

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

RODRIGO KURTZ

**VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA ENTRE TRÊS TIPOS DE
ESTACAS EM FUNÇÃO DO VOLUME DO BLOCO DE COROAMENTO
PARA UM SOLO DE TOLEDO-PR**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO - PR

2017

RODRIGO KURTZ

**VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA ENTRE TRÊS TIPOS DE
ESTACAS EM FUNÇÃO DO VOLUME DO BLOCO DE COROAMENTO
PARA UM SOLO DE TOLEDO-PR**

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

Orientador: Prof^o. Dr. Maurício do Espírito Santo Andrade.

TOLEDO - PR

2017



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Toledo
Coordenação do Curso de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de Nº 75

Viabilidade técnica e econômica entre três tipos de estacas em função do volume do bloco de coroamento para um solo de Toledo-PR

por

Rodrigo Kurtz

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 14:40 h do dia **09 de Junho de 2017** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Profª Me. Patrícia Casarotto De Oliveira
(UTFPR – TD)

Profª Dr. Elmagno Catarino Santos Silva
(UTFPR – TD)

Prof Dr. Maurício do Espírito Santo Andrade.
(UTFPR – TD)
Orientador

Visto da Coordenação
Prof. Me. Silvana Da Silva Ramme
Coordenadora da COECI

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

DEDICATÓRIA

À minha esposa, meus pais e minha irmã, pelo imenso apoio, incentivo e compreensão.

RESUMO

KURTZ, Rodrigo. Viabilidade técnica e econômica entre três tipos de estacas em função do volume do bloco de coroamento para um solo de Toledo-PR. 2017. 71 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso Superior de Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo 2017.

Três tipos diferentes de estacas (hélice contínua, pré-moldada de concreto e metálica) foram analisadas de modo a se avaliar técnica e economicamente a mais viável. Para a determinação da capacidade de carga das referidas estacas, utilizaram-se os métodos estáticos semiempíricos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Teixeira. Posteriormente, as dimensões dos blocos de coroamento foram estimadas e, a partir daí, os custos envolvidos para a sua implementação. Para um dado perfil de solo do município de Toledo-PR, a estaca do tipo metálica revelou-se ser a mais vantajosa no sentido técnico, já a pré-moldada de concreto foi a mais vantajosa no sentido econômico. Dessa forma, ambas mostraram-se ser uma escolha viável de fundação quando comparadas com a estaca do tipo hélice contínua.

Palavras chave: Blocos de coroamento. Custo-benefício. Estaca Hélice contínua. Estaca Metálica. Estaca Pré-moldada de Concreto.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Sequência Executiva da Estaca Hélice Contínua.....	12
Figura 2: Perfuração de uma Estaca Hélice Contínua sobre caminhão.....	13
Figura 3: Colocação da armadura.	15
Figura 4: Seções Transversais de Estacas Metálicas.....	17
Figura 5: Gabarito para a cravação da estaca.....	18
Figura 6: Seções Transversais de Estacas pré-moldada de Concreto.....	20
Figura 7: Instalação de estacas por prensagem, (a) plataforma com sobrecarga e (b) reação na estrutura.....	21
Figura 8: Martelo vibratório.....	22
Figura 9: Sistemas de cravação (a) bate-estacas tradicional (sobre rolos) com martelo de queda livre (b), idem, com martelo automático.....	23
Figura 10: Critérios de dimensões para bloco de 1 estaca.....	33
Figura 11: Critérios de dimensões para bloco de 2 estacas.....	34
Figura 12: Critérios de dimensões para bloco de 3 estacas.....	35
Figura 13: Critérios de dimensões para bloco de 4 estacas.....	36
Figura 14: Critérios de dimensões para bloco de 5 estacas.....	37
Figura 15: Critérios de dimensões para bloco de 9 estacas.....	38
Figura 16: Tensão média característica de uma laje.....	40
Figura 17: Área de influência do pilar.....	41
Figura 18: Localização das sondagens e da área de estudo.....	44
Figura 19: Valores de resistência à penetração do solo (N_{spt}) da área de estudo...	45
Figura 20: Modelo de perfil metálico.....	49

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Espessuras de sacrifício.....	18
Tabela 2: Valores do coeficiente C, sugerido por Décourt e Quaresma.....	25
Tabela 3: Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo	25
Tabela 4: Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	26
Tabela 5: Valores do parâmetro α (tf/m ²).....	27
Tabela 6: Valores do parâmetro β (tf/m ²).....	28
Tabela 7: Tensões de atrito lateral em argilas sensíveis.....	28
Tabela 8 – Valores dos parâmetros k e α	30
Tabela 9 – Valores dos parâmetros $F1$ e $F2$	30
Tabela 10 – Valores limites de N_{SPT} para a parada das estacas	31
Tabela 11 – Q_{adm} para estaca hélice contínua.....	48
Tabela 12 – Q_{adm} recalculado para estaca hélice contínua.....	48
Tabela 13 – Dimensões do perfil metálico.....	49
Tabela 14 – Q_{adm} para estaca pré-moldada metálica.....	50
Tabela 15 – Q_{adm} para estaca pré-moldada de concreto.....	50
Tabela 16 – Carregamento vertical permanente em cada pilar (KN).....	51
Tabela 17 – Quantidade de estacas conforme número de lajes.....	52
Tabela 18 – Volume dos blocos (m ³), conforme o número de lajes.....	53
Tabela 19 – Custo dos blocos (R\$), conforme o número de lajes.....	55

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	8
1.1 JUSTIFICATIVA.....	9
1.2 OBJETIVO GERAL	9
1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	10
1.4 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA.....	10
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	11
2.1 ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO.....	11
2.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	11
2.2.1 Estacas tipo hélice contínua.....	11
2.2.2 Estacas metálicas.....	16
2.2.3 Estacas pré-moldada de concreto	19
2.3 PROCESSO DE CRAVAÇÃO DAS ESTACAS.....	20
2.4 MÉTODOS ESTÁTICOS DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS.....	23
2.4.1 Método de Décourt-Quaresma (1978).....	24
2.4.2 Método de Teixeira (1996).....	26
2.4.3 Método de Aoki-Velloso (1975).....	29
2.5 CARGA ADMISSÍVEL.....	31
2.6 CRITÉRIOS DE PROJETO.....	31
2.7 DIMENSÕES DOS BLOCOS DE COROAMENTO.....	32
2.7.1 Bloco para 1 estaca.....	33
2.7.2 Bloco para 2 estacas.....	34
2.7.3 Bloco para 3 estacas.....	35
2.7.4 Bloco para 4 estacas.....	36
2.7.5 Bloco para mais de 4 estacas	37
2.8 MAPAS DE N_{SPT}	39
2.9 INDICADORES DE PROJETO.....	39
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	43
3.1 DESCRIÇÃO DO ESTUDO DE CASO.....	43
3.1.1 Caracterização do solo local.....	43
3.2 CARACTERIZAÇÃO DA PESQUISA.....	45

3.3 MÉTODOS DE ANÁLISE DOS DADOS.....	46
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	48
4.1 CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS.....	48
4.2 QUANTIDADE DE ESTACAS.....	51
4.3 DIMENSÕES DOS BLOCOS DE COROAMENTO.....	52
4.4 ESTIMATIVA DE CUSTOS.....	54
5 CONCLUSÃO.....	57
5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	57
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	58

1 INTRODUÇÃO

Em fundações há uma complexidade muito grande no que se refere ao mecanismo de interação solo-fundação e também quanto a não homogeneidade do solo. Dessa forma, a estimativa da capacidade de carga das fundações é de responsabilidade do engenheiro geotécnico, o qual deve atentar aos estudos geotécnicos relacionados à segurança do elemento estrutural e, ao custo global da fundação (SILVA & FERREIRA, 2014).

O mercado brasileiro está repleto de alternativas de fundações, quer sejam superficiais ou profundas. Devido a esse fato, torna-se necessário determinar o tipo de fundação ideal a ser utilizada em uma obra. Essa determinação envolve a avaliação e o conhecimento de alguns parâmetros, tais como, o perfil de solo, o carregamento permanente, a estrutura da obra a ser construída, as obras vizinhas e as alternativas de fundações executadas na região.

Após a avaliação desses parâmetros, pode acontecer que mais de um tipo de fundação se apresente como uma escolha tecnicamente viável. Isso para as condições existentes em um dado local da obra. Dessa forma, o fator determinante para a escolha do tipo ideal de fundação passa a ser o custo. Geralmente, a opção de fundação escolhida é a que apresenta o melhor custo-benefício para a edificação a ser executada.

Sendo assim, neste trabalho, busca-se realizar a determinação da capacidade de carga para três tipos de estacas, sendo elas do tipo hélice contínua, pré-moldada de concreto e metálica. Posteriormente, pretende-se avaliar qual das três estacas apresenta-se ser, no sentido técnico, a mais vantajosa. Para tal, serão analisadas as estacas sob a ação dos mesmos carregamentos e das mesmas condições geotécnicas. Por fim, uma análise econômica das estacas será realizada por meio da estimativa dos custos do volume dos blocos de coroamento.

1.1 JUSTIFICATIVA

A contratação de empresas terceirizadas para executarem projetos de fundações de uma obra de engenharia é comum por parte de construtoras e empreiteiras, onde o tipo de fundação que será utilizado, geralmente fica a critério da empresa executora.

Sendo assim, a utilização de certo tipo de estaca talvez não seja a ideal para um determinado solo, no entanto, ela é executada pela disponibilidade de equipamentos, ou mão de obra qualificada que a empresa terceirizada dispõe. Também, fatores como a produtividade e período de execução de um determinado tipo de estaca acabam implicando na escolha da mesma.

Segundo Almeida Neto (2002) estacas do tipo escavadas por equipamentos mecânicos, que atualmente obtiveram um grande desenvolvimento tecnológico, como as do tipo hélice contínua, são utilizadas em grande proporção no Brasil e um dos fatores condicionantes para isso é a produtividade que apresentam na execução.

Portanto, o fundamento deste trabalho está em averiguar qual será o tipo de estaca, entre a hélice contínua, a pré-moldada de concreto e a metálica, que irá se destacar como a melhor opção técnica e econômica para um determinado perfil geotécnico, levando em conta a capacidade de carga e o custo do volume dos blocos de coroamento de cada uma das alternativas.

1.2 OBJETIVO GERAL

Determinar o tipo de estaca, dentre a hélice contínua, a pré-moldada de concreto e a metálica, que se apresenta como a mais adequada em termos de custo-benefício para um dado perfil geotécnico e carregamento vertical permanente, situados no município de Toledo-PR.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Avaliar a capacidade de carga das estacas tipo hélice contínua, pré-moldada de concreto e metálica, através dos métodos semiempíricos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), e Teixeira (1996);
- Estimar a quantidade de estacas para cada alternativa de estaca sob a ação de diferentes carregamentos verticais;
- Elaborar uma estimativa dos custos dos blocos de coroamento para cada alternativa;
- Efetuar um comparativo entre as opções apresentadas.

1.4 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

O presente trabalho trata-se da análise da capacidade de carga de três alternativas de fundação profunda, para as mesmas condições de perfil geotécnico (localizado em Toledo – PR) e carregamentos permanentes (de um edifício fictício residencial). Por fim, serão estimados os custos dos blocos de coroamento de cada alternativa de estaca.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO

A escolha do tipo ideal de fundação deve atender condições técnicas e econômicas do local. Deve ser analisada a localização e a grandeza da estrutura, características do solo (incluindo o nível do lençol freático), durabilidade do material da fundação e custo final para o cliente (SIMONS & MENZIES, 2004).

Uma obra pode apresentar mais de um tipo ideal de fundação, ou seja, que atenda tanto técnica como economicamente. Sendo assim, a escolha final é realizada através da comparação dos custos das diferentes alternativas ideais de fundação e adotada, geralmente, a alternativa mais econômica.

2.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Geralmente dividem-se as estruturas de fundações em superficiais ou profundas. As fundações profundas transmitem a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por atrito lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas. Para o elemento de fundação ser considerado profundo deve estar assente em profundidade superior ao dobro da sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 metros. As estacas e os tubulões são exemplos de fundações profundas (NBR 6122 - ABNT, 2010).

2.2.1 Estacas tipo hélice contínua

O emprego de estacas do tipo hélice contínua em obras da construção civil teve início nos anos 50 nos Estados Unidos da América, sendo executada em obras na Europa e Japão nos anos 80 e chegando ao Brasil somente a partir do ano de

1987. Inicialmente os diâmetros das estacas eram de 275 mm, 350 mm e 425 mm, as quais eram executadas até 15 metros de profundidade (ANTUNES & TAROZZO, 1998).

Segundo Antunes e Tarozzo (1998) máquinas maiores e com maior capacidade de torque, importadas da Europa, invadiram o mercado brasileiro e passaram a executar estacas hélice contínua com diâmetros maiores. Atualmente no Brasil estacas do tipo hélice contínua são executadas com diâmetro de até 1200 mm e comprimento de 32 metros, sendo crescente a oferta de diferentes diâmetros e comprimentos devido ao desenvolvimento e evolução dos equipamentos de perfuração (ALMEIDA NETO, 2002).

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010) a estaca do tipo hélice contínua é um tipo de fundação profunda “de concreto moldada *in loco*, executada mediante a introdução, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno e injeção de concreto pela própria haste central do trado”.

Há uma sequência que rege a execução da estaca hélice contínua, sendo esta: a perfuração do solo, a simultânea concretagem à retirada da hélice do furo da estaca e por fim a colocação da armadura (ANTUNES & TAROZZO, 1998), conforme a Figura 1.

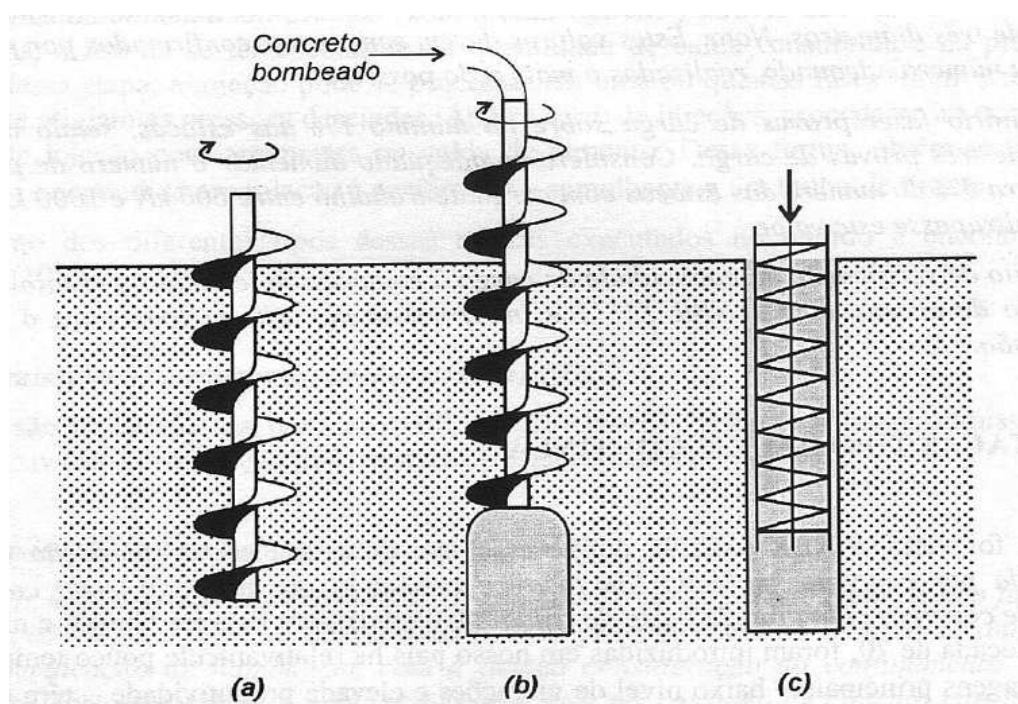


Figura 1: Sequência Executiva da Estaca Hélice Contínua.

Fonte: Velloso & Lopes, 2002.

a) Perfuração

A perfuração se inicia com a rotação do trado helicoidal acionado por motores hidráulicos, sendo este trado composto por hélices, as quais nada mais são do que chapas em espiral que se desenvolvem ao longo de todo o tubo central. Na extremidade inferior das hélices há garras cortantes que tem função de cortar o solo, e há uma tampa na parte inferior do tubo que impede a entrada de solo durante o processo de escavação (VELLOSO & LOPES, 2002).

Durante a perfuração a única força vertical que atua é a do peso próprio da hélice contínua e do volume de solo nela contido, como mostra a Figura 2. Em nenhum momento ocorre a retirada da hélice do terreno, para que não ocorra um alívio de tensões no solo, permitindo assim, a execução desse tipo de estaca em solos resistentes, tanto coesivos quanto arenosos, com a presença ou não de água (ANTUNES & TAROZZO, 1998).



Figura 2: Perfuração de uma Estaca Hélice Contínua sobre caminhão.
Fonte: FUNGEO Fundações e Geologia.

b) Concretagem

A concretagem tem início quando a perfuração chega até a profundidade estabelecida em projeto. Então o concreto é bombeado deslocando-se através do tubo central e expulsando a tampa de proteção inferior do trado. O concreto tende a preencher a cavidade enquanto que a hélice é retirada, sem que ocorra rotação, ou então, que ocorra de forma lenta no mesmo sentido da perfuração (VELLOSO & LOPES, 2002).

A pressão no concreto deve ser controlada para que não ocorram vazios deixados pela extração da hélice, e sua retirada deve ser numa velocidade que a pressão no concreto seja mantida positiva. Durante a extração ocorre a limpeza da hélice, que pode ser manual ou por equipamento acoplado. A concretagem é levada dessa forma até um pouco acima da cota de arrasamento da estaca, definida em projeto, ou até a superfície de trabalho, sendo a estabilidade do furo no trecho não concretado e a colocação da armadura, sempre objetos de atenção e cuidado (ANTUNES & TAROZZO, 1998).

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) o concreto utilizado deve apresentar resistência característica mínima de 20 MPa e consumo mínimo de cimento de 400 kg/m³.

c) Colocação da Armação

Em virtude do método de execução da estaca hélice contínua, as armaduras são instaladas imediatamente após a concretagem. Sendo esse fato um limitante do comprimento da armadura, e até mesmo do uso da estaca hélice contínua quando há esforços de tração, ou da sua utilização como elemento estrutural de contenção (ALMEIDA NETO, 2002).

A armação tem formato de gaiola e é introduzida na estaca através do serviço manual de operários, auxiliados por um pilão de carga, ou com o uso de vibrador (VELLOSO & LOPES, 2002).

As barras que constituem a armação devem ser grossas, com o estribo helicoidal soldado nas barras longitudinais. A gaiola deve ser suavemente afunilada na ponta, para melhor penetração no concreto e assim, evitar sua deformação durante a introdução. Quando há o uso de gaiolas longas deve-se fazer uso de espirais em substituição aos estribos, evitando assim emendas por transpasse (ANTUNES & TAROZZO, 1998). A Figura 3 mostra o momento da colocação da armadura no concreto.



Figura 3: Colocação da armadura.

Fonte: ECV Fundações.

Geralmente as estacas submetidas apenas a esforços de compressão são executadas com uma armadura longitudinal de aproximadamente 2 metros de comprimento abaixo da cota de arrasamento, por motivos de execução (VELLOSO & LOPES, 2002).

d) Controle Executivo

Com o objetivo de obter uma avaliação da estaca executada, é utilizado um equipamento computadorizado, que através de sensores irá informar a profundidade da estaca, a velocidade de rotação da mesa rotativa, o torque, a inclinação da torre, a pressão do concreto e o volume de concreto utilizado. Com todos esses dados extraídos na execução é possível realizar um controle executivo adequado das estacas hélice contínua (ANTUNES & TAROZZO, 1998).

No Brasil, é utilizado para avaliar os dados de execução da estaca hélice contínua um equipamento de origem francesa fabricado pela empresa Jean Lutz S.A., com a denominação Taracord CE (VELLOSO & LOPES, 2002).

