

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE
SANTA CATARINA – CAMPUS FLORIANOPOLIS
DEPARTAMENTO ACADEMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL**

LEONARDO AUGUSTO CARBONI

**COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE
DE CARGA PARA CÁLCULO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS –
ESTUDO DE CASO EM JURERÊ/FLORIANÓPOLIS - SC**

FLORIANÓPOLIS, 2021.

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE
SANTA CATARINA – CAMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL**

LEONARDO AUGUSTO CARBONI

**COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE
DE CARGA PARA CÁLCULO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS –
ESTUDO DE CASO EM JURERÊ/FLORIANÓPOLIS - SC**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientadora:
Profa. MSc. Marcia Maria Machado Steil

FLORIANÓPOLIS, 2021.

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor.

CARBONI, LEONARDO AUGUSTO
COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE
DE CARGA PARA CÁLCULO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS - ESTUDO DE CASO
EM JURERÊ/FLORIANÓPOLIS - SC / LEONARDO AUGUSTO
CARBONI ; orientação de MARCIA MARIA MACHADO STEIL.
- Florianópolis, SC, 2021.

136 p.
Monografia de Especialização - Instituto Federal de
Santa Catarina, Câmpus Florianópolis. Bacharelado
em Engenharia Civil. Departamento Acadêmico de Construção
Civil.

Inclui Referências.

1. Fundações. 2. Estaca hélice contínua. 3. Capacidade
de Carga. 4. Capacidade de Carga. I. STEIL, MARCIA
MARIA MACHADO. II. Instituto Federal de Santa Catarina.
Departamento Acadêmico de Construção Civil. III.
Título.

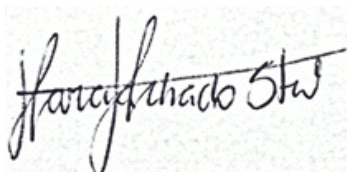
COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA PARA CÁLCULO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS – ESTUDO DE CASO EM JURERÊ/FLORIANÓPOLIS - SC

LEONARDO AUGUSTO CARBONI

Este trabalho foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado na sua forma final pela banca examinadora do Curso de Engenharia civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina.


Florianópolis, 27 de abril de 2021

Banca Examinadora:



Prof.^a Marcia Maria Machado Steil, Mestre em Engenharia Civil
Orientadora

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina – IFSC



Fábio Krueger da Silva
PROFESSOR
SIAPE 1095463
IFSC - Campus Florianópolis

Prof.^o Fabio Krueger da Silva, Doutor em Engenharia Civil
Membro da banca examinadora

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina - IFSC



Prof.^o Lucas Bastianello Scremin, Mestre em Engenharia Ambiental
Membro da banca examinadora

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina - IFSC

RESUMO

As fundações têm como objetivo transferir as cargas da superestrutura ao terreno. Sua função é resistir as cargas que atuam sobre elas de forma satisfatória, com segurança e economia. Para que uma fundação seja dimensionada e atue de forma eficiente, aplica-se conhecimentos desenvolvidos por autores que adotam diferentes métodos para previsão de capacidade de carga. Este trabalho se propôs a prever a capacidade de carga de fundação executada com hélice contínua para quatro pilares de um edifício de oito pavimentos, por meio dos métodos semiempíricos de Aoki & Velloso, Décourt & Quaresma e Antunes & Cabral. Após obter os resultados, esses foram confrontados de forma a eleger o método mais adequado para o cálculo da capacidade de carga de fundação de todo o edifício e comparar os resultados com a fundação executada. Pela análise da aplicação dos métodos semiempíricos, observou-se valores maiores de resistência de ponta para o método Aoki & Velloso destacando-se em solos arenosos, valores maiores de resistência lateral para o método Décourt & Quaresma, e quanto a resistência total, destacou-se o método Aoki & Velloso para solos arenosos com maior N_{spt} e Décourt & Quaresma para solos argilosos com valores de N_{spt} menores. Através dos resultados, pode-se constatar que não existe um método que, em regra, sobressai ao outro. Os resultados dependem da característica de cada solo a ser analisado. Para o local do estudo, concluiu-se que o método mais efetivo é o de Aoki & Velloso por apresentar, de forma geral, valores superiores nas resistências totais nas camadas arenosas de maior resistência, onde busca-se posicionar a ponta das estacas. Na comparação com a obra executada, esse método propôs quantidade de estacas que coincidiram com a obra ou mesmo valores abaixo do executado, diferente do ocorrido com os outros métodos. Efetuando os cálculos dos 50 pilares, concluiu-se que as camadas de solo entre 9 metros e 14 metros possuem resistência suficiente para as cargas propostas. Observa-se a existência de extensa camada de argila mole e argila muito mole presente abaixo da cota de 16 metros até por volta de 30 metros. Destaca-se que o projetista da obra considerou fatores de efeitos de compressão dessa camada mole logo abaixo da camada resistente, posicionando 67% das estacas descarregando suas cargas nas camadas firmes mais profundas. Calculou-se a metragem necessária de perfuração, encontrando-se um valor de 729 metros contra 1858,5 metros executados em obra, observando-se uma diferença de 155%. Essa diferença de metragem foi utilizada para ultrapassar a camada mole existente na faixa entre 16 metros e 30 metros de forma a alcançar o solo resistente nas camadas mais profundas.

Palavras-Chaves: Fundações. Estaca hélice contínua. Capacidade de Carga. Métodos semiempíricos.

ABSTRACT

The foundations are designed to transfer loads from the superstructure to the terrain. Your function is to resist as loads that act on it satisfactorily, safely, and economically. For a foundation to be dimensioned and act efficiently, we apply knowledge developed by authors who use different methods for forecasting load capacity. This work aimed to predict the foundation load capacity executed with a continuous propeller for four pillars of an eight-story building, using the semi-empirical methods of Aoki & Velloso, Décourt & Quaresma and Antunes & Cabral. After obtaining the results, they were compared in order to choose the most appropriate method for calculating the foundation load capacity of the entire building and comparing the results with the executed foundation. Analyzing the application of the semi-empirical methods, higher values of peak resistance were observed for the Aoki & Velloso method, standing out in sandy soils, higher values of lateral resistance for the Décourt & Quaresma method, and as for the total resistance, it was highlighted the Aoki & Velloso method for sandy soils with higher N_{spt} and Décourt & Quaresma for clay soils with lower N_{spt} values. Through the results, it can be seen that there is no method that, as a rule, stands out from the other. The results depend on the characteristics of each soil to be analyzed. For the study site, it is concluded that the most effective method is that of Aoki & Velloso because it presents, in general, higher values in the total resistances in the sandy layers of greater resistance, where it is sought to position the tip of the piles. In comparison with the work performed, this method proposed a number of piles that coincided with the work or even values below the work, different from what happened with the other methods. Performing the calculations of the 50 pillars, it was concluded that the soil layers between 9 meters and 14 meters have sufficient strength for the proposed loads. It is observed the existence of an extensive layer of soft clay and very soft clay present below the level of 16 meters up to around 30 meters. It is noteworthy that the designer of the work considered factors of compression effects of this soft layer just below the resistant layer, placing 67% of the piles discharging their loads in the deepest firm layers. The required drilling length was calculated, finding a value of 729 meters against 1858.5 meters executed on site, observing a difference of 155%. This difference in length was used to overcome the existing soft layer in the range between 16 meters and 30 meters in order to reach the resistant soil in the deeper layers.

Keywords: Foundations. Continuous flight piles. Load capacity. Semi-empirical methods.

SUMÁRIO

1	ASPECTOS GERAIS	15
1.1.	Introdução.....	15
1.2.	Objetivos.....	16
1.2.1.	Objetivo Geral.....	16
1.2.2.	Objetivos Específicos	16
1.3.	Justificativa	16
2	CONSIDERAÇÕES SOBRE FUNDAÇÕES.....	18
2.1	Critérios para escolha de fundações.....	18
2.1.1	Topografia	18
2.1.2	Características do Solo.....	19
2.1.3	Estrutura da Obra	19
2.1.4	Presença de Estruturas Vizinhas.....	19
2.1.5	Aspectos Econômicos	20
2.2	Classificação geral de fundações.....	20
2.2.1	Fundação Rasa	20
2.2.2	Fundação Profunda	21
2.3	Tipos de fundações profundas	21
2.3.1	Tubulões.....	22
2.3.2	Estacas Cravadas.....	22
2.3.3	Estacas Escavadas	23
2.3.3.1	<i>Estaca Hélice Contínua.....</i>	<i>23</i>
3	INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO	30
3.1	Ensaio de campo.....	30
3.1.1	Standard Penetration Test - SPT;.....	31
4	CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS	34
4.1	Carga Admissível	35

4.1.1	Carga de Catálogo.....	35
4.2	Capacidade de Carga Última.....	36
4.3	Estimativa da Capacidade de Carga.....	38
4.3.1	Prova de Carga.....	39
4.3.2	Formulação Dinâmica.....	39
4.3.3	Formulação Estática.....	40
4.3.3.1	<i>Método Aoki & Velloso</i>	40
4.3.3.2	<i>Método Décourt & Quaresma</i>	44
4.3.3.3	<i>Método Antunes & Cabral</i>	47
4.3.4	Fatores de Segurança.....	49
4.3.5	Efeito de grupo de estacas.....	49
5	RECALQUE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	51
5.1	Método para Estimativa de Recalque.....	51
5.2	Recalques Totais Limites.....	54
5.3	Recalque em Grupo de Estacas.....	55
6	OBRA – ESTUDO DE CASO.....	57
6.1	Caracterização da Obra.....	57
6.2	Projeto Arquitetônico.....	58
6.3	Projeto Estrutural e Análise de Cargas.....	58
6.4	Relatório de Sondagem.....	64
6.4.1	Análise do Laudo de Sondagem n° 01.....	65
6.4.2	Análise do Laudo de Sondagem n° 02.....	66
6.4.3	Análise do Laudo de Sondagem n° 03.....	66
6.4.4	Análise do Laudo de Sondagem n° 04.....	67
6.5	Perfil do Solo.....	67
7	METODOLOGIA.....	69
7.1	Fluxograma.....	69
7.2	Método.....	70

7.2.1	Determinação do Laudo de Sondagem Referente a Cada Pilar	71
7.2.2	Comparação entre os métodos.....	71
8	RESULTADOS E ANÁLISES	72
8.1	Determinação do Laudo de Sondagem referente a cada pilar	72
8.2	Cálculos de estacas para os pilares 22, 14, 46 e 41	73
8.2.1	Cálculo pelo método Aoki & Velloso	74
8.2.1.1	<i>Resistência de ponta pelo método Aoki & Velloso</i>	<i>74</i>
8.2.1.2	<i>Resistência lateral pelo método Aoki & Velloso</i>	<i>76</i>
8.2.1.3	<i>Resistência total e quantidade de estacas pelo método Aoki & Velloso.....</i>	<i>78</i>
8.2.2	Cálculos de estacas pelo Método Décourt & Quaresma	80
8.2.2.1	<i>Resistência de ponta pelo Método Décourt & Quaresma</i>	<i>80</i>
8.2.2.2	<i>Resistência lateral pelo Método Décourt & Quaresma.....</i>	<i>82</i>
8.2.2.3	<i>Resistência total e quantidade de estacas pelo Método Décourt & Quaresma.....</i>	<i>84</i>
8.2.3	Cálculos de estacas pelo Método Antunes & Cabral	86
8.2.3.1	<i>Resistência de ponta pelo Método Antunes & Cabral</i>	<i>86</i>
8.2.3.2	<i>Resistência lateral pelo Método Antunes & Cabral</i>	<i>88</i>
8.2.3.3	<i>Resistência total e quantidade de estacas pelo Método Antunes & Cabral.....</i>	<i>90</i>
8.3	Comparação entre os métodos semiempíricos.....	92
8.3.1	Análise de resistência de ponta	92
8.3.2	Análise de resistência lateral	94
8.3.3	Análise de resistência total	97
8.4	Comparação dos métodos com a obra executada.....	100
8.4.1	Comparação pilar 22 com a obra executada	100
8.4.2	Comparação pilar 14 com a obra executada	101
8.4.3	Comparação pilar 46 com a obra executada	102
8.4.4	Comparação pilar 41 com a obra executada	104
8.5	Cálculo de capacidade de carga para os 50 pilares.....	105

8.6	Cálculo do recalque	109
9	CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	112
10	REFERÊNCIAS.....	115
11	ANEXO A - PLANTA DO PROJETO ESTRUTURAL DA OBRA ESTUDO DE CASO.....	119
12	ANEXO B - LAUDO DE SONDAÇÃO DA OBRA ESTUDO DE CASO	122
13	ANEXO C – PERFIL DO SOLO	134

1 ASPECTOS GERAIS

1.1. Introdução

A engenharia de fundações é uma área de conhecimento que envolve estudo, experiência e precaução para encaminhar soluções à grande diversificação dos problemas que se apresentam (ANDRADE, 2003).

Fundações são elementos por meio dos quais as cargas da superestrutura são transferidas ao solo. Desta forma, todo projeto de fundação consiste em obter valores de carga resultantes da obra e as possíveis respostas do solo a estas solicitações.

Quando se fala de fundação, com enfoque na técnica, não existe uma relação direta entre a classificação do solo e o tipo de fundação mais adequado. Cada caso analisa-se de forma exclusiva para obter a técnica de melhor eficácia.

Para determinar a fundação mais indicada, devem ser considerados diversos dados, os quais são relativos para cada caso. Estas informações oscilam em função da topografia, das cargas, do nível de lençol freático, da disponibilidade da técnica na região e sua operação no local da obra, dos custos, da concepção da estrutura, entre outros.

Aplicando-se o conceito de engenharia, os condicionantes a serem praticados em um projeto devem atender a segurança, a funcionalidade, a durabilidade e a preservação ambiental. Desta forma, os elementos envolvidos devem garantir que não ocorra ruptura, devem ser funcionais de forma que as deformações e deslocamentos atendam à finalidade proposta, além de garantir uma vida útil satisfatória e que seja eficiente do ponto de vista da sustentabilidade.

Na literatura existem variados métodos para definir a fundação mais adequada. Nesse estudo de caso serão abordados métodos semiempíricos, sendo escolhidos os métodos de Aoki & Velloso, Décourt & Quaresma e Antunes & Cabral.

Diante do exposto, cabe destacar a importância do estudo de fundações para a segurança e qualidade de uma obra de engenharia. Assim, este trabalho busca colocar em prática os conhecimentos adquiridos durante a formação acadêmica de Engenharia Civil, de forma a analisar e avaliar a fundação mais indicada por meio de verificações de dados de obra, aplicando métodos e formulações, obtendo resultados que serão comparados com um projeto real executado por engenheiros especialistas.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo Geral

Prever a capacidade de carga de fundação executada com hélice contínua, para quatro pilares, de um edifício de oito pavimentos, por meio dos métodos semiempíricos de Aoki & Velloso, Décourt & Quaresma e Antunes & Cabral. Após obter os resultados, confrontá-los de forma a eleger um método para o cálculo da capacidade de carga de fundação de todo o edifício, comparando os resultados com a fundação executada.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Realizar a coleta de dados;
- Fazer uma análise dos carregamentos e do perfil do solo com relação às fundações;
- Efetuar a previsão de capacidade de carga pelos métodos Aoki & Velloso, Décourt & Quaresma e Antunes & Cabral;
- Analisar possível variação de solução de fundação através dos dados obtidos pelos métodos semiempíricos;
- Aplicar um método semiempírico para o cálculo da previsão de capacidade de carga de todo o edifício objeto do estudo de caso;
- Realizar uma análise comparativa dos resultados com o projeto executado.

1.3. Justificativa

Schulze (2013) cita em seu estudo que a fundação é parte da estrutura que transmite ao solo ou rocha, as cargas provenientes da superestrutura e do seu peso próprio, ou seja, é o elemento de interface que transporta os esforços da estrutura ao solo, mantendo um nível seguro de tensão e limites aceitáveis de recalque da estrutura construída. Portanto, a fundação é uma das partes mais importantes de um sistema estrutural.

Mantuano (2013) realizou um estudo de comparação entre diversos métodos de dimensionamento no processo no comportamento de estacas hélice na região de Barra da Tijuca/RJ. Como resultado, concluiu que alguns métodos foram

conservadores, outros satisfatórios, e até mesmo encontrou método contra a segurança.

Na mesma linha de pesquisa, Ferreira (2020) analisou a utilização dos métodos semiempíricos Aoki & Velloso, Décourt & Quaresma e Teixeira no dimensionamento das fundações no bairro Jurerê Internacional em Florianópolis/SC. Seus resultados apontaram o método Aoki & Velloso como o mais eficaz e econômico para a região, por precisar de valores inferiores de escavação.

Pagnussatti e Santos (2020) compararam três métodos de estimativa de capacidade de carga em fundações profundas em São José/SC, Aoki & Velloso, Décourt & Quaresma e Lobo. Concluíram que Lobo é o mais adequado para estacas pré-moldadas de concreto. Para estaca raiz, o método Aoki & Velloso é o mais indicado.

Considerando o crescente desenvolvimento das cidades e a necessidade de construções com melhores desempenhos, a fundação apresenta um papel de extrema importância nessa urbanização. O aumento das cargas das edificações relacionado à economia de recursos espelha a necessidade de estruturas cada vez mais eficazes com relação à segurança à ruptura e com deformações admissíveis.

Desta forma, uma análise comparativa de uma estrutura por meio da aplicação de métodos de estimativa de capacidade de carga com posterior confrontação com o projeto real executado vem a contribuir para as discussões sobre análises de fundações, desenvolvendo argumentos para a melhor compreensão do sistema como um todo.

2 CONSIDERAÇÕES SOBRE FUNDAÇÕES

2.1 Critérios para escolha de fundações

Diversos fatores influenciam na escolha do tipo de fundação. Dentre eles, a topografia, as características do solo, a estrutura da obra, a presença de estruturas vizinhas e os aspectos econômicos.

Os conjuntos de dados referentes a topografia, solo e estruturas vizinhas devem ser cuidadosamente avaliados pelo projetista em uma visita ao local de construção. Já os dados de estrutura de obra devem ser discutidos com o projetista da obra e com o projetista da estrutura.

Segundo Velloso e Lopes (2010) outro aspecto importante a ser levado em conta pelo projetista das fundações é a interface entre os projetos de superestrutura e de fundações/infraestrutura. É comum que essa interface seja o nível do topo das cintas, no caso de edifícios, e o topo de blocos de coroamento de estacas/tubulões ou de sapatas, no caso de pontes. Ao receber as ações que decorrem da estrutura, o projetista das fundações deve verificar se são fornecidas como valores característicos ou como valores de projeto (valores majorados por fatores parciais de cargas, chamados de fatores de ponderação na Engenharia Estrutural), e ainda, que combinações foram utilizadas para o dimensionamento dos elementos na interface entre os dois projetos (tipicamente os pilares).

2.1.1 Topografia

De acordo com Cruz (2012), são necessárias informações relativas a taludes e encostas no terreno, ou que possam atingir o terreno, e que necessitam de alguma intervenção, assim como avaliar a demanda de cortes e aterros. Deve-se avaliar dados sobre erosões, a ocorrência de solos moles na superfície e a presença de obstáculos, como aterros com lixo ou matacões.

Pode ser avaliado através de levantamento topográfico (planialtimétrico), complementado com dados sobre taludes e encostas no terreno (ou que possam atingir o terreno).

2.1.2 Características do Solo

As características das camadas e a profundidade de cada uma delas são essenciais na escolha do tipo de estrutura. A existência de camadas resistentes ou adensáveis, assim como a compressibilidade e resistência do solo e a posição do nível d'água são dados essenciais para determinar a fundação (CRUZ, 2012).

Estes dados são obtidos através de uma investigação geotécnica de campo e seu aprofundamento será relativo à complexidade da obra.

2.1.3 Estrutura da Obra

Um projetista estrutural além de prever a pior situação de carregamento, deve ter uma noção de grandeza das cargas em função do tipo de obra. Esses dados transmitem uma ideia das cargas atuantes, o que muitas vezes pode limitar o erro no levantamento das cargas, e conseqüente erro na verificação da capacidade de carga do sistema.

Deste modo, devem ser fornecidos o conjunto de esforços para verificações nos estados limites últimos (ELU) e estados limites de serviço (ELS), com as ações permanentes, variáveis e excepcionais constando presente nestas considerações.

A análise do tipo de arquitetura e do uso da estrutura é fundamental para a escolha. Deve ser avaliado o sistema estrutural e a magnitude e direção das cargas. Em caso de edifícios, o nível do poço do elevador, a existência de garagens e subsolo também podem ser decisivos na opção do sistema.

