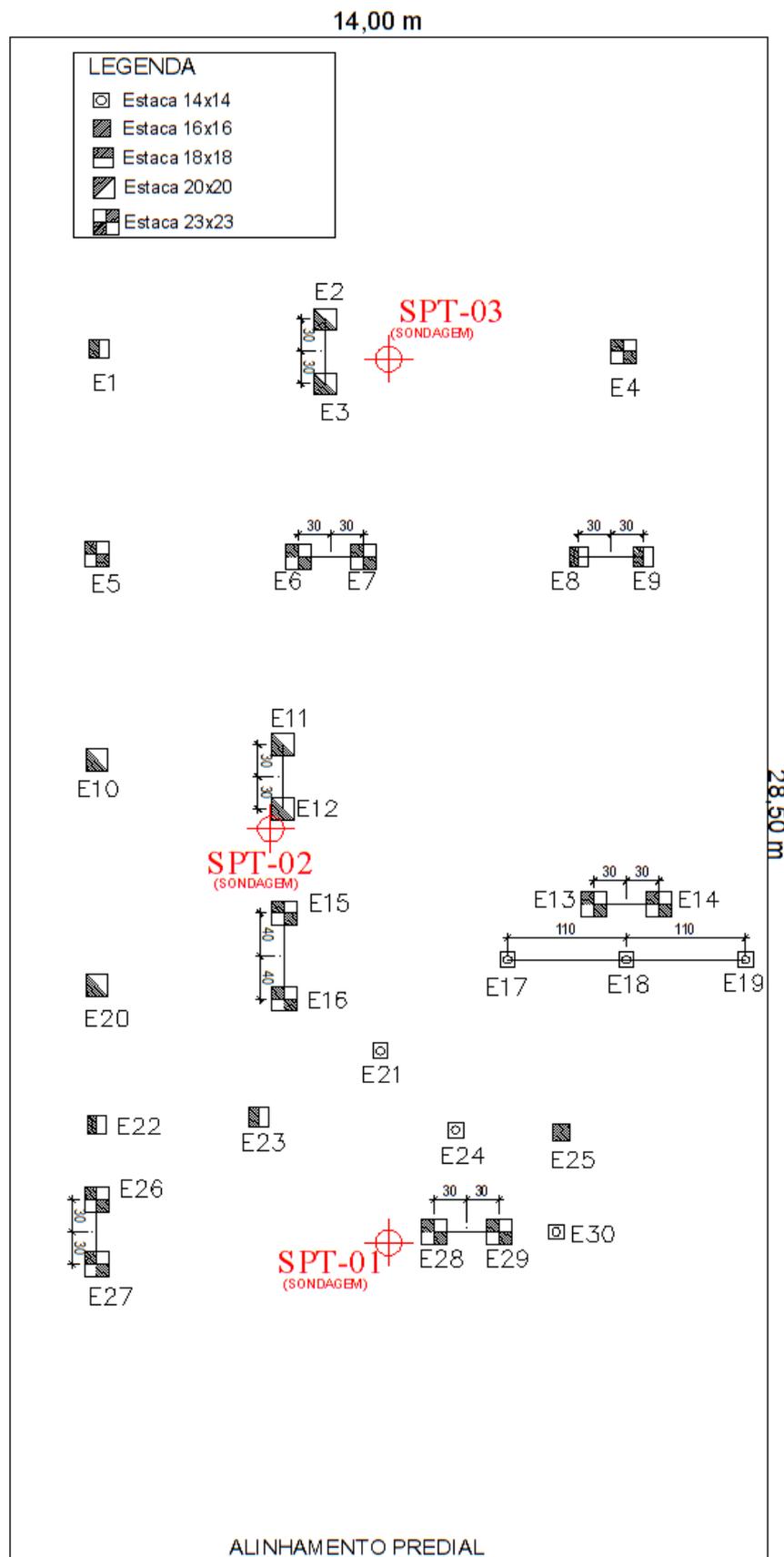
FIGURA 13 - FOTO DE SATÉLITE DO LOCAL DA OBRA



FONTE: O autor (2017).

As primeiras atividades realizadas foram: a delimitação dos limites do lote através da colocação de tapumes de madeira, a retirada de árvores e raízes e a limpeza do terreno. Após tais atividades, executou-se ensaio de penetração dinâmico (SPT), de acordo com o descrito na norma NBR 6484/2001 e NBR 8036/1983, executado pela empresa M R Lopes Obras e Fundações. A locação dos pontos de sondagem seguiu o estabelecido pela norma ABNT 8036/1983, sendo realizados em três pontos distintos e não alinhados dentro do lote. A FIGURA 14 a seguir mostra o croqui de locação dos furos de sondagem.

FIGURA 14 - CROQUI DE LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM SPT E ESTACAS



FONTE: CJK Engenharia Civil (2017).

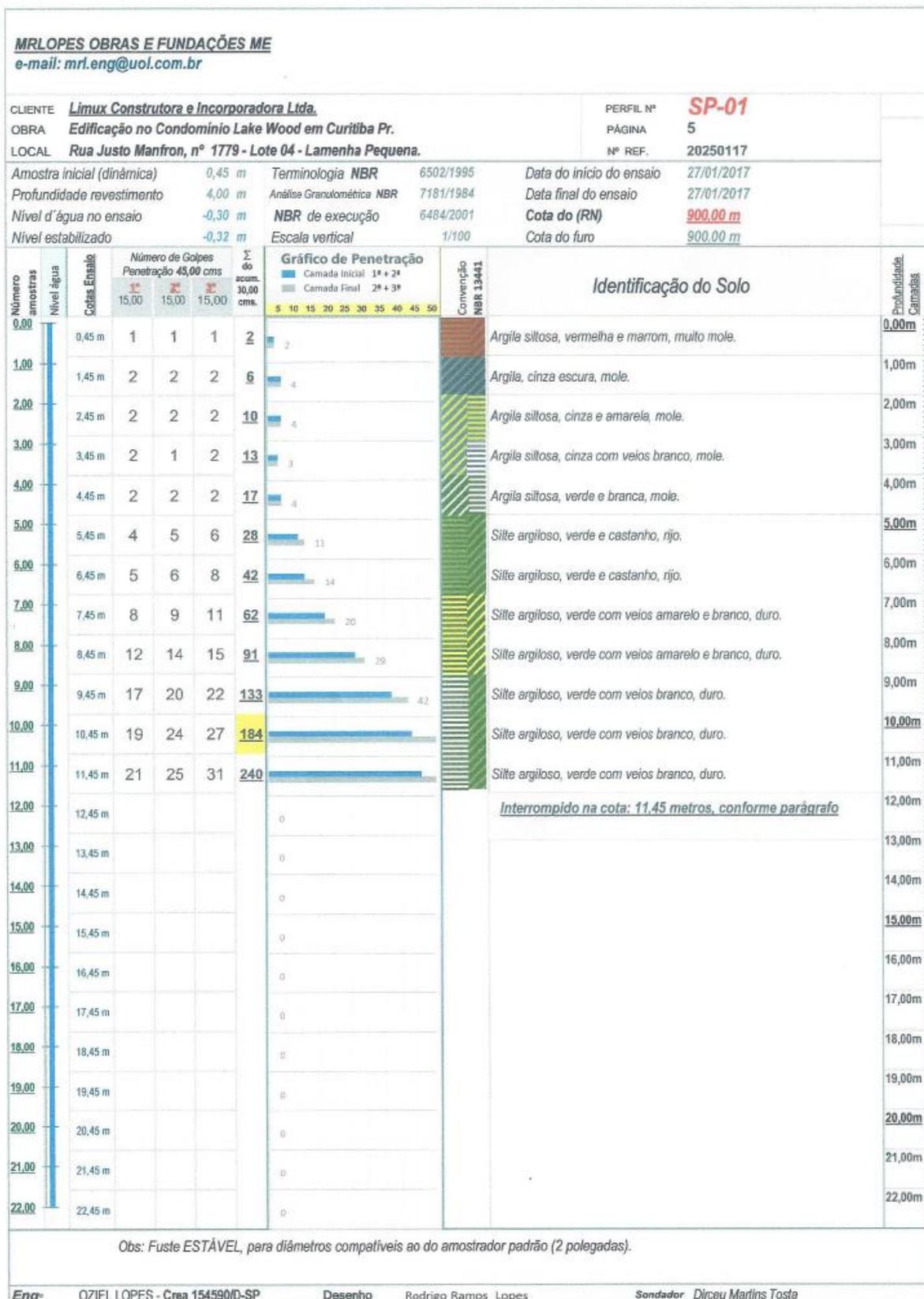
Foi realizada cravação dinâmica dos 45 centímetros iniciais de cada metro perfurado, anotando-se a quantidade de golpes para cada segmento de 15 centímetros.

Segundo o executor das sondagens, o ensaio foi paralisado seguindo o parágrafo 6.4.1 item “c” da norma NBR 6484/2001, o qual discorre que nos casos que em 5 metros consecutivos se obterem 50 golpes para a penetração dos 45 centímetros do amostrador padrão, a perfuração deve ser encerrada. Porém, analisando os relatórios do ensaio pode-se perceber que a paralisação foi errônea e não seguiu nenhum critério estabelecido em norma, os quais foram discutidos no Capítulo 2, item 2.2.1. Esse fato pode vir a impossibilitar ou mascarar a interpretação correta dos resultados. Além disso, o fato do ensaio ter sido encerrado previamente ao estabelecido também acarreta em provável erro no futuro cálculo da capacidade de carga e comprimento das estacas.

Os três pontos ensaiados utilizaram a cota zero como cota inicial com objetivo de verificar se as tensões no solo eram suficientes para dimensionamento de fundações superficiais. Foi constatado, pela empresa M R Lopes após análise dos dados do ensaio, que pelas características do solo e nível d'água não se tornaria viável a utilização de fundações superficiais.

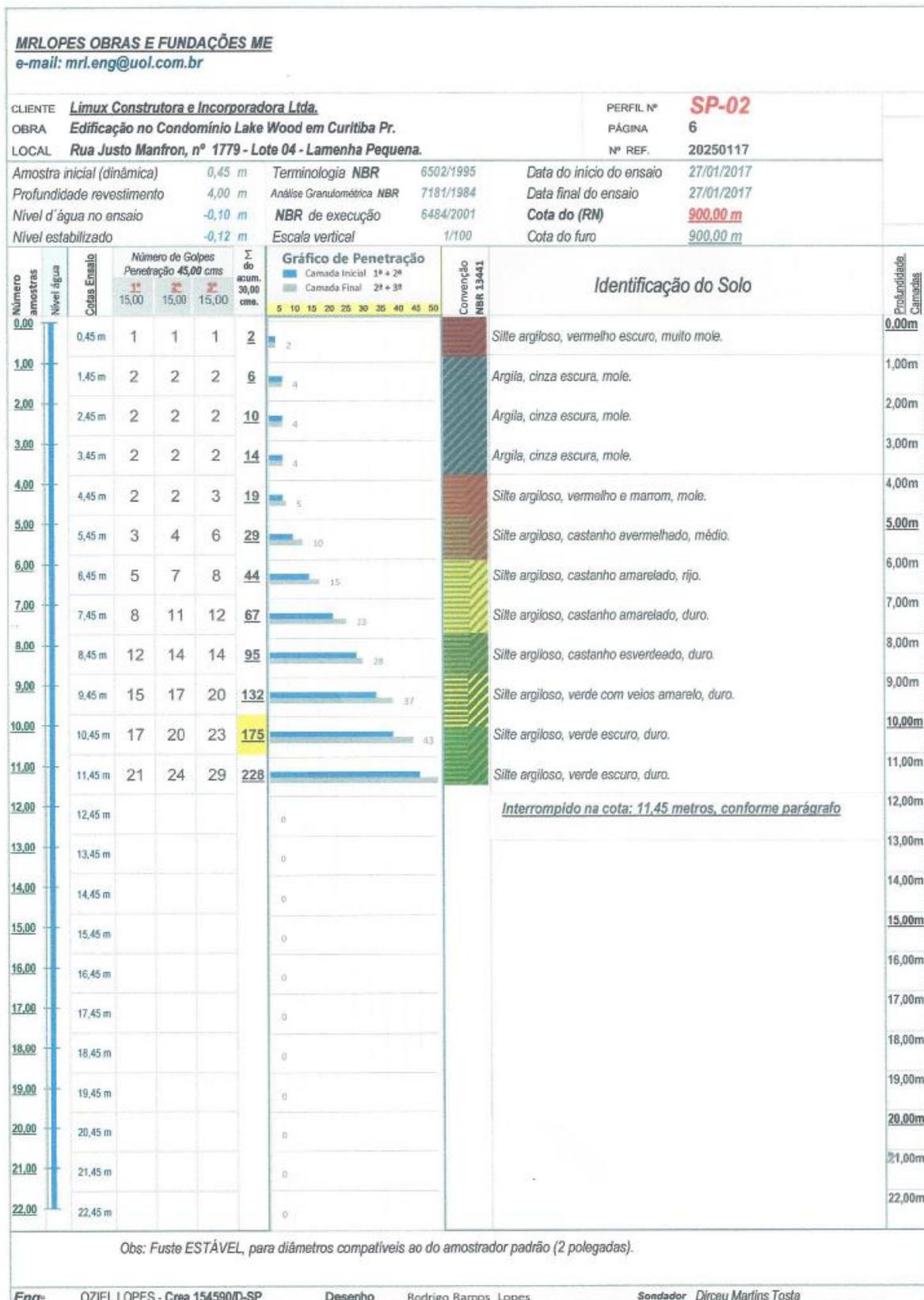
Os resultados do ensaio nos pontos SPT-01, SPT-02 e SPT-03 são apresentados nas Figuras 15, 16 e 17, respectivamente. Pode-se observar que no primeiro ponto (SPT-01) houve predominância de camadas de argila siltosa mais próximo da superfície e silte argiloso em maior profundidade. A cota do furo foi a mesma do terreno e o nível de água nesse ponto foi encontrado nos 30 centímetros de profundidade. O ensaio foi interrompido na profundidade de 11,45 metros. O ponto dois (SPT-02) apresentou varias camadas de argila cinza superficialmente e silte argiloso a partir dos 4,45 metros de profundidade, com a mesma cota e profundidade de parada do primeiro furo e nível de água aos 10 centímetros de profundidade. O último ponto (SPT-03) apresentou camadas de silte argiloso em quase sua totalidade, com cota do furo 20 centímetros abaixo dos pontos anteriores e mesma profundidade de parada, 11,45 metros. O nível de água no último ponto está no nível da superfície.