2.2.2 Estacas Metálicas

Estacas metálicas são um tipo de fundação profunda utilizadas no mundo todo a mais de 120 anos. Geralmente tem seu uso restrito quando associado a corrosão, porém, estudos recentes mostram que sua longevidade excede as estimativas teóricas de durabilidade realizadas em solos totalmente agressivos ou contaminados por produtos químicos. Em toda a literatura internacional não há casos relatados de falha estrutural em estacas de aço associada à corrosão (PANNONI, 2008).

As estacas de aço ou metálicas estão disponíveis no mercado de diversas formas, com perfis laminados ou soldados, tubos de chapa calandrada e soldada, ou sem costura. Trilhos removidos de linhas férreas também são utilizados como estacas, e geralmente são perfis laminados. Uma das vantagens da estaca metálica é que seus perfis podem ser soldados, dessa forma, formando perfis associados com duas ou três peças soldadas (VELLOSO & LOPES, 2010), conforme representa a Figura 4.

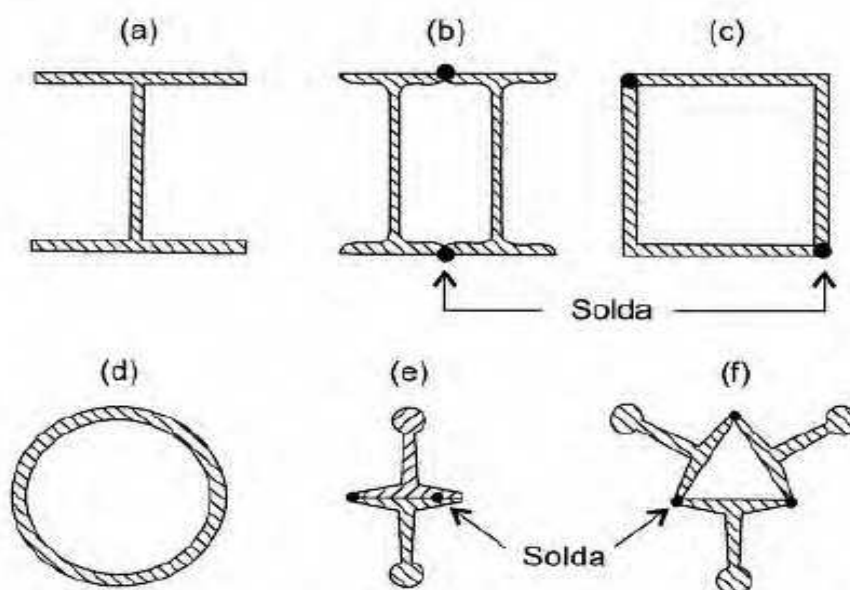


Figura 4: Seções Transversais de Estacas Metálicas.

Fonte: Velloso & Lopes, 2010.

No Brasil o custo de estacas metálicas é relativamente elevado quando comparado com outros tipos de estacas, porém, há várias situações em que o uso de estacas de aço se mostra economicamente viável devido as suas vantagens. Tais vantagens são em virtude das estacas metálicas atenderem a várias fases de construção da obra, apresentarem fácil cravação, baixa vibração, resistir à flexão e não terem problemas quanto à manipulação, transporte, emendas ou cortes. Além destes fatos, ainda podem ser cravadas em terrenos resistentes, sem que interfiram estacas próximas, já executadas (ALONSO, 1998).

Segundo Gonçalves (2008) o fato das estacas do tipo metálica terem a capacidade de atravessar terrenos com solo de alta resistência, sem que ocorra sua ruptura e sem provocar o levantamento de estacas vizinhas está associado a sua pequena seção transversal e elevada resistência do perfil de aço.

Conforme Alonso (1998) as estacas de aço podem ser cravadas no solo por percussão, prensagem ou vibração, sendo assim, denominadas estacas de deslocamento.

No processo de cravação as estacas de aço podem ser cravadas com a utilização de martelos de vários tipos, como os de queda livre, hidráulicos, a diesel, pneumáticos ou vibratórios. A escolha do tipo de martelo que irá ser utilizado é em

função da característica do solo, do nível de barulho e vibração admitido na obra e do comprimento da estaca. Quando o martelo é escolhido da maneira correta o processo de cravação terá um desempenho maximizado (PANNONI, 2008).

De acordo com Pannoni (2008), a garantia da cravação do perfil na posição correta de projeto é realizada através de um gabarito de madeira enterrado no solo, Figura 5. Independentemente do martelo escolhido para o processo de cravação da estaca, o controle da cravação é realizado pela nega (penetração permanente causada pela aplicação de um golpe do pilão) e pelo repique (parcela elástica do deslocamento máximo da estaca, causada pela aplicação de um golpe do pilão).

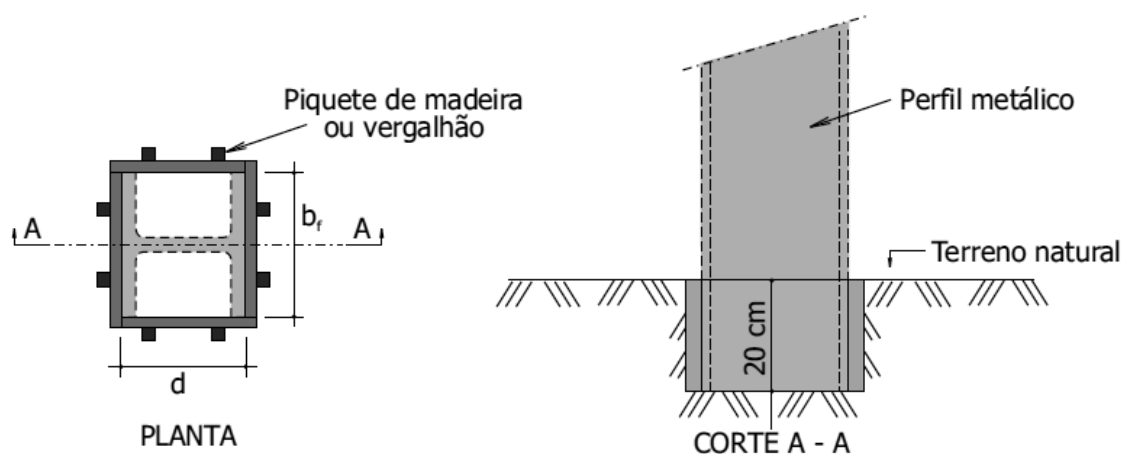


Figura 5: Gabarito para a cravação da estaca.

Fonte: Pannoni, 2008.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), é necessário descontar uma espessura de sacrifício em função do tipo de solo que envolve a estaca metálica. A Tabela 1 exhibe os valores das espessuras de sacrifício.

Classe do solo	Espessura mínima de sacrifício (mm)
Solos naturais e aterros controlados	1,0
Argila orgânica; solos porosos não saturados	1,5
Turfa	3,0
Aterros não controlados	2,0

(continua)

Tabela 1 – Espessuras de sacrifício.		(conclusão)
Classe do solo	Espessura mínima de sacrifício (mm)	
Solos contaminados*	3,2	

* Casos de solos agressivos deverão ser estudados especificamente
Fonte: NBR 6122 (ABNT, 2010).

2.2.3 Estacas pré-moldada de concreto

O concreto é um material de construção que se destaca na fabricação de estacas pré-moldadas, fato esse aliado à sua alta resistência aos agentes agressivos presentes no solo, além de suportar muito bem as alternâncias de umedecimento e secagem do solo em que a estaca está presente (VELLOSO & LOPES, 2010).

A estaca pré-moldada de concreto é um tipo de fundação profunda muito executada em obras de engenharia, pois possibilita um severo controle de qualidade na sua fabricação e cravação (JOPPERT, 2007).

São utilizados concreto armado ou protendido na fabricação das estacas pré-moldadas, podendo ser vibrado ou centrifugado, e posteriormente esse concreto é depositado em fôrmas horizontais ou verticais. Após o processo de fabricação das estacas pré-moldadas de concreto deve-se submeter as mesmas aos processos de cura do concreto, em virtude de adquirirem resistência compatível com esforços que serão submetidas durante o transporte, manuseio, cravação e ação de agentes agressivos presente no solo (NBR 6122 - ABNT, 2010).

As seções transversais mais utilizadas de estacas pré-moldada de concreto são a circular (podendo ser maciça ou vazada), a quadrada, a hexagonal e a octogonal, como mostra a Figura 6. As seções transversais dos perfis maciços são limitadas a 30 cm de lado e 40 cm de diâmetro, geralmente, devido ao peso próprio das estacas. Assim sendo, seções maiores normalmente são vazadas (ALONSO, 1998).

São três os métodos de cravação de estacas pré-moldadas de concreto: prensagem, vibração e percussão. Quando o terreno apresenta solo muito resistente pode-se realizar uma perfuração prévia, ou fazer uso de jato d'água ou ar, para auxiliar na cravação (NBR 6122 - ABNT, 2010).

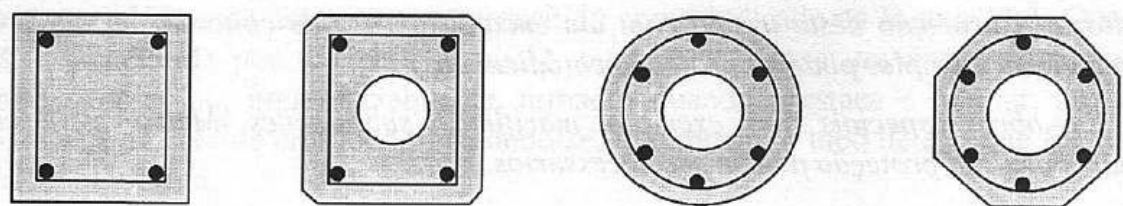


Figura 6: Seções Transversais de Estacas pré-moldada de Concreto.

Fonte: Velloso & Lopes, 2010.

Durante a cravação das estacas pré-moldadas de concreto deve-se dar atenção as tensões de cravação, para que sejam sempre inferiores a tensão característica do concreto. As tensões de compressão surgem na região onde o impacto do martelo de cravação é maior, ou seja, na cabeça da estaca. Para evitar o esmagamento da cabeça da estaca devem-se garantir quedas pequenas do martelo e adotar amortecedores (VELLOSO & LOPES, 2010).

Durante a cravação o equipamento utilizado deve possuir energia suficiente para implantar a estaca no solo com o comprimento desejado ou até que a estaca atinja um solo muito resistente que seja impenetrável a cravação. Sendo assim, o melhor método de cravação é utilizando martelos de gravidade pesados caindo de pequenas alturas, e fazer uso de coxins elásticos que devem ser trocados após a cravação de cada estaca (TEIXEIRA, 1996).

2.3 PROCESSO DE CRAVAÇÃO DAS ESTACAS

a) Cravação por Prensagem

Esse método executivo tem ampla utilização quando há a necessidade de evitar vibrações, barulho ou retirada de detritos de estacas pré-moldadas executadas por perfuração. Sempre que a cravação é através de prensagem é realizada uma prova de carga com intensidade maior que a carga de trabalho atuante na fundação, garantindo assim, um controle de qualidade excelente (ALONSO, 1998).

Segundo Alonso (1998) no processo de cravação por prensagem, utilizam-se macacos hidráulicos fixos, com um peso, ou até mesmo com a própria estrutura de fundação (blocos de coroamento), e quando acionados fazem a estaca penetrar no solo, conforme representa a Figura 7.

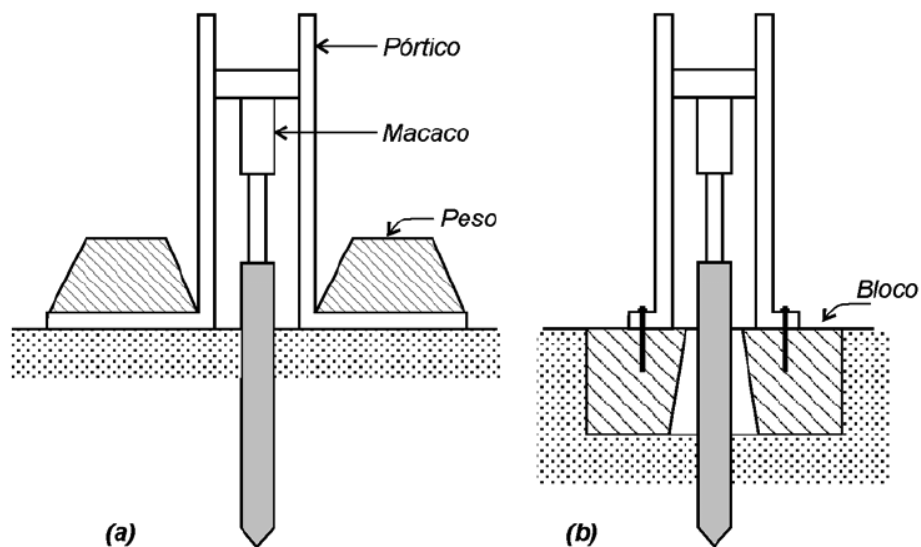


Figura 7: Instalação de estacas por prensagem, (a) plataforma com sobrecarga e (b) reação na estrutura.

Fonte: Alves & Lopes, 2004.

b) Cravação por Vibração

Para o processo de cravação por vibração é utilizado um martelo com garras que fixarão à estaca pré-moldada. Esse equipamento possui massas excêntricas que ao girarem rapidamente produzem o efeito de vibração necessário para a cravação das estacas, conforme mostra a Figura 8. Porém, devido às vibrações transmitidas ao solo e às obras vizinhas tem seu uso muito restrito (ALONSO, 1998).

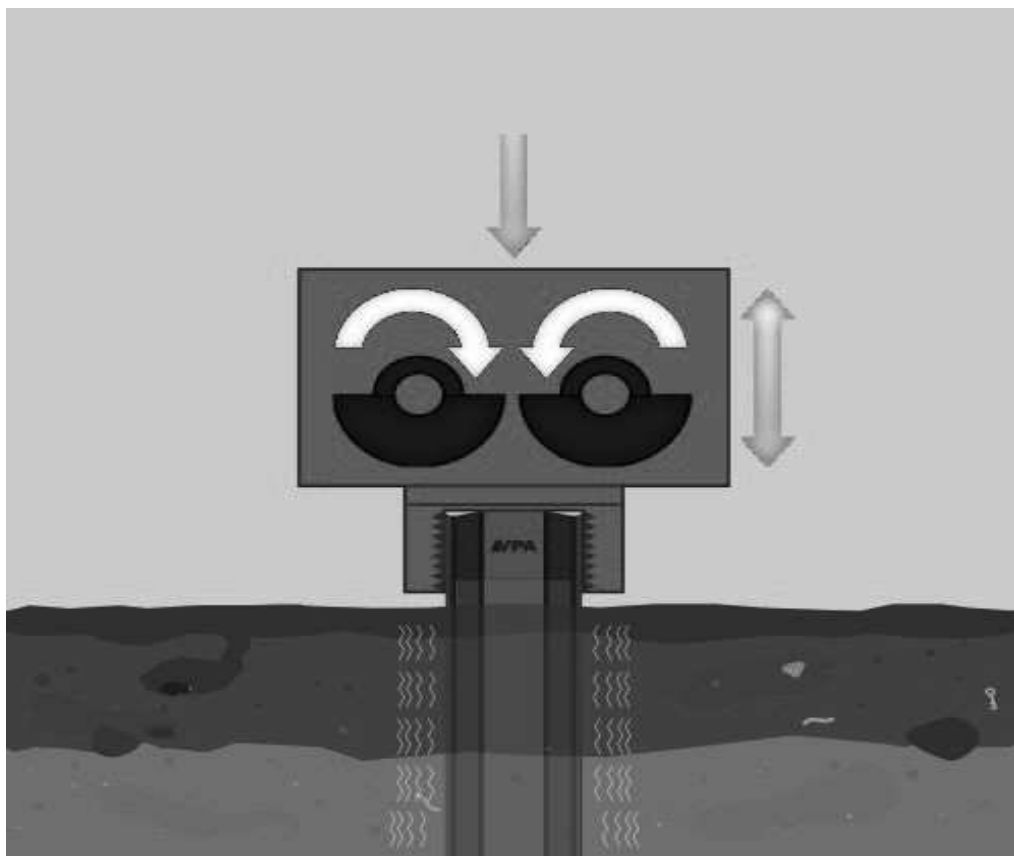


Figura 8: Martelo vibratório.
Fonte: VPA Equipamentos.

c) Cravação por Percussão

A cravação por percussão é o processo mais utilizado para a instalação das estacas pré-moldadas. O processo executivo ocorre com a percussão de um bate-estaca com atuação de um martelo ou pilão. Representados pela Figura 9, os martelos podem ser automáticos ou de queda livre. No sistema automático, o martelo é levantado por ação de um fluido ou pela explosão de óleo diesel e no de queda livre faz-se uso de guincho com desacoplamento por sistema de embreagem (VELLOSO & LOPES, 2010).

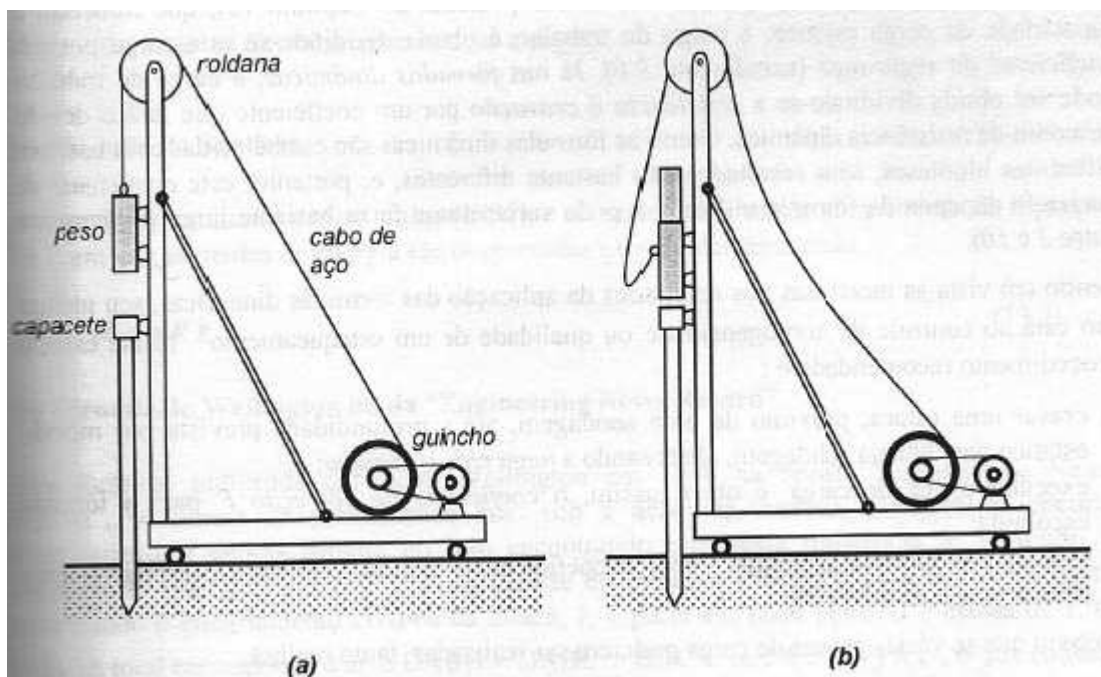


Figura 9: Sistemas de cravação, (a) bate-estacas tradicional (sobre rolos) com martelo de queda livre (b) idem, com martelo automático.

Fonte: Velloso & Lopes, 2010.

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010) para o amortecimento e uniformização dos golpes do pilão, aplicados à estaca pré-moldada, instala-se no topo da estaca um capacete dotado de cepo e coxim. O capacete deve possuir geometria compatível com a seção transversal da estaca, não apresentando folgas maiores que o necessário para o encaixe, evitando dessa forma danificá-las.

Em virtude da maior frequência de golpes que chegam até a estaca os martelos automáticos são mais eficientes que os de queda livre, fazendo assim, a estaca movimentar-se continuamente durante a cravação. Porém, os martelos automáticos fazem mais barulho e liberam gases misturados com óleo diesel que afetam pessoas e obras vizinhas (ALONSO, 1998).

2.4 MÉTODOS ESTÁTICOS DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

O primeiro método brasileiro para a estimativa de capacidade de carga de estacas surgiu em 1975, sendo proposto por Aoki e Velloso. Desde então, vários

outros métodos de capacidade de carga que seguem a mesma linha de raciocínio de Aoki e Velloso vem sendo desenvolvidos. Atualmente existem várias experiências técnicas que são amplamente utilizáveis (CABETTE & MURAKAMI, 2014).