2.1.4 Presença de Estruturas Vizinhas

Para evitar danos e prejuízos desnecessários, deve-se analisar as possíveis implicações provocadas pela nova obra nas instalações vizinhas.

Segundo Velloso e Lopes (2010) nesta análise, devem ser avaliados o número de pavimentos, a carga média por pavimento, o tipo de estrutura e fundações, o desempenho das fundações, a existência de subsolo e as prováveis conseqüências de escavações e vibrações provocadas pela nova obra.

Previsões de futuros aterros em terrenos vizinhos devem ser considerados.

2.1.5 Aspectos Econômicos

Para a escolha da melhor técnica, devem ser considerados os tipos disponíveis na região, considerando os custos de transporte, deslocamento, montagem, além do próprio material e mão-de-obra da operação como um todo. Além do custo direto para a execução do serviço é preciso considerar o prazo de execução. Há situações em que uma solução de maior preço oferece um prazo de execução menor, tornando-se mais atrativa.

2.2 Classificação geral de fundações

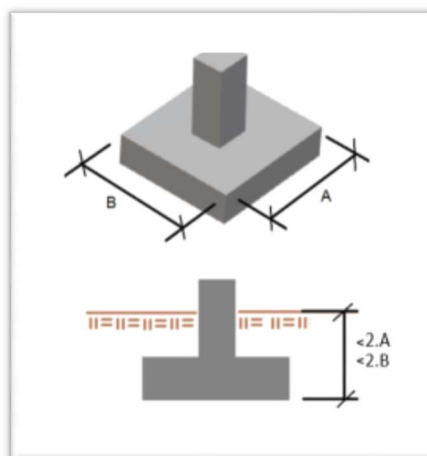
Quanto a transmissão das cargas ao solo, as fundações classificam-se como rasas (diretas ou superficiais) e profundas (indiretas) e serão descritas a seguir:

2.2.1 Fundação Rasa

A escolha por este tipo de fundação está condicionada a solos que apresentem elevada ou satisfatória resistência superficial.

Como conceito de fundação direta ou rasa a ABNT NBR 6122 (2019) define que são elementos de fundação cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo aí as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada; para esta definição adota-se a menor profundidade, caso esta não seja constante em todo o perímetro da fundação (Figura 01).

Figura 01 - Fundação rasa



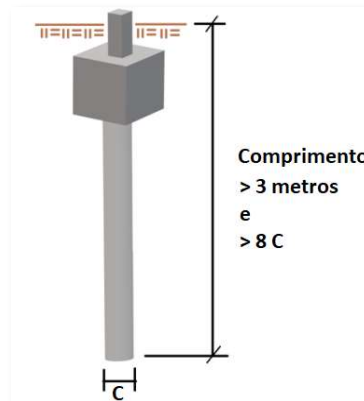
Fonte: Lara (2020).

2.2.2 Fundação Profunda

As fundações profundas, também chamadas de indiretas, são recomendadas para locais onde os solos apresentem baixas resistências superficiais, necessitando de elementos maiores para atingir camadas mais resistentes e profundas para exercer a função de suportar as cargas de forma eficaz.

A ABNT NBR 6122 (2019) define que fundação profunda é o elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m; quando não for atingido o limite de oito vezes, a denominação é justificada (Figura 02). Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.

Figura 02 - Fundação profunda



Fonte: Lara (2020).

Neste trabalho, por ser tratar de um estudo de um edifício, será dado maior enfoque as fundações profundas.

2.3 Tipos de fundações profundas

O grupo de fundações profundas é constituído basicamente pelas estacas, por tubulões e por caixões.

De maneira a caracterizá-las, segundo a norma, as estacas distinguem-se dos tubulões e caixões pela forma de execução. Estacas são executadas utilizando apenas equipamentos ou ferramentas, sem descida de operário em seu interior em

nenhuma fase. Já a diferença entre tubulão e caixão está na geometria: o primeiro é cilíndrico e o último, prismático (VELLOSO; LOPES, 2010).

Neste trabalho, será abordada as fundações profundas conforme a metodologia de execução, dividindo-as em três grandes grupos: tubulões, estacas cravadas e estacas escavadas.

2.3.1 Tubulões

Tubulão é o elemento de fundação profunda em que, pelo menos na etapa final da escavação do terreno, faz-se necessário o trabalho manual em profundidade para executar o alargamento de base ou pelo menos para a limpeza do fundo da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são resistidas preponderantemente pela ponta (ABNT NBR 6122:2019).

Quanto a execução, os tubulões podem ser classificados em ar comprimido ou a céu aberto

2.3.2 Estacas Cravadas

As estacas cravadas são também denominadas “estacas de deslocamento”. Este tipo de fundação é caracterizado por meio de introdução da própria estaca no terreno utilizando um macaco hidráulico. Esta cravação de estacas pode ser feita por meio de percussão, prensagem ou vibração.

Para a escolha do equipamento de cravação ideal são levados em consideração o tipo e dimensão da estaca, as características do solo, as condições de vizinhança, as características de projeto e as peculiaridades do local.

Como exemplo de estacas cravadas pode-se destacar:

- Estacas Pré-Fabricadas ou Pré-Moldadas;
- Estacas Centrifugadas;
- Estacas de Madeira;
- Estacas Metálicas;
- Estacas Tipo Franki;
- Estacas Pranchas;

2.3.3 Estacas Escavadas

De acordo com a ABNT NBR 6122 (2019) a estaca escavada é um tipo de fundação profunda executada por escavação mecânica, com uso ou não de fluido estabilizante, de revestimento total ou parcial, e posterior concretagem.

Podem causar uma descompressão do terreno que será maior ou menor dependendo do tipo de suporte. Num extremo estariam as estacas escavadas sem suporte (o que só é possível em solos com alguma porcentagem de finos e acima do nível d'água), em que a descompressão é pronunciada. No outro extremo estariam as estacas escavadas com auxílio de camisas metálicas que avançam praticamente no mesmo nível que a ferramenta de escavação, em que o alívio é muito reduzido. No meio destes extremos estariam as estacas escavadas com auxílio de fluido ou lama estabilizante (VELLOSO; LOPES, 2010).

Como exemplo de estacas escavadas pode-se destacar:

- Estacas Escavadas de Grande Diâmetro;
- Estaca Hélice Contínua;
- Estaca Broca;
- Estaca Strauss;
- Estacas Raiz;
- Microestacas;

Neste trabalho será abordado o método de execução hélice contínua, método amplamente praticado na região da obra estudada.

2.3.3.1 Estaca Hélice Contínua

As estacas hélice surgiram nos Estados Unidos entre 1950 e 1960, e a partir de 1970 começaram a serem utilizadas também na Alemanha e Japão, com diâmetros de 30 a 40 cm aproximadamente. No entanto, somente a partir de 1980, começaram a ser largamente utilizadas na Europa. (POLIDO, 2013).

No Brasil, estas estacas foram introduzidas somente em 1987, com equipamentos adaptados. A importação de equipamentos específicos deu-se apenas em 1993, momento que houve grande progresso e desenvolvimento das estacas no país. Nesta época, as maiores estacas eram de 800 mm de diâmetro e comprimento de 24 metros. Atualmente, já é possível executar estacas de 1400 mm de diâmetro a

profundidade de 34 metros. Com a constante evolução, o portfólio de opções de diâmetros e profundidade aumentará (MANTUANO, 2013).

Segundo a ABNT NBR 6122 (2019), é caracterizada por ser uma estaca de concreto moldada in loco, executada mediante a perfuração do terreno por rotação de um trado helicoidal contínuo (Figura 03) e injeção de concreto pela própria haste central do trado simultaneamente à sua retirada. Após esta concretagem, a armadura é inserida. Os diâmetros destas estacas geralmente variam entre 310 mm e 610 mm.

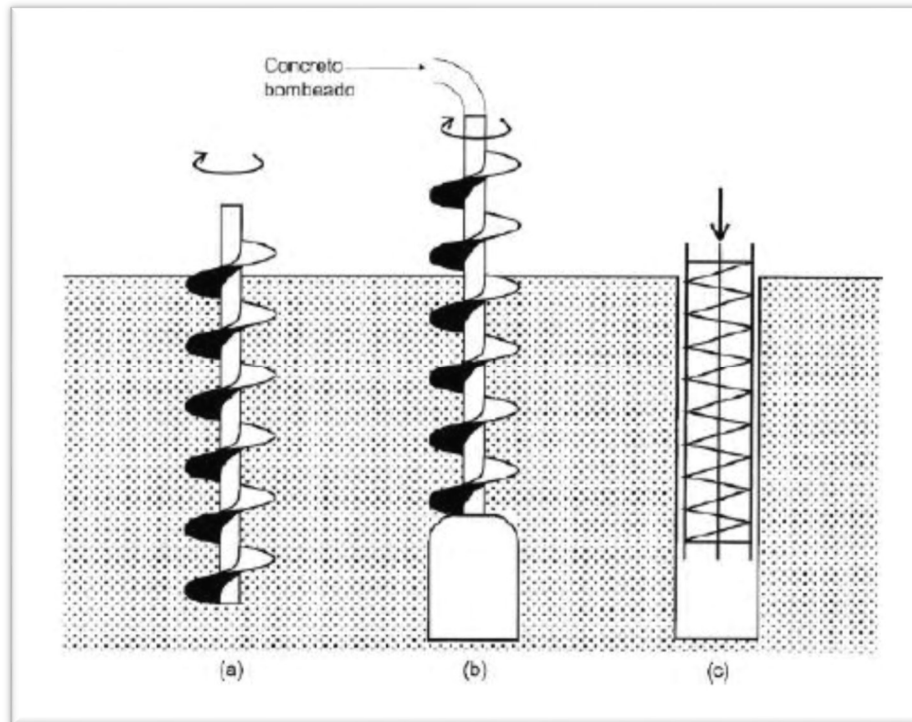
Figura 03 - Máquina Perfuratriz Hélice Contínua



Fonte: Autor (2021).

Como definição de hélice contínua, Antunes e Tarozzo (1998) trazem que é uma estaca de concreto moldada "in loco", executada por meio de trado contínuo e injeção de concreto, sob pressão controlada, através da haste central do trado simultaneamente a sua retirada do terreno conforme Figura 04.

Figura 04 - Esquema de perfuração e concretagem da estaca Hélice Contínua: (a) Perfuração do solo (b) Remoção da hélice com injeção do concreto (c) Inserção da ferragem



Fonte: Sena (2016).

A perfuração é executada pela cravação da hélice no terreno, por meio de movimento rotacional produzido por um motor hidráulico acoplado em sua extremidade, e com um torque apropriado para que a hélice vença a resistência imposta pelo solo atingindo a profundidade determinada em projeto (Figura 05). É importante ressaltar que, a perfuração é executada sem que em nenhum momento a hélice seja retirada do furo (MANTUANO, 2013).

Figura 05 – Máquina perfurando o terreno



Fonte: Autor (2021).

A haste de perfuração é formada por um tubo central envolto por hélice espiral a qual tem a função de remover o solo. Na parte inferior possui dentes que tem a função de facilitar a penetração. Na extremidade inferior da hélice existe uma tampa metálica que possui a função de evitar a entrada de solo ou água na haste tubular durante a perfuração. Durante a concretagem a tampa é expulsa de forma a ser recuperável.

A concretagem é iniciada após atingir a cota de projeto. O concreto é bombeado pelo interior do tubo da haste, por meio de uma mangueira acoplada em uma bomba e um caminhão betoneira. A tampa inferior do tubo é expulsa por meio de pressão e a hélice passa a ser retirada, com o concreto ocupando o local onde estava a hélice e o solo que será retirado.

O concreto é introduzido por meio de pressão positiva, garantido a continuidade do fuste, para que não haja estrangulamento. Para que a concretagem seja perfeita, é necessário dar atenção a dois aspectos principais. O primeiro é garantir que a ponta do trado tenha formado uma bucha, para que o concreto injetado se mantenha abaixo da ponta da estaca, evitando que o mesmo retorne pela interface solo-trado. O segundo aspecto de controle é a velocidade de retirada. Esta deve ser realizada de forma que sempre haja um sobre consumo de concreto para que não reste espaços vazios.

É fundamental que a concretagem ocorra de forma ininterrupta, para que as paredes onde formará a estaca fiquem suportadas pelo solo presente entre as pás da hélice acima da ponta do trado e pelo concreto na parte inferior do trado.

Durante a concretagem, a limpeza e retirada do solo residual é realizada manualmente (Figura 06). Este material é removido do local do estaqueamento, normalmente com utilização de pá carregadeira de pequeno porte.

Figura 06 – Trabalhador limpo a hélice



Fonte: Autor (2021).

A introdução da armadura é realizada somente após a concretagem. A literatura recomenda que as armaduras sejam instaladas por vibração, mas também podem ser inseridas por gravidade ou por compressão, ou mesmo com auxílio de pá de retroescavadeira.

Na armadura, são colocados espaçadores roliços (Figura 07), de forma a auxiliar a introdução da armadura e evitar o contato com o solo.

Figura 07 – Espaçadores



Fonte: Nuernberg (2014).

Este tipo de estaca permite o controle na execução através de dispositivos instalados no equipamento, informando ao longo do seu processo de execução dados como comprimento da estaca, inclinação, pressão do concreto, velocidade de penetração do trato e de execução, além de estimativa de volume de concreto consumido.

Quanto ao dimensionamento do projeto com este tipo de estaca, o projetista de estacas hélice contínua que considerar a resistência de ponta deve fazer menção explícita a esse critério. O executor deve, antes da execução, assegurar que serão cumpridos os procedimentos executivos mínimos, de forma a obter o contato efetivo entre a ponta da estaca e o solo competente ou rocha (ABNT NBR 6122, 2019).

Como vantagens diante de outras técnicas, a hélice contínua apresenta:

- Elevada produtividade que reduz significativamente o cronograma da obra com apenas uma equipe de trabalho;
- Adaptabilidade na maioria dos tipos de terreno, exceto na presença de matacões e rochas;
- O fato de o processo executivo não produzir distúrbios e vibrações típicos dos equipamentos à percussão;
- Não causa descompressão do terreno;
- Permite o monitoramento contínuo de todo o processo de execução;
- Alcança grande profundidades e atravessa solos de alta resistência;
- Podem perfurar solos com SPT acima de 50 e a perfuração não gera detritos poluídos por lama bentonítica, eliminando os inconvenientes relacionados à disposição final do material resultante da escavação;
- Perfuração sem necessidade de revestimento ou fluido de estabilização (lama bentonítica ou polímeros) para contenção do furo, pois o solo fica contido entre as pás da hélice;
- Pode ser utilizada na presença de nível de água;
- A injeção de concreto sob pressão garante uma melhor aderência no contato estaca-solo e conseqüentemente maior resistência lateral do elemento.

Como desvantagens, tem-se:

- O porte do equipamento que precisa trabalhar em áreas planas e de fácil movimentação;
- Necessidade de central de concreto nas proximidades do local de trabalho devido à grande produtividade;
- Necessidade de equipamento na obra para remoção e limpeza do material extraído da perfuração para fora da área de trabalho;

→ Do ponto de vista comercial é necessário um número mínimo de estacas compatível com os custos de mobilização dos equipamentos envolvidos;

→ Os comprimentos da estaca e da armação são limitados.

Almeida Neto (2002) *apud* Bertuzzi (2016) cita que deve ser destacada a difícil execução em solos moles devido aos possíveis alargamentos ou estreitamento do fuste. Também cita que a qualidade de execução desta técnica está sujeita a sensibilidade do operador da perfuratriz.

3 INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

O solo é o elemento mais frágil de uma fundação e deve ser analisado por meio de ensaios. Nos ensaios busca-se identificar além da composição, suas características e resistência a cargas. Em sua constituição, estão presentes grãos e vazios, estes últimos são os volumes ocupados pela água e pelo ar. A variação destes constituintes influencia nas propriedades do solo, aumentando ou diminuindo sua resistência. Por exemplo, solos com areia compactada e argilas duras representam um solo resistente a cargas maiores do que quando comparado a areias fofas e argilas moles.

Diante do exposto, a sondagem tem por objetivo definir os tipos de solo, as espessuras e resistências das camadas e a posição do nível freático. Estes dados são determinantes para a escolha da fundação.

Esta investigação pode ser separada em etapas, iniciando pela preliminar, onde é possível conhecer as principais características do subsolo e onde se define as áreas mais adequadas para construção. Uma investigação complementar ao projeto caracteriza as camadas mais importantes para a escolha de soluções adequadas. Pode haver uma investigação na fase de execução para confirmar as condições em áreas críticas.

3.1 Ensaios de campo

Uma fundação executada com planejamento e controle de execução representa um custo muito inferior em relação à quando a mesma é executada com uma concepção equivocada e/ou mal executada, gerando diversos outros transtornos advindos deste eventual problema.

Considerando que para um projeto de fundação é necessário conhecer o solo, um estudo aprofundado é indispensável para o seu dimensionamento.

Para identificar as características do solo é necessário a execução de ensaios, que podem ser realizados em laboratórios ou “in situ”, sendo este último a forma mais comum.

Entre os ensaios de campo existentes em todo o mundo, alguns se destacam e serão a seguir relacionados:

- "Standard Penetration Test"- SPT;
- "Standard Penetration Test" adicionado com medidas de torque - SPT-T;
- Penetração de cone – CPT;
- Penetração de cone com medida de pressões neutras (Piezocone) - CPT-U;
- Palheta - "Vane Test";
- Pressiômetro (de Ménard e autoperfurantes);
- Dilatômetro de Marchetti;
- Ensaio geofísicos, em particular o ensaio de "Cross-Hole".

A seguir, será feita uma breve abordagem do método SPT, método mais difundido e utilizado no Brasil.

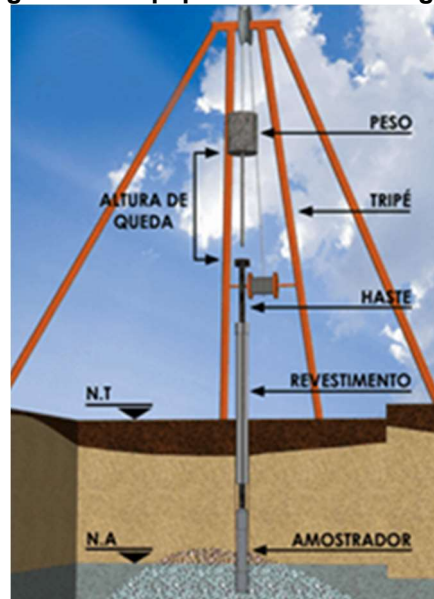
3.1.1 Standard Penetration Test - SPT;

O Ensaio de Simples Reconhecimento, ou *Standard Penetration Test* (SPT), é o ensaio de campo mais difundido internacionalmente para obtenção de informações do subsolo, sendo utilizado em 85 a 90% das campanhas de sondagem no dimensionamento de fundações convencionais na América do Norte e América do Sul (BOWLES, 1997 *apud* SANTOS, 2017). Essa alta porcentagem pode ser explicada pela simplicidade, robustez, baixo custo e alta experiência empírica acumulada na execução do ensaio (ODEBRECHT, 2003 *apud* SANTOS, 2017).

A Sondagem SPT é um ensaio de penetração dinâmica capaz de medir a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada. Através dela é possível identificar o tipo de solo por meio da retirada de amostra a cada metro perfurado. Também é possível estimar a resistência proporcionada pelo solo em contraposição à cravação do amostrador padrão a cada metro perfurado. Ainda, por meio desta perfuração é possível identificar a presença e os níveis de água no solo (QUARESMA, 1998).

Os procedimentos relativos a este ensaio são descritos pela Norma Brasileira ABNT NBR 6484 (2001) – Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. Nela estão presentes as definições, a aparelhagem básica (Figura 08), o procedimento e os dados essenciais para a confecção do relatório final.

Figura 08 - Equipamento de sondagem



Fonte: Fastenge (2020).

O processo consiste basicamente na perfuração utilizando um trado-helicoidal até atingir o nível d'água freático, retirando amostras a cada metro perfurado. Deve ser executado com auxílio de circulação de água quando a perfuração for inferior a 50 mm após 10 minutos de operação ou no caso de o solo não aderir ao trado. Utiliza-se um amostrador-padrão marcando um segmento de 45 cm dividido em três partes iguais. A cravação é realizada anotando-se o número de golpes necessários para a penetração de cada segmento de 15 cm (ABNT NBR 6484:2001).

As amostras adquiridas no procedimento descrito são analisadas em relação a sua granulometria, plasticidade, cor e origem (residual, transportado ou aterro).