FIGURA 15 - RELATÓRIO DE SONDAGEM DO PONTO SPT-01



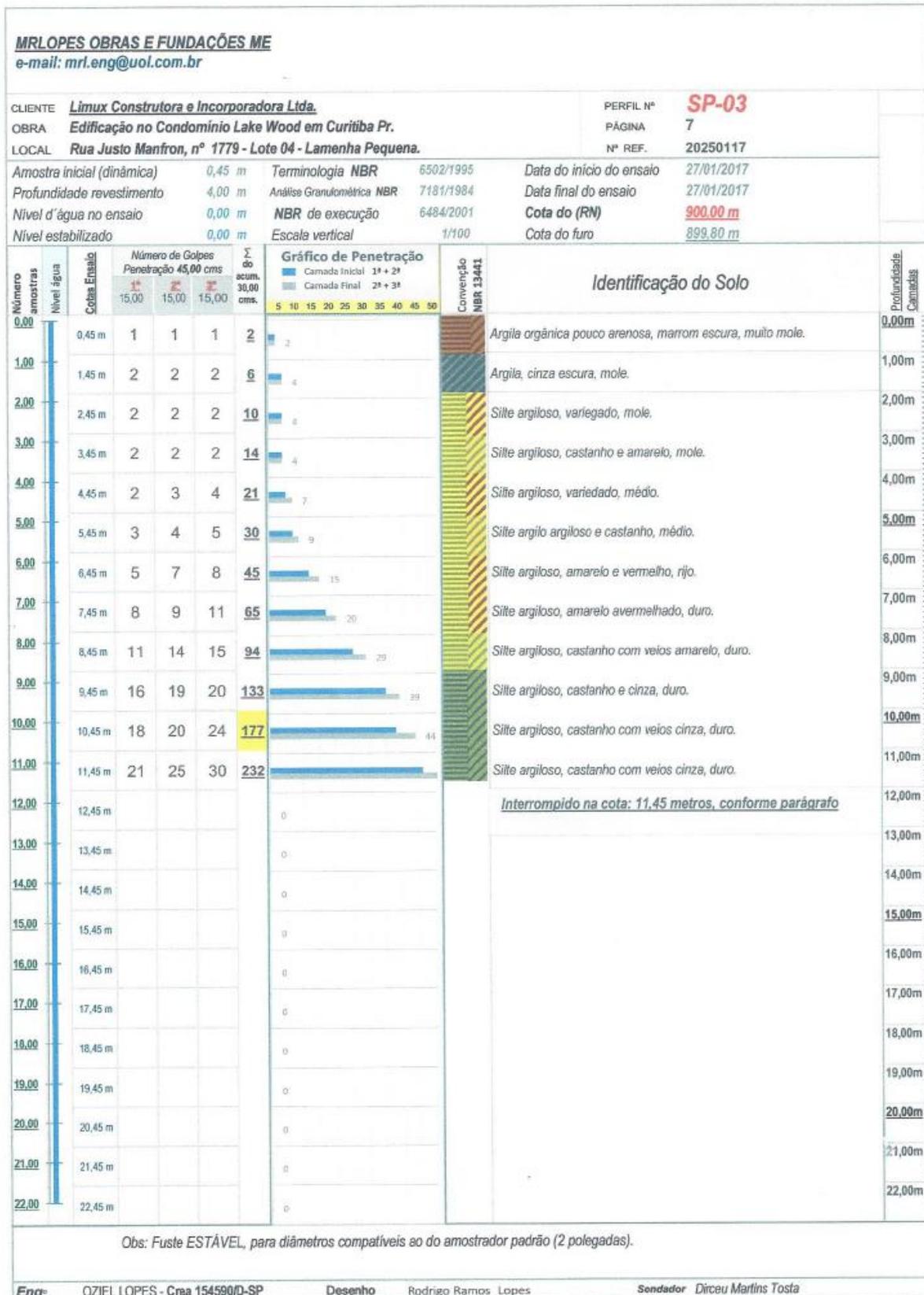
Fonte: M R Lopes Obras e Fundações (2017).

FIGURA 16 - RELATÓRIO DE SONDAGEM DO PONTO SPT-02



FONTE: M R Lopes Obras e Fundações (2017).

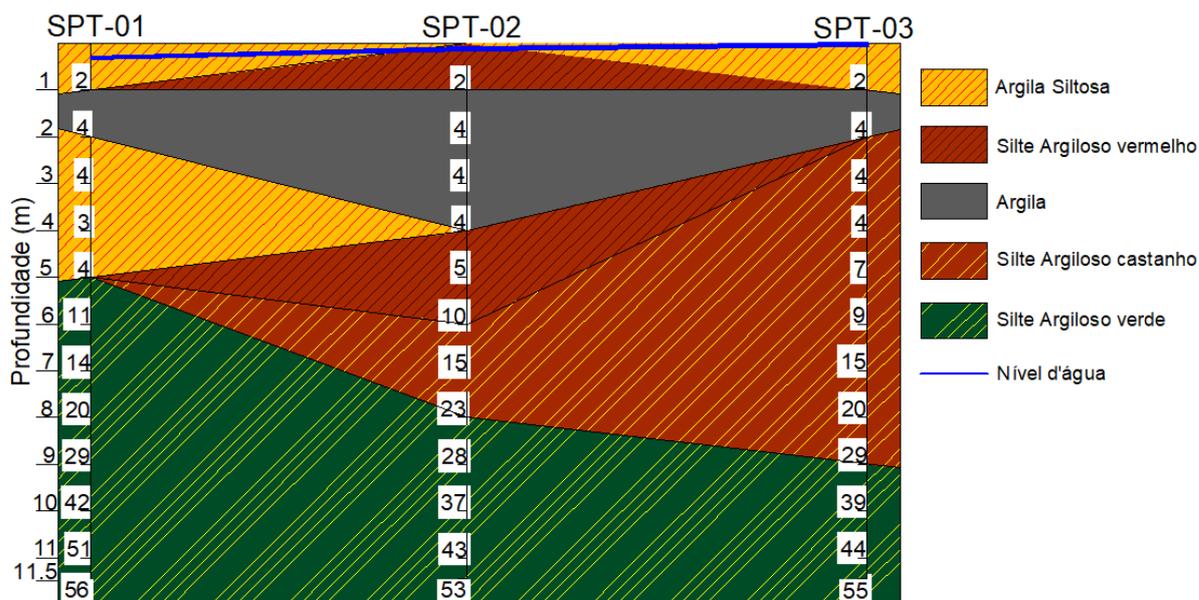
FIGURA 17 - RELATÓRIO DE SONDAGEM DO PONTO SPT-03



FONTE: M R Lopes Obras e Fundações (2017).

A partir dos resultados dos três pontos de sondagem é possível construir um perfil aproximado do subsolo do terreno da obra, apresentando a profundidade, localização do nível d'água e a cada metro o valor do N_{spt} obtido no ensaio. A FIGURA 18 mostra o perfil do solo.

FIGURA 18 - PERFIL DAS CAMADAS DO SOLO



FONTE: O autor (2017).

Não é possível afirmar com exatidão qual é a geologia do terreno, tendo em vista que o ensaio SPT realizado não contou com extração de testemunho para análise das rochas constituintes do solo. Entretanto, correlacionando a localização da obra, no endereço Rua Justo Manfron, 1779 – Bairro Santa Felicidade, o qual pode ser observado na FIGURA 12, com os resultados do ensaio SPT, pode se estimar que o solo do local pertença a Formação Guabirotuba, como mostrado no Capítulo 2, por apresentar predominantemente camadas de silte argiloso.

Como um dos serviços preliminares, ainda, foi realizada a vistoria interna e externa da residência vizinha ao local da obra, antes de se iniciar a cravação das estacas por percussão. A FIGURA 19 mostra a residência em questão e sua proximidade com o lote, ao fundo no canto direito da imagem.

FIGURA 19 - RESIDÊNCIA VIZINHA VISTORIADA



FONTE: Limux Construtora e Incorporadora (2016).

A vistoria foi acompanhada pelos proprietários do imóvel, e seus resultados foram documentados em forma de relatório, o qual foi arquivado junto aos documentos da obra. Foram arquivadas, também, as fotografias tiradas durante a vistoria.

3.2 ESTAQUEAMENTO DA OBRA

O projeto de fundação da residência em estudo, o qual pode ser observado na FIGURA 14, foi feito pela empresa CJK Engenharia Civil Ltda., a qual também foi responsável pela cravação das estacas pré-moldadas de concreto. O projeto foi constituído por 30 estacas de 8 m de comprimento, sobre as quais se apoiam os pilares. A escolha da estaca pré-moldada como solução para essa obra pode ser embasada no fato do terreno ter apresentado nível d'água muito próximo da superfície, o que dificulta ou até impossibilita a realização dos tipos mais comuns de estacas escavadas. Como a estrutura possui 20 pilares no pavimento térreo, alguns desses pilares se apoiam sobre duas ou três estacas, enquanto que o restante somente sobre uma estaca.

As estacas pré-moldadas foram produzidas pela empresa Marna Pré-fabricados, e são feitas com concreto vibrado com f_{ck} igual a 40 MPa. O projeto de fundação apresentou estacas com 5 dimensões distintas, as quais apresentam capacidade de carga e armadura próprias. A relação das dimensões das estacas e suas respectivas informações técnicas é apresentada na TABELA 11.

TABELA 11 – INFORMAÇÕES TÉCNICAS DAS ESTACAS PRÉ-MOLDADAS

Dimensão (cm)	Quantidade	Estacas	Capacidade de carga estrutural (tf)	Armaduras longitudinais: área (mm²) - diâmetro (mm)
14x14	06	E17, E18, E19, E21, E24 e E30	20	78,54 – 4 Ø 5mm
16x16	01	E25	25	78,54 – 4 Ø 5mm
18x18	05	E1, E8, E9, E22 e E23	38	78,54 – 4 Ø 5mm
20x20	06	E2, E3, E10, E11, E12 e E20	45	117,81 – 6 Ø 5mm
23x23	12	E4, E5, E6, E7, E13, E14, E15, E16, E26, E27, E28 e E29	64	117,81 – 6 Ø 5mm

FONTE: O autor (2017).

Além da armadura longitudinal apresentada na TABELA 11, as estacas possuem estribos com aço CA-60 bitola de 3,4 mm espaçados de formas distintas nas extremidades e ao longo do fuste. Nas extremidades o espaçamento era de 5 cm e ao longo do fuste de 12 cm.

A locação das estacas dentro do terreno e a tabela de cargas considerada no dimensionamento das estacas constam, respectivamente, na FIGURA 14 e FIGURA 20.

FIGURA 20 - CARGAS CONSIDERADAS NO DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS

Elem	Caso 1	FZ MAX-ELU2-Verificações de estado limite último - Pilares e fundações			MX MAX-ELU2-Verificações de estado limite último - Pilares e fundações			MY MAX-ELU2-Verificações de estado limite último - Pilares e fundações			FZ MIN-ELU2-Verificações de estado limite último - Pilares e fundações			MX MIN-ELU2-Verificações de estado limite último - Pilares e fundações			MY MIN-ELU2-Verificações de estado limite último - Pilares e fundações			
		Fz	Fz	Mx	My	Fz	Mx	My												
P1		20.1	20.1	0.6	-0.4	20.1	0.6	-0.4	20.1	0.6	-0.4	20.1	0.6	-0.4	20.1	0.6	-0.4	20.1	0.6	-0.4
P2		55.3	55.3	1.2	0.1	55.2	1.2	0.1	55.3	1.2	0.1	55.2	1.2	0.1	55.3	1.2	0.1	55.2	1.2	0.1
P3		31.1	31.2	-0.3	-2.0	31.2	-0.3	-2.0	31.2	-0.3	-2.0	31.1	-0.3	-2.0	31.1	-0.3	-2.0	31.1	-0.3	-2.0
P4		29.6	29.6	-0.9	0.1	29.6	-0.9	0.1	29.6	-0.9	0.1	29.6	-0.9	0.1	29.6	-0.9	0.1	29.6	-0.9	0.1
P5		66.5	66.6	-1.1	-1.2	66.5	-1.1	-1.2	66.6	-1.1	-1.2	66.5	-1.1	-1.2	66.6	-1.1	-1.2	66.5	-1.1	-1.2
P6		40.8	40.9	0.9	-2.1	40.9	0.9	-2.1	40.8	0.9	-2.1	40.8	0.9	-2.1	40.8	0.9	-2.1	40.9	0.9	-2.1
P7		27.8	27.9	0.9	0.1	27.9	0.9	0.1	27.8	0.9	0.1	27.8	0.9	0.1	27.8	0.9	0.1	27.9	0.9	0.1
P8		43.2	43.3	3.6	-0.8	43.3	3.6	-0.8	43.3	3.5	-0.8	43.3	3.5	-0.8	43.3	3.5	-0.8	43.3	3.6	-0.8
P9		23.5	23.5	-0.5	0.4	22.9	-0.5	0.4	22.9	-0.5	0.4	22.9	-0.5	0.4	23.5	-0.5	0.4	23.5	-0.5	0.4
P10		57.1	57.1	-3.4	-0.3	57.0	-3.1	-0.3	57.0	-3.1	-0.3	57.0	-3.1	-0.3	57.1	-3.4	-0.3	57.1	-3.4	-0.3
P11		36.9	36.8	-1.0	-7.4	36.6	-1.0	-7.6	36.8	-1.0	-7.4	36.6	-1.0	-7.6	36.8	-1.0	-7.4	36.6	-1.0	-7.6
P12		19.1	19.4	0.5	-13.9	19.4	0.5	-13.9	19.1	0.5	-13.8	19.1	0.5	-13.8	19.1	0.5	-13.8	19.4	0.5	-13.9
P13		8.3	8.3	0.1	-1.9	8.3	0.1	-1.9	8.3	0.1	-1.9	8.3	0.1	-1.9	8.3	0.1	-1.9	8.3	0.1	-1.9
P14		-5.6	-3.9	0.2	-0.3	-5.5	0.2	-0.3	-5.5	0.2	-0.3	-5.5	0.2	-0.3	-3.9	0.2	-0.3	-3.9	0.2	-0.3
P15		21.3	21.3	-0.3	-0.6	21.2	-0.3	-0.6	21.3	-0.3	-0.6	21.2	-0.3	-0.6	21.3	-0.3	-0.6	21.2	-0.3	-0.6
P16		7.7	8.1	0.1	-2.3	7.7	0.1	-2.3	8.1	0.1	-2.3	7.7	0.1	-2.3	8.1	0.1	-2.3	7.7	0.1	-2.3
P17		17.4	17.4	0.0	0.3	16.9	0.0	0.3	16.9	0.0	0.3	16.9	0.0	0.3	17.4	0.0	0.3	17.4	0.0	0.3
P18		64.0	63.8	-1.2	0.0	63.8	-1.2	0.0	62.7	-1.3	0.0	62.7	-1.3	0.0	62.7	-1.3	0.0	63.8	-1.2	0.0
P19		69.6	69.4	-1.8	-2.4	69.4	-1.8	-2.4	68.7	-1.9	-2.4	68.7	-1.9	-2.4	68.7	-1.9	-2.4	69.4	-1.8	-2.4
P20		2.0	2.6	-0.8	-1.8	2.6	-0.8	-1.8	2.0	-0.8	-1.7	2.0	-0.8	-1.7	2.0	-0.8	-1.7	2.6	-0.8	-1.8

Observações:

- =====
- 1 - Esforços com valores característicos
 - 2 - Forças em tf
 - 3 - Momentos em tfm

FONTE: CJK Engenharia Civil (2017).