Os métodos estáticos calculam a capacidade de carga através de fórmulas que consideram a mobilização total da resistência ao cisalhamento estática do solo, através de ensaios de laboratórios ou *in situ*. Os métodos estáticos semiempíricos, são métodos de cálculo de capacidade de carga que se baseiam em ensaios *in situ* de penetração SPT (*Standard Penetration Test*), os quais através de boletins de sondagens fornecem valores de resistência à penetração no solo (VELLOSO & LOPES, 2010).

2.4.1 Método de Décourt-Quaresma (1978)

Décourt e Quaresma (1978), para o processo de cálculo da capacidade de carga de estacas, levam em conta o SPT (*Standard Penetration Test*) tanto da camada ao longo do fuste da estaca, como também da região da ponta, sendo que somente o solo da região da ponta é utilizado para determinar a resistência de ponta da estaca.

Para estimar a capacidade de carga última de uma estaca pelo método semiempírico de Décourt-Quaresma deve ser seguido a Equação 1.

$$Q_{ult} = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) U L \quad (1)$$

Onde:

Q_{ult} : capacidade de carga última da estaca;

α e β : coeficientes que variam conforme o tipo de estaca e do tipo de solo;

C : coeficiente que depende do tipo de solo;

N_p : média do N_{spt} da cota de apoio da ponta da estaca, N_{spt} imediatamente acima da cota de apoio da ponta e N_{spt} imediatamente abaixo da cota de apoio;

A_p : área da ponta da estaca;

Nl : média do $Nspt$ ao longo do fuste da estaca, sem considerar os dados utilizados no cálculo de Np .

U : perímetro da estaca;

L : comprimento da estaca.

O método determina que no cálculo de Nl os valores de $Nspt$ menores que 3 sejam considerados iguais a 3, e valores maiores que 50 sejam considerados iguais a 50 ($3 \leq Nspt \leq 50$). A Tabela 2 fornece os valores do coeficiente característico C para diferentes tipos de solo, sugeridos por Décourt-Quaresma.

Tabela 2 – Valores do coeficiente C , sugerido por Décourt e Quaresma.

Solo	C (tf/m ²)
Argilas	12
Siltos argilosos	20
Siltos arenosos	25
Areias	40

Fonte: Décourt e Quaresma (1978).

Décourt (1996) na aplicação do método nas estacas escavadas em geral, com lama bentonítica, tipo hélice contínua, estaca raiz e injetadas sob altas pressões adicionou os fatores α e β . Esses valores são apresentados nas Tabelas 3 e 4. Para estacas pré-moldadas de concreto, metálicas e tipo Franki os valores de α e β são iguais a 1.

Tabela 3 – Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

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

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: Cintra (2010).

Tabela 4 – Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argila	0,80*	0,90*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,5*	0,6*	1,0*	1,5*	3,0*

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: Cintra (2010).

Décourt e Quaresma (1978) realizaram provas de carga em estacas e compararam os resultados obtidos com os valores de capacidade de carga calculados anteriormente, obtendo dados coerentes. Os autores sugerem que no cálculo da resistência do fuste os valores do N_{spt} da ponta não sejam repetidos.

A estimativa de capacidade de carga através do método semiempírico de Décourt e Quaresma (1978) traz valores razoavelmente precisos. O método é conservador, pois as cargas admissíveis previstas são inferiores às obtidas a partir de provas de carga, além de ser de rápido e de simples aplicabilidade. Todos os solos analisados são de alteração de rocha, sendo assim, deve-se ter cautela ao se deparar com outro tipo de solo (DÉCOURT & QUARESMA, 1978).

2.4.2 Método de Teixeira (1996)

Através dos índices de resistência à penetração do ensaio de SPT (*Standard Penetration Test*) Teixeira (1996) propõe a Equação 2 para a avaliação da capacidade de carga de fundações profundas.

$$Q_{ult} = \alpha N_p A_p + \beta N_l U L \quad (2)$$

Onde:

Q_{ult} é a capacidade de carga da fundação;

α parâmetro sugerido relativo à resistência de ponta;

N_p é o valor médio do Nspt medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo;

A_p é a área da ponta da estaca;

β parâmetro sugerido relativo à resistência de atrito lateral;

N_l é o valor médio do Nspt ao longo do fuste da estaca;

U é o perímetro do fuste da estaca;

L é o comprimento da estaca.

Teixeira (1996) sugere como valores de α , relativo à resistência de ponta de vários tipos de estacas, os parâmetros apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Valores do parâmetro α (tf/m²).

SOLO ($4 < N_{SPT} < 40$)	I	II	III	IV
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

(I) – Estacas pré-moldadas de concreto e metálicas.

(II) – Estacas tipo Franki.

(III) – Estacas escavadas a céu aberto.

(IV) – Estacas-Raiz

Fonte: Teixeira (1996).

Para os valores do parâmetro β , relativo à resistência por atrito lateral, Teixeira (1996) sugere os valores apresentados na Tabela 6.

Através de estudos correlacionados, Teixeira (1996) considera que o parâmetro β independe do tipo de solo que envolve o fuste da estaca.

Os parâmetros α e β apresentados na Tabela 5 e 6, respectivamente, não tem aplicabilidade quando estacas pré-moldadas de concreto forem cravadas em argilas moles sensíveis, com SPT (*Standard Penetration Test*) normalmente inferior a 3. Sendo assim, as tensões de atrito lateral indicadas para a estimativa da capacidade

de carga, quando a estaca estiver em meio de argilas moles sensíveis, são apresentadas na Tabela 7 (TEIXEIRA, 1996).

Tabela 6 – Valores do parâmetro β (tf/m²).

ESTACA TIPO	β (tf/m ²)
I	0,4
II	0,5
III	0,4
IV	0,6

(I) – Estacas pré-moldadas de concreto e metálicas.

(II) – Estacas tipo Franki.

(III) – Estacas escavadas a céu aberto.

(IV) – Estacas-Raiz

Fonte: Teixeira (1996).

Tabela 7 – Tensões de atrito lateral em argilas sensíveis.

SEDIMENTO	f (tf/m ²)
SFL	2 a 3
AT	6 a 8

Fonte: Teixeira (1996).

De acordo com Teixeira (1996):

SFL – são argilas flúvio-lagunares e de baías, holocênicas – camadas situadas até cerca de 20/25 m de profundidade com N_{SPT} inferior a 3, e apresentando coloração cinza escura, sendo ligeiramente pré-adensadas.

AT – são argilas transicionais, pleistocênicas – camadas profundas encontradas subjacentes aos sedimentos SFL, apresentam N_{SPT} de 4 a 8, geralmente apresentam coloração cinza clara e possuem tensões de pré-adensamento maiores que as SFL.

2.4.3 Método de Aoki- Velloso (1975)

O método de Aoki-Velloso (1975) foi elaborado através de estudos comparativos entre resultados de provas de carga em estacas e dados de sondagens do tipo SPT (*Standard Penetration Test*). A capacidade de carga total da estaca é a soma da resistência de ponta e de atrito lateral, e é dada de acordo com a Equação 3, a qual faz uso dos boletins das sondagens de resistência à penetração do solo:

$$Q_{ult} = A_p \frac{k N_p}{F_1} + U \sum_1^n \frac{\alpha k N_l}{F_2} \Delta l \quad (3)$$

Onde:

Q_{ult} é a capacidade de carga última da estaca;

k e α são coeficientes que dependem do tipo de solo;

A_p é a área da seção transversal da estaca;

U é o perímetro da estaca;

Δl é a espessura da camada de solo analisada no fuste;

N_p é o valor do N_{spt} na camada onde a ponta da estaca esta apoiada;

N_l é o valor do N_{spt} médio na camada de solo de espessura Δl .

F_1 e F_2 são fatores de correlação que são dependentes do tipo de estaca utilizado.

Aoki e Velloso (1975) adotaram valores de k e de α de acordo com o tipo de solo em que a estaca estivesse executada (Tabela 8). Através de retroanálise de resultados de provas de carga em estacas os autores calcularam os valores de F_1 e F_2 (Tabela 9).

Quando o método de cálculo de capacidade de carga de estacas foi proposto por Aoki e Velloso (1975) não havia execução de estacas do tipo hélice continua. Sendo assim, em anos recentes, avaliações do método foram refeitas avaliando a sua aplicabilidade em estacas do tipo hélice continua. Em tal análise, os valores de $F_1 = 2$ e $F_2 = 4$ mostraram-se satisfatórios, sendo esses valores conservativos (VELLOSO & LOPES, 2010).

Tabela 8 – Valores dos parâmetros k e α .

Tipo de solo	k (kgf/cm²)	α (%)
Areia	10	1,4
Areia siltosa	8	2
Areia siltoargilosa	7	2,4
Areia argilossiltosa	5	2,8
Areia argilosa	6	3
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte arenoargiloso	4,5	2,8
Silte	4	3
Silte argiloarenoso	2,5	3
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila arenossiltosa	3	2,8
Argila siltoarenosa	3,3	3
Argila siltosa	2,2	4
Argila	2	6

Fonte: Velloso & Lopes (2010).

Tabela 9 – Valores dos parâmetros $F1$ e $F2$.

Tipo de Estaca	$F1$	$F2$
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0

Fonte: Velloso & Lopes (2010).

2.5 CARGA ADMISSÍVEL

A capacidade de carga última de uma fundação (Q_{ult}) dividida por um fator de segurança (FS) resulta na carga admissível da fundação profunda. Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) para estacas, adota-se um fator de segurança global igual a 2. O método de Décourt-Quaresma sugere fatores de segurança próprios, sendo de 4 para a resistência de ponta da estaca e de 1,3 para a resistência lateral. Nesses casos, usam-se os fatores de segurança particulares, porém, continua sendo necessário realizar a verificação pelo fator global da Norma, adotando-se para critérios de projeto e dimensionamento o menor valor de carga admissível encontrada.

2.6 CRITÉRIOS DE PROJETO

Há valores limites de N_{spt} para o comprimento das estacas de acordo com o método de execução. Cintra (2010) apresenta esses valores que se encontram na Tabela 10.

Tabela 10 – Valores limites de N_{SPT} para a parada das estacas.

Tipo de estaca		N_{lim}
Pré-moldada de concreto	$\varnothing < 30$ cm	$15 < N_{SPT} < 25$
	$\varnothing \geq 30$ cm	$\sum N_{SPT} = 80$
Perfil metálico		$25 < N_{SPT} \leq 35$
Tubada (oca, ponta fechada)		$25 < N_{SPT} \leq 55$
Strauss		$20 < N_{SPT} \leq 40$
Franki	Em solos arenosos	$10 < N_{SPT} \leq 25$
	Em solos argilosos	$8 < N_{SPT} \leq 15$
Estação e diafragma, com lama bentonítica		$20 < N_{SPT} \leq 40$
Hélice contínua		$30 < N_{SPT} \leq 80$
Ômega		$20 < N_{SPT} \leq 45$
Raiz		$20 < N_{SPT} \leq 40$
		$N_{SPT} \geq 60$ (penetra rocha sã)

Fonte: Cintra (2010).

Cintra (2010) sugere uma metodologia prática para a determinação da capacidade de carga admissível, onde primeiramente escolhe-se o tipo de estaca que será executado e o seu diâmetro, ou área da seção transversal. Com esses dados pode-se obter a carga de catálogo da estaca. Então se adota a carga admissível da interação estaca-solo como sendo a própria carga de catálogo e, esse valor multiplicado pelo fator de segurança é o valor necessário da capacidade de carga. Posterior a isso, através de tentativas, e utilização dos métodos semiempíricos de capacidade de carga, procura-se o comprimento da estaca (L), que deve ser compatível com a capacidade de carga encontrada.

2.7 DIMENSÕES DOS BLOCOS DE COROAMENTO

Ao contrário das fundações diretas, onde as transmissões das cargas da superestrutura ao solo ocorrem diretamente através do próprio elemento de fundação, de modo geral, nas fundações profundas, a transmissão das cargas aos elementos da fundação não podem ser feitas de maneira direta. Faz-se a necessidade da utilização de um elemento de ligação entre o pilar (elemento da superestrutura) e as estacas (elementos de fundação). Geralmente, para ligar esses elementos usam-se blocos de coroamento, que é um bloco rígido de concreto armado (REBELLO, 2008).

As formas e dimensões dos blocos de coroamento são dependentes principalmente das dimensões e número de estacas. Conforme a quantidade de estacas necessárias para suportar o carregamento dos pilares, o bloco muda de dimensão, sendo assim, há uma proporção direta entre a quantidade de estacas e as dimensões dos blocos de coroamento (REBELLO, 2008).

2.7.1 Bloco para 1 estaca

Rebello (2008) estabelece alguns critérios para o estabelecimento das dimensões do bloco de uma única estaca, como:

- Prever uma distância mínima igual a 1 diâmetro da estaca entre seu eixo e as faces do bloco.
- O bloco deve ter altura mínima de duas vezes o diâmetro da estaca, ou 40 centímetros, adotando-se o maior dos dois valores.
- A estaca deve penetrar no bloco no mínimo 10 centímetros.

A Figura 10 apresenta os critérios considerados para a estimativa das dimensões do bloco de coroamento.

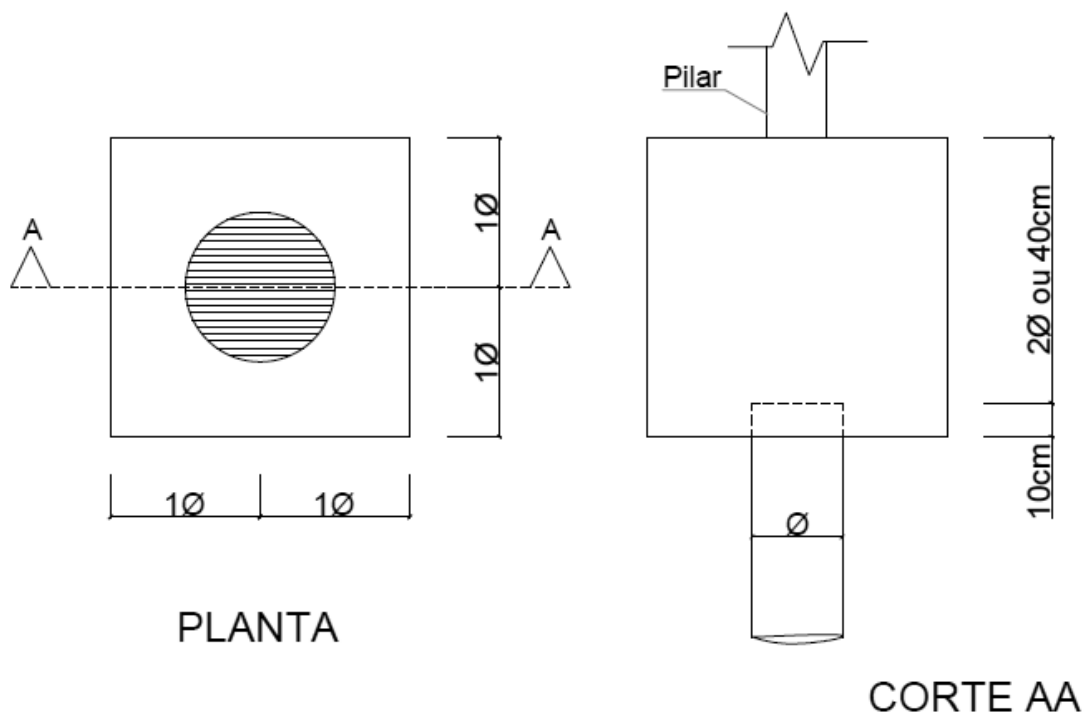


Figura 10: Critérios de dimensões para bloco de 1 estaca.

Fonte: Rebello, 2008.

2.7.2 Bloco para 2 estacas

As dimensões para o bloco sobre duas estacas obedecem aos mesmos critérios já vistos, no que diz respeito às distâncias entre o eixo da estaca e a face do bloco, como também para o afastamento entre as estacas. Para ser garantida a rigidez do bloco, e que não ocorram deformações, a sua altura deve ser tal que o ângulo formado entre o eixo da estaca e o eixo do pilar seja no mínimo 45° , sendo a altura mínima do bloco fixada em 40 centímetros (REBELLO, 2008).

A Figura 11 mostra as dimensões mínimas do bloco.

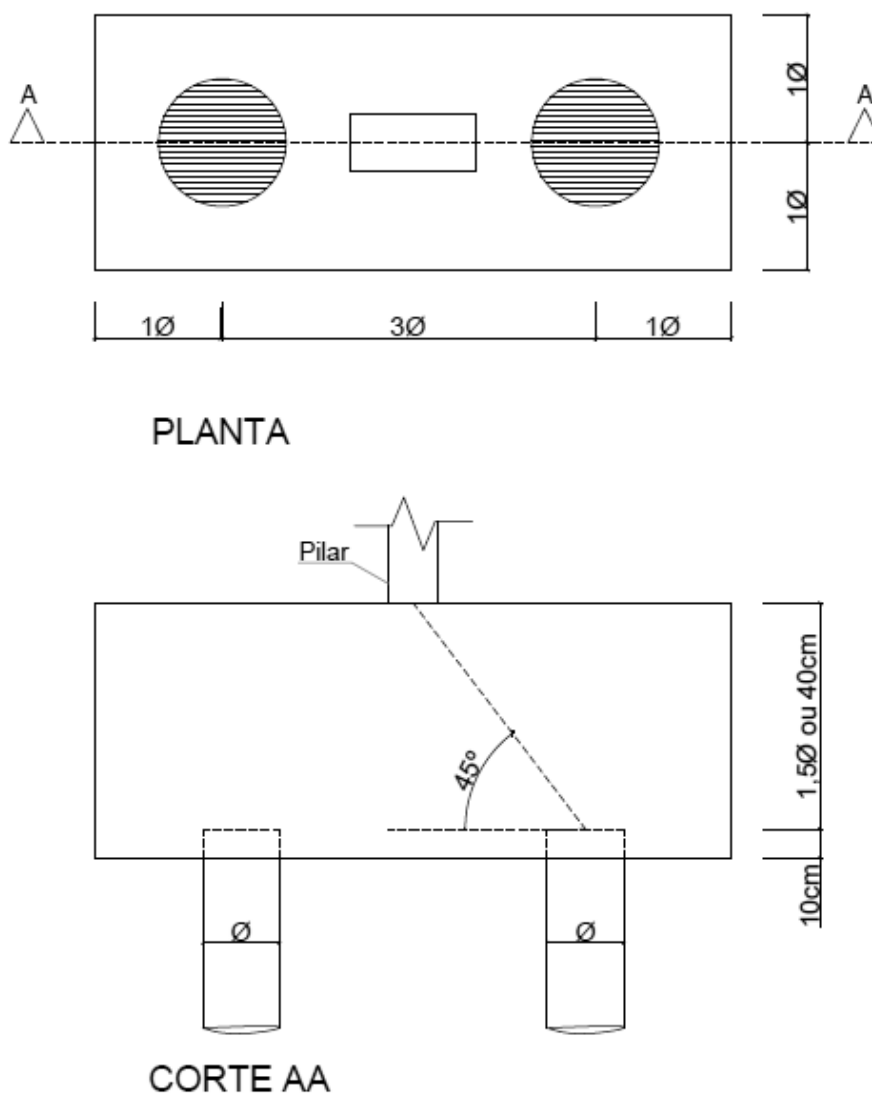


Figura 11: Critérios de dimensões para bloco de 2 estacas.

Fonte: Rebello, 2008.

2.7.3 Bloco para 3 estacas

De acordo com Rebello (2008), as mesmas considerações das dimensões para blocos de uma e duas estacas valem para o bloco sobre três estacas, assim como também o ângulo de 45° entre o eixo da estaca e o eixo do pilar continua valendo. Deve-se garantir que na disposição das estacas no bloco o centro de gravidade tanto das estacas, quanto do bloco se coincidam. A Figura 12 apresenta as disposições da geometria do bloco.