As condições exigíveis na programação das sondagens de simples reconhecimento dos solos destinada à elaboração de projetos geotécnicos para construção de edifícios se encontram na ABNT NBR 8036 (1983). Nela estão às especificações referentes ao número, localização e a profundidade das sondagens.

De acordo com a ABNT NBR 8036 (1983), o número de sondagens e a sua localização em planta dependem do tipo de estrutura, de suas características especiais e das condições geotécnicas do subsolo. O número de sondagens deve ser suficiente para fornecer um quadro, o melhor possível, da provável variação das camadas do subsolo do local de estudo.

Como padrão mínimo, a ABNT NBR 8036 (1983) basicamente determina duas perfurações para projeção em planta do edifício até 200 m², três perfurações para

áreas compreendidas entre 200 m² e 400 m², uma perfuração para cada 200 m² de área da projeção em planta do edifício, até um limite de 1200 m². Para o intervalo compreendido entre 1200 m² e 2400 m², é determinado que seja realizada uma perfuração a cada 400 m² que excederem os 1200 m². Para metragens quadradas acima de 2400 m², o número de sondagens passa a ser determinado pelo plano particular definido para a própria obra.

Quanto à localização, a norma ABNT NBR 8036 (1983) determina que, na fase de estudos preliminares, as sondagens devem ser distribuídas em toda a área da projeção, já na fase de projeto, podem-se localizar de acordo com critério específico levando em conta pormenores estruturais. Sempre que houver mais de dois furos, estes devem ser executados de forma não alinhados.

Em relação à profundidade, é função do tipo de edifício, das características particulares de sua estrutura, de suas dimensões em planta, da forma da área carregada e das condições geotécnicas e topográficas locais.

As sondagens devem ser levadas até a profundidade onde o acréscimo de pressão no solo, devido às cargas estruturais aplicadas, for menor do que 10% da pressão geostática efetiva (ABNT NBR 8036, 1983).

4 CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Define-se capacidade de carga do elemento isolado de fundação, como sendo a carga que provoca ruptura do sistema, cujo valor é limitado pela resistência do elemento estrutural, podendo ser obtida através de métodos teóricos, métodos semiempíricos, métodos dinâmicos e ensaios de carregamento através de prova de carga (NETO, 2015).

Segundo Marangon (2018), a capacidade de carga de ruptura de fundações profundas tem como objetivo evitar seu colapso ou o escoamento do solo que lhe confere sustentação, e é definida pelo menor dos dois valores seguintes:

- a) Resistência estrutural do material que compõe o elemento de fundação;
- b) Resistência do solo que lhe confere suporte.

A norma ABNT NBR 6122 (2019) traz que carga de ruptura de uma fundação é a carga que, se aplicada à fundação, provoca perda do equilíbrio estático ou deslocamentos que comprometem sua segurança ou desempenho; corresponde à força resistente última (geotécnica) da fundação.

Décourt (1998) define carga de ruptura como a carga correspondente ao deslocamento do topo (em estaca rígida), igual a 30% do diâmetro da estaca no caso de ser escavada em solo granular e 10% do diâmetro para estacas escavadas em argila e estacas de deslocamento.

À luz do conceito de Décourt, normalmente a situação mais frágil é aquela que envolve a resistência do solo. Um mesmo elemento de fundação com comprimentos diferentes, quando colocados em um mesmo solo apresentam capacidades distintas, Assim como um mesmo elemento com igual comprimento, porém em solos diferentes pode apresentar capacidades de cargas diversas (MARANGON, 2018).

A partir dos conceitos apresentados, entende-se que a capacidade de carga admissível não deve ser estimada apenas pela capacidade resistente estrutural do elemento. Devem ser consideradas outros fatores com as características do solo, o tipo da execução, a seção transversal assim como o comprimento do elemento de fundação.

4.1 Carga Admissível

De acordo com Araripe (2016), para o projeto geotécnico de fundações por estacas, utiliza-se o conceito de carga admissível (P_a). A carga admissível é obtida conforme a Equação 1, dividindo-se o valor de capacidade de carga (R) da estaca por um fator de segurança global (F_s), cujo valor é critério do projetista.

$$P_a = \frac{R}{F_s} \quad (1)$$

Onde:

P_a = Carga admissível;

R = Valor médio de capacidade de carga;

F_s = Fator de segurança global, normatizado e sempre maior que 1 ($F_s = 2$ para métodos semiempíricos).

4.1.1 Carga de Catálogo

A carga de catálogo representa o estado limite último exclusivamente da estaca, sem levar em conta as questões geotécnicas do maciço solo-estaca, ou seja, é o valor de carga máxima suportado pelo elemento estrutural isoladamente, que quando não inserido no solo, apresenta-se como um elemento estrutural qualquer.

A carga de catálogo (P_e) (Tabela 01) é uma referência da resistência da estaca como peça estrutural em si, considerando a tensão admissível do material da estaca e sua área de seção transversal.

Tabela 01 – Carga de catálogo para hélice contínua

Estaca	Diâmetro (cm)	Carga de catálogo P_e (kN)
Hélice Contínua $\sigma_e = 6 \text{ MPa}$	27,5	350
	30	450
	35	600
	40	800
	42,5	900
	50	1250
	60	1800
	70	2450

	80	3200
	90	4000
	100	5000

Fonte: Cintra e Aoki (2010) *apud* Sena (2016)

Esta carga, também é chamada de carga estrutural admissível, é a resistência estrutural de cálculo dividida pelo fator de majoração da solicitação.

Reforça-se que carga estrutural admissível e carga admissível da fundação são dois valores diferentes. Carga estrutural admissível é a carga de catálogo e a carga admissível da fundação considera aspectos geotécnicos. Conhecidos os dois valores, deve-se adotar o menor deles para garantir segurança ao elo mais fraco do sistema.

4.2 Capacidade de Carga Última

A capacidade de carga de um sistema solo-estaca sob carregamento vertical, paralelo ao seu eixo é o resultado da soma da resistência lateral (R_l) ao longo do fuste da estaca com a resistência da ponta da estaca (R_p) (SCHULZE, 2013).

Segundo Fleming et al (1992), a Equação 2 descreve o cálculo da carga de ruptura do sistema solo-estaca:

$$R = R_l + R_p \quad (2)$$

Onde:

R = carga de ruptura do sistema solo-estaca;

R_p = resistência de ponta;

R_l = resistência lateral;

Quando o valor da parcela de R_l for maior que a de R_p , a estaca é considerada flutuante e trabalha por atrito lateral. Caso contrário, R_p maior que R_l , a estaca é chamada de ponta, pois descarrega a maior parcela dos esforços pela ponta (MARANGON, 2018).

Considerando o conceito de capacidade de carga, o valor de R deve ser maior que o valor da carga atuante, de forma que não ocorra o recalque. Caso isso não seja uma verdade, o sistema tenderá a uma ruptura.

Marangon (2018) em seu trabalho apresenta as formulações para determinar o valor de R_p e R_l conforme Equações 3 e 4:

$$R_p = r_p * A_p \quad (3)$$

$$R_l = U \Sigma (r_l * \Delta_l) \quad (4)$$

Onde:

R_p = resistência de ponta;

R_l = resistência lateral;

r_p – Tensão total de ruptura na ponta da estaca;

A_p – Área de ponta;

U – Perímetro da estaca;

r_l – Tensão total de ruptura na lateral da estaca;

Δ_l – Segmento ou camada do solo.

Para estaca em argila, deve-se considerar algumas alterações, sendo a tensão lateral calculada em função da coesão não drenada da argila.

No caso de areias, a resistência não necessariamente cresce com a profundidade a partir de determinada profundidade. Independente da forma da estaca a capacidade de carga de uma fundação profunda é função da densidade relativa e da instalação. Deve-se considerar os valores do ângulo de atrito após a execução, os quais são diferentes para situações de cravação ou moldadas no local (MARANGON, 2018).

A norma ABNT NBR 6122 (2019) cita que o projeto de estacas hélice contínua deve sempre que considerar a contribuição de resistência de ponta, fazer menção explícita a esse critério. O executor deve, antes da execução, assegurar que são cumpridos os procedimentos executivos mínimos de forma a obter o contato efetivo entre a ponta da estaca e o solo competente ou rocha. Desta forma, a verificação do ELU a resistência da ponta terá como limite superior o valor da resistência de atrito lateral.

$$R_p < R_l \text{ e } R_{adm} = (R_p + R_l) / 2.$$

Caso o contato efetivo entre o concreto e o solo firme ou rocha não possa ser assegurado pelo executor, o projeto deve ser revisto: os comprimentos das estacas devem ser ajustados, na verificação do ELU, à condição de resistência nula na ponta.

$$R_p=0 \text{ e } R_{adm} = R_l / 2.$$

Respeitando a data de execução da obra, por se tratar de um estudo de caso, as estacas foram dimensionadas pela norma ABNT NBR 6122 (2010), sendo que essa norma preconiza no caso específico de estacas escavadas, que a carga admissível deve ser de no máximo 1,25 vez a resistência do atrito lateral calculado na ruptura, ou seja, no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca, equivalendo assim a um mínimo de 80% para a resistência lateral. Quando superior a esse valor, o processo executivo de limpeza da ponta deve ser especificado pelo projetista e ratificado pelo executor.

Portanto, para efeito de comparação com as estacas que foram executadas no ano de 2017, os cálculos serão realizados utilizando as considerações da norma ABNT NBR 6122:2010.

4.3 Estimativa da Capacidade de Carga

Para Silva (2020) a capacidade de carga de projeto é obtida dividindo-se valor da carga de ruptura através do fator de segurança adotado. De outra forma, pode ser adotado como sendo a carga correspondente ao valor limite do recalque máximo permitido em uma obra.

Segundo Décourt (1998) apud Schulze (2013) pode-se avaliar a capacidade de carga de uma estaca através dos métodos diretos e indiretos. Os primeiros utilizam correlações empíricas ou semiempíricas com ensaios “in situ”. Já os métodos indiretos fazem uso de ensaios laboratoriais e “in situ” para obter características de resistência ao cisalhamento e de rigidez do solo, que posteriormente são utilizadas no cálculo da capacidade de carga do sistema solo-estaca, através das fórmulas teóricas ou semiempíricas.

Neste estudo, os métodos de capacidade de carga serão abordados em tópicos de prova de carga, fórmulas dinâmicas e fórmulas estáticas.

4.3.1 Prova de Carga

Consiste basicamente em aplicar esforços estáticos crescentes à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes.

De acordo com Fleming et al. (1992), os objetivos da prova de carga são:

- 1) determinar a capacidade de carga do sistema solo-estaca e compará-la com a estimativa de projeto;
- 2) avaliar as parcelas da carga aplicada resistidas por atrito lateral e por resistência de ponta da estaca;
- 3) determinar a rigidez do sistema solo-estaca sob a carga de projeto;
- 4) determinar o recalque correspondente à uma determinada carga aplicada.

Este procedimento se justifica apenas para obras de grande porte ou com grandes incertezas de dimensionamento. A ABNT NBR 6122 (2019) traz que é obrigatória à execução de provas de carga estáticas de desempenho, no decorrer do estaqueamento, em obras que tiverem um número de estacas superior ao valor especificado pela mesma.

Como o tempo de aplicação da carga na prova de carga é pequeno comparado com o real, não podem ser considerados totalmente realistas os resultados de recalque de uma prova de carga em uma estaca isolada. Além disso, esse ensaio não é suficiente para prever o recalque do grupo de estacas que trabalham efetivamente em uma estrutura (CHELLIS, 1961 *apud* SCHULZE, 2013).

4.3.2 Formulação Dinâmica

Estes métodos são utilizados em estacas cravadas a percussão, baseados na observação do seu comportamento durante a cravação.

Partem da medida da nega, que consiste em uma medida de controle da capacidade de carga efetuada através da recusa à penetração no solo associada a uma determinada energia de cravação, sendo esta uma medida necessária, mas não suficiente para se conhecer a capacidade de carga de uma estaca. (FURTADO, 2014).

Prosseguindo, Furtado (2014) menciona que estas formulações permitem a determinação de valores numéricos limites para a nega da estaca, ou seja, o valor que

deve ser obtido na cravação para atingir dinamicamente a capacidade de carga esperada para a estaca.

4.3.3 Formulação Estática

Utiliza-se de métodos convencionais da Mecânica dos Solos para a avaliação, a partir de parâmetros previamente determinados.

A ABNT NBR 6122 (2019) descreve métodos semiempíricos como métodos que relacionam resultados de ensaios (tais como o SPT, CPT etc.) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de cálculo.

Furtado (2014) cita que os métodos semiempíricos são relações relativamente simples, porém baseados em experiência dos seus autores e que devem ser aplicados com bastante propriedade.

De maneira resumida, estes métodos semiempíricos consistem em determinar duas parcelas da carga transmitida pelo elemento de fundação ao solo e somá-las ao final:

- Resistência lateral;
- Resistência de ponta.

A resistência lateral é a carga que é transmitida ao solo ao longo de todo o comprimento da estaca através de sua área lateral.

A resistência de ponta é referente à carga que é transmitida ao solo somente pela “base”, ou ponta, da estaca, ou seja, não é acumulada ao longo da profundidade, como a resistência lateral.

4.3.3.1 Método Aoki & Velloso

Em seu livro Velloso e Lopes (2010) destacam que o método de Aoki e Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e de SPT. O método pode ser utilizado tanto com dados do SPT como do ensaio CPT. A primeira expressão da capacidade de carga da estaca pode ser escrita relacionando a resistência de ponta e o atrito lateral da estaca com resultados do CPT.

Seguindo o exposto por Marangon (2018), a formulação para este método será apresentada na Equação 5.

$$R_T = R_L + R_P \quad (5)$$

Onde:

R_T : Resistência total;

R_L : Resistência lateral;

R_P : Resistência de ponta.

Assim, a parcela de resistência de ponta é determinada pela Equação 6.

$$R_P = r_p \times A_p \quad (6)$$

Onde:

R_P : Resistência de ponta;

r_p : Incógnita geotécnica da resistência de ponta;

A_p : Área de ponta da estaca.

A parcela de resistência de atrito lateral é dada pela Equação 7:

$$R_L = U \times \sum(r_l \times \Delta_l) \quad (7)$$

Onde:

R_L : Resistência de atrito lateral;

U : Perímetro da seção transversal;

r_l : Tensão média de atrito lateral na camada de espessura Δ_l ;

Δ_l : Espessura da camada de solo.

R_L e R_P são incógnitas geotécnicas inicialmente correlacionadas com ensaios de penetração estática CPT, por meio de valores de resistência de ponta do cone (q_C) e do atrito lateral unitário da luva (f_S), conforme Equações 8 e 9.

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (8)$$

$$r_l = \frac{f_s}{F_2} \quad (9)$$

Onde:

r_p : Resistência de ponta fornecida pelo ensaio CPT;

r_l : Resistência de atrito latera fornecida pelo ensaio CPT;

q_c : Resistência de ponta do cone;

f_s : Atrito lateral unitário da luva;

F_1 : Coeficiente de transformação que engloba o tipo de estaca e o efeito escala entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (Modelo), para o cálculo da carga de ponta;

F_2 : Coeficiente de transformação que engloba o tipo de estaca e o efeito escala entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (Modelo), para o cálculo da resistência lateral.

F_1 e F_2 são fatores de correção que levam em conta o efeito escala, ou seja, a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone de CPT (modelo), e também a influencia do método executivo de cada tipo de estaca. O valor de resistência de ponta pode ser substituído por uma correlação com o índice de resistência à penetração em que o coeficiente K depende do tipo de solo.

Essa substituição possibilita exprimir também o atrito lateral em função de N_{spt} com a utilização da razão de atrito em que α é função do tipo de solo.

Os valores de F_1 e F_2 (Tabela 02) foram ajustados com 63 provas de carga realizadas em vários estados do Brasil. Quando essas provas de carga não atingiram a ruptura, os autores utilizaram método para estimar a capacidade de carga, ajustando aos pontos obtidos na prova de carga uma forma de curva que caracteriza uma assíntota ao eixo das cargas, definindo, assim, um valor de capacidade de carga. (CINTRA; AOKI, 2010).

Tabela 02 – Valores de F_1 e F_2

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki de fuste apilado	2,3	3
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2

Metálica	1,75	3,5
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	3,8
Nota: os valores indicados para estaca tipo hélice contínua requerem reserva, pois é pequeno o número de provas de cargas disponíveis.		

Fonte: Monteiro (1997) *apud* Velloso e Lopes (2010)

Correlaciona-se o valor de resistência de ponte (R_p) com o índice de resistência à penetração (N_{spt}) utilizando a Equação 10:

$$R_p = k \times N_{spt} \quad (10)$$

Onde:

k : Função do tipo de solo;

N_{spt} : Índice de resistência a penetração.

O atrito lateral (F_s) é obtido conforme Equação 11:

$$F_s = \alpha \times k \times N_{spt} \quad (11)$$

Onde:

k : Coeficiente de conversão da resistência da ponta do cone para N_{spt} (Tabela 03);

α : Fator de correção da resistência lateral e ponta do cone no ensaio CPT em função do tipo de solo (Tabela 03);

N_{spt} : N_{spt} médio na camada de espessura ΔL .

Tabela 03 – Valores de K e α

Tipo de solo	k (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	7,3	2,1
Areia Siltosa	6,8	2,3
Areia Siltoargilosa	6,3	2,4
Areia Argilossiltosa	5,7	2,9
Areia Argilosa	5,4	2,8

Silte Arenoso	5	3
Silte Arenoargiloso	4,5	3,2
Silte	4,8	3,2
Silte Argiloarenoso	4	3,3
Silte Argiloso	3,2	3,6
Argila Arenosa	4,4	3,2
Argila Arenossiltosa	3	3,8
Argila Siltoarenosa	3,3	4,1
Argila Siltosa	2,6	4,5
Argila	2,5	5,5

Fonte: Monteiro (1997) *apud* Velloso e Lopes (2010)

Desta forma, a Equação 12 determina a resistência total:

$$R_T = \frac{\Sigma (N_{SPT\text{médio}} * \alpha * K * AL * U)}{F_2} + \frac{SPT_{N_{SPT\text{ponta}}} * K * A_p}{F_1} \quad (12)$$

Onde:

R_T : Resistência total;

U : Perímetro da seção transversal da estaca;

ΔL : Espessura da camada em análise;

A_p : Área da ponta da estaca;

AL : Área lateral ao longo de todo o comprimento da estaca;

K : Coeficiente de conversão da resistência da ponta do cone para N_{SPT} (Tabela 03);

α : Fator de correção da resistência lateral e ponta do cone no ensaio CPT em função do tipo de solo (Tabela 03);

F_1 : Coeficiente de correção da resistência de ponta (Tabela 02);

F_2 : Coeficiente de correção da resistência lateral (Tabela 02);

N_{SPT} médio: N_{SPT} médio na camada de espessura ΔL ;

N_{SPT} ponta: N_{SPT} na cota da ponta.

4.3.3.2 Método Décourt & Quaresma

O método de Décourt & Quaresma (1978) é um processo expedito para a estimativa da capacidade de carga, fundamentado exclusivamente em resultados de

ensaios SPT. Desenvolvido a princípio para estacas pré-moldadas de concreto, com o passar do tempo foi estendido para outros tipos de estacas tais como, escavadas em geral, hélice contínua e injetadas, por meio da introdução dos coeficientes α e β à equação original (PAGNUSSATTI; SANTOS, 2020).

O valor da tensão de ruptura de ponta considerado para estacas escavadas é aquele correspondente à ruptura convencional, ou seja, a carga que gera o deslocamento do topo da estaca igual a 30% do seu diâmetro (SCHULZE, 2013).

Na formulação, o valor de N é obtido fazendo-se a média dos índices de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste da estaca, sem considerar os valores que serão utilizados na resistência de ponta, respeitando o limite de $3 \leq N \leq 15$ para estacas Strauss e tubulões a céu aberto e o limite de $3 \leq N \leq 50$ para estacas escavadas com bentonita e estacas de deslocamento (CINTRA e AOKI, 2010).

De acordo com Pagnussatti e Santos (2020) este método apresenta-se conforme a Equação 13:

$$R = \beta * \left(U \sum \left(\left(\left(\frac{N_{spt(L)}}{3} + 1 \right) A_L \right) \right) \right) + \alpha * (C * N_{spt(P)}) A_P \quad (13)$$

Onde:

R : Resistência total;

$N_{spt(P)}$: valor do N_{spt} na ponta da estaca. Deve ser considerada uma média entre o N_{spt} da cota de assentamento e os N_{spt} imediatamente superior e inferior;

$N_{spt(L)}$: valor médio do N_{spt} ao longo do fuste, sem considerar os valores de N_{spt} utilizados para o cálculo da resistência de ponta. Para valores de N_{spt} maiores que 50, deve ser considerado que $N_{spt} = 50$. Para valores de N_{spt} menores que 3, deve ser considerado que $N_{spt} = 3$;

A_P : área da ponta da estaca;

A_L : área lateral da estaca de cada camada, expressa em m²;

U : Perímetro da seção transversal do fuste;

α : Coeficientes que variam com o tipo de solo e o tipo de estaca e que minoram a resistência de ponta das mesmas (Tabela 04);

β : Coeficientes que variam com o tipo de solo e o tipo de estaca e que minoram a resistência lateral das mesmas (Tabela 05);

C : valor de resistência do solo (Tabela 06 e 07).