Como citado anteriormente, a estrutura da residência possui 20 pilares e o projeto de fundação conta com um total de 30 estacas. Portanto, existem pilares apoiados em blocos com uma, duas ou três estacas. A relação de quais estacas apoiam cada pilar é mostrada a seguir, na TABELA 12.

TABELA 12 - RELAÇÃO ENTRE PILARES E ESTACAS DA OBRA LAKEWOOD

Pilar	Estacas (Blocos)
P1	1
P2	2 e 3
P3	4
P4	5
P5	6 e 7
P6	8 e 9
P7	10
P8	11 e 12
P9	20
P10	15 e 16
P11	13 e 14
P12	17, 18 e 19
P13	21
P14	22
P15	23
P16	24
P17	25
P18	26 e 27
P19	28 e 29
P30	30

FONTE: O autor (2017).

Para a locação dos eixos dos pilares e do eixo das estacas a serem cravadas, foi utilizada a técnica de tabeira ou gabarito. Consiste na colocação de uma moldura de madeira em todo o entorno da obra, utilizando-se pontaletes e tábuas de madeira, os quais servirão de apoio para as linhas, normalmente de náilon, que definirão o eixo ou entorno de um objeto demarcado dentro do espaço da obra,

através do encontro de duas linhas de diferentes eixos. A verificação do esquadro das linhas foi feita no início e durante a obra pelo princípio do triângulo retângulo. Dessa forma, foram demarcados todos os eixos dos pilares e eixos das estacas, com colocação de um piquete indicando cada elemento. A FIGURA 21 mostra um exemplo da colocação de piquetes em eixos de pilares e/ou estacas.

FIGURA 21 - PIQUETE CRAVADO SOBRE EIXO DO PILAR NÚMERO 15



FONTE: O autor (2017).

O estado final após todo o processo de locação da obra pode ser observado na FIGURA 22 abaixo, a qual mostra o gabarito e todos os piquetes referentes aos eixos dos elementos.

FIGURA 22 - LOCAÇÃO FINAL DA OBRA



FONTE: O autor (2017).

3.3 CRAVAÇÃO DAS ESTACAS PRE-MOLDADAS DE CONCRETO

A cravação das estacas pré-moldadas de concreto foi feita utilizando bate estaca de gravidade, equipamento que geralmente é composto por uma torre, um martelo, guias verticais e um motor, o qual ergue o martelo até altura definida pelo operador. A conferência da nega foi realizada a partir do instante em que, empírica e visualmente, os operadores percebiam que a cravação já estava próxima de ser finalizada, sendo somente a última nega registrada para o relatório de cravação. Dessa maneira, não foi registrado o repique de nenhuma das estacas. Assim como a nega, a troca dos amortecedores (cepo e coxim) foi empírica. O peso do martelo utilizado na cravação foi de 1.790 kgf, levantado a diferentes alturas de queda de acordo com a dimensão da estaca. A TABELA 13 apresenta os valores de altura de queda para cada tipo de estaca.

TABELA 13 - ALTURA DE QUEDA DO MARTELO DE ACORDO COM A ESTACA

Dimensão da estaca (cm)	Altura de queda (cm)
14x14	50
16x16	50
18x18	60
20x20	60
23x23	70

FONTE: CJK Engenharia Civil (2017).

A FIGURA 23 mostra o bate estaca e as primeiras estacas pré-moldadas de concreto entregues na obra.

FIGURA 23 - BATE ESTACA SOBRE ROLOS



FONTE: O autor (2017).

Durante a execução da cravação das estacas percebeu-se erro no projeto de fundação, pois o mesmo determinou que a grande maioria das estacas conseguiria alcançar a camada resistente do solo com 8 metros. Porém, durante a colocação da primeira estaca essa profundidade foi ultrapassada, o que determinou mudança no comprimento de todas as estacas restantes, sendo que aquelas que já estavam em

obra foram utilizadas duas a duas, através de colocação de luva metálica e com posterior arrasamento. A mais provável explicação para o erro de comprimento das estacas foi a paralisação prévia ao correto dos ensaios SPT realizados no lote. Todas as estacas pré-moldadas de concreto posteriores à notificação do erro de projeto possuíam 12 metros. A FIGURA 24 mostra o momento da cravação da primeira estaca.

FIGURA 24 - CRAVAÇÃO DA PRIMEIRA ESTACA



FONTE: O autor (2017).

A TABELA 14 traz o resumo da cravação das estacas, apresentando o comprimento cravado, sequência de cravação, comprimento da peça, nega final e a utilização ou não de luva de encaixe metálica.

TABELA 14 - RESUMO DA CRAVAÇÃO DAS ESTACAS

Sequência de cravação	Estaca	Comprimento da estaca (m)	Comprimento cravada no solo (m)	Nega final (mm)	Luva de encaixe
1	E27	16,00	10,40	0,5	Com luva
2	E12	16,00	10,70	0,5	Com luva
3	E2	16,00	12,10	0,5	Com luva
4	E3	11,30	12,10	0,5	Com luva
5	E1	12,00	12,10	0,8	Sem luva
6	E4	12,00	12,00	1,0	Sem luva
7	E8	12,00	11,70	0,5	Sem luva
8	E9	12,00	11,30	0,5	Sem luva
9	E6	12,00	10,70	0,5	Sem luva
10	E7	12,00	10,70	0,5	Sem luva
11	E5	12,00	10,70	0,5	Sem luva
12	E10	12,00	10,50	0,5	Sem luva
13	E11	11,00	10,70	0,5	Sem luva
14	E13	11,00	11,00	1,0	Sem luva
15	E14	11,00	10,80	0,5	Sem luva
16	E19	10,00	8,00	0,8	Sem luva
17	E18	10,00	9,40	1,0	Sem luva
18	E17	10,00	8,90	1,0	Sem luva
19	E15	11,00	11,00	1,5	Sem luva
20	E16	11,00	10,20	0,5	Sem luva
21	E20	11,00	11,00	2,0	Sem luva
22	E22	11,00	10,00	1,0	Sem luva
23	E26	12,60	10,80	0,5	Com luva
24	E23	11,00	10,05	0,5	Sem luva
25	E21	10,00	10,00	2,0	Sem luva
26	E24	10,00	10,00	2,5	Sem luva
27	E29	11,00	11,00	1,5	Sem luva
28	E28	11,00	11,00	1,5	Sem luva
29	E25	11,00	11,00	0,5	Sem luva
30	E30	10,00	10,00	1,5	Sem luva

FONTE: CJK Engenharia Civil (2017).

Mesmo tratando-se de uma obra de pequeno porte e com número baixo de estacas foram necessários 8 dias de trabalho com o equipamento para finalização da cravação das 30 estacas. Isso se deve, principalmente, pelo fato de que o bate estacas em questão movimentava-se sobre rolos, o que aumenta o tempo de manobra entre a execução de cada estaca.

Após a cravação das estacas, se deu início à execução das formas para os blocos de coroamento e vigas baldrames e das armaduras dos blocos e vigas. Ao mesmo tempo em que eram escavados os respectivos espaços para colocação das formas dos blocos e vigas já eram arrasadas as estacas no nível correspondente. Seguindo o disposto no projeto de fundação, as estacas deveriam ficar cinco centímetros acima do nível da base do bloco de coroamento. O nível de topo dos blocos de coroamento e vigas baldrame foi executado a partir do nível das linhas guias, ou seja, do nível do gabarito. A FIGURA 25 a seguir mostra a forma de um bloco de coroamento com as saídas das vigas baldrames, previamente à limpeza e preenchimento do fundo e travamento definitivo da caixaria.

FIGURA 25 - FORMA DE BLOCO DE COROAMENTO



FONTE: O autor (2017).

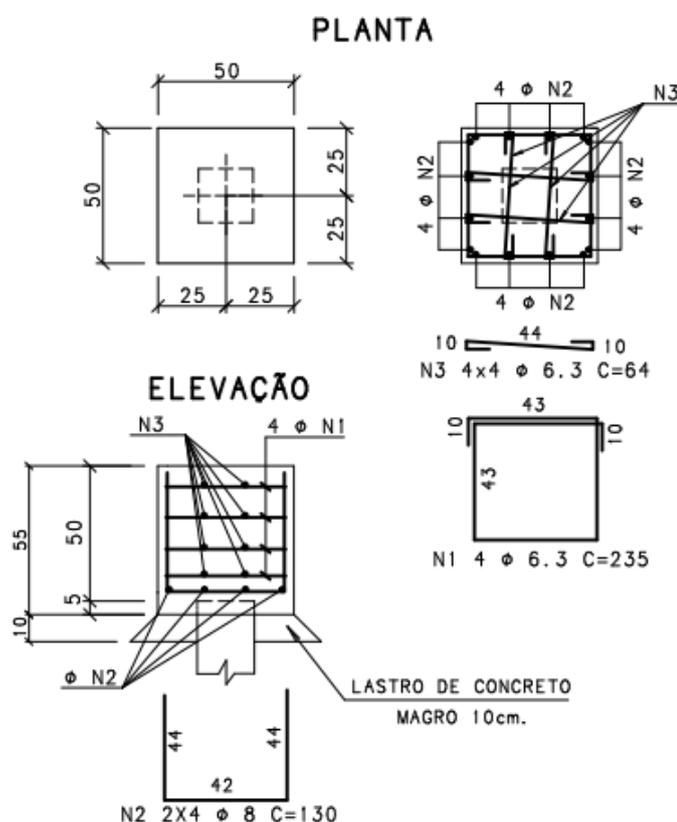
Os blocos de coroamento formam a ligação entre a fundação e a estrutura, e seu projeto, realizado pela empresa Barão Engenharia, contou com 4 tipos diferentes de dimensões e armaduras. A relação entre as estacas e o respectivo tipo de bloco pode ser encontrada na TABELA 15. As especificações de dimensão, armadura e detalhes construtivos dos blocos de tipo 1, 2, 3 e 4 são apresentados nas FIGURA 26, FIGURA 27, FIGURA 28 e FIGURA 29, respectivamente.

TABELA 15 - TIPO DE BLOCO PARA CADA ESTACA

Bloco tipo	Estacas
Tipo 1	E1, E4, E5, E10, E20, E21, E22, E22, E23, E24, E25 e E30
Tipo 2	E2, E3, E6, E7, E8, E9, E11, E12, E13, E14, E26, E27, E28 e E29
Tipo 3	E15 e E16
Tipo 4	E17, E18 e E19

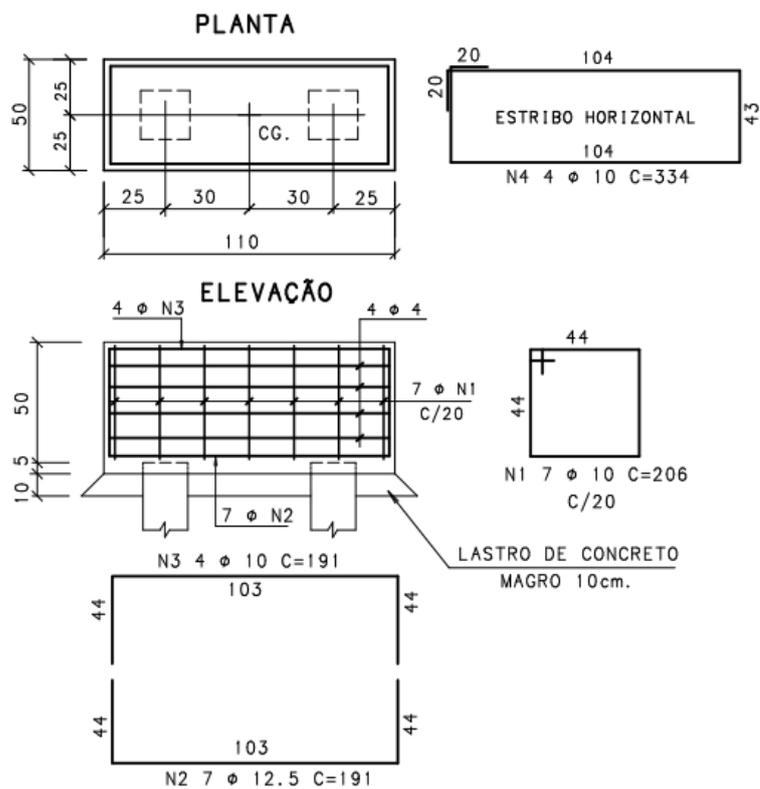
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 26 - BLOCO DE COROAMENTO TIPO 1



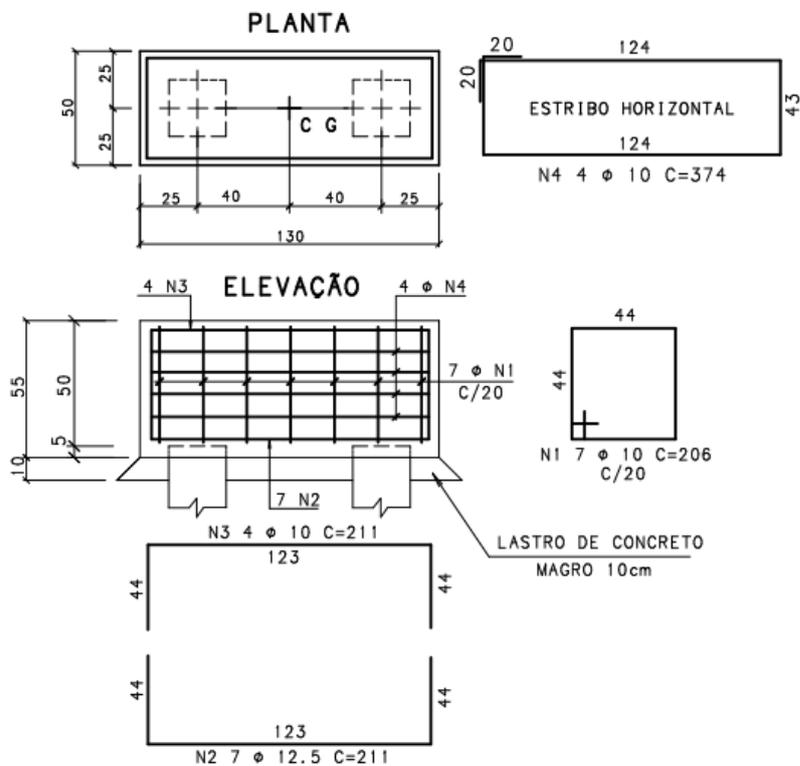
FONTE: Barão Engenharia (2017).