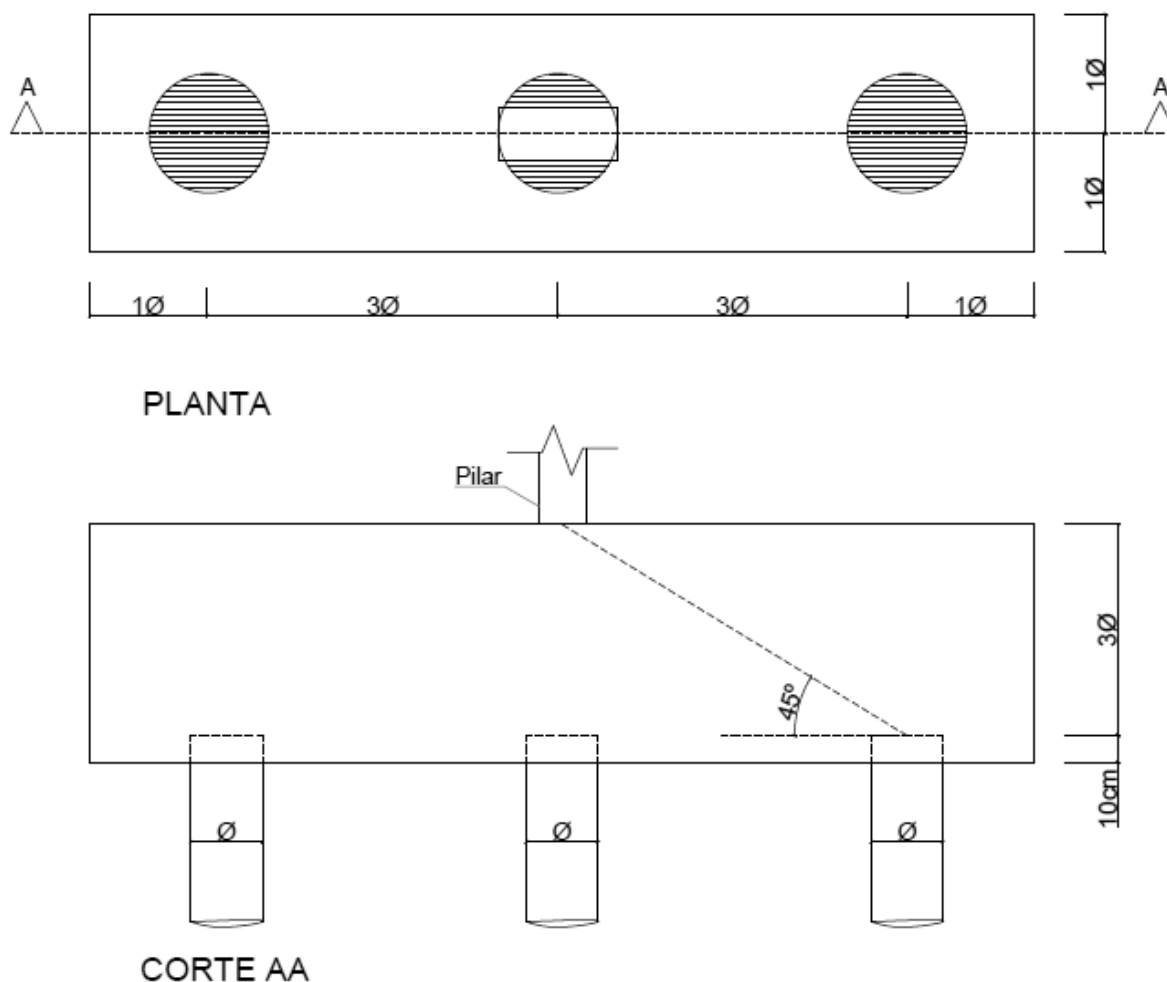


Figura 12: Critérios de dimensões para bloco de 3 estacas.

Fonte: Rebello, 2008.

2.7.4 Bloco para 4 estacas

Da mesma forma que para blocos sobre três estacas, Rebello (2008) sugere que todas as recomendações anteriores sejam mantidas para blocos sobre quatro estacas, conforme a Figura 13.

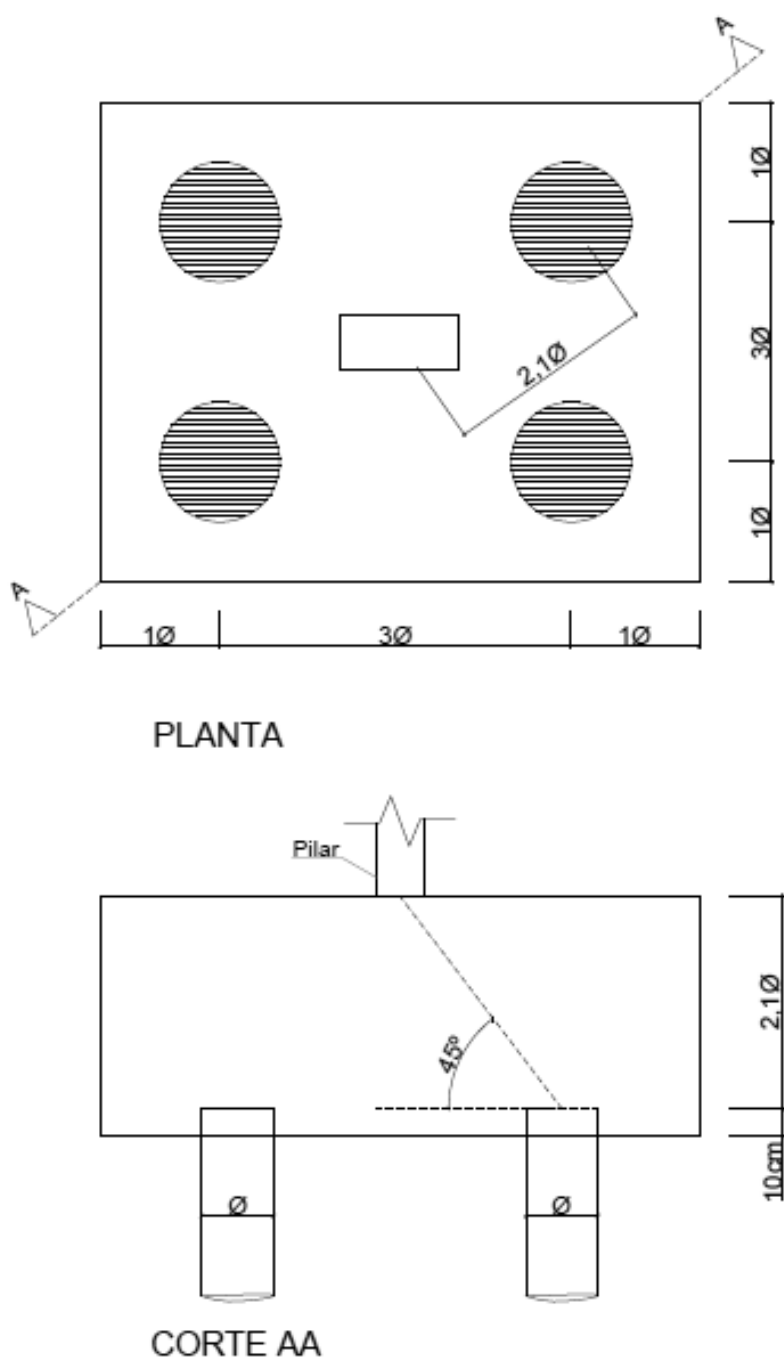


Figura 13: Critérios de dimensões para bloco de 4 estacas.
Fonte: Rebello, 2008.

2.7.5 Bloco para mais de 4 estacas

As recomendações de distâncias mínimas entre as estacas e entre as faces do bloco se mantêm para blocos sobre mais de quatro estacas (REBELLO, 2008). As Figuras 14 e 15 apresentam as geometrias mais comuns para um bloco com mais de quatro estacas e as distâncias mínimas a serem respeitadas.

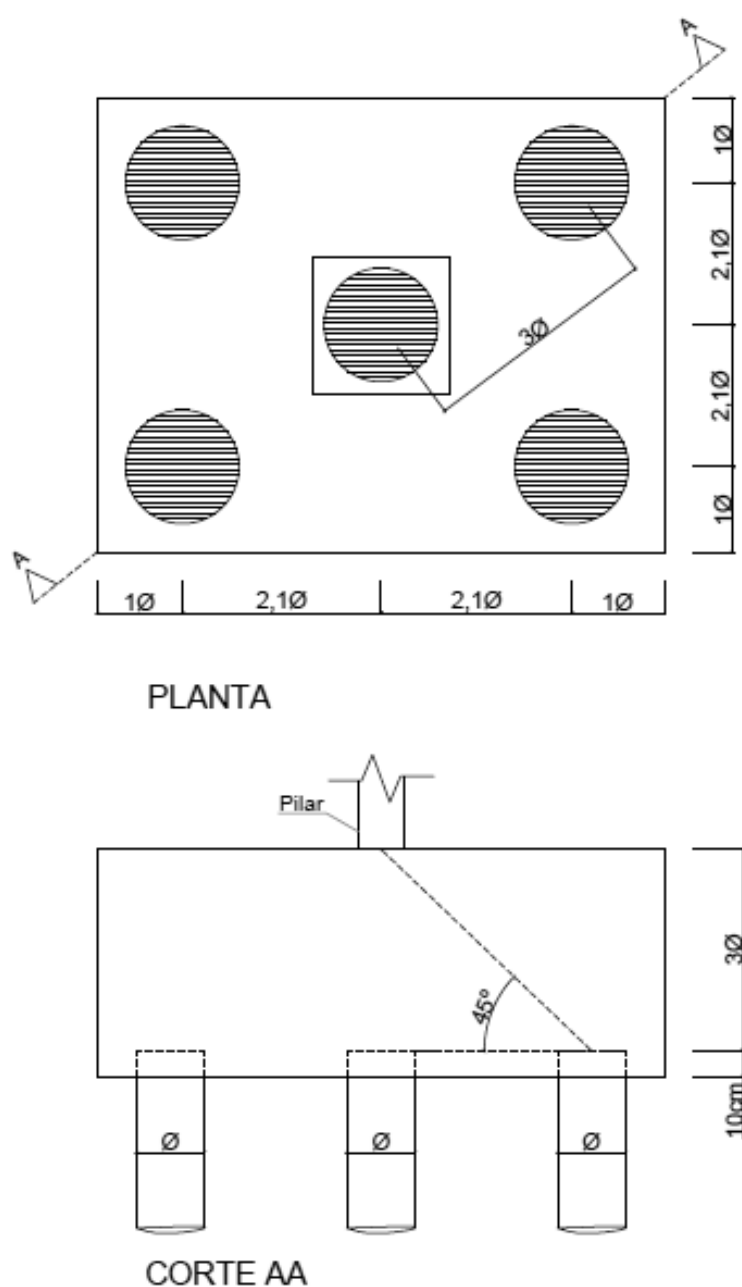
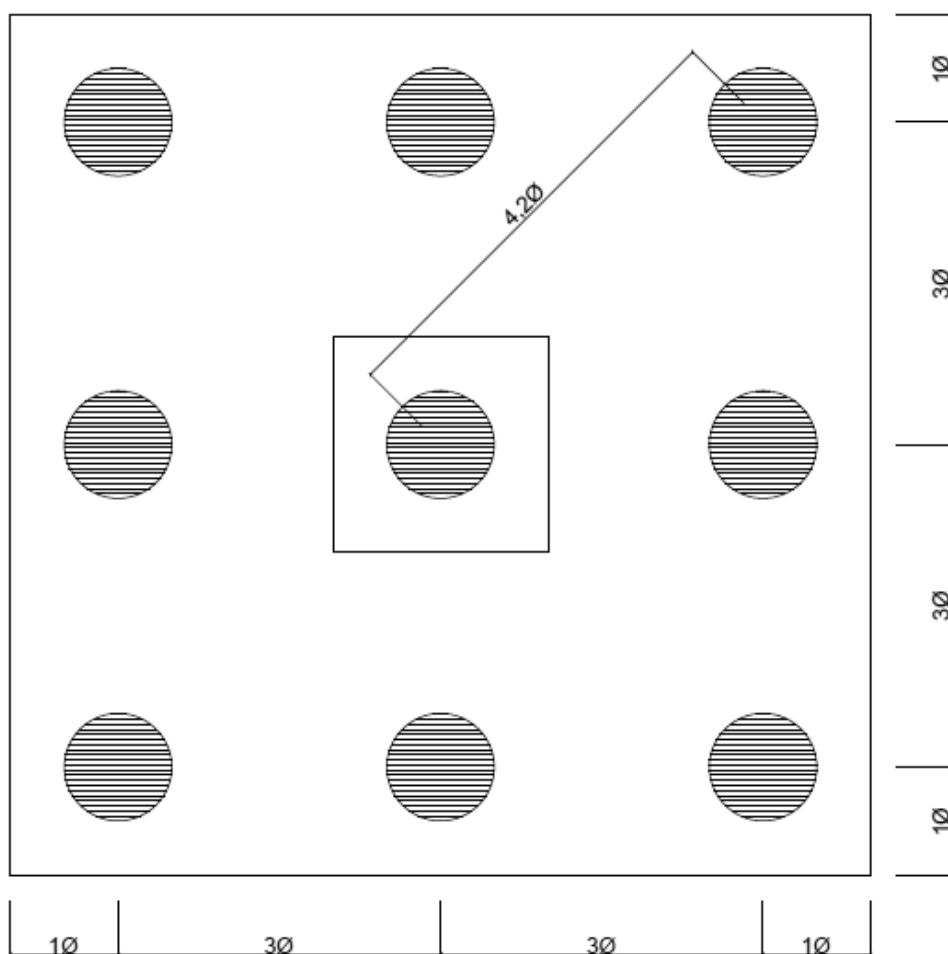
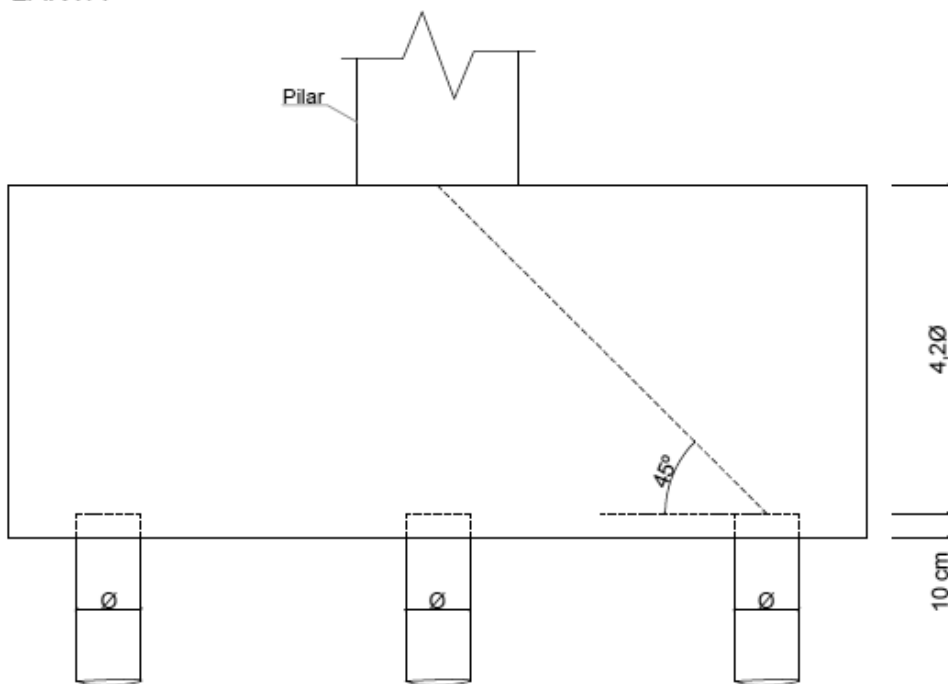


Figura 14: Critérios de dimensões para bloco de 5 estacas.
Fonte: Rebello, 2008.



PLANTA



CORTE AA

Figura 15: Critérios de dimensões para bloco de 9 estacas.

Fonte: Rebello, 2008.

2.8 MAPAS DE N_{SPT}

Um mapa geológico deve fornecer uma representação geral de todos os componentes de um meio geológico. O seu uso é importante para o planejamento do solo através de projetos, construções e manutenções, quando aplicados na engenharia civil (UNESCO, 1976 *apud* PEREIRA, 2016).

Segundo Pereira (2016) devem ser realizadas investigações, estudos e correlações de diversos dados para se obter a representação espacial de uma superfície. Dessa forma, o mapa fornece as diretrizes de uma determinada região ou parcela do solo, não dispensando, porém, a investigação própria para a obra que irá ser executada nessa área mapeada.

Pereira (2016) coletou dados de 248 furos de sondagens do município de Toledo – PR. A partir dessas sondagens de SPT (Standard Penetration Test), foi elaborado um banco de dados, contendo os valores de resistência à penetração do solo e profundidade do nível d'água e, posteriormente, com a utilização de programas específicos foram gerados mapas de N_{spt} para os 10 primeiros metros de profundidade.

2.9 INDICADORES DE PROJETO

Gusmão (2016) em seu trabalho apresenta uma metodologia de cálculo do carregamento vertical de uma edificação de “n” lajes. Através de estudos estatísticos de carga, em casos de obras de edificações, Gusmão (2016) sugere que a tensão média característica por laje da edificação, seja de 11,4 KN/m², conforme Figura 16.

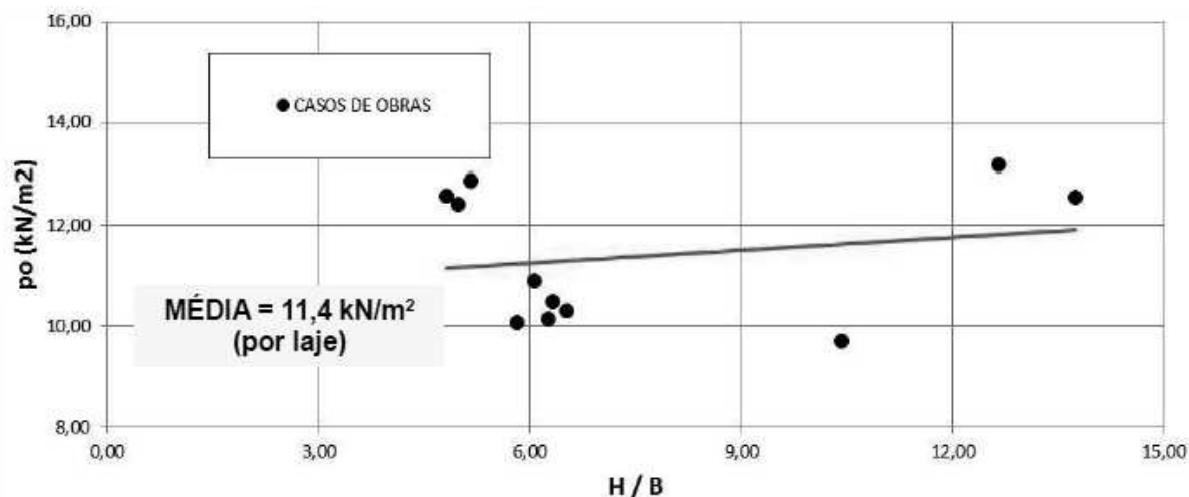


Figura 16: Tensão média característica de uma laje.

Fonte: Gusmão, 2016.

A Equação 4 apresenta a fórmula para o cálculo da tensão permanente total num prédio.

$$P_p = n P \quad (4)$$

Onde:

P_p é a tensão permanente total do prédio;

n é o número de lajes da edificação;

P é a tensão característica média.

A carga vertical total é estimada a partir do número de lajes de uma dada edificação. A Equação 5 apresenta a expressão para a sua estimativa.

$$V = P_p A_p = n P A_p \quad (5)$$

Onde:

V é a carga total;

A_p é a área total da laje;

P_p é a tensão permanente total;

n é o número de lajes da edificação;

P é a tensão característica média.

A quantidade de pilares de um edifício é estimada a partir da área da laje e da área de influência do mesmo. Através de dados estatísticos de casos de obra, Gusmão (2016) inferiu que a área de influência de um pilar é de 20 m² (Figura 17).

A divisão da carga total de um edifício pelo número de pilares fornece a carga média por pilar (GUSMÃO, 2016).