Tabela 04 – Valores de α

Tipo de solo	Escavadas em geral	Escavadas (Bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetadas sob alta pressões
Argila	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
Areias	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Fonte: Décourt (1978) apud Schulze (2013).

Tabela 05 – Valores de β

Tipo de solo	Escavadas em geral	Escavadas (Bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetadas sob alta pressões
Argila	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos intermediários	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areias	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Fonte: Décourt (1978) apud Schulze (2013).

Tabela 06 – Valores de C para estacas de deslocamento

Tipo de solo	C (tf/m ²)
Argilas	12
Siltes argilosos (alteração de rocha)	20
Siltes arenosos (alteração de rocha)	25
Areias	40

Fonte: Décourt (1978) apud Schulze (2013).

Tabela 07 – Valores de C para estacas escavadas

Tipo de solo	C (tf/m ²)
Argilas	10
Siltes Argilosos (alteração de rocha)	12
Siltes Arenosos (alteração de rocha)	14
Areias	20

Fonte: Décourt (1978) apud Schulze (2013).

Para estacas cravadas, α e β apresentam valores igual a um. Para outros métodos, utilizam-se os valores tabelados.

Contrário ao método de Aoki & Velloso (1975), o método de Décourt & Quaresma (1978) utiliza fatores de segurança parciais para carga admissível,

adotando para resistência de ponta $FS = 4$ e para resistência por atrito lateral um fator de segurança da ordem de $FS = 1,3$ conforme Equação 14:

$$R_{adm} = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,3} \quad (14)$$

Onde:

R_{adm} : Resistência admissível;

R_L : Resistência lateral;

R_p : Resistência de ponta.

4.3.3.3 Método Antunes & Cabral

Segundo Yoshida et al (2017) este método gera excelentes resultados para hélice contínua, juntamente com Décourt & Quaresma (1978).

De acordo com Mantuano (2013), Antunes & Cabral propuseram um método de previsão da capacidade de carga em estacas hélice contínua utilizando uma correlação entre resultados de ensaios de SPT e provas de carga estáticas, realizadas em estacas com diâmetro de 350, 500 e 750 mm, fazendo uma comparação entre dois métodos semiempíricos tradicionais, Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978).

Foram propostas as duas seguintes equações:

- Equação 15 de resistência por atrito lateral:

$$Q_{l,ult} = \pi * D * \sum (N1 * \beta1) * \Delta l \quad (15)$$

Onde:

D= Diâmetro da estaca;

Δl = Comprimento da estaca;

N1 = Índice de resistência à penetração do ensaio SPT;

$\beta1$ = Coeficiente de atrito lateral que depende do tipo de solo (Tabela 08).

- Equação 16 de resistência de ponta:

$$Q_{l,ult} = \beta_2 * N_2 * \left(\frac{\pi * D^2}{4}\right) ; \beta_2 * N_2 \leq 40 \text{ kgf/cm}^2 \quad (16)$$

Onde:

N_2 = Índice de resistência à penetração do ensaio SPT;

β_2 = Parâmetro para o cálculo da resistência de ponta que depende do tipo de solo (Tabela 08).

Tabela 08 – Parâmetros β_1 e β_2 , onde $\beta_1 N$ e $\beta_2 N$ em kgf/cm^2

Solo	β_1 (%)	β_2
Areia	4,5	2,25
Silte	3,0	1,5
Argila	2,75	1,25

Fonte: Antunes e Cabral (1996) *apud* Velloso e Lopes (2010).

Caso não haja prova de carga para a determinação da carga última, o fator de segurança utilizado para o cálculo da carga admissível de projeto é de dois (2). Entretanto, se houver prova de carga o projetista de fundação pode reduzir o fator de segurança para 1,6. Outro fator de segurança adotado é que a capacidade de carga admissível deve ser menor que 125% da carga referente ao atrito lateral (YOSHIDA et al, 2017).

Desta maneira, para a determinação da carga admissível de projeto (R_{adm}), admite-se as Equações 17 e 18:

$$R_{adm} = \frac{R_L + R_P}{2} \quad (17)$$

$$R_{adm} = \frac{R_L}{0,8} \quad (18)$$

Onde:

R_{adm} : Resistência admissível;

R_L : Resistência lateral;

R_P : Resistência de ponta.

4.3.4 Fatores de Segurança

Na determinação dos valores deve ser utilizado, quando não existirem fatores de segurança parciais determinados conforme a metodologia de cada autor, o fator de segurança global encontrado na norma

No item 6.2.1.2 da ABNT NBR 6122 (2019) que trata sobre a segurança de fundações profundas, traz o fator de segurança global de valor dois (2), que deve ser utilizado para determinação da carga admissível. Assim, a carga de ruptura mínima deve ser de pelo menos duas (2) vezes a carga admissível útil da estaca.

4.3.5 Efeito de grupo de estacas

Nas fundações, é possível agrupar estacas de acordo com a concepção de cálculo para o projeto e de suas propriedades.

Os métodos disponíveis na literatura calculam a capacidade de carga de elementos isolados. Contudo, as estacas geralmente são empregadas em grupo para que a tensão aplicada seja propagada de forma mais eficiente ao terreno de fundação, sendo essa necessidade decorrente de cargas elevadas nos pilares em relação à carga de trabalho da estaca disponível. Desta forma, há influência de cada elemento em outro, impactando no comportamento de ambos.

A capacidade de carga do grupo pode ser diferente da soma dos valores de capacidade de cargas dos elementos isolados que o compõem. Assim, pode haver um efeito de grupo sobre a capacidade de carga, o qual pode ser quantificado pela chamada eficiência de grupo conforme Equação 19.

$$\eta = \frac{R_g}{\sum R_i} \quad (19)$$

Onde:

R_g : capacidade de carga do grupo de estacas;

R_i : capacidade de carga do elemento isolado de fundação.

Segundo Cintra e Aoki (2010), em princípio, a eficiência de grupo depende da forma e do tamanho do grupo, do espaçamento entre estacas e, principalmente, do tipo de solo e da estaca. Inicialmente, considerava-se que a eficiência podia ser menor

do que a unidade. Depois, com a realização de ensaios em grupo, foi constatado que a eficiência geralmente é igual ou superior a unidade.

A prática corrente em projeto de fundações por estacas não leva em conta possíveis benefícios de eficiência de grupo superior a unidade, inclusive porque contar com uma resistência aumentada por causa do efeito de grupo implica a ocorrência de recalque também aumentados. Assim, na prática, calcula-se a capacidade de carga apenas do elemento isolado de fundação, com a hipótese de que tenha-se $N=1$ (CINTRA; AOKI, 2010).

5 RECALQUE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Como definição de recalque, Rebello (2008) apud Santos (2014) cita que recalque é a deformação do solo quando submetido a cargas, provocando movimentação na fundação que, dependendo da intensidade, pode resultar em sérios danos à estrutura.

Com relação ao recalque em fundações profundas e sua influência numa edificação, de acordo com Pronunciati et al (2018), tem se mostrado um parâmetro crítico, já que em diversos projetos a capacidade de carga não é o fator limitante, mas sim o recalque que a estrutura pode suportar em seu estado limite de serviço (ELS).

Apesar de sua importância, definir os parâmetros de interação estaca-solo torna-se um desafio para a geotecnia devido à grande dificuldade em determinar as propriedades mecânicas do solo, em virtude de sua característica anisotrópica e a grande variabilidade dos métodos executivos de estacas.

Para Nuernberg (2014) a previsão de recalques engloba premissas um tanto complexas, relacionadas ao mecanismo de transferência da carga da estaca ao solo, além da necessidade na verificação do seu comportamento durante e pós a fase de execução.

5.1 Método para Estimativa de Recalque

Alguns autores desenvolveram métodos na tentativa de prever o quanto um elemento de fundação profunda irá recalcar, a partir da interação solo-estrutura, levando em consideração as propriedades do solo no contato com o elemento de fundação, bem como algumas peculiaridades inerentes a metodologia executiva de estacas (PRUNUNCIATI et al, 2018)

Velloso e Lopes (2004) apud Pereira (2018) classificam os modelos para obtenção da previsão de recalque em três grandes categorias:

- Métodos racionais: Modelos de previsão de recalques, teoricamente exatos, são combinados a ensaios de laboratório ou *in situ*, que determinam os parâmetros de compressibilidade do solo;

- Métodos semiempíricos: Nesse método, os parâmetros de deformabilidade, obtidos por ensaio *in situ* de penetração, são combinados com modelos de previsão de recalques teoricamente exatos;

- Métodos empíricos: Nesse método, se utiliza de tabelas com valores pré-determinados de tensão admissível de cada tipo de solo. A partir dos valores dessas tensões, o resultado é associado a recalques admissíveis em estruturas.

Neste trabalho será abordado o método para estimativa de recalque de Poulos e Davis (1980).

Na metodologia de Poulos e Davis (1980), a estaca é dividida em um número de elementos uniformemente carregados e a solução é obtida impondo compatibilidade entre os deslocamentos da estaca e os deslocamentos do solo adjacente para cada elemento da estaca. Os deslocamentos da estaca são obtidos considerando-se a compressibilidade da estaca sob carga axial e os deslocamentos do solo são obtidos através da equação de Mindlin (VELLOSO; LOPES, 2010 *apud* GOULART, 2020).

Para estacas de ponta que são apoiadas em uma camada resistente de solo, Poulos e Davis apresentaram as Equações 20 e 21:

$$\rho = \frac{P}{D \times E_s} \times I_P \quad (20)$$

Onde:

ρ : deslocamento (mm);

P: carga aplicada na estaca (kN);

E_s : módulo de deformabilidade do solo (MPa);

D: diâmetro da estaca (m);

I_p : fator de influência;

$$I_P = I_O \times R_K \times R_h \times R_v \quad (21)$$

Onde:

I_p : fator de influência;

I_O : fator de influência para deformações para uma estaca;

R_K : fator de correção para a compressibilidade da estaca;

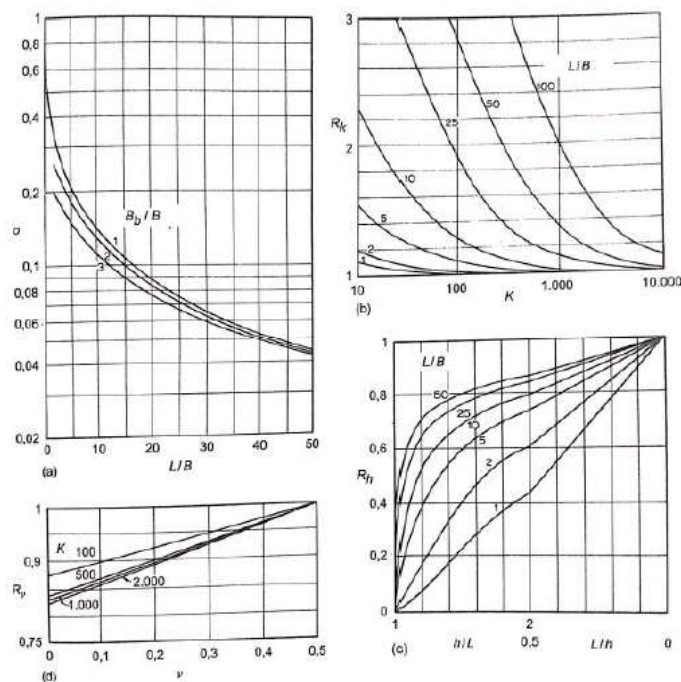
R_h : espessura h (finita) de solo compressível;

R_ν : correção para o coeficiente de Poisson do solo (ν);

O método proposto por Poulos e Davis é diretamente sensível a fatores como espessura da camada de solo, o comprimento da estaca, coeficiente de Poisson e o módulo de deformabilidade do solo, fazendo com que estes parâmetros exerçam elevada influência na determinação dos valores de I_0 , R_K , R_h , e R_ν , utilizando os ábacos propostos por estes mesmos autores.

Os ábacos utilizados estão presentes nas Figura 09.

Figura 09 – Fatores para o cálculo de recalque de estacas



Fonte: Autor (2021).

Na ausência de valor específico para módulo de elasticidade, podem ser considerados os valores da Tabela 09 a seguir:

Tabela 09 – Módulo de elasticidade de acordo com o tipo de estaca

Tipo de estaca	E (GPa)
Estaca pré-moldada	28 - 30
Hélice contínua, Franki, Estacão	21
Strauss e Escavada a seco	18

Aço	210
Madeira	10

Fonte: Cintra e Aoki (2017) *apud* Goulart (2020)

Para o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson, foram utilizados os valores das Tabelas 10 e 11.

Tabela 10 – Módulo de deformabilidade

Solo	Consistência ou Compacidade	Es (Mpa)
Argila	Muito mole	1
	Mole	2
	Média	5
	Rija	7
	Muito rija	8
	Dura	15
Areia	Fofa	5
	Pouco compacta	20
	Medianamente compacta	50
	Compacta	70
	Muito compacta	90
Areia com Pedregulhos	Pouco compacta	50
	Compacta	120

Fonte: Teixeira; Godoy (1996) *apud* Souza (2019)

Tabela 11 – Coeficiente de Poisson

Solo	Vs
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 - 0,5
Argila saturada	0,4 - 0,5
Argila não-saturada	0,1 - 0,3

Fonte: Teixeira; Godoy (1996) *apud* Souza (2019)

A magnitude dos recalques de uma obra deve sempre ser analisada, para que se possa comparar os recalques estimados com aqueles que a estrutura poderá suportar, sem que aconteçam maiores danos.

5.2 Recalques Totais Limites

O valor do recalque total limite é imposto pelo projetista, o qual deve preservar a estrutura sem causar danos que a comprometa. Segundo Cintra e Aoki (2010), na

prática de projetos de fundações usuais por estacas, pode-se considerar os valores de recalque admissíveis sugeridos por Meyerhof (1976): 25 mm para fundações por estacas em areias e 50 mm para fundações por estacas em argilas, considerando grupo de estacas.

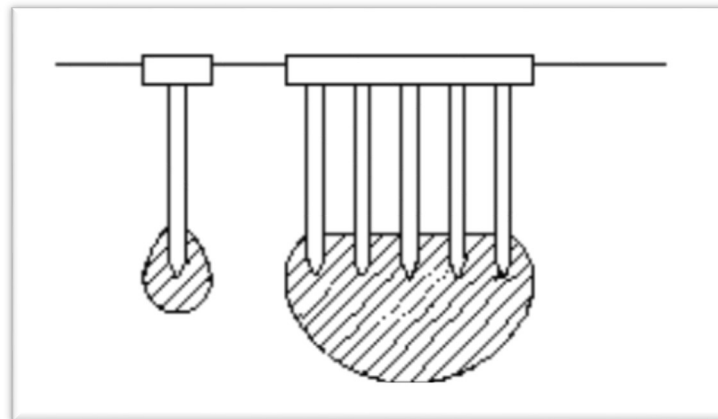
5.3 Recalque em Grupo de Estacas

Da mesma forma que o agrupamento de estacas aumenta a capacidade de carga, este agrupamento aumenta o recalque.

O efeito de grupo consiste no processo de interação, por meio do solo, onde as tensões criadas por uma estaca influenciam no comportamento de outro elemento próximo.

Segundo Tomlinson (1994) *apud* Santana (2008) a zona de atuação de tensões do grupo de estacas é sempre maior que a de uma estaca isolada, e, por superposição, as tensões são mais elevadas, conforme Figura 10.

Figura 10 - Esquema de tensões impostas ao solo por uma estaca isolada e por um grupo



Fonte: Tomlinson (1994) *apud* Santana (2008).

Outro grande problema é determinar as características do solo após o estaqueamento, pois a caracterização é realizada antes da execução. Dependendo das particularidades da execução, o solo pode adquirir propriedades muito distintas do original, além de acentuar a heterogeneidade horizontal.

Solos de aterros e areias fofas são compactados através da cravação, podendo ocorrer de tal compactação ser suficiente para impedir a execução de demais estacas quando estas são muito próximas. De forma a evitar tal situação, é recomendada que

a execução seja realizada do centro de grupo para a periferia, ou de um bordo em direção ao outro.

Para a previsão de recalque em grupo de estacas, alguns autores formularam métodos com base empírica. Abaixo segue a Equação 22 sugerida por Fleming et al. (1985) apud Velloso e Lopes (2010):

$$\xi = N^n \quad (22)$$

Onde:

ξ : Recalque do grupo;

N: número de estacas no grupo;

n: expoente que varia entre 0,4 e 0,6.

6 OBRA – ESTUDO DE CASO

6.1 Caracterização da Obra

A obra em estudo é uma edificação constituída de 1 pavimento subsolo, 1 pavimento térreo, 5 pavimentos Tipo e 1 pavimento cobertura, totalizando 8 pavimentos com 5101,69 m² de área coberta.

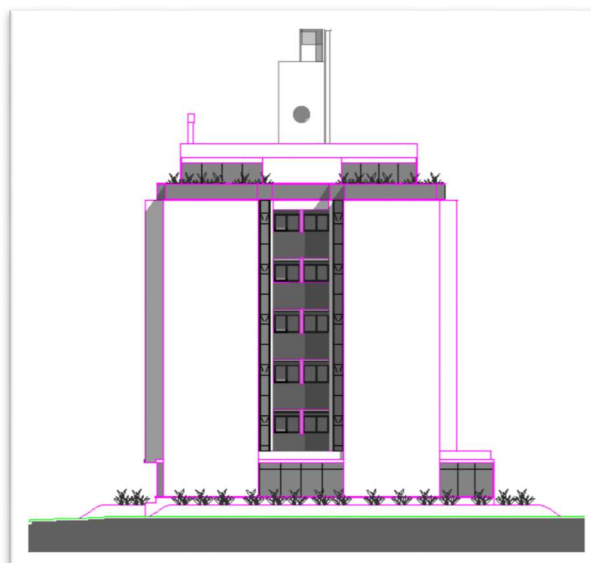
Será apresentada na sequência a Planta de Fachada (Figura 11) e uma Vista Lateral (Figura 12).

Figura 11 - Planta de Fachada



Fonte: Projeto Arquitetônico (2017).

Figura 12 - Vista Lateral

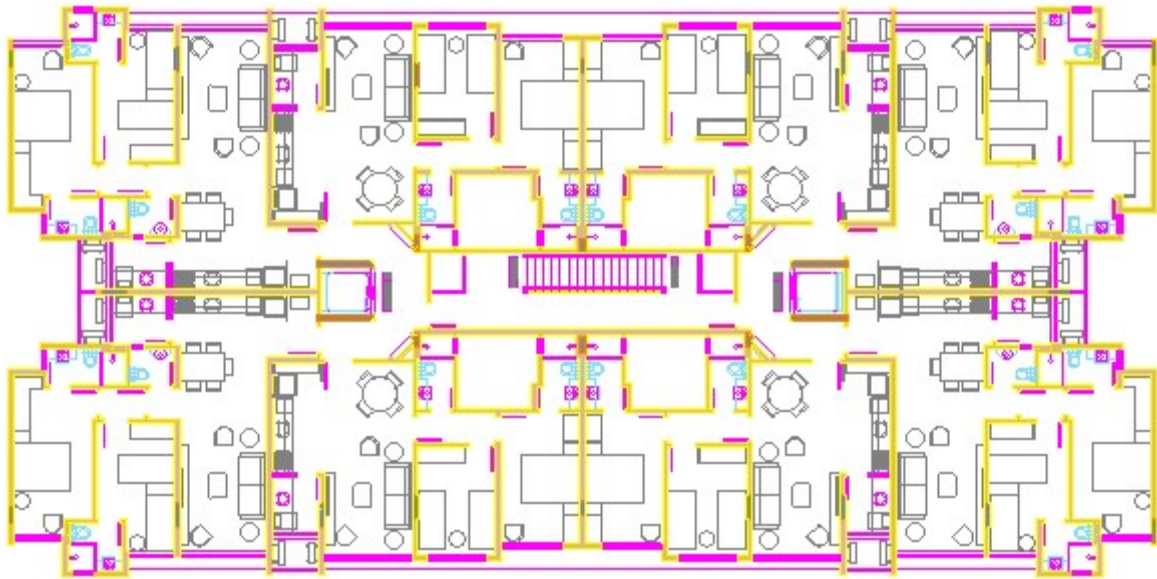


Fonte: Projeto Arquitetônico (2017).