FIGURA 27 - BLOCO DE COROAMENTO TIPO 2



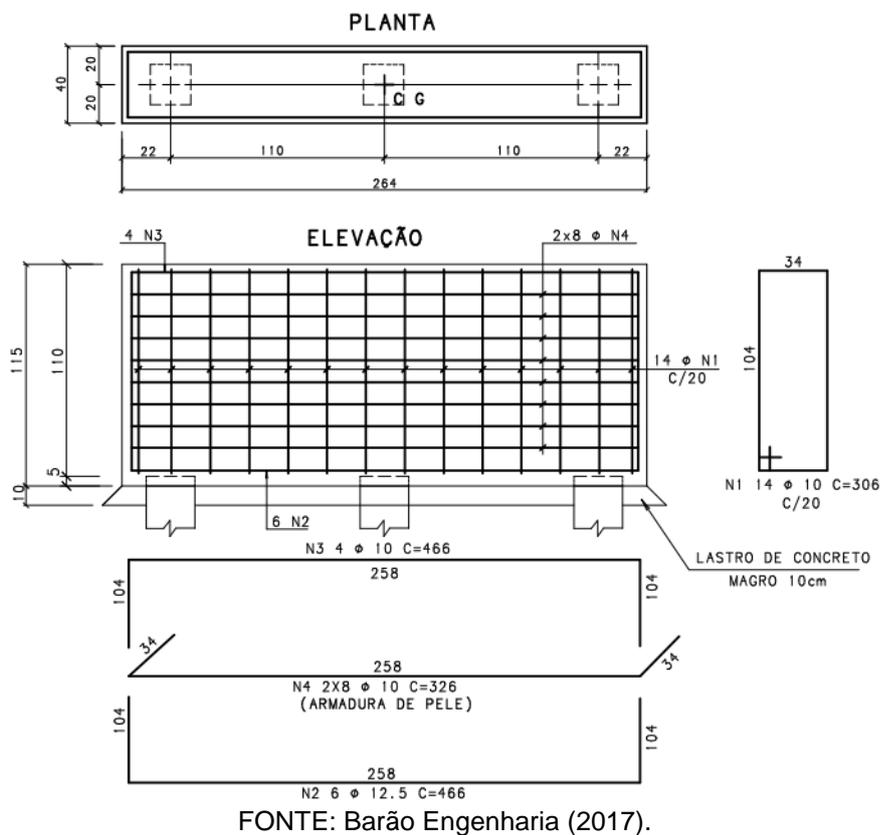
FONTE: Barão Engenharia (2017).

FIGURA 28 - BLOCO DE COROAMENTO TIPO 3



FONTE: Barão Engenharia (2017).

FIGURA 29 - BLOCO DE COROAMENTO TIPO 4



Após a colocação e amarração de toda a armadura das vigas baldrame e blocos de coroamento e do travamento definitivo das formas é feita a concretagem. O concreto utilizado foi de concreto bombeável de 25 MPa, valor o qual foi especificado como mínimo a ser utilizado no projeto de fundação. A execução da concretagem foi realizada com bomba reboque e com montagem de mangotes até o local de bombeamento. O volume total utilizado para preencher os blocos e as vigas foi de 19 m³. A FIGURA 30 mostra o resultado da primeira concretagem de parte da estrutura.

FIGURA 30 - VIGAS E BLOCOS CONCRETADOS



FONTE: O autor (2017).

Durante o dia da concretagem, o correto seria separar 3 corpos de prova com o concreto entregue na obra, para que fossem feitas análises de resistência. Infelizmente, a empresa responsável pela concretagem não disponibilizou os corpos de prova na obra, e se comprometeu a fazer os ensaios de compressão na própria fábrica com posterior envio dos dados.

As próximas etapas após a concretagem foram a desforma das vigas baldrame e blocos de coroamento e início da execução da armadura e forma dos pilares. Com isso, foi finalizada a estrutura da fundação, envolvendo estacas e seus respectivos blocos, os quais são responsáveis pela ligação e transmissão dos esforços da estrutura para as estacas e então para o solo.

Com a teoria da revisão bibliográfica e os dados obtidos durante o acompanhamento da obra é possível calcular a capacidade de carga das estacas do projeto de fundação da obra residencial em estudo e comparar os resultados alcançados, objetivo do próximo Capítulo.

4 RESULTADOS

O objetivo desse capítulo é calcular a capacidade de carga das estacas presentes no projeto de fundação mostrado na FIGURA 14, por meio dos métodos semiempíricos apresentados no Capítulo 2. Para o desenvolvimento de tais cálculos serão utilizados os dados de carga da estrutura, resultados do ensaio de sondagem, dados fornecidos pela empresa responsável pelas estacas pré-fabricadas e fatores descritos na revisão bibliográfica.

O objetivo do cálculo da capacidade de carga através de diversos métodos distintos é comparar os resultados entre os métodos e o que foi executado em obra, o qual inclusive apresentou problema de dimensionamento do comprimento das estacas. Dessa forma, se torna possível observar qual método é o mais adequado para as condições apresentadas, uma vez que a obra já foi executada, e se o dimensionamento poderia ter sido mais eficiente.

4.1 SONDAGEM

Como citado no Capítulo 3, o ensaio de sondagem SPT foi executado em três pontos distintos dentro do lote da obra. Optou-se como metodologia desse trabalho utilizar os três pontos ensaiados e, também, as médias entre os resultados dos pontos 1 e 2 e pontos 2 e 3. A TABELA 16 apresenta os N_{SPT} e a TABELA 17 as camadas de solo para cada possibilidade considerada nos cálculos.

TABELA 16 - RESUMO DOS DADOS DE SONDAAGEM - N_{SPT}

SPT 01	SPT-02	SPT-03	Média SPT-01 e SPT-02	Média SPT-02 e SPT-03
N_{spt}	N_{spt}	N_{spt}	N_{spt}	N_{spt}
2	2	2	2	2
4	4	4	4	4
4	4	4	4	4
3	4	4	3,5	4
4	5	7	4,5	6
11	10	9	10,5	9,5
14	15	15	14,5	15
20	23	20	21,5	21,5
29	28	29	28,5	28,5
42	37	39	39,5	38
51	43	44	47	43,5
56	53	55	54,5	54

FONTE: O autor (2017).

TABELA 17 - RESUMO DOS DADOS DE SONDAAGEM – CAMADAS DO SOLO

SPT 01	SPT-02	SPT-03	Média SPT-01 e SPT-02	Média SPT-02 e SPT-03
Solo	Solo	Solo	Solo	Solo
Argila siltosa	Silte argiloso	Argila	Argila siltosa	Silte argiloso
Argila	Argila	Argila	Argila	Argila
Argila siltosa	Argila	Silte argiloso	Argila siltosa	Silte argiloso
Argila siltosa	Argila	Silte argiloso	Argila siltosa	Silte argiloso
Argila siltosa	Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso
Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso
Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso
Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso
Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso
Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso
Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso
Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso	Silte argiloso

FONTE: O autor (2017).

Além disso, a definição de qual dado de sondagem utilizar para cada estaca, entre as cinco opções citadas anteriormente, baseou-se somente na localização da mesma em relação aos pontos ensaiados. A TABELA 18 apresenta a relação entre os dados de sondagem e suas respectivas estacas.

TABELA 18 - RELAÇÃO ENTRE OS DADOS DE SONDAÇÃO E ESTACAS

SPT	Estacas
01	E22, E23, E24, E25, E26, E27, E28, E29 e E30
02	E10, E11, E12, E13, E14, E15, E16, E17, E18, E19 e E20
03	E1, E2, E3 e E4
Média 01 e 02	E21
Média 02 e 03	E5, E6, E7, E8 e E9

FONTE: O autor (2017).

4.2 VARIAÇÃO DA DIMENSÃO DAS ESTACAS

Com o objetivo de tornar possível a análise do projeto de fundação aprovado e executado na obra, em termos de segurança estrutural e eficiência econômica, foram adotadas três dimensões de seção transversal para o cálculo de previsão de capacidade de carga de cada estaca. Sendo a primeira sempre a dimensão original de projeto e nas variações restantes buscou-se adotar a dimensão imediatamente acima e imediatamente abaixo da dimensão de projeto, quando possível. Nos casos onde a dimensão original era a maior ou a menor pré-definida no projeto, foram adotadas as duas opções mais próximas. A TABELA 19 mostra todas as dimensões adotadas para cada estaca.

TABELA 19 - ESTACAS E VARIAÇÕES DAS DIMENSÕES DE CÁLCULO

Estaca	Dimensão de projeto (cm)	Varição 1	Varição 2
E1	18x18	20x20	16x16
E2	20x20	23x23	18x18
E3	20x20	23x23	18x18
E4	23x23	20x20	18x18
E5	23x23	20x20	18x18
E6	23x23	20x20	18x18
E7	23x23	20x20	18x18
E8	18x18	20x20	16x16
E9	18x18	20x20	16x16
E10	20x20	23x23	18x18
E11	20x20	23x23	18x18
E12	20x20	23x23	18x18
E13	23x23	20x20	18x18
E14	23x23	20x20	18x18
E15	23x23	20x20	18x18
E16	23x23	20x20	18x18
E17	14x14	16x16	18x18
E18	14x14	16x16	18x18
E19	14x14	16x16	18x18
E20	20x20	23x23	18x18
E21	14x14	16x16	18x18
E22	18x18	20x20	16x16
E23	18x18	20x20	16x16
E24	14x14	16x16	18x18
E25	16x16	18x18	14x14
E26	23x23	20x20	18x18
E27	23x23	20x20	18x18
E28	23x23	20x20	18x18
E29	23x23	20x20	18x18
E30	14x14	16x16	18x18

FONTE: O autor (2017).

Além da variação da seção transversal, foi realizada, ainda, a variação do comprimento da estaca. Entretanto, tal variação limitou-se pelo fato do ensaio de sondagem ter sido parado indevidamente, como explicitado no Capítulo 3. Portanto, os cálculos de previsão da capacidade de carga foram feitos para profundidades de até doze metros. Para isso, foi necessário adotar os valores de N_{SPT} para a camada de profundidade de 13 metros, os quais foram adotados iguais a camada imediatamente superior, a favor da segurança. O comprimento adotado para cada estaca foi o mesmo da terceira coluna da TABELA 14, a qual apresenta os comprimentos das estacas fornecidas pela empresa Marna pré-fabricados, com exceção das estacas com mais de 12,00 metros, as quais foram consideradas com 12,00 metros. Além disso, as estacas que apresentaram comprimento não inteiro, foram arredondadas para o inteiro imediatamente superior.

4.3 CARGAS

As cargas da superestrutura consideradas na análise das estacas foram encontradas utilizando-se os dados da FIGURA 20. Para os blocos de uma única estaca, adicionou-se o peso próprio dos blocos de coroamento ao valor característico de projeto e posteriormente foi realizada majoração para valor de cálculo. No caso dos blocos com mais de uma estaca, a reação nas estacas foi calculada pelo método de SCHIEL (1957). Tal método, segundo Ramos e Giongo (2009), considera as seguintes hipóteses: as deformações do bloco podem ser desprezadas em comparação com as deformações das estacas; as estacas são constituídas por material elástico e linear e admitidas como barras bi-rotuladas; a reação em cada estaca é proporcional à projeção do deslocamento do topo da estaca sobre o eixo da mesma, antes de se deslocar.

De acordo com o projeto, todos os blocos com mais de uma estaca se apresentam com estaqueamento simétrico e estacas de mesmas dimensões, prática geralmente adotada para evitar problemas durante a execução. Dessa maneira, o cálculo da reação em cada estaca pode ser realizado através da equação 26:

$$R_{k,i} = \frac{N_k}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} + \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \quad (26)$$

Onde:

$R_{k,i}$ é a reação característica na estaca i (kN);

n é o número de estacas;

M_x é o valor do momento na direção x ;

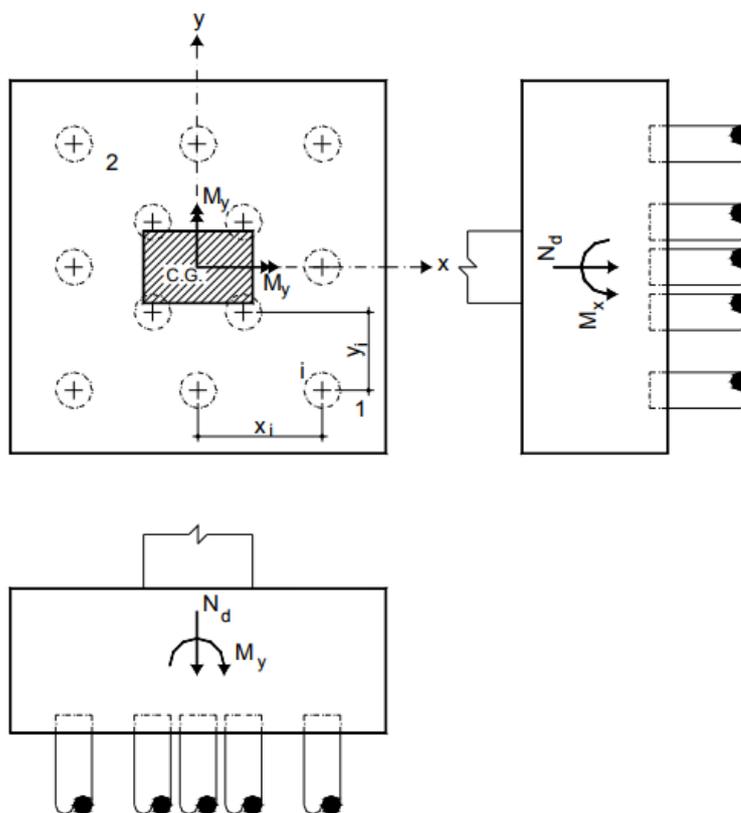
M_y é o valor do momento na direção y ;

x_i é a distância no eixo x do centro de gravidade da estaca i em relação ao centro de gravidade do pilar;

y_i é a distância no eixo y do centro de gravidade da estaca i em relação ao centro de gravidade do pilar;

A intensidade e direção dos momentos determina quais das estacas estão mais ou menos comprimidas, ou até mesmo tracionadas. A convenção de sinais para os momentos pode ser observada na FIGURA 31 a seguir, a qual mostra a direção dos momentos positivos.

FIGURA 31 - CONVENÇÃO DE SINAIS POSITIVOS DOS MOMENTOS NO BLOCO



FONTE: Ramos e Giongo (2009).

O resultado para os blocos com somente uma estaca pode ser observado na TABELA 20. Como citado anteriormente, a carga característica da superestrutura (F_z) foi somada ao peso próprio do respectivo bloco de coroamento (P_B) e o resultado disso foi majorado para valores de cálculo, por meio do fator de carga permanente igual à 1,40.

TABELA 20 - AÇÕES NAS ESTACAS PRESENTES EM BLOCOS DE UMA ESTACA

Estaca	F_z (kN)	P_B (kN)	Majoração	Ação (kN)
E1	197,18			280,87
E4	306,07			433,31
E5	290,38			411,34
E10	273,70			387,99
E20	230,54			327,56
E21	81,42	3,44	1,40	118,80
E22	-54,94			-72,10
E23	208,95			297,35
E24	79,46			116,06
E25	170,69			243,78
E30	25,51			40,52

FONTE: O autor (2017).

Para os blocos com duas estacas, a carga característica da superestrutura (F_z) foi dividida por dois, assim como o peso próprios dos blocos de coroamento (P_B). A parcela de reação causada pela intensidade do maior momento (F_M), calculada pelo método de SCHIEL (1957), foi adicionada a estaca mais comprimida e subtraída da estaca menos comprimida, de acordo com a convenção de sinais. O processo de majoração foi feito assim como nos blocos com uma estaca. A TABELA 21 apresenta as ações sobre as estacas situadas em blocos com duas estacas.