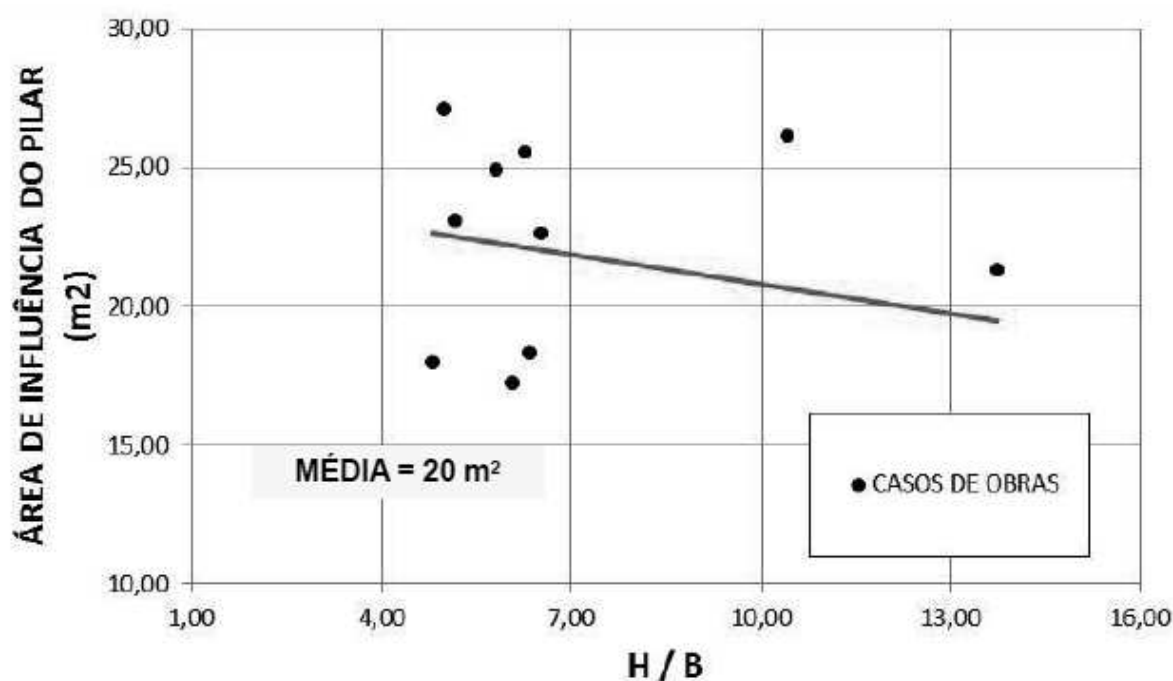


Figura 17: Área de influência do pilar.

Fonte: Gusmão, 2016.

O número de pilares do edifício e o carregamento médio por pilar é calculado através das Equações 6 e 7, respectivamente.

$$N_p = \frac{A_p}{A_{\text{pilar}}} \quad (6)$$

Onde:

N_p é o número de pilares;

A_p é a área total da laje;

A_{pilar} é a área de influência do pilar (20 m²).

$$Vm = \frac{V}{Np} \quad (7)$$

Onde:

Vm é a carga média por pilar;

V é a carga total do edifício;

Np é o número de pilares.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 DESCRIÇÃO DO ESTUDO DE CASO

Um edifício residencial fictício de múltiplos andares foi analisado de modo a se obter as cargas verticais permanentes atuantes na fundação. O número de lajes variou de dois em dois até o total de dezesseis pavimentos. A área de cada laje do edifício foi considerada de 400,00 m².

Adotou-se como área de influência de cada pilar o valor de 20,00 m² (GUSMÃO, 2016), desse modo, o edifício fictício possui vinte pilares (400,00 m² / 20,00 m²). Todos os pilares recebem o mesmo carregamento, sendo este vertical e centralizado.

3.1.1 Caracterização do solo local

A caracterização do solo local foi estabelecida tomando-se por base mapas de Nspt do solo de Toledo-PR, desenvolvido por Pereira (2016). As sondagens são limitadas até o décimo metro de profundidade e, apresentaram um solo predominantemente argiloso. Os mapas de Nspt utilizaram 248 sondagens e estão situados no Anexo A.

Os dados da resistência à penetração do solo (Nspt) foram extraídos de um dado local do bairro Vila Becker, uma vez que esse local apresentou os maiores índices de resistência, conforme Pereira (2016). A Figura 18 apresenta a localização das 248 sondagens (utilizadas por Pereira (2016) para a elaboração dos mapas) e o local do perfil de solo estudado neste trabalho. A Figura 19 apresenta os valores de Nspt do solo do local referenciado.

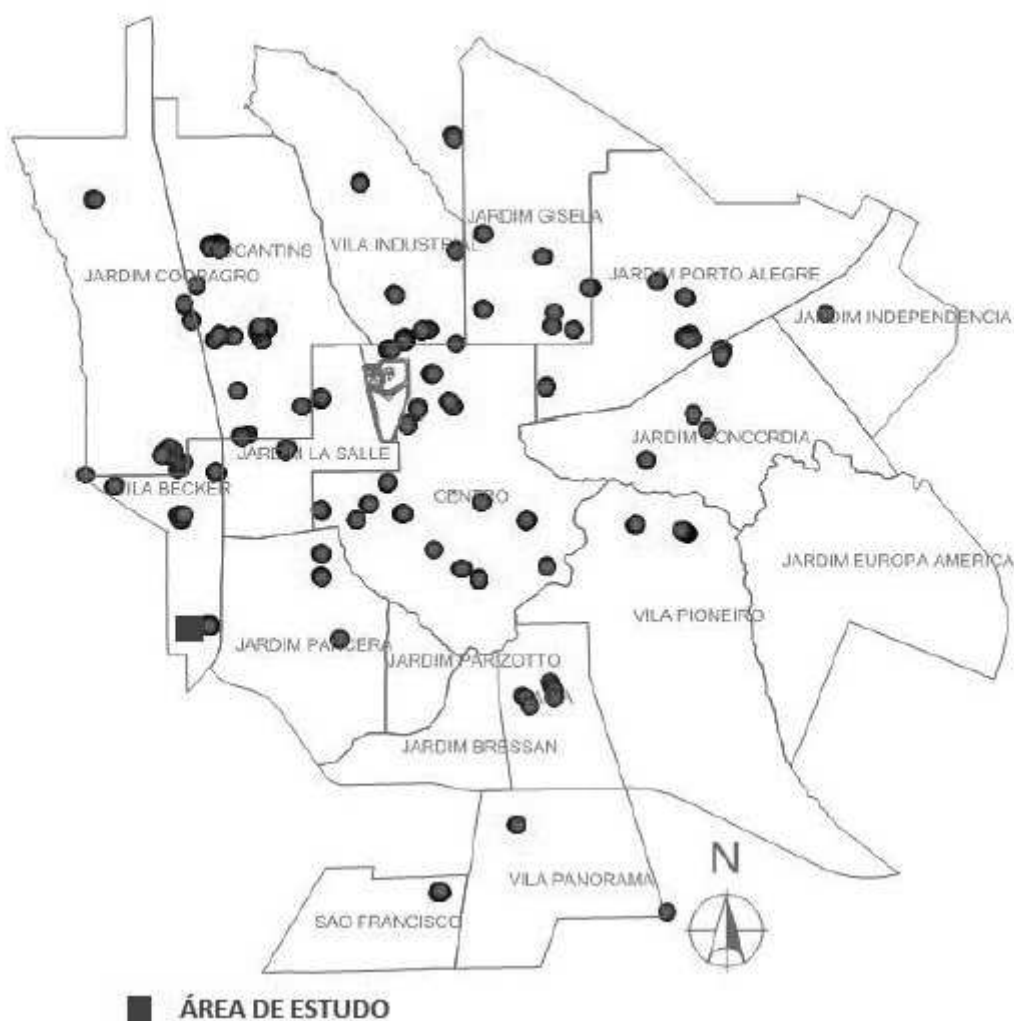


Figura 18: Localização das sondagens e da área de estudo.
Fonte: Pereira, 2016.

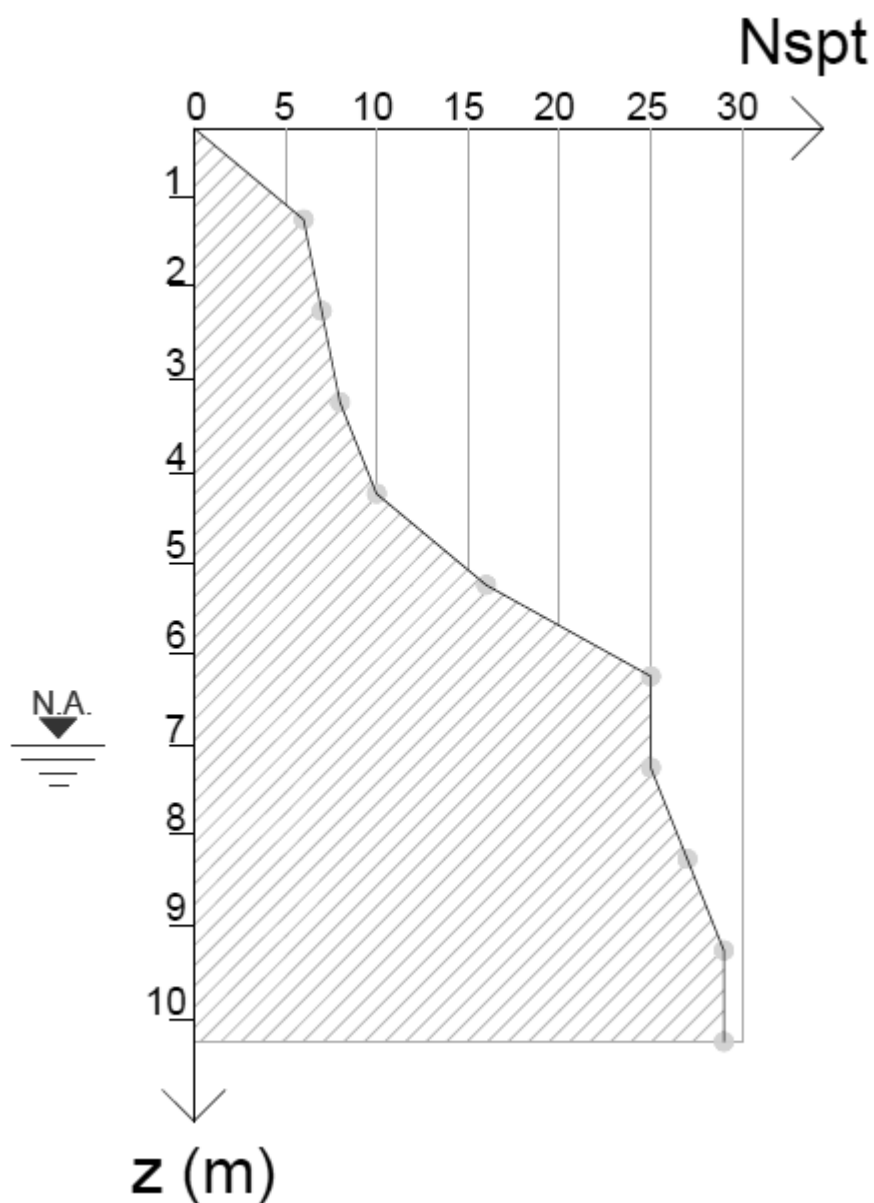


Figura 19: Valores de resistência à penetração do solo (N_{spt}) da área de estudo.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DA PESQUISA

O presente trabalho trata-se de uma pesquisa bibliográfica sobre estacas e da aplicação dos métodos semiempíricos de Décourt-Quaresma, Teixeira e Aoki-Velloso de capacidade de carga a um estudo de caso.

3.3 MÉTODOS DE ANÁLISE DOS DADOS

De acordo com os mapas de N_{spt} desenvolvido por Pereira (2016), escolheu-se a região da Vila Becker como o local de análise do desempenho das estacas, sendo assim, foram extraídos os valores de resistência à penetração do solo (N_{spt}) apresentados no item 3.1.1.

A estimativa da capacidade de carga das estacas foi realizada através dos métodos semiempíricos de Décourt-Quaresma, Teixeira e Aoki-Velloso, apresentados nos itens 2.4.1, 2.4.2 e 2.4.3, respectivamente. No processo de cálculo da capacidade de carga admissível das fundações, adotou-se o critério da NBR 6122 (ABNT, 2010), ou seja, o fator de segurança global e o fator de segurança particular proposto pelo método foram comparados e, utilizou-se o menor desses valores.

Os perfis e as seções transversais das estacas foram escolhidos de modo a se ter relativa igualdade nas cargas de catálogos, ou seja, na carga máxima suportada pelo elemento estrutural estaca. Sendo assim, optou-se por um perfil metálico HP 310 x 79,0 de 1683 kN de carga estrutural admissível. Para a estaca hélice contínua, a capacidade de carga foi estimada considerando a estaca com diâmetro de 50 centímetros e uma carga de catálogo de 1300 kN. Finalmente, para a estaca pré-moldada de concreto centrifugado (seção vazada), o diâmetro escolhido foi de 42 centímetros, com carga de catálogo de 1150 kN.

Definidas as seções transversais das estacas, alguns critérios de projeto foram estabelecidos, como por exemplo, o critério de parada em função da resistência à penetração do solo (N_{spt}). Atendendo esses critérios, o comprimento de todos os tipos de estacas foi fixado em 10 metros de profundidade.

Para cada alternativa de fundação verificou-se o quantitativo de estacas, em função do carregamento vertical médio por pilar da edificação residencial fictícia. As cargas verticais foram estimadas com base no trabalho de Gusmão (2016).

Como a estimativa da capacidade de carga foi realizada através de três diferentes métodos semiempíricos, para a determinação do seu valor médio de projeto, buscou-se adotar a capacidade de carga média, definida entre os valores cujo desvio não ultrapassasse um intervalo de 30% da média.

Os blocos de coroamento dos diferentes tipos e quantidades de estacas tiveram suas dimensões calculadas através dos critérios e métodos estabelecidos por Rebello (2008), apresentados no item 2.7.

Por fim, realizou-se uma estimativa de custos das opções propostas, levando-se em conta somente o volume de concreto necessário para cada tipo de bloco. Para tal estimativa, utilizou-se o preço dos insumos e composições do SINAPI de agosto de 2016. Os quantitativos foram avaliados de modo a se obter a solução mais econômica.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS

a) Estaca tipo hélice contínua

Os valores de capacidade de carga da estaca do tipo hélice contínua foram obtidos através de três métodos semiempíricos, apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 – Qadm para estaca hélice contínua.

Método	Qadm (kN)
Aoki-Velloso	466,27
Décourt-Quaresma	415,26
Teixeira	695,33
Média 1	525,62

A capacidade de carga estimada pelo método de Teixeira mostrou-se maior que 30% da Média 1, apresentada na Tabela 11 . Dessa forma, fez-se necessário descartar o valor obtido através do método de Teixeira e, calculou-se uma nova média para os valores restantes, conforme Tabela 12.

Tabela 12 – Qadm recalculado para estaca hélice contínua.

Método	Qadm (kN)
Aoki-Velloso	466,27
Décourt-Quaresma	415,26
Média 2	440,76

A média 2 foi o valor da capacidade de carga admissível utilizada para a estaca do tipo hélice contínua.

b) Estaca metálica

O formato e as dimensões do perfil metálico HP 310 x 79,0 são apresentados na Figura 19 e na Tabela 13.

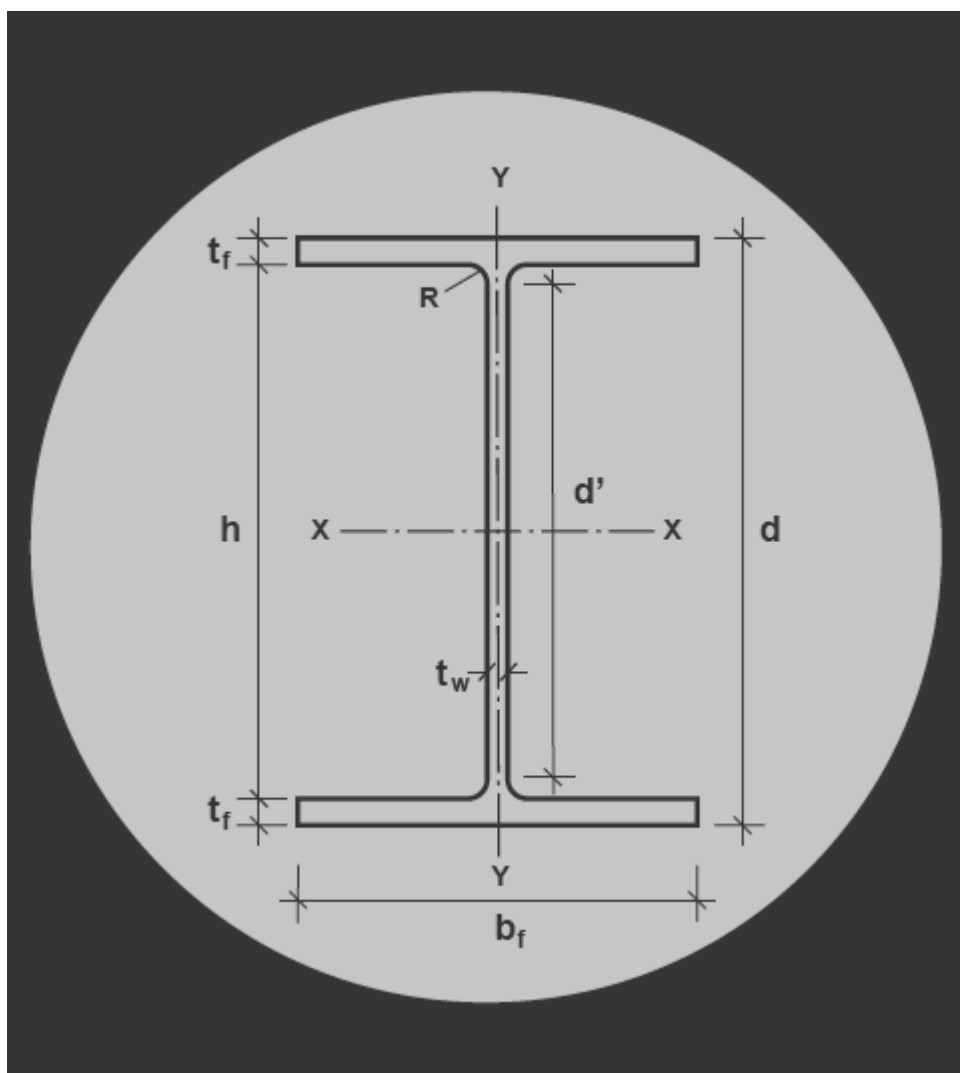


Figura 20: Modelo de perfil metálico.

Fonte: Gerdau, 2015.

Tabela 13 – Dimensões do perfil metálico.

Designação (mm x kg/m)	d (mm)	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)	h (mm)
HP 310 x 79,0	299	306	11	11	277

Fonte: Gerdau (2015).

Seguindo as diretrizes da NBR 6122 (ABNT, 2010), foi descontado do perfil metálico uma espessura de sacrifício de 1,5 milímetros, equivalente a argila orgânica e solos porosos não saturados. A resistência de ponta foi calculada considerando a ponta fechada. A Tabela 14 apresenta a capacidade de carga admissível.

Tabela 14 – Q_{adm} para estaca pré-moldada metálica.

Método	Q_{adm} (kN)
Aoki-Velloso	682,68
Décourt-Quaresma	489,13
Teixeira	593,31
Média	588,37

A média apresentada na Tabela 14 (588,37 kN) é o valor de capacidade de carga admissível da estaca metálica.

c) Estaca pré-moldada de concreto

As capacidades de cargas obtidas através de três métodos semiempíricos estão apresentadas na Tabela 15.

Tabela 15 – Q_{adm} para estaca pré-moldada de concreto.

Método	Q_{adm} (kN)
Aoki-Velloso	627,64
Décourt-Quaresma	477,94
Teixeira	566,23
Média	557,27

A média apresentada na Tabela 15 (557,27 kN) é o valor de capacidade de carga admissível da estaca pré-moldada de concreto.