6.2 Projeto Arquitetônico

A edificação em estudo é constituída com 5 pavimentos Tipo, nos quais tem-se 8 apartamentos com 2 quartos cada, conforme representado na Figura 13.

Figura 13 - Planta baixa do pavimento tipo



Fonte: Projeto Arquitetônico (2017).

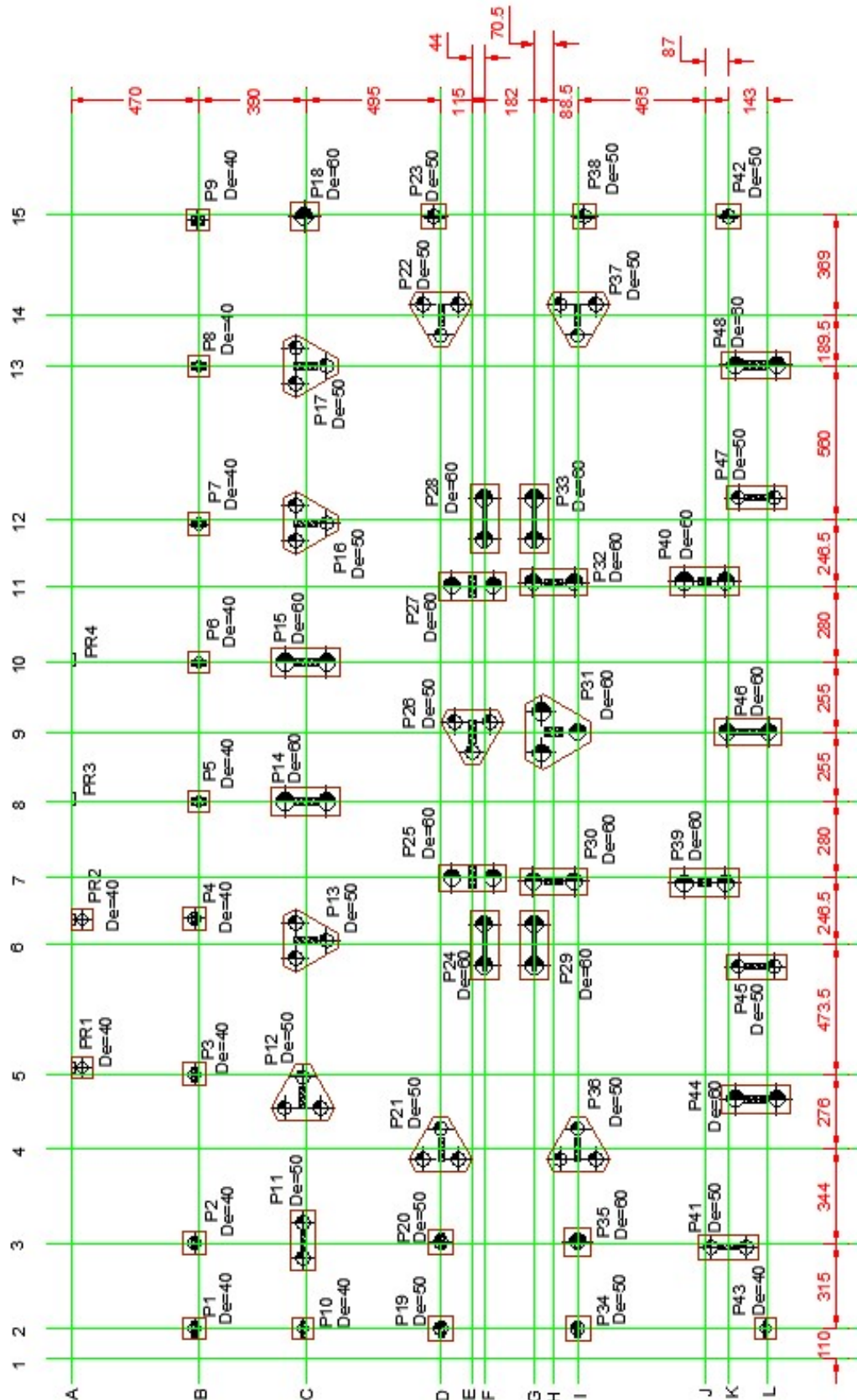
6.3 Projeto Estrutural e Análise de Cargas

O projeto estrutural foi desenvolvido com 50 pilares, para os quais foram realizadas 89 estacas com as seguintes características:

- 13 Estacas hélice contínua monitorada com diâmetro nominal de 40 cm;
- 41 Estacas hélice contínua monitorada com diâmetro nominal de 50 cm;
- 35 Estacas hélice contínua monitorada com diâmetro nominal de 60 cm;

Essas estacas estão distribuídas conforme ilustração a seguir (Figura 14), de forma que este projeto estrutural se encontra no Anexo A deste estudo.

Figura 14 - Planta de Localização dos Pilares e Estacas



Fonte: Projeto Estrutural (2017).

Na Tabela 12 estão apresentados os valores de cargas em cada pilar, a quantidade de estacas executadas na obra (representadas pelas letras a,b quando possui duas estacas e a,b,c quando possui três estacas), o diâmetro das estacas, o comprimento das estacas, a cota de arrasamento e o respectivo laudo de sondagem.

Tabela 12 – Valores de cargas dos pilares

PILAR	Rv	Rt	Me	♦ est	lu	CP	SPT
	(tf)	(tf)	(tfm)	(cm)	(m)		
P1	18	0	0	40	7	-10	2
P2	34	0	0	40	7	-10	2
P3	51	0	0	40	8	-11	2
P4	41	0	0	40	8	-11	2
P5	41	0	0	40	8	-11	2
P6	43	0	0	40	8	-11	2
P7	45	0	0	40	8	-11	1
P8	55	0	0	40	8	-11	1
P9	33	0	0	40	7	-10	1
P10	35	0	0	40	7	-10	2
P11-a,b	63	0	0	50	8	-11	2
P12-a,b,c	97	0	0	50	26	-29	2
P13-a,b,c	90	0	0	50	26	-29	2
P14-a,b	107	0	0	60	26	-29	2
P15-a,b	103	0	0	60	26	-29	2
P16-a,b,c	82	0	0	50	8	-11	1
P17-a,b,c	90	0	0	50	9	-12	1
P18	109	0	0	60	29	-32	1
P19	37	0	0	50	24	-27	4
P20	88	0	0	50	28	-31	4
P21-a,b,c	75	0	0	50	26	-29	4
P22-a,b,c	73	0	0	50	8	-11	1
P23	71	0	0	50	8	-11	1
P24-a,b	105	0	0	60	27	-30	2
P25-a,b	118	0	0	60	27	-30	2
P26-a,b,c	95	0	0	50	26	-29	2
P27-a,b	106	0	0	60	29	-32	1
P28-a,b	102	0	0	60	29	-32	1
P29-a,b	100	0	0	60	29	-32	1
P30-a,b	106	0	0	60	28	-31	3
P31-a,b,c	107	0	0	60	28	-31	3
P32-a,b	101	0	0	60	29	-32	1
P33-a,b	108	0	0	60	29	-32	1
P34	47	0	0	50	25	-28	4
P35	98	0	0	60	26	-29	4
P36-a,b,c	81	0	0	50	27	-30	4
P37-a,b,c	86	0	0	50	8	-11	1
P38	84	0	0	50	8	-11	1
P39-a,b	100	0	0	60	27	-30	3
P40-a,b	107	0	0	60	28	-31	3
P41-a,b	57	0	0	50	25	-28	4
P42	88	0	0	50	29	-32	1
P43	27	0	0	40	7,5	-10,5	4
P44-a,b	106	0	0	60	28	-31	4
P45-a,b	57	0	0	50	25	-28	3
P46-a,b	102	0	0	60	27	-30	3
P47-a,b	61	0	0	50	25	-28	4
P48-a,b	112	0	0	60	29	-32	1
PR1	11	0	0	40	7	-10	2
PR2	13	0	0	40	7	-10	2

Fonte: Projeto Estrutural (2017).

Onde:

RV = Carga máxima de compressão no topo da estaca;

Rt = Carga de tração na estaca;

Rh = Esforço Horizontal no topo da estaca;

\varnothing_{est} = Diâmetro da estaca;

Lu = Comprimento útil da estaca (distância entre a cota de arrasamento e a ponta da estaca)

Me = Momento Fletor no fuste da estaca

As dimensões de cada pilar executado em obra e sua carga estão representados na Tabela 13.

Tabela 13 – Valores de cargas da fundação em cada pilar e suas respectivas dimensões

CARGA FUNDAÇÃO		
PILAR	SEÇÃO	CARGA (tf)
P1	15x60	17
P2	15x50	33
P3	15x50	50
P4	15x50	40
P5	20x50	40
P6	20x50	42
P7	20x50	44
P8	20x50	54
P9	40x40	32
P10	20x60	34
P11	20x70	125
P12	25x80	290
P13	25x80	268
P14	25x80	213
P15	25x80	205
P16	25x80	244
P17	25x80	269
P18	17x70	108
P19	20x60	36
P20	20x60	87
P21	20x80	224

CARGA FUNDAÇÃO		
PILAR	SEÇÃO	CARGA (tf)
P26	20x80	284
P27	20x80	210
P28	17x192	203
P29	17x192	198
P30	20x70	210
P31	30x70	318
P32	20x70	201
P33	17x192	215
P34	20x60	46
P35	20x60	97
P36	20x80	241
P37	20x80	255
P38	17x70	83
P39	30x50	198
P40	30x50	213
P41	20x70	113
P42	17x70	87
P43	15x60	26
P44	30x85	210
P45	20x85	113
P46	20x145	202

P22	20x80	217
P23	17x70	70
P24	17x192	209
P25	20x80	234

P47	20x85	121
P48	30x85	222
PR1	15x40	10
PR2	15x40	12

Fonte: Projeto Estrutural (2017).

O comprimento final das estacas é determinado com a subtração de 3 m. As mesmas foram cravadas considerando toda a extensão desde o nível zero do solo até a profundidade final. Após a cravação, estas estacas foram arrasadas na cota -3 m, para que seja efetuado o pavimento subsolo.

De acordo com as cargas apresentadas, o pilar com maior carga é o P31, com 318 Tf. Há ainda outros 5 pilares com cargas superiores a 250 Tf, são eles: P12, P13, P17, P26 e P37.

Os pilares P12, P13, P16, P17, P21, P22, P26, P31, P36 e P37 possuem três estacas cada, onde a carga total está dividida entre estes três que o constitui. Já os pilares P11, P14, P15, P24, P25, P27, P28, P29, P30, P32, P33, P39, P40, P41, P44, P45, P46, P47 e P48 possuem duas estacas, com cargas divididas em duas partes iguais.

A estaca que receberá maior carga será a do pilar P25, com 117 tf, sendo duas estacas com esta carga formando a fundações desse pilar. Ao todo, 17 estacas receberão 100 Tf ou mais carga. São eles, P14, P15, P18, P24, P25, P27 ao P33, P39, P40, P44, P46 e P48.

Para melhor entender a distribuição de cargas, a Tabela 14 apresenta uma relação de cargas por estacas executadas de mesmo diâmetro.

Tabela 14 – Comparação de valores de cargas por diâmetro de estacas

Diâmetro 40 cm				Diâmetro 50 cm					Diâmetro 60 cm				
N	Carga (Tf)	C (m)	QE (unid.)	N	Carga (Tf)	C (m)	QE (unid.)	CPE (Tf)	N	Carga (Tf)	C (m)	QE (unid.)	CPE (Tf)
P1	17	10	1	P11	125	11	2	63	P14	213	29	2	107
P2	33	10	1	P12	290	29	3	97	P15	205	29	2	103
P3	50	11	1	P13	268	29	3	89	P18	108	32	1	108
P4	40	11	1	P16	244	11	3	81	P24	209	30	2	105
P5	40	11	1	P17	269	12	3	90	P25	234	30	2	117
P6	42	11	1	P19	36	27	1	36	P27	210	32	2	105
P7	44	11	1	P20	87	31	1	87	P28	203	32	2	102
P8	54	11	1	P21	224	29	3	75	P29	198	32	2	99
P9	32	10	1	P22	217	11	3	72	P30	210	31	2	105

P10	34	10	1
P43	26	10,5	1
PR1	10	10	1
PR2	12	10	1

P23	70	11	1	70
P26	284	29	3	95
P34	46	28	1	46
P36	241	30	3	80
P37	255	11	3	85
P38	83	11	1	83
P41	113	28	2	57
P42	87	32	1	87
P45	113	28	2	57
P47	121	28	2	61

P31	318	31	3	106
P32	201	32	2	101
P33	215	32	2	108
P35	97	29	1	97
P39	198	30	2	99
P40	213	31	2	107
P44	210	31	2	105
P46	202	30	2	101
P48	222	32	2	111

Fonte: Autor (2021).

Onde:

N: Número do pilar;

C: Comprimento total com referência ao nível da superfície (0,00 m);

QE: Quantidade de estacas;

CPE: Carga por unidade de estaca.

De acordo com a tabela acima, observa-se uma relação entre carga e diâmetro. De forma geral, as estacas com carga até 54 Tf foram executadas com 40 cm de diâmetro. As estacas entre 54 Tf e 97 Tf foram executadas com 50 cm de diâmetro. Já as cargas entre 97 Tf e 117 Tf foram executadas com 60 cm de diâmetro. Somente duas estacas fogem a esta regra, são elas: estaca do P19 com 36 Tf e estaca do P34 com 46 Tf.

Analisando por outros dados, verifica-se as profundidades de execuções. As estacas do grupo até 54 Tf foram executadas entre 10m e 11 m de profundidade. As estacas acima de 97 Tf foram executadas entre 29 m e 32 m. Já as estacas do grupo mediano, entre 54 Tf e 97 Tf não seguiram uma regra específica a este critério. Encontra-se estacas 63 Tf, 70 Tf, 81 Tf, 85 Tf até 90 Tf executadas na profundidade de 11 m. Por outro lado, encontra-se estacas com cargas de 36 Tf, 46 Tf, 57 Tf, 61 Tf, 75 Tf, 87 Tf até 97 Tf executadas na faixa de 28 m a 31 m.

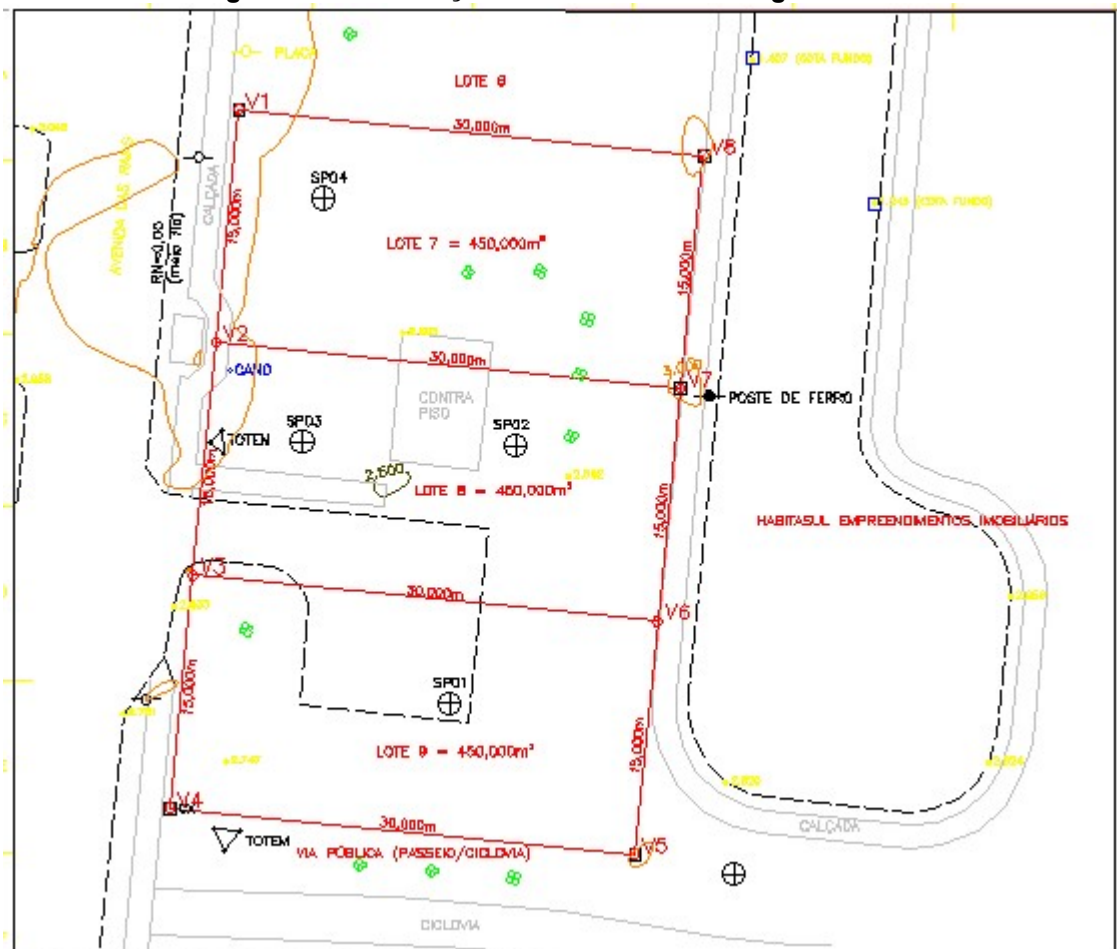
Nota-se que não existiu uma relação direta de carga com comprimento de estacas. Ao contrário da relação carga x diâmetro, as estacas variam muito na relação carga x comprimento, principalmente nos valores intermediários.

6.4 Relatório de Sondagem

Este item trata sobre as informações disponibilizadas no Relatório de Sondagem fornecido pela construtora.

O Laudo de Sondagem foi desenvolvido com base em 4 furos no solo, perfazendo um total de 144,50 metros lineares perfurados (Figura 15).

Figura 15 - Localização dos 4 furos de sondagem



Fonte: Relatório de Sondagem (2017).

O método de sondagem utilizado foi a sondagem à percussão que seguiu às prescrições da ABNT NBR 6484:2001. A perfuração foi iniciada com o auxílio de trado concha posteriormente utilizando a circulação de água e amostrador padrão com diâmetro interno de 34,9 mm, diâmetro externo 50,8 mm e revestimento linha BW. A resistência a penetração foi expressa pelo número de golpes necessários a cravação de 30 centímetros de amostrador padrão.

A leitura do nível da água se deu após o término da sondagem. Ocorreu o máximo rebaixamento possível da coluna da água interna do furo com auxílio da

sonda balde. Após 12 horas, foi medida a posição do nível da água em relação a boca do furo.

A compacidade ou a consistência dos solos em estudo é dada em função do índice de resistência a penetração conforme Tabela 15 a seguir:

Tabela 15 – Tabela dos estados de compacidade e de consistência

Solo	Índice de resistência a penetração		Designação
Areias Siltes	< 4	Golpes	Fofa
	5 a 8	Golpes	Pouco compacta
	9 a 18	Golpes	Medianamente compacta
	19 a 40	Golpes	Compacta
	> 40	Golpes	Muito compacta
Argilas Argila Siltosa	< 2	Golpes	Muito mole
	3 a 5	Golpes	Mole
	6 a 10	Golpes	Consistência média
	11 a 19	Golpes	Rija
	> 19	Golpes	Dura

Fonte: Relatório de Sondagem (2017).

As expressões empregadas para a classificação da compacidade das areias, referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compacidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos definidos na Mecânica dos Solos.

Os Laudos resultantes do estudo de sondagem nos 4 pontos indicados estão presentes no Anexo B deste estudo, os quais são descritos abaixo.

6.4.1 Análise do Laudo de Sondagem nº 01

O perfil é composto com variações de argila e areia, com o nível de água presente na profundidade de 1,10 m. As maiores resistências são encontradas de 4 m a 6 m onde apresenta uma camada de areia compacta e depois aos 32 m até os 35 m em uma outra camada de areia compacta.

O solo inicia com 15 cm de camada vegetal seguido por 2,65 m de areia pouco compacta. Aos 2,80 m, aumenta sua compacidade com a presença de uma camada de 4,15 m de areia compacta a muito compacta. No trecho entre 6,95 m e 8,90 m

apresenta argila muito mole. Na camada seguinte, entre 8,90 m e 16,70 m, apresenta areia que inicia compacta e ao decorrer do aumento da profundidade passa para pouco compacta e medianamente compacta. Após os 16,70 m, apresenta argila muito mole até os 31,90 m, sendo esse um solo de baixa resistência. De 31,90 m a 35,00 m, o solo é composto por areia compacta a medianamente compacta, com elevada resistência.