TABELA 21 - AÇÕES NAS ESTACAS PRESENTES EM BLOCOS COM DUAS ESTACAS

Estaca	$F_z/2$ (kN)	$P_B/2$ (kN)	F_M (kN)	Majoração	Ação (kN)
E2	284,81	3,78	-9,81		390,29
E3	284,81	3,78	+9,81		417,76
E6	160,69	3,78	+9,81		243,99
E7	160,69	3,78	-9,81		216,52
E8	152,45	3,78	+17,17		242,75
E9	152,45	3,78	-17,17		194,69
E11	343,01	3,78	-29,43		444,30
E12	343,01	3,78	+29,43		526,71
E13	143,69	3,78	+60,50	1,40	291,16
E14	143,69	3,78	-60,50		121,77
E15	210,65	4,47	+20,85		330,34
E16	210,65	4,47	-20,85		271,97
E26	223,01	3,78	+9,81		331,24
E27	223,01	3,78	-9,81		303,77
E28	121,03	3,78	+19,62		202,20
E29	121,03	3,78	-19,62		147,27

FONTE: O autor (2017).

O cálculo para as estacas de blocos com três estacas é similar ao de duas estacas, onde a carga característica da superestrutura e peso próprio do bloco foram divididas por três e adicionadas ou subtraídas à sua respectiva parcela proveniente do momento. A estaca intermediária, com centro de gravidade na mesma cordenada da aplicação da carga da superestrutura, não recebeu acréscimo ou decréscimo proveniente do momento. Os resultados foram majorados com o mesmo fator de 1,40 e assim, obteve-se os valores apresentados na TABELA 22.

TABELA 22 - AÇÕES NAS ESTACAS PRESENTES EM BLOCOS COM TRÊS ESTACAS

Estaca	$F_z/3$ (kN)	$P_B/3$ (kN)	F_M (kN)	Majoração	Ação (kN)
E17			+30,99		174,70
E18	63,44	10,12	0,00	1,40	131,32
E19			-30,99		87,93

FONTE: O autor (2017).

Como pode se observar, as ações, de maneira geral, não apresentam valores elevados, tendo como máximo o valor de 526,71 kN na estaca E12, estaca mais comprimida do bloco sob o pilar 8. Nota-se, ainda, que a estaca E22 sofre tração, com reação, em módulo, de 72,10 kN. Por essa razão, a armadura da estaca E22 foi dimensionada de forma a resistir a tais esforços.

Como citado anteriormente, mesmo apresentando ações diferentes, estacas de um mesmo bloco foram executadas com a mesma dimensão. Portanto, no momento de análise de estacas que se encontram em blocos de duas ou três estacas, foi utilizado somente o maior valor de ação.

4.4 PARÂMETROS DE ENTRADA

Os fatores utilizados em cada método semiempírico para o cálculo das resistências de pontal e lateral são explicitados na Tabela 23. Tais fatores foram apresentados no Capítulo 2, assim como suas respectivas unidades e equações. O método de Vorcaro-Velloso (2000), não apresenta nenhum parâmetro de entrada, uma vez que suas considerações de resistência de ponta e atrito lateral utilizam somente o valor do N_{SPT} e a dimensão da estaca.

TABELA 23 - FATORES DE ENTRADA NO CÁLCULO DE PONTA E ATRITO LATERAL

Solo	Método	Ponta					Atrito				
		C (kN/ m ³)	k(kN/ m ²)	α (kN/m ³)	F1	β ₂	k(kN/ m ²)	α (%)	β (kN/m ³)	F2	β ₁
Argila	Aoki-Velloso	-	200	-	2,5	-	200	6,0	-	3,5	-
	Décourt-Quaresma	120	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Teixeira	-	-	160	-	-	-	-	4,0	-	-
	Vorcaro-Velloso	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Antunes e Cabral	-	-	-	-	1,25	-	-	-	-	0,0275
Argila siltosa	Aoki-Velloso	-	220	-	2,5	-	220	4,0	-	3,5	-
	Décourt-Quaresma	120	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Teixeira	-	-	110	-	-	-	-	4,0	-	-
	Vorcaro-Velloso	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Antunes e Cabral	-	-	-	-	1,25	-	-	-	-	0,0275
Silte argiloso	Aoki-Velloso	-	230	-	2,5	-	230	3,4	-	3,5	-
	Décourt-Quaresma	200	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Teixeira	-	-	160	-	-	-	-	4,0	-	-
	Vorcaro-Velloso	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Antunes e Cabral	-	-	-	-	1,50	-	-	-	-	0,03

FONTE: O autor (2017).

Cada método considera, ainda, diferentes zonas de influência para o cálculo da resistência de ponta e do atrito lateral das estacas. Para o atrito lateral os métodos utilizam o somatório dos atritos unitários até a ponta da estaca ou a média dos valores de NSPT ao longo do fuste. Entretanto, para a ponta cada método apresenta uma zona de influência específica, as quais estão apresentadas na TABELA 24.

TABELA 24 - ZONA DE INFLUÊNCIA DO CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DE PONTA DE CADA MÉTODO

Método	Zona de influência da ponta
Aoki-Velloso	Um metro acima e abaixo da cota da ponta
Décourt-Quaresma	Média entre ponta da estaca, imediatamente superior e imediatamente inferior
Teixeira	4 vezes a dimensão acima e 1 vez a dimensão abaixo da ponta
Vorcaro-Velloso	Ponta da estaca
Antunes e Cabral	Ponta da estaca

FONTE: O autor (2017).

4.5 FATOR DE SEGURANÇA

Como citado no Capítulo 2, a norma brasileira NBR 6122/2010 estabelece fatores de segurança globais para o cálculo da capacidade de carga de estacas, sendo esses 2,0 e 1,6 para obras sem prova de carga e com prova de carga, respectivamente. Entretanto, alguns métodos semiempíricos utilizam fatores de segurança específicos para cada parcela da capacidade de carga. No estudo em questão, somente o método de Décourt-Quaresma (1978) apresenta coeficientes de segurança próprios, os quais estão representados na TABELA 25, junto aos coeficientes globais utilizados nos outros métodos.

TABELA 25 - FATORES DE SEGURANÇA DE CADA MÉTODO

Método semiempírico	Fator de segurança de ponta	Fator de segurança de atrito lateral	Fator de segurança global
Aoki-Velloso	-	-	2,00
Décourt-Quaresma	4,00	1,30	-
Teixeira	-	-	2,00
Vorcaro-Velloso	-	-	2,00
Antunes e Cabral	-	-	2,00

FONTE: O autor (2017).

4.6 ANÁLISE DOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

Foram aplicados à todas as estacas do projeto de fundação da obra Lakewood os seguintes métodos semiempíricos de previsão de capacidade: Aoki-Velloso (1975) modificado por Monteiro (1997); Décourt-Quaresma (1982); Teixeira (1996); Vorcaro-Velloso (2000); e Antunes e Cabral (1996).

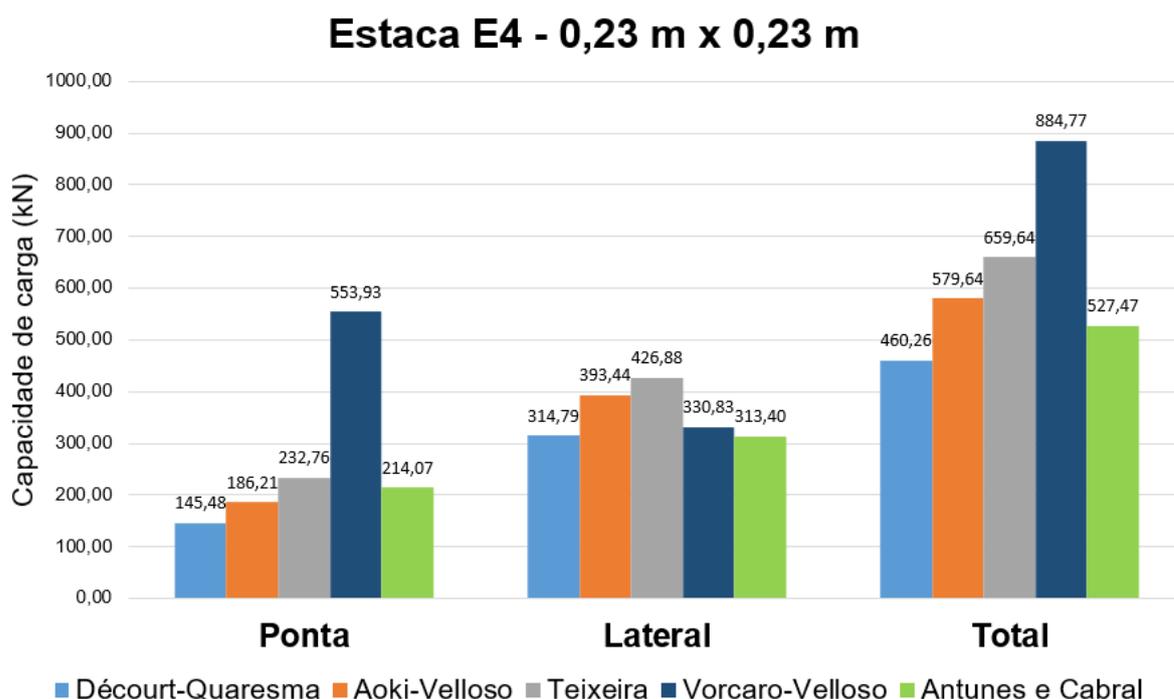
O cálculo da previsão de carga foi realizado por meio das equações do Capítulo 2, dos parâmetros de entrada do item 4.4, dos dados de sondagem do item 4.1 e dos fatores de segurança do item 4.5. Além disso, esse cálculo considerou as três dimensões definidas para cada estaca, segundo o item 4.2. O resultado final de previsão da capacidade de carga foi obtido por meio da média entre os cinco métodos semiempíricos. Cada método semiempírico possui equações e parâmetros de entrada próprios, por essa razão o comportamento de cada método é distinto, podendo ser mais conservador ou mais arrojado na previsão da capacidade de carga. Portanto, a utilização da média entre diversos métodos busca equilibrar a diferença no comportamento de cada método.

A análise dos métodos semiempíricos é apresentada a seguir e foi realizada por meio da exemplificação dos resultados individuais de cada método para uma estaca, escolhida a partir da sua localização em relação aos pontos de sondagem executados. A estaca escolhida foi a E4, pelo motivo de estar alinhada e próxima ao

terceiro ponto de sondagem executado no terreno. Essa estaca possui dimensão de projeto de 0,23 x 0,23 metros e comprimento de 12,00 metros.

A fim de apresentar uma visão geral das estimativas e compará-las entre si, a FIGURA 32 apresenta a resistência de ponta e resistência por atrito lateral calculadas por cada método para a estaca E4, considerando sua dimensão original de projeto.

FIGURA 32 - RESISTÊNCIA DE PONTA, ATRITO LATERAL E CAPACIDADE DE CARGA TOTAL DA ESTACA E4



FONTE: O autor (2017).

Conclui-se pela Figura 32 que o maior valor de resistência de ponta e capacidade de carga total foi estimado pelo método de Vorcaro-Velloso. O maior valor de resistência por atrito lateral foi estimado por Teixeira (1996). O menor valor de resistência de ponta e capacidade de carga total foi estimado por Décourt-Quaresma (1982). O menor valor de atrito lateral estimou-se pelo método de Antunes e Cabral (1996).

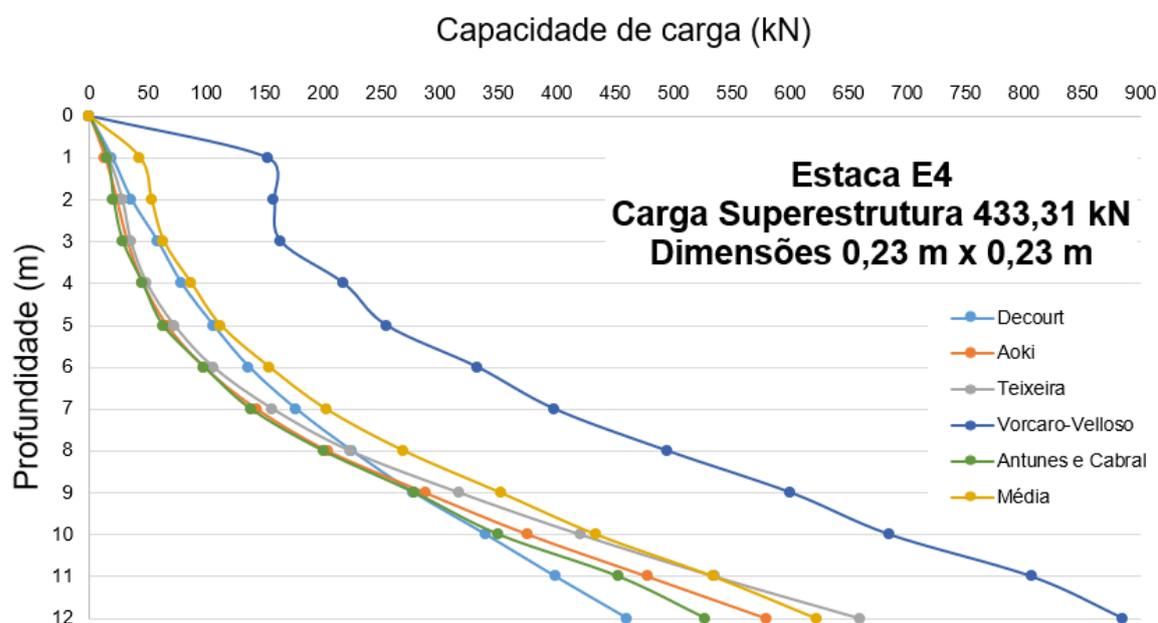
Avaliando apenas os resultados de resistência por atrito lateral, nota-se que as previsões são relativamente homogêneas quando comparadas aos resultados de resistência de ponta. A estimativa de resistência de ponta para o método de Vorcaro-Velloso demonstra uma divergência muito significativa em relação aos

resultados dos outros métodos, apresentando-se muito otimista quanto a capacidade de carga solo-estaca.

Outra análise que pode ser feita entre os métodos é relacionar a capacidade de carga com a profundidade considerada nos cálculos, podendo ser analisada ainda a diferença entre as estimativas para as três dimensões definidas para a estaca E4. Os gráficos de previsão de capacidade de carga em relação à profundidade da estaca E4 com suas três variações de dimensão são apresentados a seguir (FIGURA 33 a FIGURA 35).