4.2 QUANTIDADES DE ESTACAS

A quantidade de estacas necessária para suportar o carregamento do edifício fictício foi calculada para as três alternativas de fundação profunda.

Com a finalidade de se realizar uma análise técnica-econômica para diferentes valores de carregamentos, as cargas do edifício fictício foram estimadas em função da sua altura (2 a 16 pavimentos). A Tabela 16 apresenta os valores do carregamento vertical permanente estimados para cada pilar do edifício fictício.

Tabela 16 – Carregamento vertical permanente em cada pilar (kN).

Número de Lajes	Carregamento vertical permanente em cada pilar (kN)
16	3.578,69
14	3.131,35
12	2.684,02
10	2.236,68
8	1.789,34
6	1.342,01
4	894,67
2	447,34

A quantidade de estacas de 10 metros de comprimento foi estimada considerando-se as cargas verticais permanentes em cada pilar. A Tabela 17 apresenta os resultados.

Observa-se na Tabela 17 que as estacas do tipo metálica e pré-moldada de concreto, necessitam de menos elementos de fundação do que as do tipo hélice contínua, para um mesmo carregamento vertical permanente. Também fica evidente a igualdade do número de estacas para o mesmo carregamento, (exceto para 10 lajes), entre as pré-moldadas de concreto centrifugado e metálicas.

Dessa forma, analisando-se somente o fator técnico, a estaca do tipo metálica destaca-se como a melhor alternativa de fundação, uma vez que necessita de menor quantidade de estacas e possui a maior capacidade de carga do que as demais, para o mesmo perfil geotécnico.

Tabela 17 – Quantidade de estacas conforme número de lajes.

Número de lajes	Tipo de estaca		
	Hél.contínua	Pré-moldada de concreto	Pré-moldada metálica
16	9	7	7
14	8	6	6
12	7	5	5
10	6	5	4
8	5	4	4
6	4	3	3
4	3	2	2
2	2	1	1

4.3 DIMENSÕES DOS BLOCOS DE COROAMENTO

As dimensões geométricas dos blocos de coroamento foram estimadas obedecendo-se aos critérios mínimos de afastamento entre as estacas e entre as faces dos blocos, conforme item 2.7. Para o cálculo das dimensões dos blocos sobre as estacas metálicas, o valor correspondente ao diâmetro do círculo circunscrito dentro do perfil metálico HP 310 x 79,0 foi considerado como sendo o diâmetro da estaca. Desse modo, o diâmetro adotado foi de 43 centímetros. Para as demais alternativas de estacas o seu diâmetro real foi utilizado.

A Tabela 18 apresenta o volume em m³ dos blocos de coroamento, para cada tipo de estaca, conforme a variação do número de lajes do edifício.

O Gráfico 1 apresenta a relação entre o número de lajes do edifício fictício e o volume estimado dos blocos de coroamento para as três soluções analisadas.

Tabela 18 – Volume dos blocos (m³), conforme o número de lajes.

Número de lajes	Tipo de estaca		
	Hél.contínua	Pré-moldada de concreto	Pré-moldada metálica
16	35,5	20,6	22,1
14	34,0	10,6	11,4
12	34,6	9,2	9,9
10	17,8	9,2	4,6
8	15,4	4,3	4,6
6	7,2	3,8	4,1
4	6,4	1,3	1,4
2	2,1	0,7	0,7

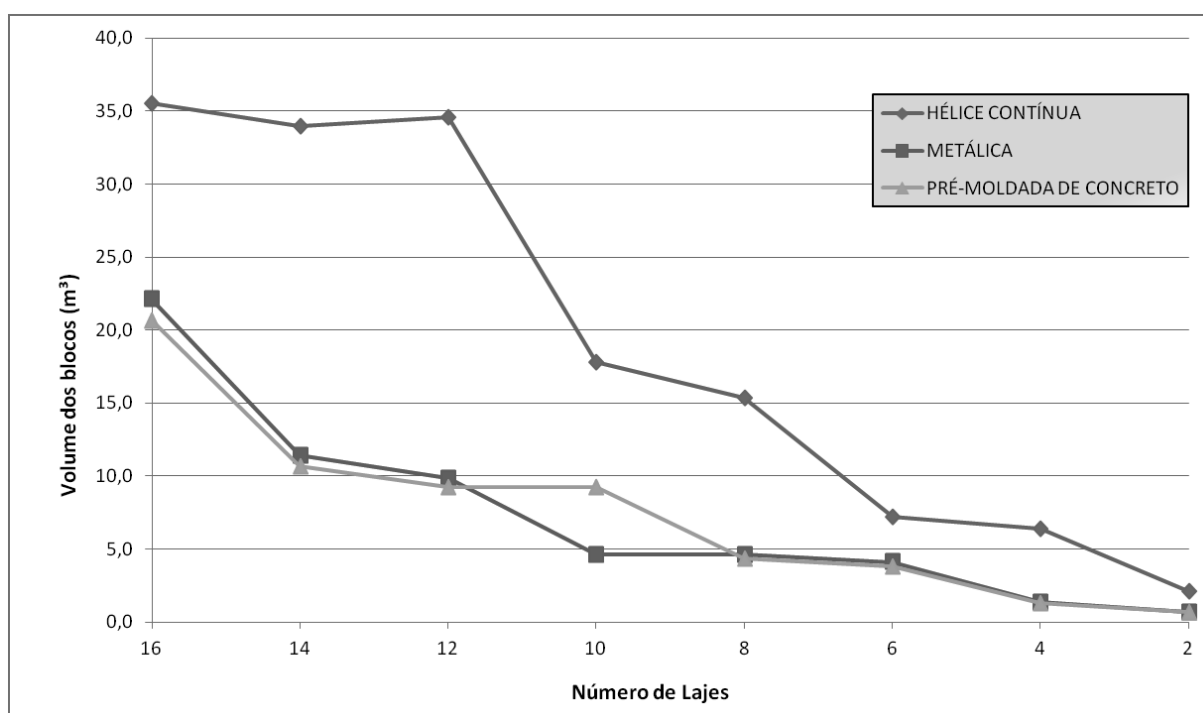


Gráfico 1 – Dimensões dos blocos de coroamento das estacas .

Comparando os volumes dos blocos para as diferentes alternativas de estacas, vê-se a semelhança entre as estacas pré-moldada de concreto e metálica, devido ao fato de as mesmas apresentarem diâmetros e capacidade de carga parecidos. Já os blocos sobre estacas do tipo hélice contínua, apresentaram dimensões maiores que os blocos sobre as outras alternativas de estacas, sendo

que, para determinados carregamentos, essas dimensões representaram aproximadamente 70% a mais de volume de concreto. Justifica-se isso pelo fato de a estaca hélice contínua possuir maior diâmetro e menor capacidade de carga que as demais.

4.4 ESTIMATIVAS DE CUSTOS

Os custos dos blocos de coroamento para as diferentes alternativas de estacas foram estimados utilizando os valores dos insumos não desonerados disponíveis no SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisas de Custos e Índices da Construção Civil) do mês de agosto de 2016. A estimativa do custo considera somente a quantidade de concreto usinado de 30 MPa (incluindo o lançamento) necessária para os blocos, desprezando os custos relativos ao uso de fôrmas e armação, assim como também dos serviços de mão de obra para a execução dos blocos.

Os custos das estacas no que se refere ao transporte, manuseio, instalação, além do próprio elemento de fundação, não foram computados. Pois, a viabilidade de execução da fundação depende do volume do bloco, ou seja, do porte da obra. O valor do m³ do concreto segundo o SINAPI é de R\$ 274,68.

A Tabela 19 apresenta os custos dos blocos de coroamento.

O Gráfico 2 apresenta a relação entre o número de lajes e a estimativa dos custos dos blocos de coroamento para as três soluções analisadas.

Tabela 19 – Custo dos blocos (R\$), conforme o número de lajes.

Número de lajes	Tipo de estaca		
	Hél.contínua	Pré-moldada de concreto	Pré-moldada metálica
16	9.762,40	5.666,20	6.074,40
14	9.335,30	2.924,10	3.133,20
12	9.492,90	2.533,10	2.713,70
10	4.881,20	2.533,10	1.273,50
8	4.223,50	1.189,50	1.273,50
6	1.974,30	1.054,30	1.129,50
4	1.758,0	353,70	378,40
2	583,70	182,20	195,00

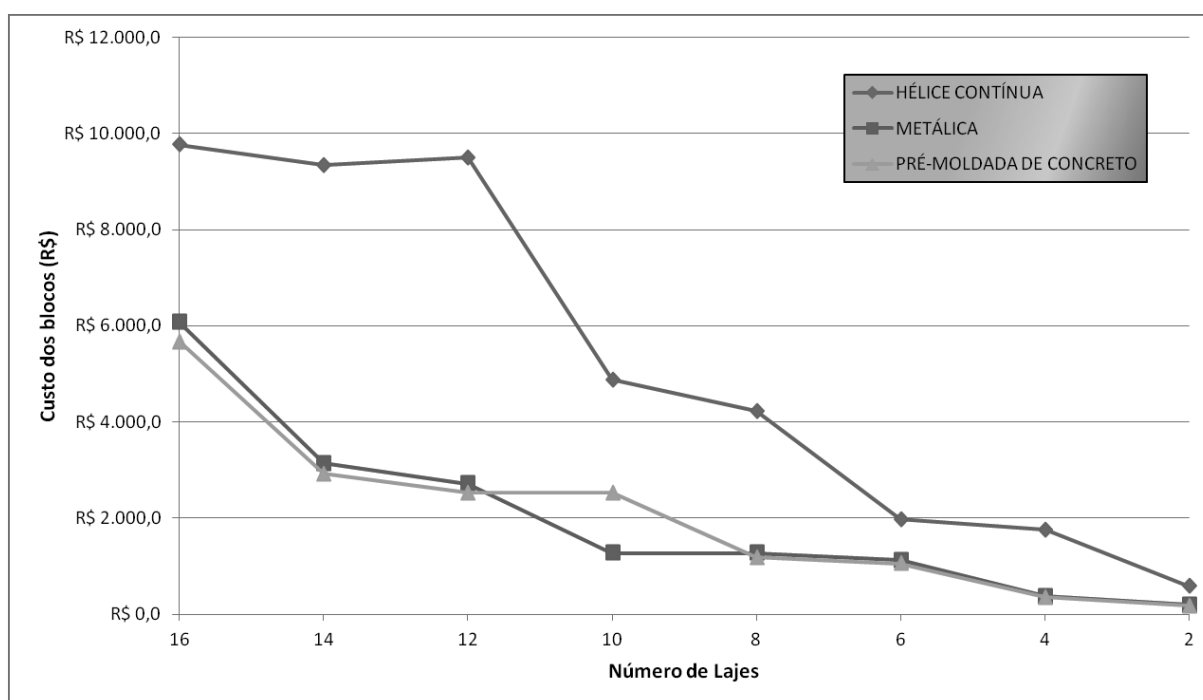


Gráfico 2 – Estimativa dos custos dos blocos de coroamento das estacas.

De um modo geral, a solução mais econômica é a estaca pré-moldada de concreto. Entretanto, para um carregamento de 10 lajes a estaca do tipo metálica apresenta-se como uma alternativa mais econômica, uma vez que necessita de menos quantidade de estacas.

Observa-se que a estaca do tipo hélice contínua é a menos vantajosa tanto no sentido técnico quanto econômico. Fato esse que é comprovado para 12 lajes,

onde a diferença de custo do bloco de coroamento entre a estaca tipo hélice contínua e a estaca pré-moldada de concreto é de aproximadamente 73%.

O Gráfico 2 sugere que há uma aproximação de custo entre as alternativas de estacas conforme o número de lajes diminui, fato este que se comprova para o carregamento de 6 lajes, onde a diferença de custo entre a estaca pré-moldada de concreto (mais vantajosa) e a do tipo hélice contínua (menos vantajosa), diminui para 47%.

5 CONCLUSÃO

Com base nas estimativas de capacidade de carga, através dos métodos semiempíricos analisados, observou-se que a estaca do tipo metálica é a alternativa tecnicamente mais vantajosa para o perfil geotécnico em análise. Isso se deve ao fato de a estaca metálica apresentar a maior capacidade de carga entre as alternativas analisadas. Porém, a estaca do tipo pré-moldada de concreto também pode ser uma alternativa a ser utilizada, uma vez que, apresentou resultados semelhantes de capacidade de carga e de quantitativo de estacas.

Quando se comparou os custos dos blocos de coroamento das três alternativas de estacas, a escolha mais vantajosa é a estaca do tipo pré-moldada de concreto. Para determinados números de lajes a economia foi mais de 70% em relação à estaca do tipo hélice contínua (menos vantajosa economicamente).

A escolha da fundação ideal deve ser aquela que apresenta a melhor solução técnica e econômica, pois dessa forma irá gerar o melhor custo-benefício da obra a ser executada. Sendo assim, tanto as estacas metálicas, quanto as estacas do tipo pré-moldada de concreto apresentaram-se como alternativas técnica e economicamente viáveis, uma vez que possuem valores semelhantes em ambos os sentidos, para o perfil geotécnico analisado.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Buscando maior precisão da análise econômica para as três alternativas de estacas, os seguintes estudos são sugeridos:

- Estimar o custo das alternativas de estacas, avaliando o preço dos perfis dos elementos estruturais, transporte, execução e mobilização.
- Estimar o custo dos blocos de coroamentos das estacas avaliando o custo de todos os materiais e da mão de obra envolvida.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA NETO, José Albuquerque de. **Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega – Aspectos executivos**. 2002. 174 f. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002.

ALONSO, Urbano Rodriguez. Execução de fundações profundas: estacas pré-moldadas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (Org.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

ALVES, Antônio Marcos de Lima; LOPES, Francisco de Rezende. Estacas de Deslocamentos: Tipos, Aplicações e Controle da Execução. In: SEMINÁRIO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS, 2004, Porto Alegre. **Anais ...** Porto Alegre: ABMS, 2004.

ANTUNES, William Roberto; TAROZZO, Hélvio. Execução de fundações profundas: estacas tipo hélice contínua. In: HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (Org.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

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

CABETTE, Jean Felix. **Análise dos métodos semi-empíricos utilizados para a estimativa da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico**. 2014. 160 f. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2014.

CABETTE, Jean Felix; MURAKAMI, Daniel. Ajuste das fórmulas dinâmicas com base em ensaios de carregamento dinâmicos para a estimativa da capacidade de carga em estacas pré-fabricadas de concreto. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 17., 2014, Goiânia. **Artigo ...** Goiânia: EPUSP, 2014.

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

DÉCOURT, Luciano; QUARESMA, Arthur R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais ...** Rio de Janeiro: 1978.

DÉCOURT, Luciano. **Previsão da capacidade de estacas com base nos ensaios SPT e CPT.** Divisão Técnica de Mecânica dos Solos e Fundações – Instituto de Engenharia, São Paulo, 1996.

ECV, Fundações. **Colocação da armadura.** 2016. 1 fotografia. Disponível em: <<https://sites.google.com/site/ecvfundacoes/obrafundaes026.jpg>>. Acesso em: 15 de Agosto de 2016.

FUNGEO, Fundações e Geologia. **Perfuração de uma Estaca Hélice Contínua sobre caminhão.** 2016. 1 fotografia. Disponível em: <<http://www.fungeo.com.br/wpcontent/uploads/2014/04/403dca4e75c872dad3c395084dbf610e1.jpg>>. Acesso em: 15 de Agosto de 2016.

GERDAU. **Manual de estacas metálicas Gerdau.** 8. ed. 2015.

GONÇALVES, Sérgio Fernandes. **Estudo do comportamento à compressão de estacas metálicas curtas em solo sedimentar.** 2008. 113 f. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2008.

GUSMÃO, Alexandre Duarte. Estacas Metálicas: aspectos de projeto e execução. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2016, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: ABMS, 2016.

JOPPERT JÚNIOR, Ivan. **Fundações e contenções de edifícios.** 1 ed. São Paulo: Pini, 2007.

PANNONI, Fabio Domingos. Gerdau Açominas. **Durabilidade de estacas metálicas cravadas no solo.** São Paulo, 2008.

PANNONI, Fabio Domingos et al. Estacas Metálicas Gerdau. **Coletânea do Uso do aço**, 3 ed. São Paulo, 2008.

PEREIRA, Diego Fernando. **Mapeamento geotécnico: estudo das propriedades geotécnicas do solo de Toledo-PR**. 2016. 80 f. Trabalho de Conclusão de Curso. Centro Universitário Assis Gurgacz. Cascavel, 2016.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. São Paulo: Ziguarte Editora, 2008.

SILVA, Leandro I. da; FERREIRA, Silvio R. de M. Avaliação dos Métodos de Previsão e Controle de Capacidade de Carga em Estacas Tipo Perfil Metálico "H". In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 17., 2014, Goiânia. **Artigo ...** Goiânia: UFP, 2014.

SIMONS, Noel; MENZIES, Bruce. **Soil-structure Engineering of deep Foundations, Excavations and Tunnels**. 1 ed. London: ThomasTelford Publishing, 2004.

TEIXEIRA, Alberto Henriques. Projeto e Execução de Fundações. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3., 1996, São Paulo. **Anais ...** São Paulo: 1996.

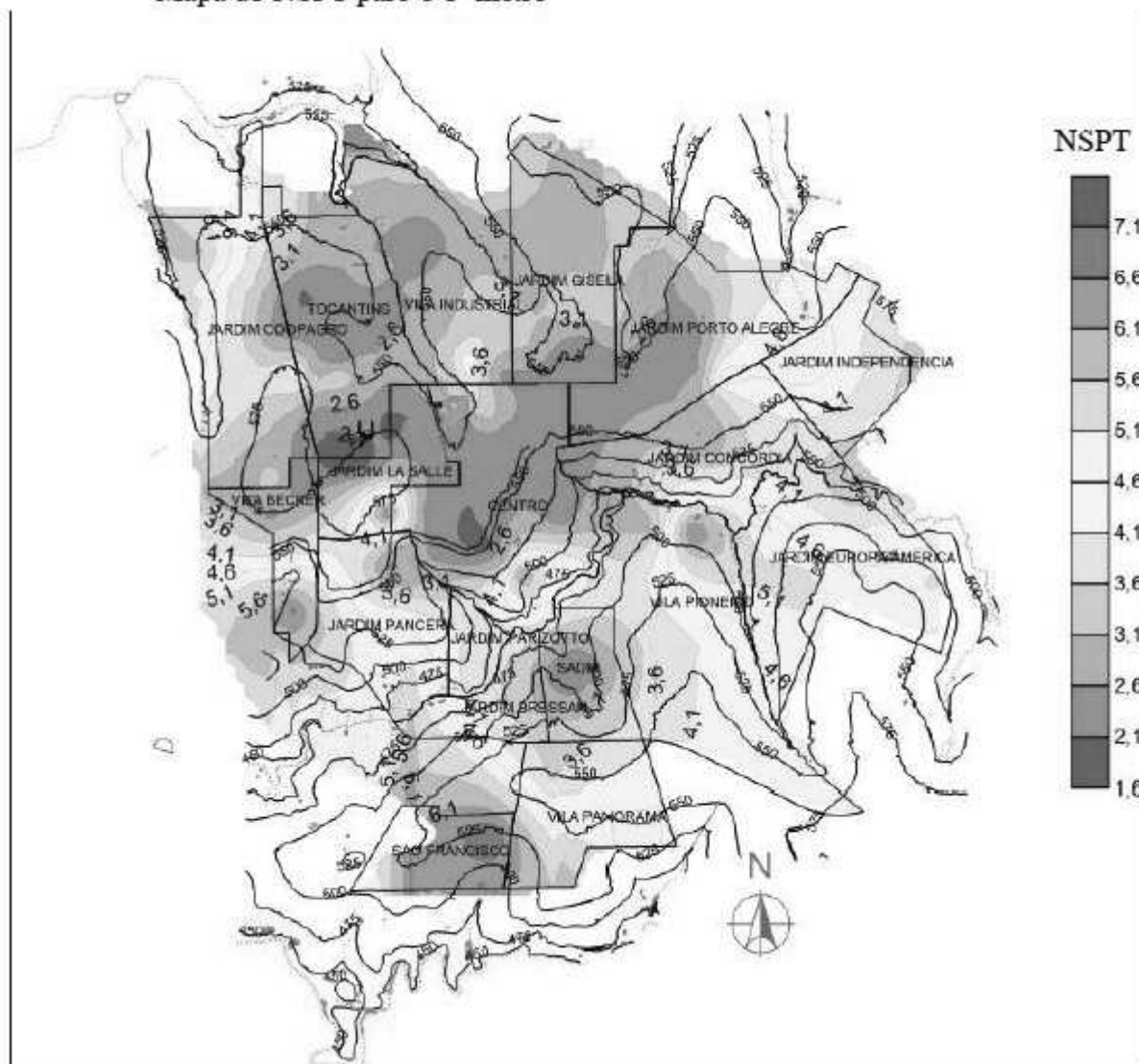
VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações Volume 2**. 1 ed. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 2002.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações Volume 2**. Nova ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VPA, Equipamentos. **Martelo vibratório**. 2017. 1 fotografia. Disponível em: <<http://www.vpaequipamentos.com.br/martelo-vibratorio>>. Acesso em: 10 de Maio de 2017.