O ensaio foi finalizado na profundidade de 35 m, seguindo o descrito no item 6.4 - Critérios de Paralisação da ABNT NBR 6484:2001.

6.4.2 Análise do Laudo de Sondagem nº 02

Neste ponto, o solo apresenta uma camada vegetal de 0,10 m com nível de água a 1,10 m de profundidade. As maiores resistências são encontradas de 4 m a 6 m onde apresenta uma camada de areia compacta e depois aos 34 m até os 37 m em uma outra camada de areia compacta.

O solo é composto predominantemente por areia, com presença de argila em um trecho de 15,30 m de comprimento. Inicia com uma camada que se estende de 0,10 m a 3,50 m formada por areia medianamente compacta, seguido por areia compacta até o nível de 6,70 m com areia compacta, aumentando sua resistência. De 6,70 m a 8,70 m, é composto por argila muito mole. Na camada seguinte, de 8,70 m a 16,50 m, há a presença de areia medianamente compacta. A partir de 16,50 m a resistência diminui com a presença de argila muito mole até 23,60 m e argila de consistência média até 31,80 m. Por fim, apresenta uma camada de areia compacta até os 37 m, onde ocorre um aumento de resistência e o ensaio se encerra atingindo o limite de sondagem conforme a ABNT NBR 6484:2001.

6.4.3 Análise do Laudo de Sondagem nº 03

Neste ponto, o solo apresenta uma camada vegetal de 0,25 m com nível de água a 1,10 m de profundidade. As maiores resistências são encontradas de 3 m a 5 m onde apresenta uma camada de areia compacta e depois aos 34 m até os 35 m em uma outra camada de areia compacta.

A camada inicial é formada por areia pouco compacta até 1,70 m. Com presença de areia compacta até os 6,80 m, há um aumento de resistência, trecho no

qual apresenta o maior valor de resistência desse laudo. De 6,80 m a 7,30 m, tem-se a presença de areia argilosa medianamente compacta. Na camada seguinte, apresenta argila muito mole entre 7,30 m e 9,60 m. Após, o solo é composto por um trecho de areia medianamente compacta até 14,50 m. A partir desse ponto, a resistência diminui com a presença de camada de argila mole a muito mole que vai até 26,20 m, e argila de consistência média até os 31,60 m. Nesse ponto, o solo passa a apresentar areia medianamente compacta e aos 33,20 m passa para areia compacta até os 37,75 m onde há um aumento de resistência e o ensaio é finalizado atingindo o limite de sondagem conforme a ABNT NBR 6484:2001.

6.4.4 Análise do Laudo de Sondagem nº 04

Neste ponto, o perfil apresenta uma camada de 18,70 m de argila, sendo este o material predominantemente. O nível de água está presente na profundidade de 1,10 m. As maiores resistências são encontradas de 3 m a 5 m onde apresenta uma camada de areia compacta e depois aos 34 m até os 37 m em uma outra camada de areia compacta.

Primeiramente o solo apresenta uma camada vegetal de 0,30 m, seguido por areia fofa até 1,60 m de profundidade. De 1,60 m até 5,90 m, o solo aumenta a resistência com a presença de areia compacta, seguido por areia medianamente compacta até 6,50 m. No trecho entre 6,50 m e 9,50 m, apresenta argila muito mole. Na camada seguinte, o solo é formado por areia pouco argilosa medianamente compacta até 10,70 m e areia medianamente compacta até 12,90 m. Logo abaixo, o solo apresenta areia pouco argilosa pouco compacta até 14,90 m. A partir de 14,90 m até 24,50 m a resistência diminui devido a presença de argila muito mole seguido por argila de consistência média até 29,00 m. Após, tem-se argila rija até 33,60 m e por fim, até 36,75 m apresenta areia compacta, momento em que se encerra o ensaio atingindo o limite de sondagem conforme a ABNT NBR 6484:2001.

6.5 Perfil do Solo

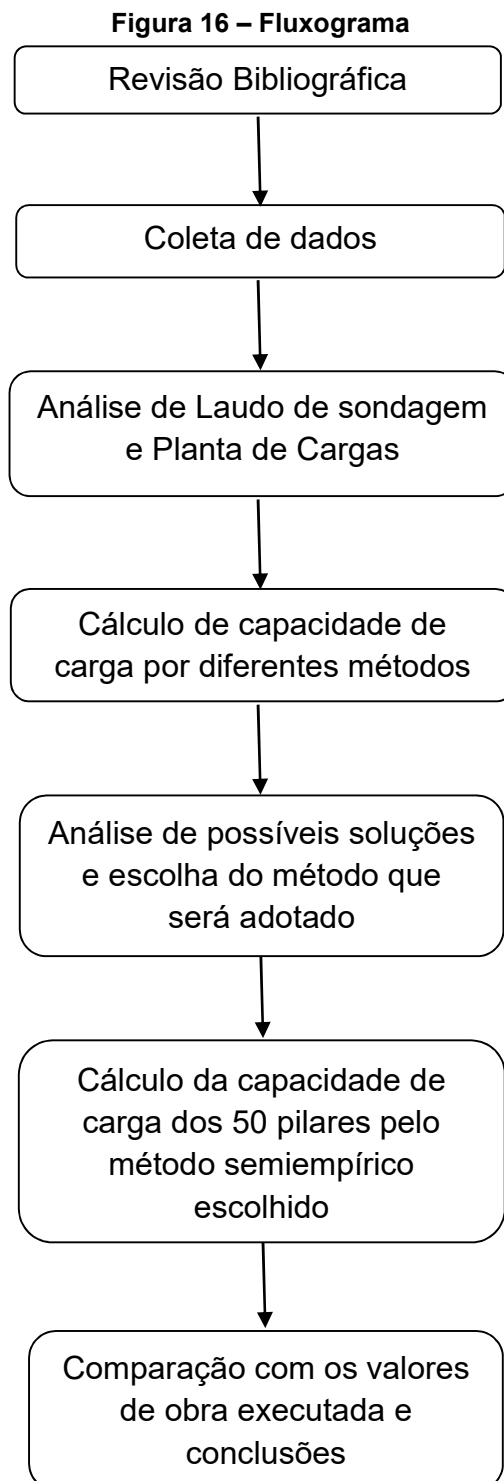
Com a análise dos perfis de sondagem foi possível elaborar os perfis geotécnicos visando ilustrar a situação, de forma aproximada, das camadas do solo. Os perfis de solo encontram-se no Anexo C ao final desse estudo.

Fazendo a leitura dos perfis, é possível constatar que, em sua maioria, é composto por argila cinza com consistência que varia de média a muito mole. Possui também uma faixa composta por areia fina cinza que varia de compacta a muito compacta e outra faixa com areia média cinza que varia de compacta a fofa. O nível freático está situado a 1,10 m de profundidade e as sondagens foram paralisadas entre as profundidades 35 m e 37 m seguindo os critérios da ABNT NBR 6484:2001.

7 METODOLOGIA

7.1 Fluxograma

Este estudo foi dividido em etapas e representadas no fluxograma (Figura 16).



Fonte: Autor (2021).

7.2 Método

Para atingir o objetivo desse trabalho fez-se uma revisão bibliográfica focada em embasar a pesquisa e revisar os conceitos referentes ao tema abordado. Nela foram tratados os critérios para escolha da fundação, os tipos de fundações profundas com ênfase para hélice contínua, levantamento de métodos de investigação do subsolo com destaque para o SPT, capacidade de carga das fundações, métodos de estimativa de capacidade de carga de estaca, em particular dos métodos adotados no presente trabalho, além de consideração sobre recalques e o efeito de grupos de estacas.

Para o desenvolvimento desse trabalho foram necessários dados da edificação objeto desse estudo de caso, como laudos e projetos, os quais foram adquiridos junto a empresa que executou a construção de tal obra.

Com o levantamento e análise dessas informações, traçou-se o perfil do solo e através da planta de carga obtida junto à construtora, foi possível encontrar as cargas de projeto. Estas cargas foram aplicadas como cargas admissíveis úteis em cada método, adotando o fator de segurança global indicado na norma ou por fatores de segurança parciais determinados pela metodologia de cada autor, foi encontrada a carga de ruptura.

Como metodologia para definir o Laudo de Sondagem correspondente, adotou-se o mesmo sistema apresentado na obra estudo de caso. Seguindo o apresentado pelo projetista na Tabela 12, onde para cada pilar foi indicado o Laudo de Sondagem mais próximo, fez-se uma avaliação das distâncias entre os 4 furos de sondagens e cada um dos pilares, de forma a encontrar quais os pilares mais próximos de cada furo. Vencida esta etapa, determinou-se um único pilar mais próximo de cada um dos 4 furos, sendo as cargas desses 4 pilares utilizadas para o cálculo de capacidade de carga pelos 3 métodos semiempíricos.

De posse destas informações partiu-se para aplicação dos métodos de Aoki & Velloso, Décourt & Quaresma e Antunes & Cabral. Criou-se uma rotina computacional por meio de uma planilha Excel, de modo a dimensionar separadamente a capacidade de carga de estacas isoladas, possibilitando assim, a análise e discussão dos resultados. Dessa forma, para cada pilar, foi determinado o número de estaca, a seção transversal e o comprimento necessário para que a fundação seja eficaz.

Auferindo valores em cada método aplicado, estes foram confrontados entre si. O objetivo foi verificar qual método apresentará resultado com menores valores de perfuração de estacas no que diz respeito ao resultado da estimativa de capacidade de carga. Seguindo, comparou-se com os dados da fundação executada na obra, gerando informações para análise de qual o método é o mais adequado, com menor metragem de perfuração para o cálculo dos 50 pilares da obra.

Com o método determinado, realizou-se o cálculo para os 50 pilares da obra gerando informações para análise, constatando eventuais divergências que serão abordadas a seguir.

7.2.1 Determinação do Laudo de Sondagem Referente a Cada Pilar

Para encontrar a fundação segura para cada pilar, é preciso analisar o perfil do solo. Na obra em estudo foram executados 4 furos de sondagens. De modo a obter o Laudo seguindo o critério apresentado pelo projetista da obra estudo de caso na Tabela 12, realizou-se uma análise com o critério de proximidade, ou seja, na planta foram localizados os furos assim como os pilares e por meio de medidas de distâncias, foram definidos quais os pilares correspondem a cada furo de sondagem. Os pilares foram reunidos em 4 grupos, sendo estes grupos formados pelos pilares mais próximos de cada furo executado.

7.2.2 Comparação entre os métodos

Com o objetivo de encontrar o método que apresente os melhores resultados visando menor quantidade de estacas e estacas mais curtas, fixou-se o diâmetro da estaca e realizou-se o cálculo de capacidade de carga pelos métodos de Antunes & Cabral, Décourt & Quaresma e de Aoki & Velloso do pilar mais próximo de cada um dos 4 furos de sondagem, utilizando os 4 Boletins de Sondagens, 1 para cada furo correspondente. Como forma de tornar possível a comparação com a estrutura executada, foi considerado o diâmetro da estaca executada. Com esses resultados, gerou-se gráficos e tabelas comparativas entre os métodos.

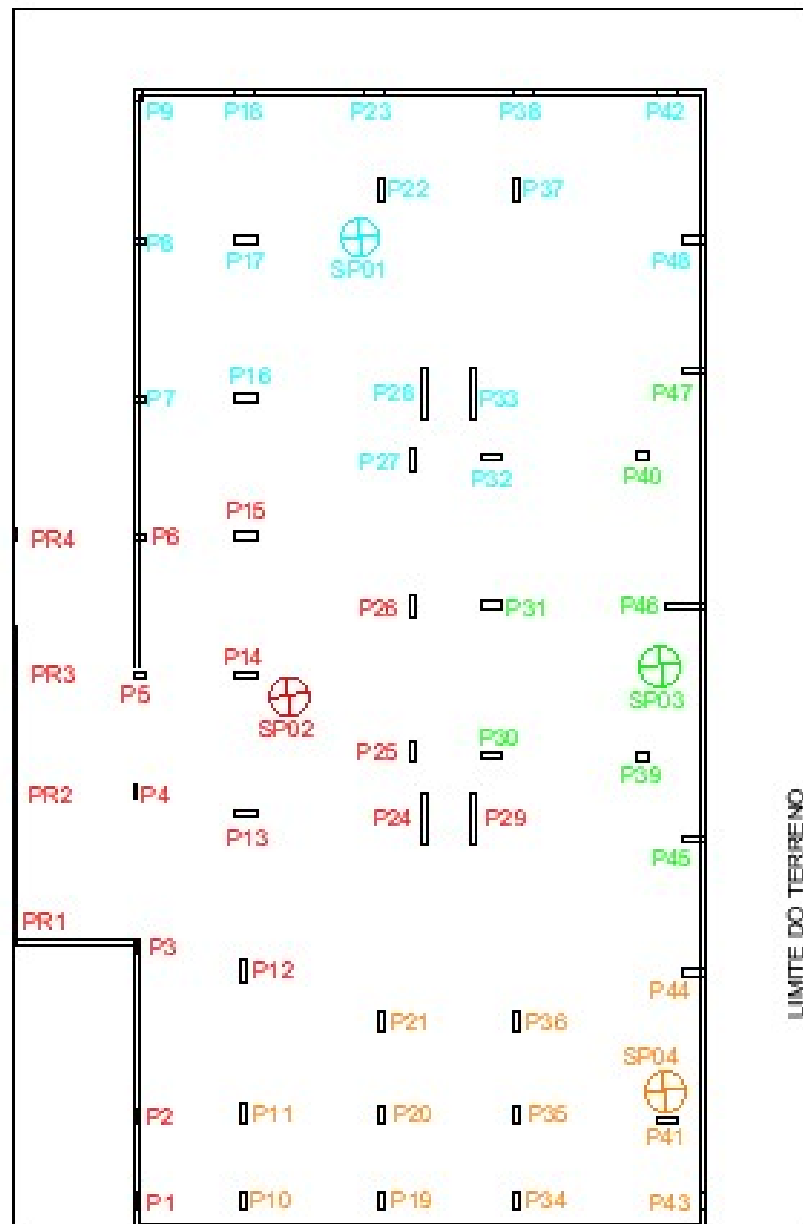
Comparando as resistências finais e a quantidade de estacas necessárias para suportar a carga, determinou-se o melhor método para o cálculo das estacas de todos os pilares e no passo seguinte, comparou-se com as que foram executadas.

8 RESULTADOS E ANÁLISES

8.1 Determinação do Laudo de Sondagem referente a cada pilar

Na Figura 17, seguem a representação do terreno com os furos de sondagem e a locação dos pilares, com os mesmos divididos em grupos:

Figura 17 – Planta com localização dos 4 furos de sondagem e dos pilares agrupados



Fonte: Autor (2021).

De acordo com a análise demonstrada acima, será apresentado a seguir os pilares referentes a cada Laudo.

Laudo de sondagem 01:

P7, P8, P9, P16, P17, P18, P22, P23, P27, P28, P32, P33, P37, P38, P42, P48

Laudo de sondagem 02:

PR1, PR2, P1, P2, P3, P4, P5, P6, P12, P13, P14, P15, P24, P25, P26, P29

Laudo de sondagem 03:

P30, P31, P39, P40, P45, P46, P47

Laudo de sondagem 04:

P10, P11, P19, P20, P21, P34, P35, P36, P41, P43, P44

Comparando com os dados apresentados na Tabela 12, onde estão os dados referentes a obra estudo de caso, foram encontrados 4 pilares que divergem a este critério. Os pilares 10 e 11 estão mais próximos do furo de sondagem 04, porém foram considerados pelo projetista como referentes ao furo de sondagem 02. O Pilar 29 fica localizado mais próximo ao furo de sondagem 02, entretanto admitiu-se na obra o furo de sondagem 01. Já para o pilar 47, este fica mais próximo do furo de sondagem 03, todavia adotou-se o furo de sondagem 04 nos cálculos do projetista.

Neste estudo, os pilares mais próximos a cada furo da sondagem foram considerados para os cálculos das estacas. Estes serão apresentados na tabela a seguir (Tabela 17), junto com suas características executadas na obra, como diâmetro, quantidade e comprimento das estacas:

Tabela 17 – Tabela dos pilares mais próximos dos furos de sondagem

	Nº pilar	Carga (Tf)	Ø estaca	Comp. (m)	Quant. Estacas
Laudo de sondagem nº01	P22	217	50	11	3
Laudo de sondagem nº02	P14	213	60	29	2
Laudo de sondagem nº03	P46	202	60	30	2
Laudo de sondagem nº04	P41	113	50	28	2

Fonte: Autor (2021).

8.2 Cálculos de estacas para os pilares 22, 14, 46 e 41

O pilar número 22 é o mais próximo do Laudo de Sondagem 01. Apresenta a carga de 217 Tf e foi executado com 3 estacas de diâmetro 50 cm. Considerando

estas informações, utilizou-se o Laudo de Sondagem 01 e o diâmetro de 50 cm neste elemento.

Seguindo a mesma linha, para os cálculos dos outros 3 pilares adotou-se os dados referentes a cada um, o que possibilitou uma comparação de forma direta com as estacas executadas em campo.

Para exemplificar o cálculo, será exposto o cálculo de um pilar. Para os demais, será apresentado apenas o resultado.

8.2.1 Cálculo pelo método Aoki & Velloso

8.2.1.1 Resistência de ponta pelo método Aoki & Velloso

Os cálculos para o pilar 22 foram executados conforme metodologia apresentada e estão descritos na Tabela 18 a seguir:

Tabela 18 – Tabela de resistência de ponta para o P22 pelo método Aoki & Velloso

SP01		Diâmetro (m)					0,50	
Prof.	Caracterização	Nspt	k (Tf/m ²)	F1	rp (Tf/m ²)	Ap (m ²)	RP (Tf)	RP Admissível (Tf)
1	Areia média, pouco compacta	Camada removida						
2	Areia média, pouco compacta							
3	Areia fina, compacta a muito compacta							
4	Areia fina, compacta a muito compacta	42	73	3,0	1022,0	0,20	200,67	100,33
5	Areia fina, compacta a muito compacta	48	73	3,0	1168,0	0,20	229,34	114,67
6	Areia fina, compacta a muito compacta	43	73	3,0	1046,3	0,20	205,45	102,72
7	Argila, muito mole	2	25	3,0	16,7	0,20	3,27	1,64
8	Argila, muito mole	2	25	3,0	16,7	0,20	3,27	1,64
9	Areia média, compacta	17	73	3,0	413,7	0,20	81,22	40,61
10	Areia média, compacta	20	73	3,0	486,7	0,20	95,56	47,78
11	Areia média, compacta	23	73	3,0	559,7	0,20	109,89	54,95
12	Areia média, compacta	20	73	3,0	486,7	0,20	95,56	47,78
13	Areia argilosa, pouco compacta	7	54	3,0	126,0	0,20	24,74	12,37
14	Areia argilosa, pouco compacta	9	54	3,0	162,0	0,20	31,81	15,90
15	Areia média, medianamente compacta	15	73	3,0	365,0	0,20	71,67	35,83
16	Areia média, medianamente compacta	18	73	3,0	438,0	0,20	86,00	43,00
17	Argila, muito mole	4	25	3,0	33,3	0,20	6,54	3,27
18	Argila, muito mole	4	25	3,0	33,3	0,20	6,54	3,27
19	Argila, muito mole	4	25	3,0	33,3	0,20	6,54	3,27

20	Argila, muito mole	4	25	3,0	33,3	0,20	6,54	3,27
21	Argila, mole	4	25	3,0	33,3	0,20	6,54	3,27
22	Argila, mole	3	25	3,0	25,0	0,20	4,91	2,45
23	Argila, mole	4	25	3,0	33,3	0,20	6,54	3,27
24	Argila, mole	4	25	3,0	33,3	0,20	6,54	3,27
25	Argila, mole	5	25	3,0	41,7	0,20	8,18	4,09
26	Argila, mole	4	25	3,0	33,3	0,20	6,54	3,27
27	Argila, mole	5	25	3,0	41,7	0,20	8,18	4,09
28	Argila, mole	5	25	3,0	41,7	0,20	8,18	4,09
29	Argila, mole	5	25	3,0	41,7	0,20	8,18	4,09
30	Argila, mole	5	25	3,0	41,7	0,20	8,18	4,09
31	Argila, mole	5	25	3,0	41,7	0,20	8,18	4,09
32	Areia fina, compacta a medianamente compacta	30	73	3,0	730,0	0,20	143,34	71,67
33	Areia fina, compacta a medianamente compacta	39	73	3,0	949,0	0,20	186,34	93,17
34	Areia fina, compacta a medianamente compacta	49	73	3,0	1192,3	0,20	234,11	117,06
35	Limite de sondagem	0						

Fonte: Autor (2021).