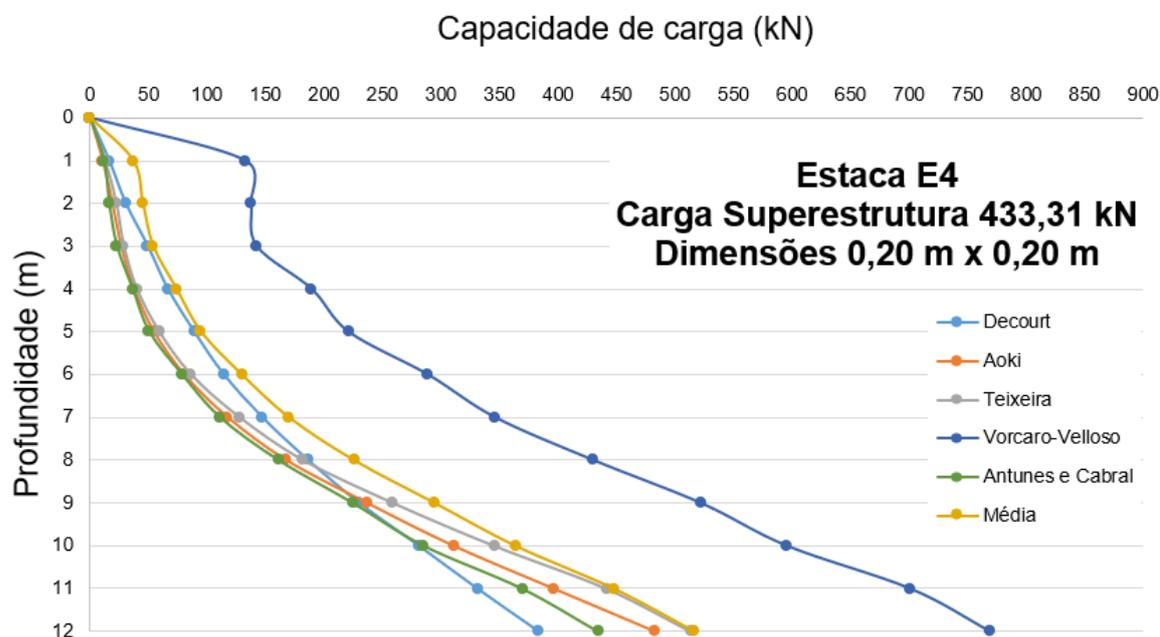
Por meio desses gráficos, pode-se confirmar que o comportamento mais divergente da média é o resultado do método Vorcaro-Velloso. Todos os outros métodos apresentam comportamento mais homogêneo, principalmente em pequenas profundidades, onde o método Vorcaro-Velloso apresenta um substancial salto inicial de resistência em relação aos outros métodos. Isso se deve à primeira parcela no equacionamento do método, explicitado no Capítulo 2.

FIGURA 33 - CAPACIDADE DE CARGA x PROFUNDIDADE – E4 - DIMENSÃO 0,23 M x 0,23 M



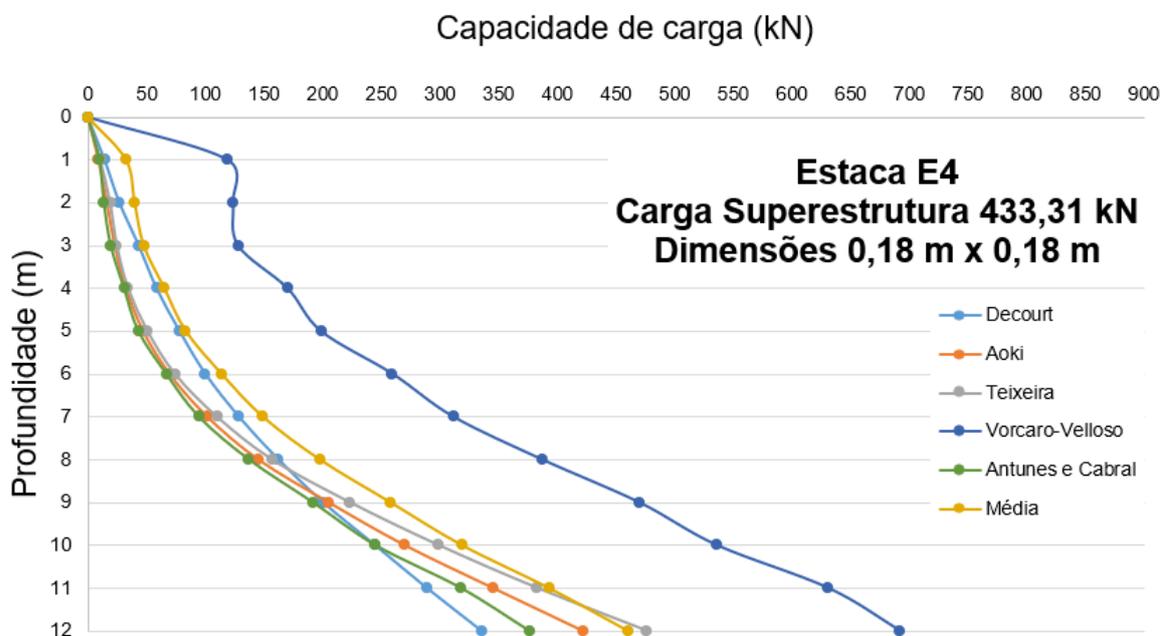
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 34 - CAPACIDADE DE CARGA × PROFUNDIDADE – E4 - DIMENSÃO 0,20 M × 0,20 M



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 35 - CAPACIDADE DE CARGA × PROFUNDIDADE – E4 - DIMENSÃO 0,18 M × 0,18 M

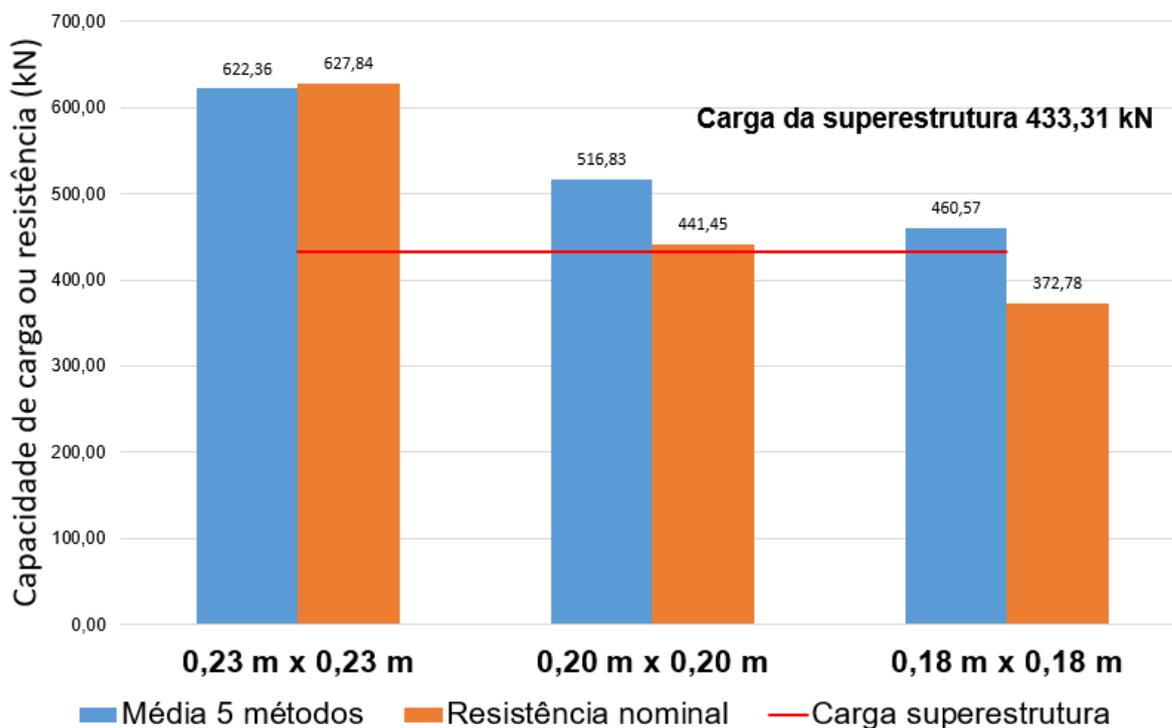


FONTE: O autor (2017).

Observa-se, ainda, que o método que apresenta comportamento mais conservador, a partir de profundidades maiores que 10 metros, é o Décourt-Quaresma (1978). Isso se confirma por meio da análise da inclinação da reta do método em relação aos demais nas camadas mais profundas. Os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Teixeira (1996) foram os que mais se aproximaram da média de capacidade de carga nas camadas mais profundas. Em todas as profundidades, o método Vorcaro-Velloso se apresentou como mais otimista e arrojado na estimativa da capacidade de carga da estaca E4.

O desempenho de cada estaca foi analisado pela comparação entre os valores de capacidade de carga estimado pelos métodos semiempíricos e resistência estrutural da estaca com o valor de ação encontrado a partir da carga da superestrutura, esse último mostrado no item 4.3. A comparação entre esses três valores pode ser observada na FIGURA 36, tanto na dimensão de projeto executada como nas outras duas variações.

FIGURA 36 - DESEMPENHO DA ESTACA E4



FONTE: O autor (2017).

Conclui-se pelo gráfico que comparados os valores da média de previsão de capacidade de carga pelos 5 métodos semiempíricos, resistência estrutural e carga da superestrutura para a estaca E4 poderia ter sido reduzida a dimensão da mesma antes da execução da obra. A redução da estaca E4 de 0,23 x 0,23 metros para 0,20 x 0,20 metros reduziria o custo de compra da estaca e ainda estaria dentro da segurança, uma vez que a carga da superestrutura foi superada pelos outros dois valores analisados na FIGURA 36.

4.7 ANÁLISE DA VARIAÇÃO DE DIMENSÕES

Realizando os mesmos cálculos apresentados para a estaca E4 para o restante das estacas, torna-se possível analisar o desempenho da fundação da obra em termos gerais. Dessa maneira, foi possível estabelecer quais estacas executadas na obra foram superdimensionadas e quais foram subdimensionadas. O resultado dos cálculos para todas as estacas está apresentado na TABELA 26.

Por meio da TABELA 26 é possível concluir que o fator determinante para a possibilidade de redução de dimensões das estacas é a resistência estrutural das mesmas. Pode-se observar que, na maior parte dos casos, a previsão de capacidade de carga média calculada pelos métodos semiempíricos de estacas com dimensões menores supera a carga proveniente da superestrutura, entretanto a resistência estrutural dessa estaca com menor dimensão não suporta a carga da estrutura.

TABELA 26 - RESUMO DOS CÁLCULOS DAS ESTACAS DA OBRA LAKEWOOD

Estaca	Dimensões (cm)	Comprimento (m)	Capacidade de Carga média (kN)	Desvio-Padrão	Carga da Estrutura – Ação (kN)	Resistência Estrutural da Estaca (kN)	Resistência de Ponta média (kN)	Resistência Lateral média (kN)
E1	18x18	12,00	460,57	125,10	280,87	372,78	182,07	278,50
	20x20		510,85	134,42		441,45	201,40	309,45
	16x16		399,98	115,08		245,25	152,42	247,56
E2	20x20	12,00	523,52	134,26	395,59	441,45	214,07	309,45
	23x23		604,32	146,38		627,84	248,45	355,87
	18x18		460,57	125,10		372,78	182,07	278,50
E3	20x20	12,00	523,52	134,26	423,05	441,45	214,07	309,45
	23x23		604,32	146,38		627,84	248,45	355,87
	18x18		460,57	125,10		372,78	182,07	278,50
E4	23x23	12,00	622,36	146,53	433,31	627,84	266,49	355,87
	20x20		516,83	133,75		441,45	207,38	309,45
	18x18		460,57	125,10		372,78	182,07	278,50
E5	23x23	12,00	615,59	145,39	411,34	627,84	262,65	352,94
	20x20		511,39	132,71		441,45	204,48	306,91
	18x18		455,76	124,07		372,78	179,54	276,22
E6	23x23	12,00	615,59	145,39	249,28	627,84	262,65	352,94
	20x20		511,39	132,71		441,45	204,48	306,91
	18x18		455,76	124,07		372,78	179,54	276,22

Continuação da TABELA 26 - RESUMO DOS CÁLCULOS DAS ESTACAS DA OBRA LAKEWOOD

Estaca	Dimensões (cm)	Comprimento (m)	Capacidade de Carga média (kN)	Desvio- Padrão	Carga da Estrutura – Ação (kN)	Resistência Estrutural da Estaca (kN)	Resistência de Ponta média (kN)	Resistência Lateral média (kN)
E7	23x23	12,00	615,59	145,39	221,82	627,84	262,65	352,94
	20x20		511,39	132,71		441,45	204,48	306,91
	18x18		455,76	124,07		372,78	179,54	276,22
E8	18x18	12,00	455,76	124,07	248,05	372,78	179,54	276,22
	20x20		505,51	133,38		441,45	198,61	306,91
	16x16		395,87	114,12		245,25	150,34	245,53
E9	18x18	12,00	455,76	124,07	199,98	372,78	179,54	276,22
	20x20		505,51	133,38		441,45	198,61	306,91
	16x16		395,87	114,12		245,25	150,34	245,53
E10	20x20	12,00	512,78	132,05	387,99	441,45	208,02	304,75
	23x23		591,88	144,21		627,84	241,41	350,47
	18x18		451,29	122,99		372,78	177,01	274,28
E11	20x20	12,00	512,78	132,05	449,59	441,45	208,02	304,75
	23x23		591,88	144,21		627,84	241,41	350,47
	18x18		451,29	122,99		372,78	177,01	274,28
E12	20x20	12,00	512,78	132,05	532,00	441,45	208,02	304,75
	23x23		591,88	144,21		627,84	241,41	350,47
	18x18		451,29	122,99		372,78	177,01	274,28

Continuação da TABELA 26 - RESUMO DOS CÁLCULOS DAS ESTACAS DA OBRA LAKEWOOD

Estaca	Dimensões (cm)	Comprimento (m)	Capacidade de Carga média (kN)	Desvio- Padrão	Carga Estrutura – Ação (kN)	Resistência Estrutural da Estaca (kN)	Resistência de Ponta média (kN)	Resistência Lateral média (kN)
E13	23x23	11,00	524,56	141,03	296,45	627,84	249,41	275,15
	20x20		440,19	129,68		441,45	200,93	239,26
	18x18		386,60	121,02		372,78	171,26	215,33
E14	23x23	11,00	524,56	141,03	127,06	627,84	249,41	275,15
	20x20		440,19	129,68		441,45	200,93	239,26
	18x18		386,60	121,02		372,78	171,26	215,33
E15	23x23	11,00	524,56	141,03	336,60	627,84	249,41	275,15
	20x20		440,19	129,68		441,45	200,93	239,26
	18x18		386,60	121,02		372,78	171,26	215,33
E16	23x23	10,00	427,74	128,01	278,23	627,84	215,82	211,92
	20x20		358,58	117,62		441,45	174,30	184,28
	18x18		314,70	109,69		372,78	148,85	165,85
E17	14x14	10,00	232,29	91,33	174,70	196,20	103,30	128,99
	16x16		272,61	100,93		245,25	125,18	147,42
	18x18		314,70	109,69		372,78	148,85	165,85
E18	14x14	10,00	232,29	91,33	131,32	196,20	103,30	128,99
	16x16		272,61	100,93		245,25	125,18	147,42
	18x18		314,70	109,69		372,78	148,85	165,85