ANEXO A.1 – MAPA DE NSPT

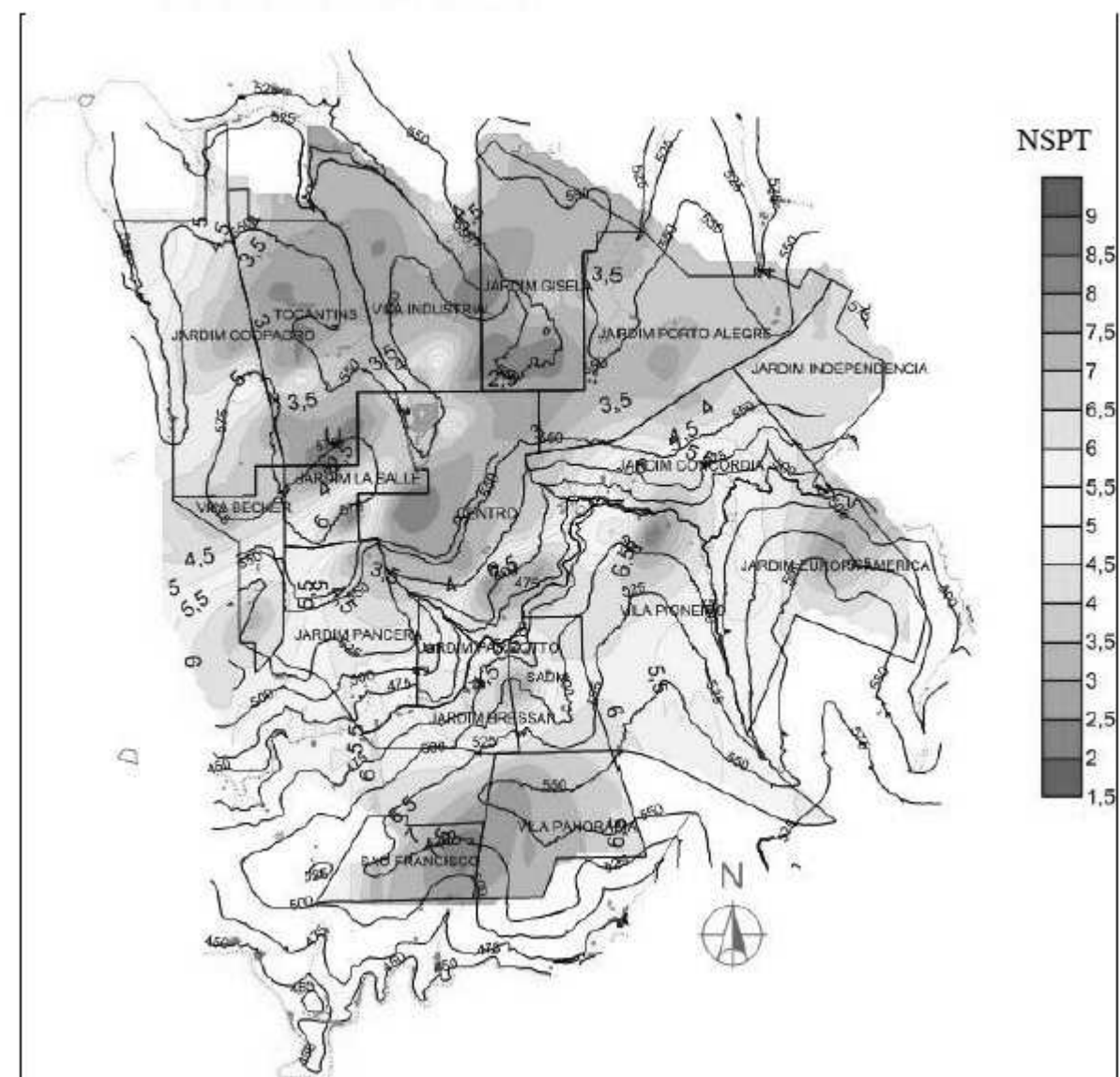
Mapa do NSPT para o 1º metro



Fonte: Pereira (2016).

ANEXO A.2 – MAPA DE N_{SPT}

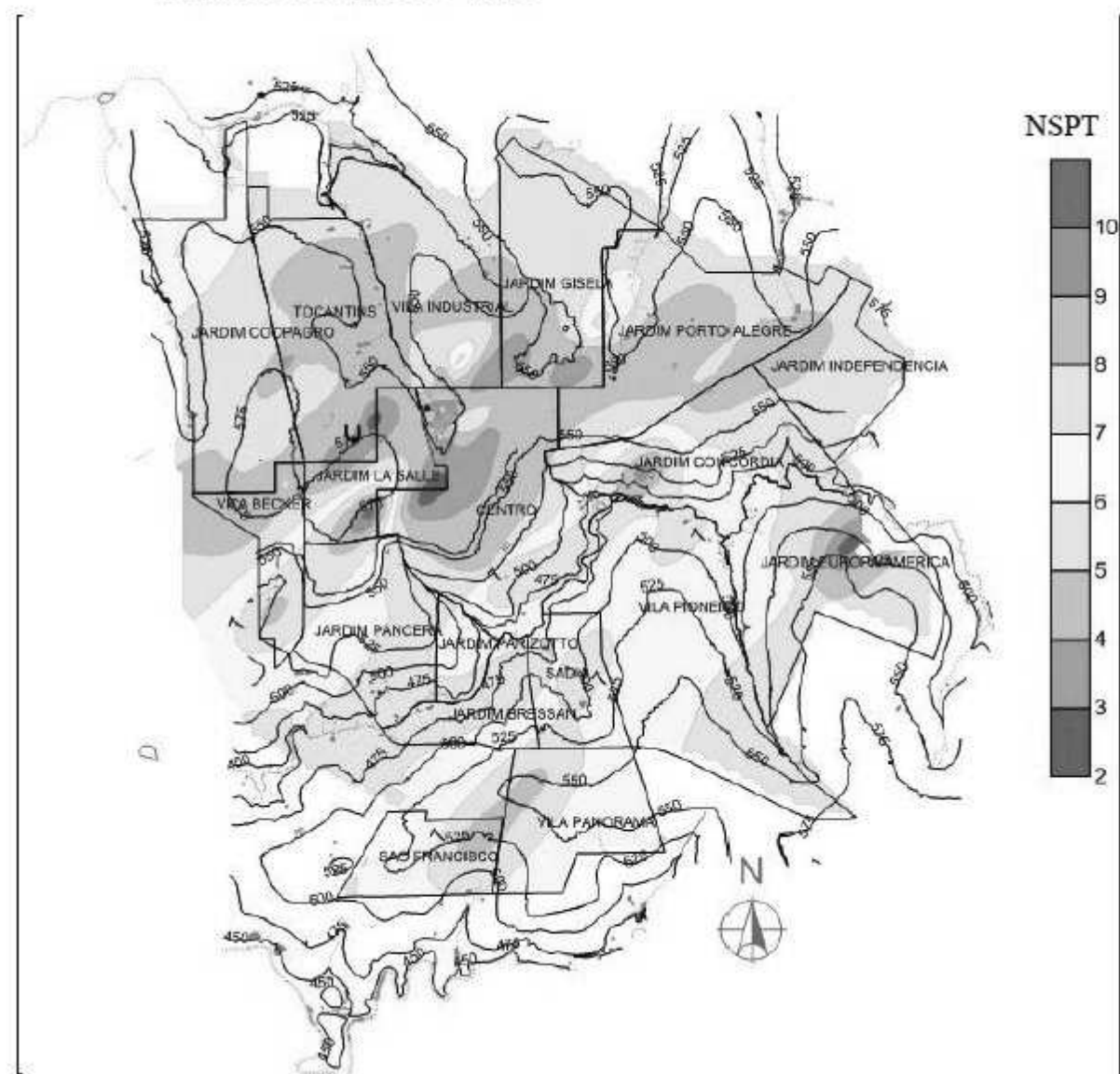
Mapa do NSPT para o 2º metro



Fonte: Pereira (2016).

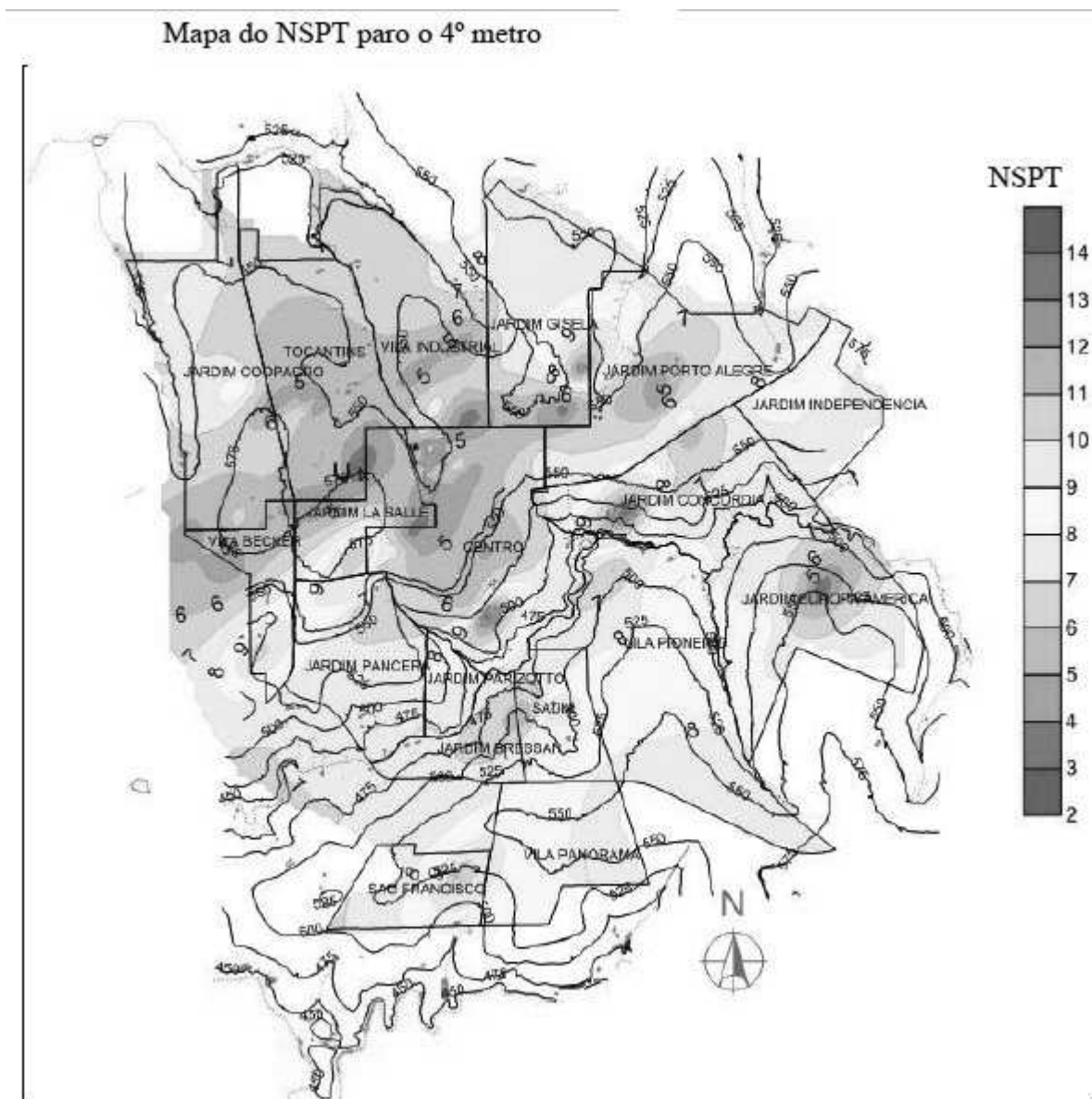
ANEXO A.3 – MAPA DE N_{SPT}

Mapa do NSPT para o 3º metro

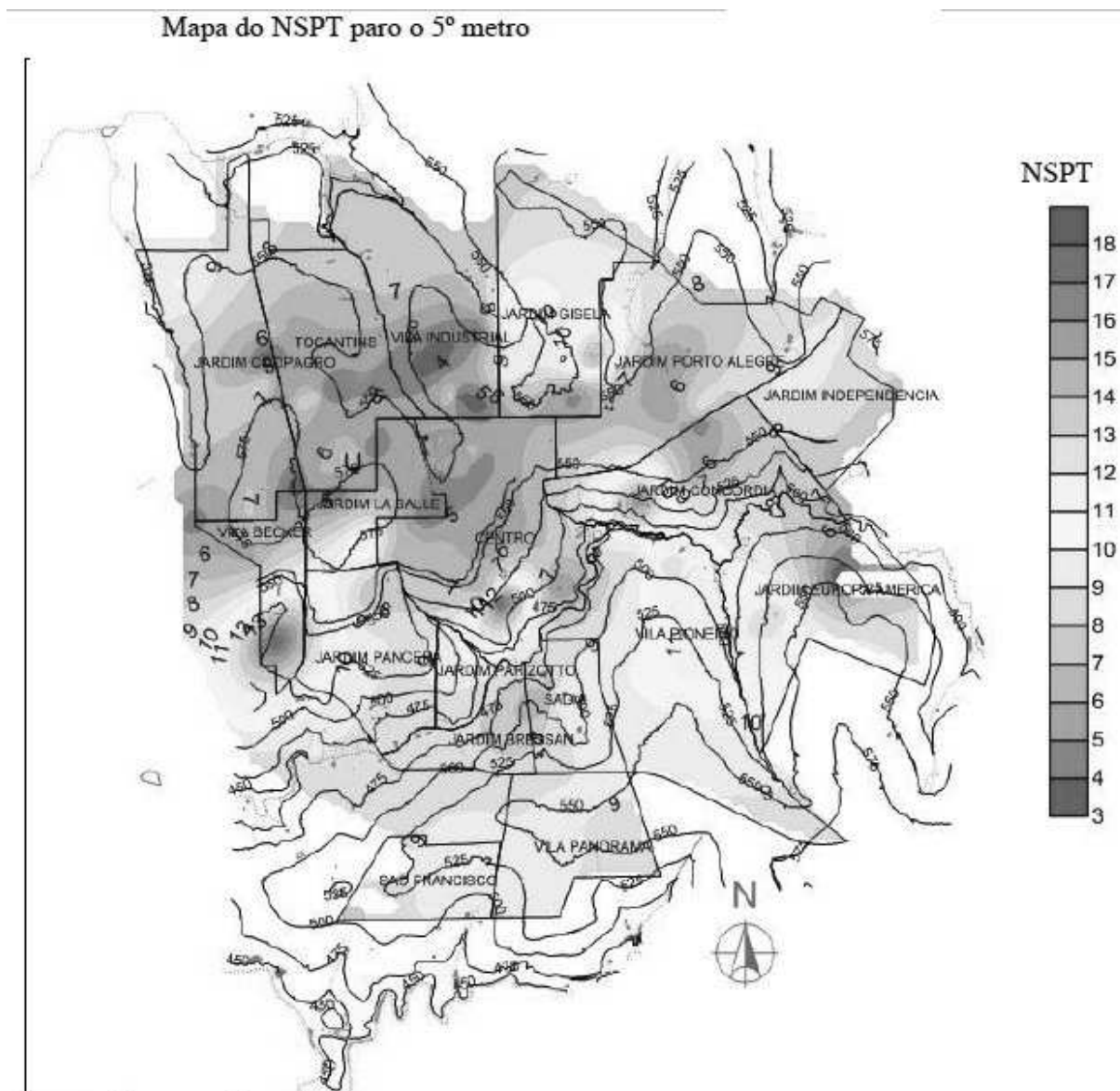


Fonte: Pereira (2016).

ANEXO A.4 – MAPA DE NSPT



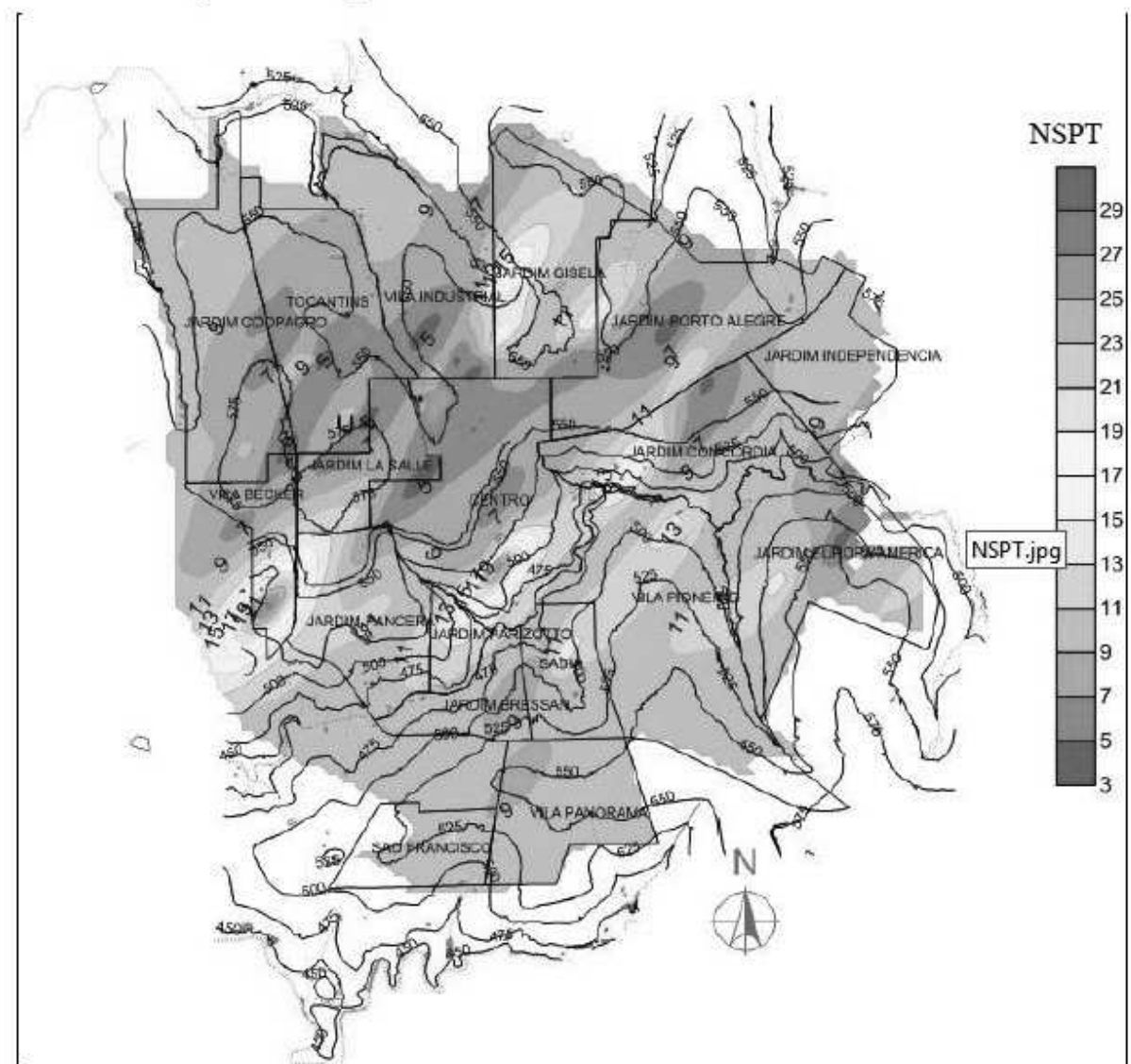
Fonte: Pereira (2016).