Para os outros pilares em análise, os resultados estão expostos na Tabela 19 a seguir:

Tabela 19 – Tabela de resistência de ponta para o P22, P14, P46 e P41 pelo método Aoki & Velloso

Prof.	Pilar 22 - 217 tf	Pilar 14 - 213 Tf	Pilar 46 - 202 Tf	Pilar 41 - 113 Tf
	Estacas com Ø 50cm	Estacas com Ø 60cm	Estacas com Ø 60cm	Estacas com Ø 50cm
	Laudo Sondagem 01	Laudo Sondagem 02	Laudo Sondagem 03	Laudo Sondagem 04
	Resistência Ponta Admissível (Tf)	Resistência Ponta Admissível (Tf)	Resistência Ponta Admissível (Tf)	Resistência Ponta Admissível (Tf)
1	Camada removida	Camada removida	Camada removida	Camada removida
2				
3				
4	100,33	106,64	137,60	100,33
5	114,67	123,84	154,80	95,56
6	102,72	120,40	75,68	14,14
7	1,64	2,36	17,81	1,64
8	1,64	2,36	2,36	1,64
9	40,61	55,04	2,36	2,45
10	47,78	58,48	44,72	14,14
11	54,95	48,16	51,60	33,44
12	47,78	44,72	44,72	35,83
13	12,37	51,60	48,16	14,14
14	15,90	61,92	51,60	15,90

15	35,83	65,36	2,36	2,45
16	43,00	55,04	2,36	2,45
17	3,27	2,36	2,36	3,27
18	3,27	2,36	2,36	3,27
19	3,27	2,36	2,36	2,45
20	3,27	2,36	3,53	2,45
21	3,27	2,36	3,53	2,45
22	2,45	2,36	3,53	3,27
23	3,27	2,36	4,71	3,27
24	3,27	7,07	4,71	4,09
25	4,09	8,25	5,89	4,09
26	3,27	9,42	7,07	4,91
27	4,09	10,60	8,25	5,73
28	4,09	8,25	9,42	6,54
29	4,09	9,42	8,25	8,18
30	4,09	9,42	10,60	9,82
31	4,09	10,60	10,60	9,00
32	71,67	61,92	55,04	13,09
33	93,17	79,12	82,56	15,54
34	117,06	96,32	103,20	64,50
35		103,20	141,04	83,61
36		116,96		97,95

Fonte: Autor (2021).

8.2.1.2 Resistência lateral pelo método Aoki & Velloso

Os cálculos para o pilar 22 foram executados conforme metodologia apresentada e estão descritos na Tabela 20 a seguir:

Tabela 20 – Tabela de resistência lateral para o P22 pelo método Aoki & Velloso

SP01		Diâmetro (m)							0,50	
Prof.	Caracterização	Nspt	k (Tf/m ²)	α	F2	rl (Tf/m ²)	U (m)	RL (Tf)	RL Admissível (Tf)	RL Acumulado Admissível (Tf)
1	Areia média, pouco compacta	Camada removida								
2	Areia média, pouco compacta									
3	Areia fina, compacta a muito compacta									
4	Areia fina, compacta a muito compacta	42	73	0,021	3,8	16,94	1,57	26,62	13,31	13,31
5	Areia fina, compacta a muito compacta	48	73	0,021	3,8	19,36	1,57	30,42	15,21	28,52
6	Areia fina, compacta a muito compacta	43	73	0,021	3,8	17,35	1,57	27,25	13,62	42,14
7	Argila, muito mole	2	25	0,055	3,8	0,72	1,57	1,14	0,57	42,71
8	Argila, muito mole	2	25	0,055	3,8	0,72	1,57	1,14	0,57	43,28

9	Areia média, compacta	17	73	0,021	3,8	6,86	1,57	10,77	5,39	48,66
10	Areia média, compacta	20	73	0,021	3,8	8,07	1,57	12,67	6,34	55,00
11	Areia média, compacta	23	73	0,021	3,8	9,28	1,57	14,57	7,29	62,29
12	Areia média, compacta	20	73	0,021	3,8	8,07	1,57	12,67	6,34	68,62
13	Areia argilosa, pouco compacta	7	54	0,028	3,8	2,79	1,57	4,38	2,19	70,81
14	Areia argilosa, pouco compacta	9	54	0,028	3,8	3,58	1,57	5,63	2,81	73,63
15	Areia média, medianamente compacta	15	73	0,021	3,8	6,05	1,57	9,51	4,75	78,38
16	Areia média, medianamente compacta	18	73	0,021	3,8	7,26	1,57	11,41	5,70	84,08
17	Argila, muito mole	4	25	0,055	3,8	1,45	1,57	2,27	1,14	85,22
18	Argila, muito mole	4	25	0,055	3,8	1,45	1,57	2,27	1,14	86,35
19	Argila, muito mole	4	25	0,055	3,8	1,45	1,57	2,27	1,14	87,49
20	Argila, muito mole	4	25	0,055	3,8	1,45	1,57	2,27	1,14	88,63
21	Argila, mole	4	25	0,055	3,8	1,45	1,57	2,27	1,14	89,76
22	Argila, mole	3	25	0,055	3,8	1,09	1,57	1,71	0,85	90,62
23	Argila, mole	4	25	0,055	3,8	1,45	1,57	2,27	1,14	91,75
24	Argila, mole	4	25	0,055	3,8	1,45	1,57	2,27	1,14	92,89
25	Argila, mole	5	25	0,055	3,8	1,81	1,57	2,84	1,42	94,31
26	Argila, mole	4	25	0,055	3,8	1,45	1,57	2,27	1,14	95,45
27	Argila, mole	5	25	0,055	3,8	1,81	1,57	2,84	1,42	96,87
28	Argila, mole	5	25	0,055	3,8	1,81	1,57	2,84	1,42	98,29
29	Argila, mole	5	25	0,055	3,8	1,81	1,57	2,84	1,42	99,71
30	Argila, mole	5	25	0,055	3,8	1,81	1,57	2,84	1,42	101,13
31	Argila, mole	5	25	0,055	3,8	1,81	1,57	2,84	1,42	102,55
32	Areia fina, compacta a medianamente compacta	30	73	0,021	3,8	12,10	1,57	19,01	9,51	112,06
33	Areia fina, compacta a medianamente compacta	39	73	0,021	3,8	15,73	1,57	24,71	12,36	124,42
34	Areia fina, compacta a medianamente compacta	49	73	0,021	3,8	19,77	1,57	31,05	15,53	139,94
35	Limite de sondagem	0								

Fonte: Autor (2021).

Para os outros pilares em análise, os resultados estão apresentados na Tabela 21 a seguir:

Tabela 21 – Tabela de resistência lateral para o P22, P14, P46 e P41 pelo método Aoki & Velloso

	Pilar 22 - 217 Tf	Pilar 14 - 213 Tf	Pilar 46 - 202 Tf	Pilar 41 - 113 Tf
	Estacas com Ø 50cm	Estacas com Ø 60cm	Estacas com Ø 60cm	Estacas com Ø 50cm
	Laudo Sondagem 01	Laudo Sondagem 02	Laudo Sondagem 03	Laudo Sondagem 04
Prof.	Resist. Lateral Acumulado Admissível (Tf)	Resist. Lateral Acumulado Admissível (Tf)	Resist. Lateral Acumulado Admissível (Tf)	Resist. Lateral Acumulado Admissível (Tf)
1				
2	Camada removida	Camada removida	Camada removida	Camada removida
3				

4	13,31	11,79	15,21	13,31
5	28,52	25,47	32,32	25,98
6	42,14	38,78	40,68	28,48
7	42,71	39,46	43,31	29,05
8	43,28	40,15	43,99	29,62
9	48,66	46,23	44,67	30,47
10	55,00	52,69	49,62	32,97
11	62,29	58,02	55,32	37,41
12	68,62	62,96	60,26	42,16
13	70,81	68,66	65,58	44,66
14	73,63	75,51	71,29	47,47
15	78,38	82,73	71,97	48,32
16	84,08	88,81	72,65	49,18
17	85,22	89,50	73,33	50,31
18	86,35	90,18	74,02	51,45
19	87,49	90,86	74,70	52,30
20	88,63	91,54	75,72	53,16
21	89,76	92,22	76,74	54,01
22	90,62	92,91	77,77	55,15
23	91,75	93,59	79,13	56,28
24	92,89	95,63	80,50	57,70
25	94,31	98,02	82,20	59,12
26	95,45	100,75	84,25	60,83
27	96,87	103,82	86,63	62,82
28	98,29	106,21	89,36	65,09
29	99,71	108,93	91,75	67,93
30	101,13	111,66	94,82	71,34
31	102,55	114,73	97,89	74,47
32	112,06	121,58	103,97	79,02
33	124,42	130,32	113,10	84,42
34	139,94	140,97	124,50	92,97
35		152,37	140,09	104,06
36		165,30		117,05

Fonte: Autor (2021).

8.2.1.3 Resistência total e quantidade de estacas pelo método Aoki & Velloso

Para determinar a resistência total, soma-se a resistência de ponta admissível com a resistência lateral acumulada. Para encontrar a quantidade de estacas, divide-se o valor da carga pelo valor de resistência encontrado. Após, é necessário verificar a carga de catálogo e fazer a correção se necessário.

Esta operação foi realizada para os quatro pilares, respeitando seus respectivos laudos de sondagem e diâmetros de estacas. Os resultados são apresentados na Tabela 22 a seguir:

Tabela 22 – Tabela de resistência total admissível e quantitativo de estacas para os pilares 22, 14, 46 e 41 pelo método Aoki & Velloso

		Pilar 22 - 217 Tf			Pilar 14 - 213 Tf			Pilar 46 - 202 Tf			Pilar 41 - 113 Tf		
		Estacas com Ø 50cm			Estacas com Ø 60cm			Estacas com Ø 60cm			Estacas com Ø 50cm		
		Laudo Sondagem 01			Laudo Sondagem 02			Laudo Sondagem 03			Laudo Sondagem 04		
Prof.	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)	Correção Quant. Estacas (unid.)	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)	Correção Quant. Estacas (unid.)	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)	Correção Quant. Estacas (unid.)	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)	Correção Quant. Estacas (unid.)	
1	Camada removida			Camada removida			Camada removida			Camada removida			
2													
3													
4	113,64	2	2	118,43	2	2	152,81	2	2	113,64	1	1	
5	143,18	2	2	149,32	2	2	187,12	2	2	121,54	1	1	
6	144,86	2	2	159,18	2	2	116,36	2	2	42,62	3	3	
7	44,35	5	5	41,82	6	6	61,12	4	4	30,69	4	4	
8	44,91	5	5	42,50	6	6	46,35	5	5	31,25	4	4	
9	89,28	3	3	101,27	3	3	47,03	5	5	32,93	4	4	
10	102,78	3	3	111,17	2	2	94,34	3	3	47,11	3	3	
11	117,23	2	2	106,18	3	3	106,92	2	2	70,85	2	2	
12	116,40	2	2	107,68	2	2	104,98	2	2	77,99	2	2	
13	83,18	3	3	120,26	2	2	113,74	2	2	58,80	2	2	
14	89,53	3	3	137,43	2	2	122,89	2	2	63,38	2	2	
15	114,21	2	2	148,09	2	2	74,33	3	3	50,78	3	3	
16	127,08	2	2	143,85	2	2	75,01	3	3	51,63	3	3	
17	88,49	3	3	91,85	3	3	75,69	3	3	53,59	3	3	
18	89,63	3	3	92,53	3	3	76,37	3	3	54,72	3	3	
19	90,76	3	3	93,22	3	3	77,05	3	3	54,76	3	3	
20	91,90	3	3	93,90	3	3	79,25	3	3	55,61	3	3	
21	93,04	3	3	94,58	3	3	80,28	3	3	56,46	3	3	
22	93,07	3	3	95,26	3	3	81,30	3	3	58,42	2	2	
23	95,03	3	3	95,94	3	3	83,84	3	3	59,55	2	2	
24	96,16	3	3	102,70	3	3	85,21	3	3	61,79	2	2	
25	98,40	3	3	106,27	3	3	88,09	3	3	63,21	2	2	
26	98,72	3	3	110,17	2	2	91,31	3	3	65,74	2	2	
27	100,96	3	3	114,42	2	2	94,88	3	3	68,55	2	2	
28	102,38	3	3	114,45	2	2	98,79	3	3	71,64	2	2	
29	103,80	3	3	118,36	2	2	100,00	3	3	76,11	2	2	
30	105,22	3	3	121,09	2	2	105,42	2	2	81,16	2	2	

31	106,64	3	3	125,33	2	2	108,49	2	2	83,47	2	2
32	183,73	2	2	183,50	2	2	159,01	2	2	92,11	2	2
33	217,58	1	2	209,44	2	2	195,66	2	2	99,96	2	2
34	257,00	1	3	237,29	1	2	227,70	1	2	157,47	1	2
35				255,57	1	2	281,13	1	2	187,67	1	2
36				282,26	1	2				215,00	1	2

Fonte: Autor (2021).

8.2.2 Cálculos de estacas pelo Método Décourt & Quaresma

8.2.2.1 Resistência de ponta pelo Método Décourt & Quaresma

Os cálculos para o pilar 22 foram executados conforme metodologia apresentada e estão descritos na Tabela 23 a seguir:

Tabela 23 – Tabela de resistência de ponta para o P22 pelo método Décourt & Quaresma

SP01		Diâmetro (m)					0,50	
Prof.	Caracterização	Nspt (ponta)	C (Tf/m ²)	α	rp (Tf/m ²)	Ap (m ²)	RP (Tf)	RP Admissível (Tf)
1	Areia média, pouco compacta	Camada removida						
2	Areia média, pouco compacta							
3	Areia média, pouco compacta							
4	Areia fina, compacta a muito compacta	42	20,0	0,30	840,0	0,20	49,48	24,74
5	Areia fina, compacta a muito compacta	48	20,0	0,30	960,0	0,20	56,55	28,27
6	Areia fina, compacta a muito compacta	43	20,0	0,30	860,0	0,20	50,66	25,33
7	Argila, muito mole	2	10,0	0,30	20,0	0,20	1,18	0,59
8	Argila, muito mole	2	10,0	0,30	20,0	0,20	1,18	0,59
9	Areia média, compacta	17	20,0	0,30	340,0	0,20	20,03	10,01
10	Areia média, compacta	20	20,0	0,30	400,0	0,20	23,56	11,78
11	Areia média, compacta	23	20,0	0,30	460,0	0,20	27,10	13,55
12	Areia média, compacta	20	20,0	0,30	400,0	0,20	23,56	11,78
13	Areia argilosa, pouco compacta	7	20,0	0,30	140,0	0,20	8,25	4,12
14	Areia argilosa, pouco compacta	9	20,0	0,30	180,0	0,20	10,60	5,30
15	Areia média, medianamente compacta	15	20,0	0,30	300,0	0,20	17,67	8,84
16	Areia média, medianamente compacta	18	20,0	0,30	360,0	0,20	21,21	10,60
17	Argila, muito mole	4	10,0	0,30	40,0	0,20	2,36	1,18
18	Argila, muito mole	4	10,0	0,30	40,0	0,20	2,36	1,18
19	Argila, muito mole	4	10,0	0,30	40,0	0,20	2,36	1,18
20	Argila, muito mole	4	10,0	0,30	40,0	0,20	2,36	1,18
21	Argila, mole	4	10,0	0,30	40,0	0,20	2,36	1,18
22	Argila, mole	3	10,0	0,30	30,0	0,20	1,77	0,88

23	Argila, mole	4	10,0	0,30	40,0	0,20	2,36	1,18
24	Argila, mole	4	10,0	0,30	40,0	0,20	2,36	1,18
25	Argila, mole	5	10,0	0,30	50,0	0,20	2,95	1,47
26	Argila, mole	4	10,0	0,30	40,0	0,20	2,36	1,18
27	Argila, mole	5	10,0	0,30	50,0	0,20	2,95	1,47
28	Argila, mole	5	10,0	0,30	50,0	0,20	2,95	1,47
29	Argila, mole	5	10,0	0,30	50,0	0,20	2,95	1,47
30	Argila, mole	5	10,0	0,30	50,0	0,20	2,95	1,47
31	Argila, mole	5	10,0	0,30	50,0	0,20	2,95	1,47
32	Areia fina, compacta a medianamente compacta	30	20,0	0,30	600,0	0,20	35,34	17,67
33	Areia fina, compacta a medianamente compacta	39	20,0	0,30	780,0	0,20	45,95	22,97
34	Areia fina, compacta a medianamente compacta	49	20,0	0,30	980,0	0,20	57,73	28,86
35	Limite de sondagem	0						

Fonte: Autor (2021).

Para os outros pilares em análise, os resultados estão expostos na Tabela 24 a seguir:

Tabela 24– Tabela de resistência de ponta para o P22, P14, P46 e P41 pelo método Décourt & Quaresma

	Pilar 22 - 217 tf	Pilar 14 - 213 Tf	Pilar 46 - 202 Tf	Pilar 41 - 113 Tf
	Estacas com Ø 50cm	Estacas com Ø 60cm	Estacas com Ø 60cm	Estacas com Ø 50cm
	Laudo Sondagem 01	Laudo Sondagem 02	Laudo Sondagem 03	Laudo Sondagem 04
Prof.	Resistência Ponta Admissível (Tf)	Resistência Ponta Admissível (Tf)	Resistência Ponta Admissível (Tf)	Resistência Ponta Admissível (Tf)
1	Camada removida	Camada removida	Camada removida	Camada removida
2				
3				
4	24,74	13,15	16,96	24,74
5	28,27	15,27	19,09	23,56
6	25,33	14,84	9,33	4,71
7	0,59	0,42	2,97	0,59
8	0,59	0,42	0,42	0,59
9	10,01	6,79	0,42	0,88
10	11,78	7,21	5,51	4,71
11	13,55	5,94	6,36	8,25
12	11,78	5,51	5,51	8,84
13	4,12	6,36	5,94	4,71
14	5,30	7,63	6,36	5,30
15	8,84	8,06	0,42	0,88
16	10,60	6,79	0,42	0,88
17	1,18	0,42	0,42	1,18

18	1,18	0,42	0,42	1,18
19	1,18	0,42	0,42	0,88
20	1,18	0,42	0,64	0,88
21	1,18	0,42	0,64	0,88
22	0,88	0,42	0,64	1,18
23	1,18	0,42	0,85	1,18
24	1,18	1,27	0,85	1,47
25	1,47	1,48	1,06	1,47
26	1,18	1,70	1,27	1,77
27	1,47	1,91	1,48	2,06
28	1,47	1,48	1,70	2,36
29	1,47	1,70	1,48	2,95
30	1,47	1,70	1,91	3,53
31	1,47	1,91	1,91	3,24
32	17,67	7,63	6,79	4,71
33	22,97	9,75	10,18	5,60
34	28,86	11,88	12,72	15,90
35		12,72	17,39	20,62
36		14,42		24,15

Fonte: Autor (2021).