Continuação da TABELA 26 - RESUMO DOS CÁLCULOS DAS ESTACAS DA OBRA LAKEWOOD

Estaca	Dimensões (cm)	Comprimento (m)	Capacidade de Carga média (kN)	Desvio- Padrão	Carga Estrutura – Ação (kN)	Resistência Estrutural da Estaca (kN)	Resistência de Ponta média (kN)	Resistência Lateral média (kN)
E19	14x14	11,00	285,80	100,98	87,93	196,20	118,31	167,48
	16x16		335,13	111,47		245,25	143,72	191,41
	18x18		386,60	121,02		372,78	171,26	215,33
E20	20x20	11,00	440,19	129,68	327,56	441,45	200,93	239,26
	23x23		524,56	141,03		627,84	249,41	275,15
	18x18		386,60	121,02		372,78	171,26	215,33
E21	14x14	11,00	292,19	102,58	118,80	196,20	121,69	170,51
	16x16		342,84	113,18		245,25	147,98	194,87
	18x18		395,72	122,84		372,78	176,50	219,22
E22	18x18	11,00	223,42	28,92	-72,10	372,78	0,00	223,42
	20x20		248,24	32,13		441,45	0,00	248,24
	16x16		198,60	25,70		245,25	0,00	198,60
E23	18x18	12,00	470,08	128,46	297,35	372,78	184,59	285,49
	20x20		521,39	137,76		441,45	204,18	317,21
	16x16		408,26	118,04		245,25	154,49	253,77
E24	14x14	11,00	298,92	104,14	116,06	196,20	125,05	173,77
	16x16		350,81	114,87		245,25	152,22	198,60
	18x18		405,13	124,63		372,78	181,71	223,42

Continuação da TABELA 26 - RESUMO DOS CÁLCULOS DAS ESTACAS DA OBRA LAKEWOOD

Estaca	Dimensões (cm)	Comprimento (m)	Capacidade de Carga média (kN)	Desvio- Padrão	Carga Estrutura – Ação (kN)	Resistência Estrutural da Estaca (kN)	Resistência de Ponta média (kN)	Resistência Lateral média (kN)
E25	16x16	10,00	288,49	108,92	243,78	245,25	140,42	148,07
	18x18		333,87	118,13		372,78	167,29	166,58
	14x14		245,19	98,77		196,20	115,63	129,56
E26	23x23	10,00	456,35	137,12	336,53	627,84	243,50	212,85
	20x20		381,31	126,40		441,45	196,22	185,09
	18x18		333,87	118,13		372,78	167,29	166,58
E27	23x23	11,00	551,68	144,90	309,06	627,84	266,20	285,48
	20x20		461,78	133,47		441,45	213,54	248,24
	18x18		405,13	124,63		372,78	181,71	223,42
E28	23x23	11,00	551,68	144,90	207,50	627,84	266,20	285,48
	20x20		461,78	133,47		441,45	213,54	248,24
	18x18		405,13	124,63		372,78	181,71	223,42
E29	23x23	11,00	551,68	144,90	152,56	627,84	266,20	285,48
	20x20		461,78	133,47		441,45	213,54	248,24
	18x18		405,13	124,63		372,78	181,71	223,42
E30	14x14	10,00	245,19	98,77	40,52	196,20	115,63	129,56
	16x16		288,49	108,92		245,25	140,42	148,07
	18x18		333,87	118,13		372,78	167,29	166,58

FONTE: O autor (2017).

Os resultados de desvio-padrão obtidos demonstram a dispersão dos métodos em torno da média, ou seja, os altos valores obtidos confirmam a diferença entre o comportamento dos métodos. No entanto, valores de desvio-padrão altos já eram esperados, uma vez que o método de Vorcaro-Velloso apresenta comportamento totalmente distinto do restante dos métodos.

A análise quanto a possibilidade ou necessidade de alteração de dimensão de estacas em relação ao apresentado no projeto de fundação podem ser observados na TABELA 27 a seguir.

TABELA 27 - RESUMO DA ANÁLISE DE VARIAÇÃO DE DIMENSÕES

Estaca	Dimensão de projeto (cm)	Dimensões analisadas (cm)	Desempenho	Menor dimensão com desempenho suficiente (cm)
E1	18x18	18x18	Suficiente	18x18
		20x20	Suficiente	
		16x16	Insuficiente	
E2	20x20	20x20	Suficiente	20x20
		23x23	Suficiente	
		18x18	Insuficiente	
E3	20x20	20x20	Suficiente	20x20
		23x23	Suficiente	
		18x18	Insuficiente	
E4	23x23	23x23	Suficiente	20x20
		20x20	Suficiente	
		18x18	Insuficiente	
E5	23x23	23x23	Suficiente	20x20
		20x20	Suficiente	
		18x18	Insuficiente	
E6	23x23	23x23	Suficiente	18x18
		20x20	Suficiente	
		18x18	Suficiente	
E7	23x23	23x23	Suficiente	18x18
		20x20	Suficiente	
		18x18	Suficiente	

Continuação da TABELA 27 - RESUMO DA ANÁLISE DE VARIAÇÃO DE DIMENSÕES				
Estaca	Dimensão de projeto (cm)	Dimensões analisadas (cm)	Desempenho	Menor dimensão com desempenho suficiente
E8	18x18	18x18	Suficiente	18x18
		20x20	Suficiente	
		16x16	Insuficiente	
E9	18x18	18x18	Suficiente	18x18
		20x20	Suficiente	
		16x16	Suficiente	
E10	20x20	20x20	Suficiente	20x20
		23x23	Suficiente	
		18x18	Insuficiente	
E11	20x20	20x20	Insuficiente	23x23
		23x23	Suficiente	
		18x18	Insuficiente	
E12	20x20	20x20	Insuficiente	23x23
		23x23	Suficiente	
		18x18	Insuficiente	
E13	23x23	23x23	Suficiente	18x18
		20x20	Suficiente	
		18x18	Suficiente	
E14	23x23	23x23	Suficiente	18x18
		20x20	Suficiente	
		18x18	Suficiente	
E15	23x23	23x23	Suficiente	18x18
		20x20	Suficiente	
		18x18	Suficiente	
E16	23x23	23x23	Suficiente	18x18
		20x20	Suficiente	
		18x18	Suficiente	
E17	14x14	14x14	Suficiente	14x14
		16x16	Suficiente	
		18x18	Suficiente	

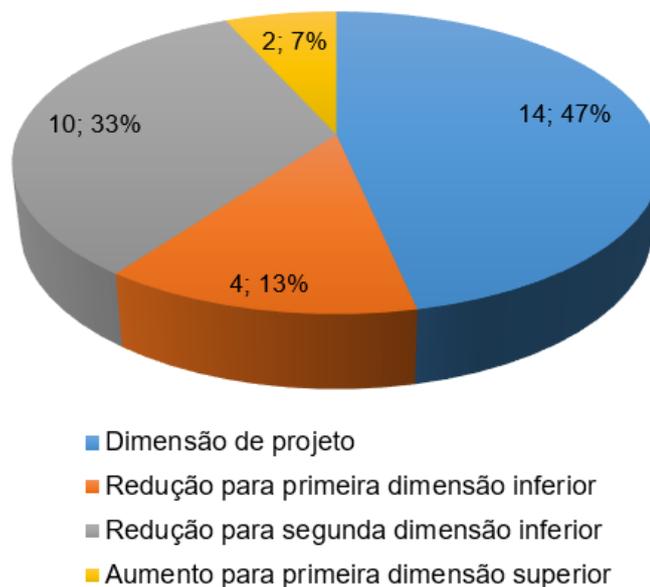
Continuação da TABELA 27 - RESUMO DA ANÁLISE DE VARIAÇÃO DE DIMENSÕES				
Estaca	Dimensão de projeto (cm)	Dimensões analisadas (cm)	Desempenho	Menor dimensão com desempenho suficiente
E18	14x14	14x14	Suficiente	14x14
		16x16	Suficiente	
		18x18	Suficiente	
E19	14x14	14x14	Suficiente	14x14
		16x16	Suficiente	
		18x18	Suficiente	
E20	20x20	20x20	Suficiente	18x18
		23x23	Suficiente	
		18x18	Suficiente	
E21	14x14	14x14	Suficiente	14x14
		16x16	Suficiente	
		18x18	Suficiente	
E22	18x18	18x18	Suficiente	16x16
		20x20	Suficiente	
		16x16	Suficiente	
E23	18x18	18x18	Suficiente	18x18
		20x20	Suficiente	
		16x16	Insuficiente	
E24	14x14	14x14	Suficiente	14x14
		16x16	Suficiente	
		18x18	Suficiente	
E25	16x16	16x16	Suficiente	16x16
		18x18	Suficiente	
		14x14	Insuficiente	
E26	23x23	23x23	Suficiente	18x18
		20x20	Suficiente	
		18x18	Suficiente	
E27	23x23	23x23	Suficiente	18x18
		20x20	Suficiente	
		18x18	Suficiente	

Continuação da TABELA 27 - RESUMO DA ANÁLISE DE VARIAÇÃO DE DIMENSÕES				
Estaca	Dimensão de projeto (cm)	Dimensões analisadas (cm)	Desempenho	Menor dimensão com desempenho suficiente
E28	23x23	23x23	Suficiente	18x18
		20x20	Suficiente	
		18x18	Suficiente	
E29	23x23	23x23	Suficiente	18x18
		20x20	Suficiente	
		18x18	Suficiente	
E30	14x14	14x14	Suficiente	14x14
		16x16	Suficiente	
		18x18	Suficiente	

FONTE: O autor (2017).

Conclui-se pela TABELA 27 que 28 das 30 estacas executadas foram dimensionadas satisfatoriamente, entre as quais se tem metade superdimensionadas (14 estacas) e a outra metade (14 estacas) com a dimensão mais eficiente em termos de custo e segurança. Observa-se, ainda, que seria necessário aumentar a dimensão de duas estacas, sendo essas as estacas E11 e E12, pois as mesmas foram subdimensionadas. A FIGURA 37 a seguir mostra essas proporções.

FIGURA 37 - GRÁFICO RESUMO DA ANÁLISE DE VARIAÇÃO DE DIMENSÕES



FONTE: O autor (2017).

4.8 AVALIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL DA OBRA

Outra análise que pode ser feita a partir dos resultados obtidos nesse Capítulo é a avaliação do fator de segurança global da obra, utilizando os valores de previsão de capacidade média e de resistência estrutural, tanto para as dimensões de projeto como para as dimensões reduzidas.

A primeira avaliação feita foi a relação entre a média das previsões de capacidade de carga de todas as estacas pela média das cargas da superestrutura. O resultado do fator de segurança global da obra, a partir das dimensões originais de projeto, é mostrado na TABELA 28.

TABELA 28 - FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL COM MÉDIA DA PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA – DIMENSÕES DE PROJETO

Média da capacidade de carga de todas as estacas (kN)	Média das cargas da superestrutura (kN)	Fator de segurança global calculado
910,29	258,09	3,53

FONTE: O autor (2017).

Realizando-se o mesmo cálculo a partir das dimensões de seção transversal reduzidas obtidas como resultado desse trabalho, encontra-se um novo fator de segurança global, o qual está apresentado na TABELA 29.

TABELA 29 - FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL COM MÉDIA DA PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA – DIMENSÕES REDUZIDAS

Média da capacidade de carga de todas as estacas (kN)	Média das cargas da superestrutura (kN)	Fator de segurança global calculado
803,27	258,09	3,11

FONTE: O autor (2017).

A segunda avaliação feita foi entre a média das resistências estruturais das estacas e a média das cargas da superestrutura. Como o valor de resistência estrutural, o qual foi fornecido pelo fabricante, já é o valor final de resistência da estaca, desconhecendo-se se foi aplicado fator de minoração, a relação satisfatória entre esse valor e a carga média da superestrutura é igual ou maior a 1,0. O resultado dessa segunda análise para as dimensões de projeto pode ser observado na TABELA 30.

TABELA 30 - FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL COM MÉDIA DA RESISTÊNCIA ESTRUTURAL – DIMENSÕES DE PROJETO

Média da resistência estrutural de todas as estacas (kN)	Média das cargas da superestrutura (kN)	Fator de segurança global calculado
448,97	258,09	1,74

FONTE: O autor (2017).

Realizando-se o mesmo cálculo a partir das dimensões de seção transversal reduzidas obtidas como resultado desse trabalho, encontra-se um novo fator de segurança global, o qual está apresentado na TABELA 31.

TABELA 31 - FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL COM MÉDIA DA RESISTÊNCIA ESTRUTURAL – DIMENSÕES REDUZIDAS

Média da resistência estrutural de todas as estacas (kN)	Média das cargas da superestrutura (kN)	Fator de segurança global calculado
420,20	258,09	1,63

FONTE: O autor (2017).

De acordo com o resultado do primeiro cálculo do fator de segurança global das dimensões originais de projeto confirma-se que, de maneira ampla, as estacas estão dimensionadas de forma satisfatória, pois o valor excede o estabelecido em norma. Porém, pelo fato do fator de segurança global encontrado ser relativamente maior que 2,0, pode-se afirmar que grande parte das estacas, em relação a previsão de capacidade de carga média pelos 5 métodos semiempíricos, está superdimensionada, o que já foi comprovado anteriormente.

Da mesma forma, o segundo cálculo, utilizando a média da resistência estrutural, se mostrou satisfatório por apresentar relação maior que 1,0 nos dois casos.

Comparando-se todos os casos, é possível reafirmar que o fator limitante para a possibilidade de redução da dimensão das estacas é a resistência estrutural, uma vez que o valor encontrado (1,63) é mais próximo do valor mínimo (1,0) do que a relação encontrada utilizando a previsão de capacidade de carga (3,11) com o valor mínimo de norma (2,0).

4.9 ANÁLISE ECONÔMICA

Com os resultados obtidos no item 4.7, pode-se afirmar que 46% das estacas do projeto de fundação foram superdimensionadas. A partir da redução das dimensões das estacas superdimensionadas é possível analisar qual seria a redução no custo total das estacas dentro do projeto da residência.

Como citado no Capítulo 3, as estacas foram fornecidas pela empresa Marna pré-fabricados, com as dimensões apresentadas no relatório de cravação das estacas (TABELA 14). O custo de compra de estacas pré-moldadas de concreto depende das dimensões da área transversal e do comprimento do elemento. A TABELA 32 apresenta os custos unitários por metro de cada estaca utilizada na

obra, os quais foram fornecidos, também, pela empresa Marna pré-fabricados em novembro de 2017.

TABELA 32 - PREÇO UNITÁRIO POR METRO DE ESTACA

Dimensão da estaca (cm)	Preço unitário (R\$/m)
14x14	31,00
16x16	35,60
18x18	41,90
20x20	47,70
23x23	59,30

FONTE: Marna pré-fabricados (2017).

A partir dos custos unitários e dos comprimentos de cada estaca executada pode-se calcular o custo total das 30 estacas do projeto de fundação. Esse cálculo pode ser observado na TABELA 33.