ANEXO A.5 – MAPA DE N_{SPT} 

Fonte: Pereira (2016).

ANEXO A.6 – MAPA DE N_{SPT}

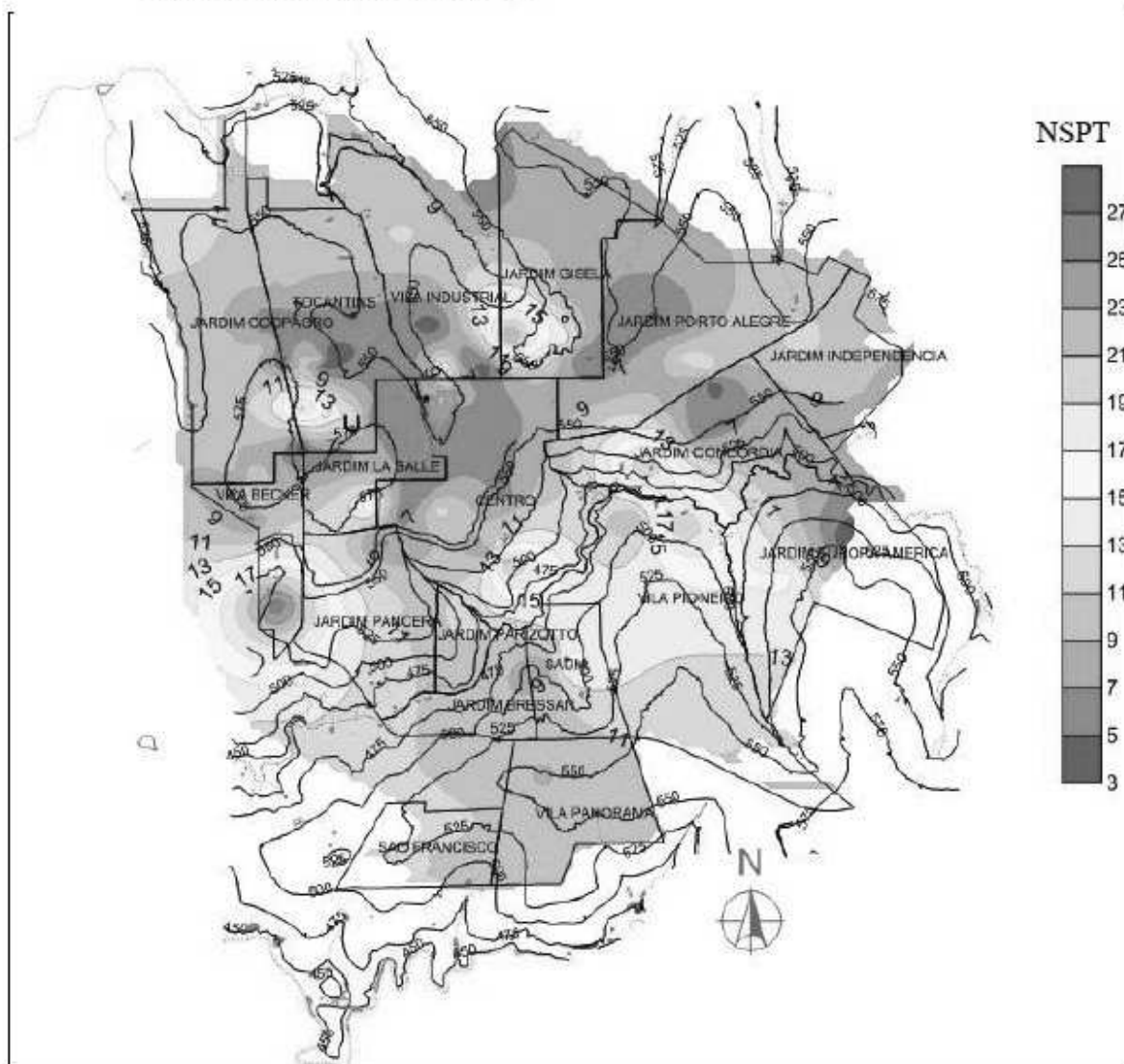
Mapa do NSPT para o 6° metro



Fonte: Pereira (2016).

ANEXO A.7 – MAPA DE N_{SPT}

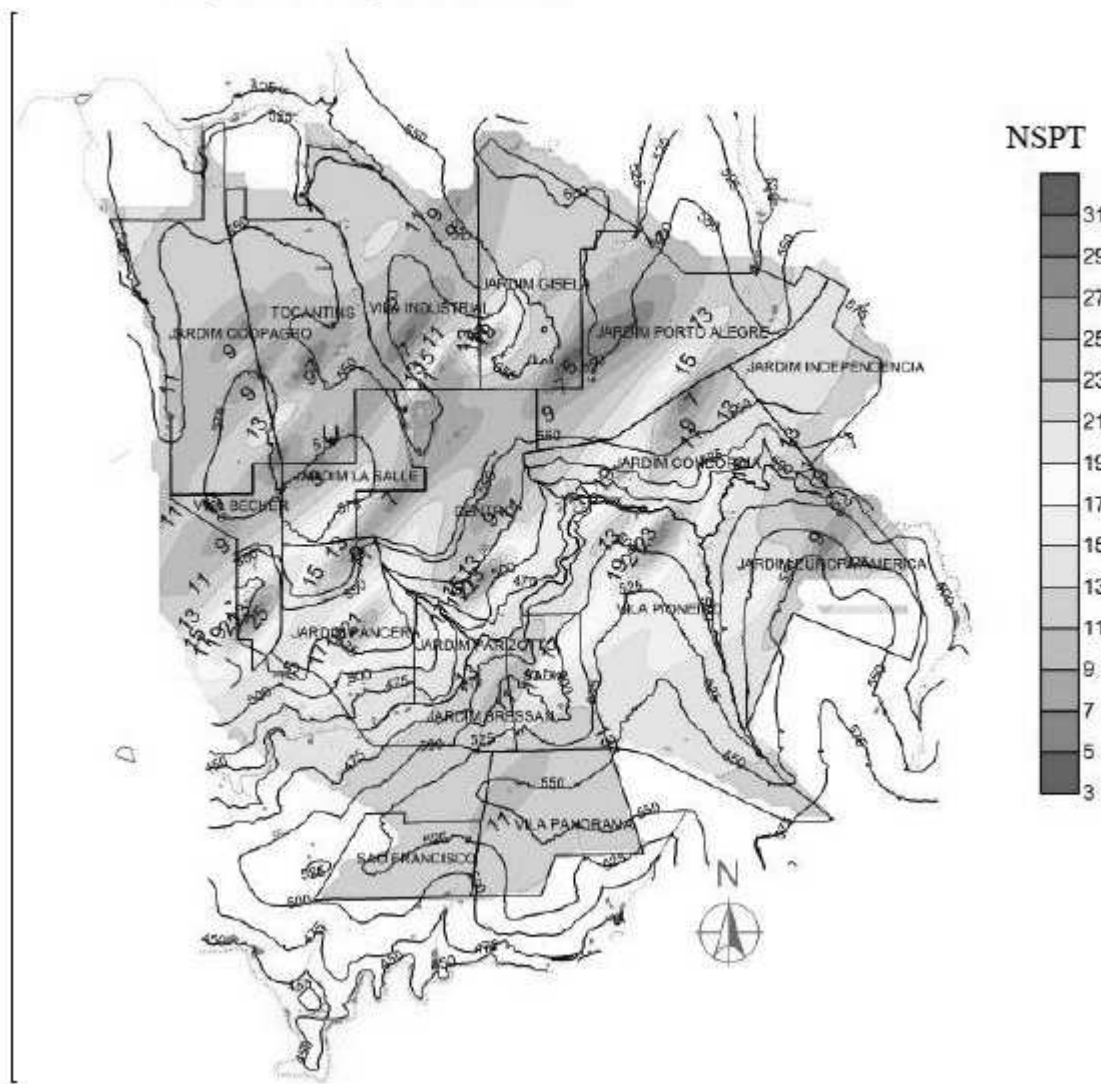
Mapa do NSPT para o 7^o metro



Fonte: Pereira (2016).

ANEXO A.8 – MAPA DE NSPT

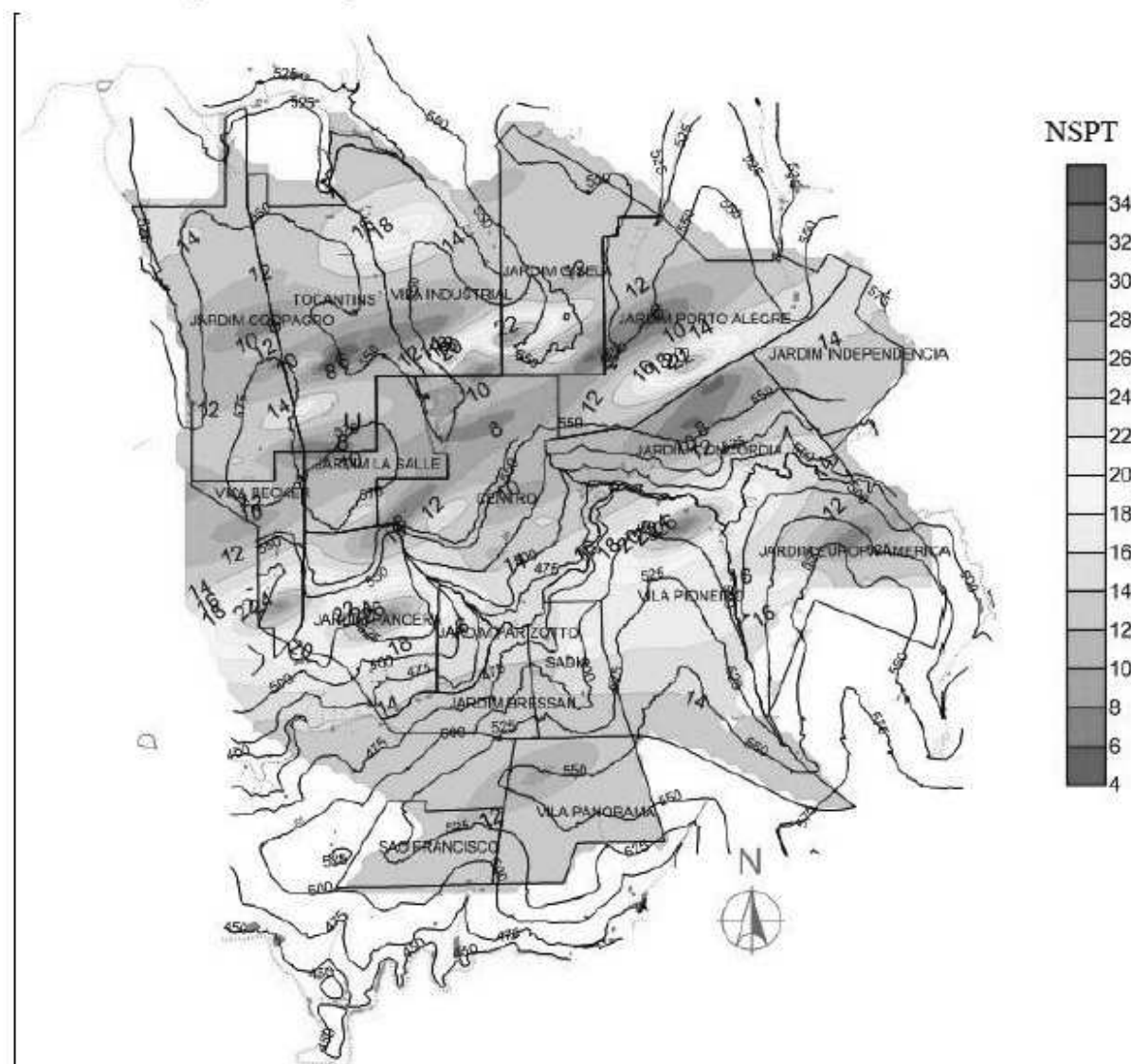
Mapa do NSPT para o 8º metro



Fonte: Pereira (2016).

ANEXO A.9 – MAPA DE N_{SPT}

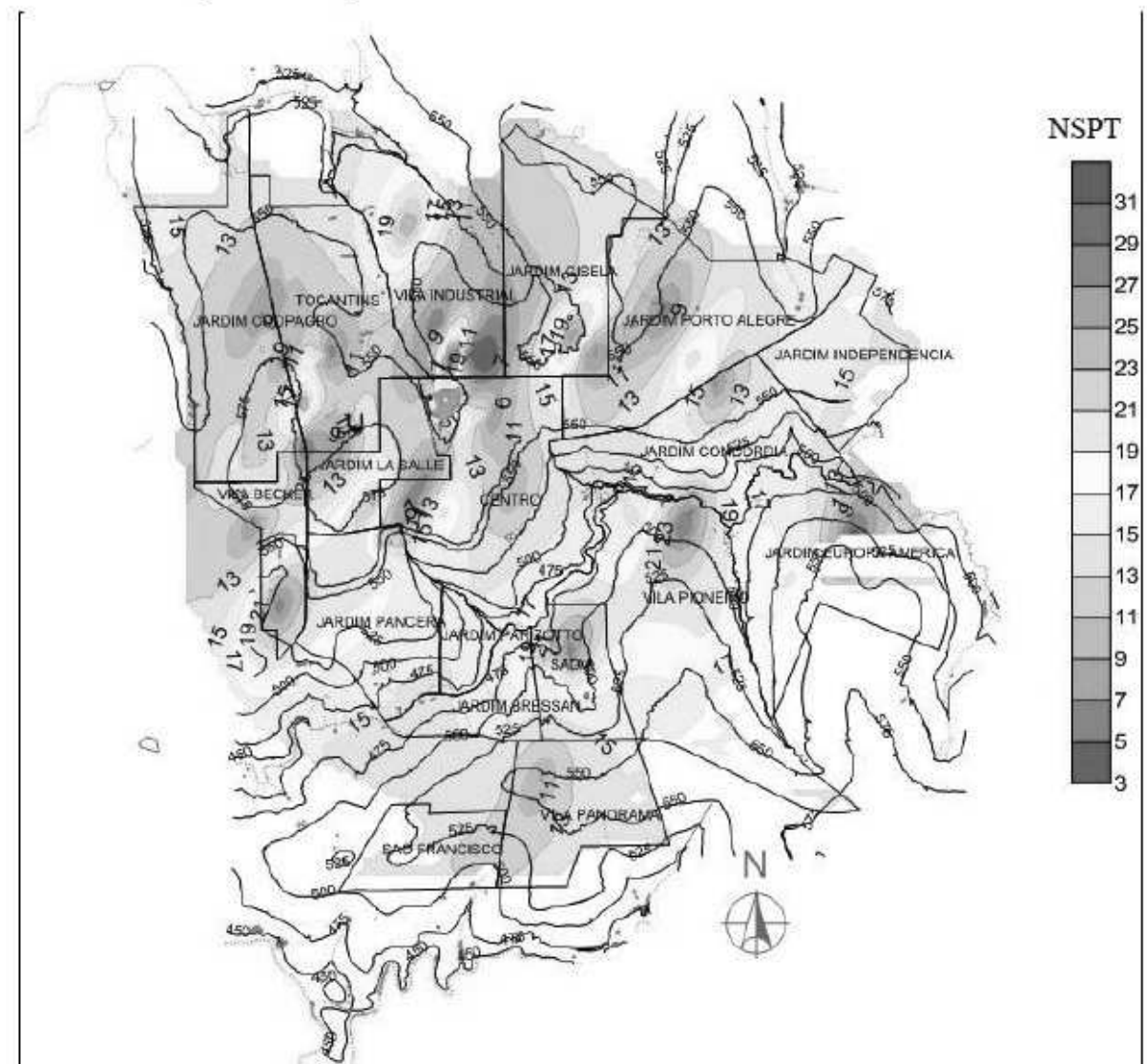
Mapa do NSPT para o 9º metro



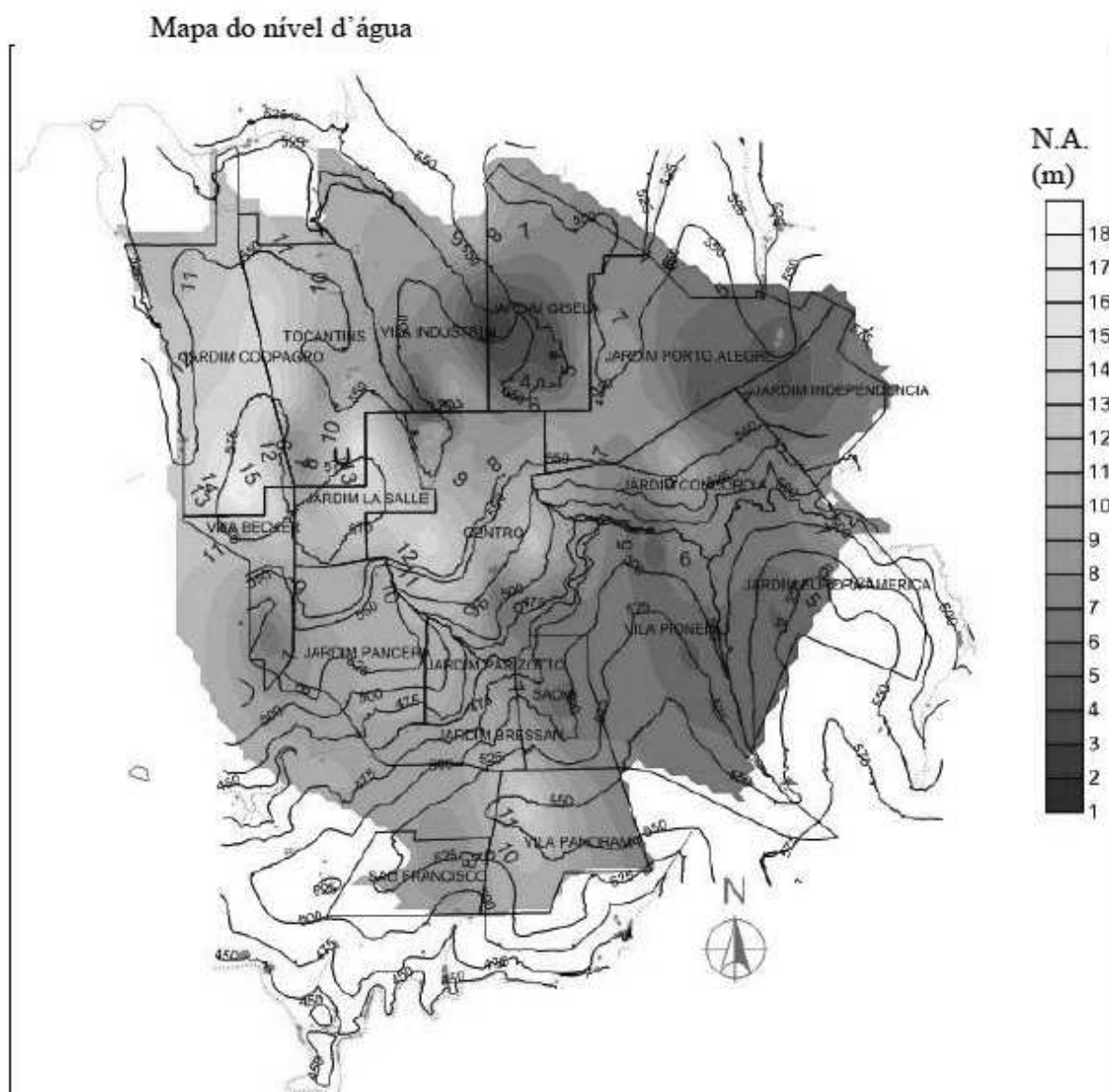
Fonte: Pereira (2016).

ANEXO A.10 – MAPA DE NSPT

Mapa do NSPT para o 10º metro



Fonte: Pereira (2016).

ANEXO A.11 – MAPA DE N_{SPT}

Fonte: Pereira (2016).