Em contrapartida, por meio dos resultados da variação dos diâmetros, item 4.7, e utilizando os mesmos comprimentos da TABELA 14 para cada estaca pode-se estimar novamente o custo total das 30 estacas, com a distinção de que esse segundo cálculo considera as menores dimensões ainda dentro da segurança de cada estaca. A TABELA 34 apresenta tal cálculo.

Comparando os dois valores de custo total das estacas encontrados pode-se notar uma redução de 12,7% da segunda análise em relação à original. Isso significa uma economia de R\$ 2047,10. Embora o valor não seja significativo se comparado ao custo total da obra, ainda é uma redução substancial comparando-se somente o custo da fundação.

TABELA 33 - CUSTO TOTAL DAS ESTACAS ORIGINAIS DE PROJETO

Estaca	Dimensão de projeto (cm)	Comprimento (m)	Preço unitário (R\$/m)	Custo total (R\$)
E1	18x18	12,00	41,90	502,80
E2	20x20	12,00	47,70	572,40
E3	20x20	12,00	47,70	572,40
E4	23x23	12,00	59,30	711,60
E5	23x23	12,00	59,30	711,60
E6	23x23	12,00	59,30	711,60
E7	23x23	12,00	59,30	711,60
E8	18x18	12,00	41,90	502,80
E9	18x18	12,00	41,90	502,80
E10	20x20	12,00	47,70	572,40
E11	20x20	12,00	47,70	572,40
E12	20x20	12,00	47,70	572,40
E13	23x23	11,00	59,30	652,30
E14	23x23	11,00	59,30	652,30
E15	23x23	11,00	59,30	652,30
E16	23x23	10,00	59,30	593,00
E17	14x14	10,00	31,00	310,00
E18	14x14	10,00	31,00	310,00
E19	14x14	11,00	31,00	341,00
E20	20x20	11,00	47,70	524,70
E21	14x14	11,00	31,00	341,00
E22	18x18	11,00	41,90	460,90
E23	18x18	12,00	41,90	502,80
E24	14x14	11,00	31,00	341,00
E25	16x16	10,00	35,60	356,00
E26	23x23	10,00	59,30	593,00
E27	23x23	11,00	59,30	652,30
E28	23x23	11,00	59,30	652,30
E29	23x23	11,00	59,30	652,30
E30	14x14	10,00	31,00	310,00
TOTAL				16.114,00

FONTE: O autor (2017).

TABELA 34 - CUSTO DAS ESTACAS COM DIMENSÕES MAIS EFICIENTES

Estaca	Dimensão de projeto (cm)	Comprimento (m)	Preço unitário (R\$/m)	Custo total (R\$)
E1	18x18	12,00	41,90	502,80
E2	20x20	12,00	47,70	572,40
E3	20x20	12,00	47,70	572,40
E4	20x20	12,00	47,70	572,40
E5	20x20	12,00	47,70	572,40
E6	18x18	12,00	41,90	502,80
E7	18x18	12,00	41,90	502,80
E8	18x18	12,00	41,90	502,80
E9	18x18	12,00	41,90	502,80
E10	20x20	12,00	47,70	572,40
E11	23x23	12,00	59,30	711,60
E12	23x23	12,00	59,30	711,60
E13	18x18	11,00	41,90	460,90
E14	18x18	11,00	41,90	460,90
E15	18x18	11,00	41,90	460,90
E16	18x18	10,00	41,90	419,00
E17	14x14	10,00	31,00	310,00
E18	14x14	10,00	31,00	310,00
E19	14x14	11,00	31,00	341,00
E20	18x18	11,00	41,90	460,90
E21	14x14	11,00	31,00	341,00
E22	16x16	11,00	35,60	391,60
E23	18x18	12,00	41,90	502,80
E24	14x14	11,00	31,00	341,00
E25	16x16	10,00	35,60	356,00
E26	18x18	10,00	41,90	419,00
E27	18x18	11,00	41,90	460,90
E28	18x18	11,00	41,90	460,90
E29	18x18	11,00	41,90	460,90
E30	14x14	10,00	31,00	310,00
TOTAL				14.066,90

FONTE: O autor (2017).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesse capítulo são apresentadas as considerações finais dos estudos realizados, primeiramente sobre os métodos semiempíricos empregados no dimensionamento das estacas, seguido do estudo de variação de dimensões, estudo do fator de segurança global da obra e análise da comparação econômica entre as estacas executadas e as estacas mais eficientes, além de sugestões para trabalhos futuros.

5.1 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Os métodos semiempíricos apresentaram, de maneira geral, discrepância entre seus resultados, sendo o método Décourt-Quaresma (1982) o mais conservador no intervalo de profundidade analisado, seguido de Antunes e Cabral (1996). Os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Teixeira (1996) apresentaram resultados mais próximos da média e o método de Vorcaro-Velloso foi o menos conservador, apresentando uma discrepância muito significativa em relação ao restante dos métodos.

A grande diferença no resultado do Vorcaro-Velloso em relação aos demais se deve, principalmente, à parcela de resistência de ponta, a qual se apresentou maior que o dobro do que a parcela de resistência de ponta do segundo método menos conservador, sendo esse Teixeira (1996). Os resultados de Antunes e Cabral (1996) em relação à resistência de ponta se aproximaram de Teixeira (1996), enquanto que Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1982) se mantiveram mais conservadores nesse critério.

Quanto ao atrito lateral, os métodos de Décourt-Quaresma (1982), Vorcaro-Velloso (2000) e Antunes e Cabral (1996) apresentaram resultados mais homogêneos e conservadores, seguidos por Aoki-Velloso (1975) com um valor um pouco superior e Teixeira (1996) como o menos conservador.

Em resumo, notou-se que o comportamento do método Vorcaro-Velloso (2000), principalmente em relação aos seus resultados de resistência de ponta, é substancialmente discrepante em relação aos demais. Isso alterou significativamente a média de resistência de ponta entre os cinco métodos e, também, a razão entre valor de resistência de ponta e atrito lateral, em relação à

capacidade de carga total estimada. Tal resultado mostra a necessidade de reavaliação da estimativa de capacidade de carga média desconsiderando o método Vorcaro-Velloso (2000), a fim de obter comportamentos mais homogêneos e resultados menos dispersos em relação à média.

5.2 VARIAÇÃO DE DIMENSÕES

Por meio da previsão de capacidade de carga média pelos métodos semiempíricos, dos dados de resistência estrutural, carga da superestrutura e dimensão de projeto de cada estaca, foi possível analisar quais dessas foram superdimensionadas e quais foram subdimensionadas. A partir do mesmo cálculo para dimensões distintas do projeto, pode-se obter qual seria a dimensão mais eficiente em termos de custo-benefício e que ainda se encontrasse dentro dos padrões de segurança.

Do total de 30 estacas presentes no projeto de fundação, obteve-se que 14 foram superdimensionadas, 2 foram subdimensionadas e as 14 restantes já apresentavam a dimensão mais eficiente. Dentro das 14 estacas superdimensionadas, foi possível determinar que 4 destas poderiam ter sua dimensão reduzida para a dimensão imediatamente inferior e que o restante poderia ter sua dimensão reduzida para a segunda dimensão inferior. Já as duas estacas subdimensionadas apresentaram capacidade de carga média e resistência estrutural inferiores ao valor da carga recebida pela superestrutura, tornando-se necessário o aumento da seção transversal para a dimensão imediatamente superior.

Percebeu-se, ainda, que os principais fatores limitantes à redução de dimensão das estacas foram a resistência estrutural dos elementos pré-fabricados, dados fornecidos pela empresa Marna pré-fabricados, e a definição de que a dimensão mínima das estacas seria $0,14 \times 0,14$ metros. Portanto, todas as estacas que já apresentavam essa dimensão mínima no projeto não poderiam sofrer redução de seção transversal, mesmo nos casos onde a capacidade de carga média era muitas vezes maior que a carga recebida da estrutura.

Em resumo, notou-se que a estimativa de capacidade de carga média das estacas, em termos gerais, não foi o fator determinante na redução ou não da seção transversal. Por esse fato, é possível que mesmo após reavaliação da variação de

dimensões sem a utilização do método Vorcaro-Velloso (2000) na obtenção da média ainda se obtenha resultados próximos aos encontrados nesse trabalho.

5.3 FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL DA OBRA

A partir dos dados obtidos de previsão de capacidade de carga média, previamente à aplicação dos coeficientes de segurança de norma ou específicos de cada método, dados de resistência estrutural e dos dados de cargas da superestrutura pode-se encontrar qual seria o fator de segurança global da obra.

De maneira geral, pode-se afirmar que grande parte das estacas se encontra superdimensionada, tendo em vista que o fator de segurança global calculado com a média da previsão de capacidade de carga resultou em 3,52, valor significativamente superior ao fator global da NBR 6122/2010. Enquanto que com a redução da seção transversal das estacas, obtém-se o valor de 3,11 para fator de segurança global, valor mais próximo do estabelecido em norma. O mesmo ocorreu para o cálculo com a média da resistência estrutural das estacas, o qual resultou em 1,74 com as medidas de projeto e 1,63 com as medidas reduzidas, sendo que o valor mínimo é 1,0. Conclui-se, dessa maneira, que a resistência estrutural foi o valor limitante para definir as reduções de dimensões das estacas.

5.4 ANÁLISE ECONÔMICA

Com relação à comparação da dimensão de projeto e dimensão mais eficiente encontrada para cada estaca e seu custo de aquisição, foi possível obter a economia no custo total da compra das estacas que poderia ter sido alcançada com a redução da seção transversal. O custo unitário foi calculado utilizando o comprimento de cada estaca presente no relatório de cravação, para a dimensão de projeto e para a dimensão mais eficiente. O custo obtido com as dimensões de projeto foi de R\$ 16.114,00. Já o custo aplicando a redução de dimensões foi de R\$ 14.066,90. Isso representaria uma economia de 12,7% no custo da compra das estacas, valor significativo em relação ao custo total da etapa da fundação.

5.5 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A seguir são feitas algumas sugestões para o prosseguimento da pesquisa:

- Obtenção das ações nas estacas situadas em blocos com duas ou três estacas por meio de métodos mais atuais, para fim de comparação.
- Reavaliação dos resultados de variação de dimensões e possibilidade de redução de área transversal sem utilização do método de Vorcaro-Velloso (2000), tendo em vista que esse foi o único método com comportamento substancialmente distinto dos demais.
- Obtenção do método de dimensionamento utilizado pela empresa responsável pelo projeto de fundação executado, com objetivo de estabelecer relações e comparações entre os dois estudos.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANTUNES, W. R.; CABRAL, D. A. **Capacidade de carga de estacas hélice contínua**. In: SEFE, 3., 1996, São Paulo. Anais...São Paulo, 1996. V.2, p.105-109.

AOKI, N.; CINTRA, J. C. A. Carga admissível e carga característica em fundações por estacas. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.23, n.2, p.137-142, 2000.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 5, Buenos Aires, 1975. **Anais**. Buenos Aires: ISSMFE, v.1, p.367-376.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7250/1982**: identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagem de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro. 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036/1983**: programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro. 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122/2010**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro. 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484/2001**: Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro. 2001.

BECKER, R.D. **Distribuição dos sedimentos cenozoicos na Região Metropolitana de Curitiba e sua relação com a estrutura geológica e geomorfológica regional**. 1982. 237p. Tese – UFRGS, Porto Alegre, 1982.

BENETTI, L. B. **Estacas hélice contínua executadas em solos da Formação Guabirotuba: estudo do comportamento e reavaliação de métodos semiempíricos de previsão da capacidade de carga**. 2016. 257p. Dissertação – UFPR, Curitiba, 2016.

DÉCOURT, L. **Análise e Projeto de Fundações Profundas**. In: HACHICH, W. et al. **Fundações Teoria e Prática**. 2ª edição. São Paulo: Pini, p.265-327. 1998.

DÉCOURT, L. **Desenvolvimento do Atrito Lateral Estaca-solo, a partir de Provas de Carga utilizando Células Expansivas Hidráulicas**. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos de Engenharia Geotécnica**, 17, 2006, Curitiba. Anais. Curitiba: ABMS, v.2, p. 1061-1066.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Como calcular (rapidamente) a capacidade de carga limite de uma estaca**, A construção São Paulo, n.1800. 1982.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de calores de SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6, 1978, Rio de Janeiro. **Anais**. Rio de Janeiro: ABMS, v.1, p.45-53.

FUCK, R.A.; TREIN, E.; MARINI, O.J. **Geologia e petrografia dos migmatitos do Paraná**. 1967. In: BIGARELLA, J.J. et al. Geologia do Pré-Devoniano e intrusivas subsequentes da porção oriental do estado do Paraná. Boletim Paranaense de Geociências. N 23-25, p.5-41. 1967.

HACHICH, W. et al. **Fundações teoria e prática**. 2ª edição. São Paulo: Pini, 1998.

LANGONE, M. J. **Método UFRGS de previsão de capacidade de carga em estacas: análise de provas de carga estáticas instrumentadas**. 2012. 202p. Dissertação - UFRGS, Porto Alegre, 2012.

LAPROVITERA, H. **Reavaliação de método semiempírico de previsão de capacidade de carga de estacas a partir de banco de dados**. Dissertação (Mestrado) – COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1988.

MONTEIRO, P. F. **Capacidade de carga de estacas – método Aoki-Velloso**, Relatório interno de estacas Franki Ltda, 1997.

NOGUEIRA FILHO, J. **A bacia hidrogeológica de Curitiba**. 1997. 164p. Dissertação - UFPR, Curitiba, 1997.

ODEBRECHT, E. **Medidas de energia no ensaio SPT**. 2003. 230p. Tese - UFRGS, Porto Alegre, 2003.

PASSINI, L. D. B. **Instrumentação geotécnica de seção teste em obra industrial sobre solos moles**. 2008. 173p. TCC - UFSM, Santa Maria, 2008.

RAMOS, F. A. C.; GIONGO, J. S. **Análise das reações nas estacas em blocos com pilares submetidos à ação de força centrada e excêntrica considerando a interação solo-estrutura**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 11, n. 50, p. 155-170. 2009.

RUVER, C. A. **Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de ensaios SPT**. 2005. 179p. Dissertação - UFRGS, Porto Alegre, 2005.

SALAMUNI, E.; SALAMUNI, R. Contexto geológico da Formação Guabirotuba, Bacia de Curitiba. 1999. In: **Mesa redonda: características geotécnicas da Formação Guabirotuba**. Curitiba, 1999. Anais. p.7-15.

SCHIEL, F. **Estática das construções**. São Carlos: EESC-USP, 1957. Publicação n. 10.

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

TALAMINI NETO, E. **Caracterização geotécnica do subsolo de Curitiba para o planejamento de ocupação do espaço subterrâneo**. 2001. 176p. Dissertação - UFSCar, São Carlos, 2001.

TEIXEIRA, A. H. **Projeto e execução de fundações**. In: SEFE, 3., 1996, São Paulo. Anais...São Paulo, 1996. v. 1.

VELLOSO, D. DE A.; LOPES, F. DE R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VORCARO, M.C.G.; VELLOSO, D.A. **Avaliação de carga última em estacas escavadas por regressão linear**. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 4, 2000, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS/ABEF, v. 2, p. 331-344.