8.2.2.2 Resistência lateral pelo Método Décourt & Quaresma

Os cálculos para o pilar 22 foram executados conforme metodologia apresentada e estão descritos na Tabela 25 a seguir:

Tabela 25 – Tabela de resistência lateral para o P22 pelo método Décourt & Quaresma

SP01		Diâmetro (m)						0,50	
Prof.	Caracterização	Nspt (lateral)	β	rl (Tf/m ²)	Ap (m ²)	U (m ²)	RL (Tf)	RL Admissível (Tf)	RL Acumulado Admissível (Tf)
1	Areia média, pouco compacta	Camada removida							
2	Areia média, pouco compacta								
3	Areia média, pouco compacta								
4	Areia fina, compacta a muito compacta	42	1,0	15,00	0,20	1,57	23,56	11,78	11,78
5	Areia fina, compacta a muito compacta	48	1,0	17,00	0,20	1,57	26,70	13,35	25,13
6	Areia fina, compacta a muito compacta	43	1,0	15,33	0,20	1,57	24,09	12,04	37,18
7	Argila, muito mole	3	1,0	2,00	0,20	1,57	3,14	1,57	38,75
8	Argila, muito mole	3	1,0	2,00	0,20	1,57	3,14	1,57	40,32
9	Areia média, compacta	17	1,0	6,67	0,20	1,57	10,47	5,24	45,55
10	Areia média, compacta	20	1,0	7,67	0,20	1,57	12,04	6,02	51,57
11	Areia média, compacta	23	1,0	8,67	0,20	1,57	13,61	6,81	58,38

12	Areia média, compacta	20	1,0	7,67	0,20	1,57	12,04	6,02	64,40
13	Areia argilosa, pouco compacta	7	1,0	3,33	0,20	1,57	5,24	2,62	67,02
14	Areia argilosa, pouco compacta	9	1,0	4,00	0,20	1,57	6,28	3,14	70,16
15	Areia média, medianamente compacta	15	1,0	6,00	0,20	1,57	9,42	4,71	74,87
16	Areia média, medianamente compacta	18	1,0	7,00	0,20	1,57	11,00	5,50	80,37
17	Argila, muito mole	4	1,0	2,33	0,20	1,57	3,67	1,83	82,21
18	Argila, muito mole	4	1,0	2,33	0,20	1,57	3,67	1,83	84,04
19	Argila, muito mole	4	1,0	2,33	0,20	1,57	3,67	1,83	85,87
20	Argila, muito mole	4	1,0	2,33	0,20	1,57	3,67	1,83	87,70
21	Argila, mole	4	1,0	2,33	0,20	1,57	3,67	1,83	89,54
22	Argila, mole	3	1,0	2,00	0,20	1,57	3,14	1,57	91,11
23	Argila, mole	4	1,0	2,33	0,20	1,57	3,67	1,83	92,94
24	Argila, mole	4	1,0	2,33	0,20	1,57	3,67	1,83	94,77
25	Argila, mole	5	1,0	2,67	0,20	1,57	4,19	2,09	96,87
26	Argila, mole	4	1,0	2,33	0,20	1,57	3,67	1,83	98,70
27	Argila, mole	5	1,0	2,67	0,20	1,57	4,19	2,09	100,79
28	Argila, mole	5	1,0	2,67	0,20	1,57	4,19	2,09	102,89
29	Argila, mole	5	1,0	2,67	0,20	1,57	4,19	2,09	104,98
30	Argila, mole	5	1,0	2,67	0,20	1,57	4,19	2,09	107,08
31	Argila, mole	5	1,0	2,67	0,20	1,57	4,19	2,09	109,17
32	Areia fina, compacta a medianamente compacta	30	1,0	11,00	0,20	1,57	17,28	8,64	117,81
33	Areia fina, compacta a medianamente compacta	39	1,0	14,00	0,20	1,57	21,99	11,00	128,81
34	Areia fina, compacta a medianamente compacta	49	1,0	17,33	0,20	1,57	27,23	13,61	142,42
35	Limite de sondagem	0							

Fonte: Autor (2021).

Para os outros pilares em análise, os resultados são apresentados na Tabela 26 a seguir:

Tabela 26 – Tabela de resistência lateral para o P22, P14, P46 e P41 pelo método Décourt & Quaresma

	Pilar 22 - 217 tf	Pilar 14 - 213 Tf	Pilar 46 - 202 Tf	Pilar 41 - 113 Tf
	Estacas com Ø 50cm	Estacas com Ø 60cm	Estacas com Ø 60cm	Estacas com Ø 50cm
	Laudo Sondagem 01	Laudo Sondagem 02	Laudo Sondagem 03	Laudo Sondagem 04
Prof.	Resist. Lateral Acumulado Admissível (Tf)	Resist. Lateral Acumulado Admissível (Tf)	Resist. Lateral Acumulado Admissível (Tf)	Resist. Lateral Acumulado Admissível (Tf)
1	Camada removida	Camada removida	Camada removida	Camada removida
2				
3				
4	11,78	16,43	20,78	11,78
5	25,13	35,28	43,98	23,04
6	37,18	53,65	56,07	25,92

7	38,75	56,55	60,90	27,49
8	40,32	59,45	63,80	29,06
9	45,55	68,63	66,70	30,63
10	51,57	78,30	74,43	33,51
11	58,38	86,51	83,13	37,96
12	64,40	94,25	90,86	42,67
13	67,02	102,95	99,08	45,55
14	70,16	113,10	107,78	48,69
15	74,87	123,73	110,68	50,27
16	80,37	132,91	113,58	51,84
17	82,21	135,81	116,48	53,67
18	84,04	138,71	119,38	55,50
19	85,87	141,61	122,28	57,07
20	87,70	144,51	125,18	58,64
21	89,54	147,41	128,08	60,21
22	91,11	150,31	130,98	62,05
23	92,94	153,21	134,36	63,88
24	94,77	157,56	137,75	65,97
25	96,87	162,40	141,61	68,07
26	98,70	167,71	145,96	70,42
27	100,79	173,51	150,80	73,04
28	102,89	178,35	156,11	75,92
29	104,98	183,66	160,95	79,33
30	107,08	188,98	166,75	83,25
31	109,17	194,78	172,55	86,92
32	117,81	204,93	181,73	91,89
33	128,81	217,49	194,78	97,65
34	142,42	232,48	210,73	105,51
35		248,43	231,99	115,45
36		266,31		117,02

Fonte: Autor (2021).

8.2.2.3 Resistência total e quantidade de estacas pelo Método Décourt & Quaresma

Para determinar a resistência total, soma-se a resistência de ponta admissível com a resistência lateral acumulada. Para encontrar a quantidade de estacas, divide-se o valor da carga pelo valor de resistência encontrado. Após, é necessário verificar a carga de catálogo e fazer a correção se necessário.

Realizou-se essa operação para os quatro pilares, respeitando seus respectivos laudos de sondagem e diâmetros de estacas. Os resultados são apresentados na Tabela 27 a seguir:

Tabela 27 – Tabela de resistência total admissível e quantitativo de estacas para os pilares 22, 14, 46 e 41 pelo método Décourt & Quaresma

Prof.	Pilar 22 - 217 Tf			Pilar 14 - 213 Tf			Pilar 46 - 202 Tf			Pilar 41 - 113 Tf		
	Estacas com Ø 50cm			Estacas com Ø 60cm			Estacas com Ø 60cm			Estacas com Ø 50cm		
	Laudo Sondagem 01			Laudo Sondagem 02			Laudo Sondagem 03			Laudo Sondagem 04		
	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)	Correção Quant. Estacas (unid.)	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)	Correção Quant. Estacas (unid.)	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)	Correção Quant. Estacas (unid.)	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)	Correção Quant. Estacas (unid.)
1	Camada removida			Camada removida			Camada removida			Camada removida		
2												
3												
4	36,52	6	6	29,58	8	8	37,75	6	6	36,52	4	4
5	53,41	5	5	50,55	5	5	63,07	4	4	46,60	3	3
6	62,50	4	4	68,49	4	4	65,40	4	4	30,63	4	4
7	39,34	6	6	56,97	4	4	63,87	4	4	28,08	5	5
8	40,91	6	6	59,87	4	4	64,22	4	4	29,65	4	4
9	55,57	4	4	75,42	3	3	67,12	4	4	31,51	4	4
10	63,36	4	4	85,51	3	3	79,95	3	3	38,22	3	3
11	71,93	4	4	92,45	3	3	89,49	3	3	46,21	3	3
12	76,18	3	3	99,76	3	3	96,38	3	3	51,51	3	3
13	71,14	4	4	109,31	2	2	105,02	2	2	50,27	3	3
14	75,46	3	3	120,73	2	2	114,14	2	2	54,00	3	3
15	83,71	3	3	131,79	2	2	111,10	2	2	51,15	3	3
16	90,98	3	3	139,70	2	2	114,00	2	2	52,72	3	3
17	83,38	3	3	136,24	2	2	116,90	2	2	54,85	3	3
18	85,22	3	3	139,14	2	2	119,80	2	2	56,68	2	2
19	87,05	3	3	142,04	2	2	122,70	2	2	57,96	2	2
20	88,88	3	3	144,94	2	2	125,82	2	2	59,53	2	2
21	90,71	3	3	147,84	2	2	128,72	2	2	61,10	2	2
22	91,99	3	3	150,74	2	2	131,62	2	2	63,22	2	2
23	94,12	3	3	153,64	2	2	135,21	2	2	65,06	2	2
24	95,95	3	3	158,84	2	2	138,59	2	2	67,45	2	2
25	98,34	3	3	163,88	2	2	142,67	2	2	69,54	2	2
26	99,88	3	3	169,41	2	2	147,24	2	2	72,19	2	2
27	102,27	3	3	175,42	2	2	152,28	2	2	75,10	2	2
28	104,36	3	3	179,83	2	2	157,81	2	2	78,28	2	2
29	106,45	3	3	185,36	2	2	162,43	2	2	82,27	2	2
30	108,55	2	2	190,68	2	2	168,65	2	2	86,79	2	2

31	110,64	2	2	196,69	2	2	174,45	2	2	90,16	2	2
32	135,48	2	2	212,56	2	2	188,51	2	2	96,60	2	2
33	151,78	2	2	227,25	1	2	204,96	1	2	103,25	2	2
34	171,28	2	2	244,35	1	2	223,45	1	2	121,41	1	1
35				261,15	1	2	249,38	1	2	136,07	1	2
36				280,73	1	2				141,18	1	2

Fonte: Autor (2021).

8.2.3 Cálculos de estacas pelo Método Antunes & Cabral

8.2.3.1 Resistência de ponta pelo Método Antunes & Cabral

Os cálculos para o pilar 22 foram executados conforme metodologia apresentada e estão descritos na Tabela 28 a seguir:

Tabela 28 – Tabela de resistência de ponta para o P22 pelo Método Antunes & Cabral

SP01		Diâmetro (cm)				50,00	
Prof.	Caracterização	Nspt	β_2 (kgf/cm ²)	$\beta_2 \cdot N$ ≤ 40 (kgf/cm ²)	Ap (cm ²)	RP (Tf)	RP Admissível (Tf)
1	Areia média, pouco compacta	Camada removida					
2	Areia média, pouco compacta						
3	Areia média, pouco compacta						
4	Areia fina, compacta a muito compacta	42	2,25	40,0	1963,50	78,54	39,27
5	Areia fina, compacta a muito compacta	48	2,25	40,0	1963,50	78,54	39,27
6	Areia fina, compacta a muito compacta	43	2,25	40,0	1963,50	78,54	39,27
7	Argila, muito mole	2	1,25	2,5	1963,50	4,91	2,45
8	Argila, muito mole	2	1,25	2,5	1963,50	4,91	2,45
9	Areia média, compacta	17	2,25	38,3	1963,50	75,10	37,55
10	Areia média, compacta	20	2,25	40,0	1963,50	78,54	39,27
11	Areia média, compacta	23	2,25	40,0	1963,50	78,54	39,27
12	Areia média, compacta	20	2,25	40,0	1963,50	78,54	39,27
13	Areia argilosa, pouco compacta	7	2,25	15,8	1963,50	30,93	15,46
14	Areia argilosa, pouco compacta	9	2,25	20,3	1963,50	39,76	19,88
15	Areia média, medianamente compacta	15	2,25	33,8	1963,50	66,27	33,13
16	Areia média, medianamente compacta	18	2,25	40,0	1963,50	78,54	39,27
17	Argila, muito mole	4	1,25	5,0	1963,50	9,82	4,91
18	Argila, muito mole	4	1,25	5,0	1963,50	9,82	4,91
19	Argila, muito mole	4	1,25	5,0	1963,50	9,82	4,91
20	Argila, muito mole	4	1,25	5,0	1963,50	9,82	4,91
21	Argila, mole	4	1,25	5,0	1963,50	9,82	4,91
22	Argila, mole	3	1,25	3,8	1963,50	7,36	3,68

23	Argila, mole	4	1,25	5,0	1963,50	9,82	4,91
24	Argila, mole	4	1,25	5,0	1963,50	9,82	4,91
25	Argila, mole	5	1,25	6,3	1963,50	12,27	6,14
26	Argila, mole	4	1,25	5,0	1963,50	9,82	4,91
27	Argila, mole	5	1,25	6,3	1963,50	12,27	6,14
28	Argila, mole	5	1,25	6,3	1963,50	12,27	6,14
29	Argila, mole	5	1,25	6,3	1963,50	12,27	6,14
30	Argila, mole	5	1,25	6,3	1963,50	12,27	6,14
31	Argila, mole	5	1,25	6,3	1963,50	12,27	6,14
32	Areia fina, compacta a medianamente compacta	30	2,25	40,0	1963,50	78,54	39,27
33	Areia fina, compacta a medianamente compacta	39	2,25	40,0	1963,50	78,54	39,27
34	Areia fina, compacta a medianamente compacta	49	2,25	40,0	1963,50	78,54	39,27
35	Limite de sondagem	0					

Fonte: Autor (2021).

Para os outros pilares em análise, os resultados estão expostos na Tabela 29 a seguir:

Tabela 29 – Tabela de resistência de ponta para o P22, P14, P46 e P41 pelo Método Antunes & Cabral

Prof.	Pilar 22 - 217 tf	Pilar 14 - 213 Tf	Pilar 46 - 202 Tf	Pilar 41 - 113 Tf
	Estacas com Ø 50cm	Estacas com Ø 60cm	Estacas com Ø 60cm	Estacas com Ø 50cm
	Laudo Sondagem 01	Laudo Sondagem 02	Laudo Sondagem 03	Laudo Sondagem 04
	Resistência Ponta Admissível (Tf)	Resistência Ponta Admissível (Tf)	Resistência Ponta Admissível (Tf)	Resistência Ponta Admissível (Tf)
1	Camada removida	Camada removida	Camada removida	Camada removida
2				
3				
4	39,27	56,55	56,55	14,14
5	39,27	56,55	56,55	14,14
6	39,27	56,55	56,55	6,36
7	2,45	3,53	22,27	0,88
8	2,45	3,53	3,53	0,88
9	37,55	50,89	3,53	1,33
10	39,27	54,07	41,35	6,36
11	39,27	44,53	47,71	11,13
12	39,27	41,35	41,35	11,93
13	15,46	47,71	44,53	6,36
14	19,88	56,55	47,71	7,16
15	33,13	56,55	3,53	1,33
16	39,27	50,89	3,53	1,33
17	4,91	3,53	3,53	1,77

18	4,91	3,53	3,53	1,77
19	4,91	3,53	3,53	1,33
20	4,91	3,53	5,30	1,33
21	4,91	3,53	5,30	1,33
22	3,68	3,53	5,30	1,77
23	4,91	3,53	7,07	1,77
24	4,91	10,60	7,07	2,21
25	6,14	12,37	8,84	2,21
26	4,91	14,14	10,60	2,65
27	6,14	15,90	12,37	3,09
28	6,14	12,37	14,14	3,53
29	6,14	14,14	12,37	4,42
30	6,14	14,14	15,90	5,30
31	6,14	15,90	15,90	4,86
32	39,27	56,55	50,89	7,07
33	39,27	56,55	56,55	8,39
34	39,27	56,55	56,55	14,14
35		56,55	56,55	14,14
36		56,55		14,14

Fonte: Autor (2021).

8.2.3.2 Resistência lateral pelo Método Antunes & Cabral

Os cálculos para o pilar 22 foram executados conforme metodologia apresentada e estão descritos na Tabela 30 a seguir:

Tabela 30 – Tabela de resistência lateral para o P22 pelo Método Antunes & Cabral

SP01		Diâmetro (cm)				50,00	
Prof.	Caracterização	Nspt	β_1 (%)	U (cm)	RL (Tf)	RL Admissível (Tf)	RL Admissível Acumulado (Tf)
1	Areia média, pouco compacta	Camada removida					
2	Areia média, pouco compacta						
3	Areia média, pouco compacta						
4	Areia fina, compacta a muito compacta	42	4,5%	157,08	29,69	14,84	14,84
5	Areia fina, compacta a muito compacta	48	4,5%	157,08	33,93	16,96	31,81
6	Areia fina, compacta a muito compacta	43	4,5%	157,08	30,39	15,20	47,01
7	Argila, muito mole	2	2,8%	157,08	0,88	0,44	47,45
8	Argila, muito mole	2	2,8%	157,08	0,88	0,44	47,89
9	Areia média, compacta	17	4,5%	157,08	12,02	6,01	53,89
10	Areia média, compacta	20	4,5%	157,08	14,14	7,07	60,96
11	Areia média, compacta	23	4,5%	157,08	16,26	8,13	69,09

12	Areia média, compacta	20	4,5%	157,08	14,14	7,07	76,16
13	Areia argilosa, pouco compacta	7	4,5%	157,08	4,95	2,47	78,63
14	Areia argilosa, pouco compacta	9	4,5%	157,08	6,36	3,18	81,81
15	Areia média, medianamente compacta	15	4,5%	157,08	10,60	5,30	87,12
16	Areia média, medianamente compacta	18	4,5%	157,08	12,72	6,36	93,48
17	Argila, muito mole	4	2,8%	157,08	1,76	0,88	94,36
18	Argila, muito mole	4	2,8%	157,08	1,76	0,88	95,24
19	Argila, muito mole	4	2,8%	157,08	1,76	0,88	96,12
20	Argila, muito mole	4	2,8%	157,08	1,76	0,88	97,00
21	Argila, mole	4	2,8%	157,08	1,76	0,88	97,88
22	Argila, mole	3	2,8%	157,08	1,32	0,66	98,54
23	Argila, mole	4	2,8%	157,08	1,76	0,88	99,42
24	Argila, mole	4	2,8%	157,08	1,76	0,88	100,30
25	Argila, mole	5	2,8%	157,08	2,20	1,10	101,39
26	Argila, mole	4	2,8%	157,08	1,76	0,88	102,27
27	Argila, mole	5	2,8%	157,08	2,20	1,10	103,37
28	Argila, mole	5	2,8%	157,08	2,20	1,10	104,47
29	Argila, mole	5	2,8%	157,08	2,20	1,10	105,57
30	Argila, mole	5	2,8%	157,08	2,20	1,10	106,67
31	Argila, mole	5	2,8%	157,08	2,20	1,10	107,77
32	Areia fina, compacta a medianamente compacta	30	4,5%	157,08	21,21	10,60	118,38
33	Areia fina, compacta a medianamente compacta	39	4,5%	157,08	27,57	13,78	132,16
34	Areia fina, compacta a medianamente compacta	49	4,5%	157,08	34,64	17,32	149,48
35	Limite de sondagem	0					

Fonte: Autor (2021).

Para os outros pilares em análise, os resultados são apresentados na Tabela 31 a seguir:

Tabela 31 – Tabela de resistência lateral para o P22, P14, P46 e P41 pelo Método Antunes & Cabral

	Pilar 22 - 217 tf	Pilar 14 - 213 Tf	Pilar 46 - 202 Tf	Pilar 41 - 113 Tf
	Estacas com Ø 50cm	Estacas com Ø 60cm	Estacas com Ø 60cm	Estacas com Ø 50cm
	Laudo Sondagem 01	Laudo Sondagem 02	Laudo Sondagem 03	Laudo Sondagem 04
Prof.	Resist. Lateral Acumulado Admissível (Tf)	Resist. Lateral Acumulado Admissível (Tf)	Resist. Lateral Acumulado Admissível (Tf)	Resist. Lateral Acumulado Admissível (Tf)
1	Camada removida	Camada removida	Camada removida	Camada removida
2				
3				
4	14,84	13,15	16,96	14,84
5	31,81	28,42	36,05	28,98
6	47,01	43,26	45,38	31,81

7	47,45	43,79	48,35	32,25
8	47,89	44,32	48,88	32,69
9	53,89	51,10	49,40	33,35
10	60,96	58,31	54,92	36,18
11	69,09	64,25	61,28	41,12
12	76,16	69,76	66,79	46,42
13	78,63	76,12	72,73	49,25
14	81,81	83,76	79,09	52,43
15	87,12	91,82	79,62	53,09
16	93,48	98,60	80,15	53,75
17	94,36	99,13	80,68	54,63
18	95,24	99,66	81,20	55,51
19	96,12	100,19	81,73	56,17
20	97,00	100,71	82,52	56,83
21	97,88	101,24	83,32	57,49
22	98,54	101,77	84,11	58,37
23	99,42	102,30	85,16	59,25
24	100,30	103,88	86,22	60,35
25	101,39	105,73	87,54	61,45
26	102,27	107,84	89,12	62,77
27	103,37	110,21	90,97	64,31
28	104,47	112,06	93,08	66,07
29	105,57	114,17	94,93	68,27
30	106,67	116,28	97,30	70,91
31	107,77	118,66	99,68	73,32
32	118,38	126,29	106,46	76,84
33	132,16	136,05	116,64	81,02
34	149,48	147,92	129,36	90,56
35		160,65	146,75	102,93
36		175,07		117,42

Fonte: Autor (2021).

8.2.3.3 Resistência total e quantidade de estacas pelo Método Antunes & Cabral

Para determinar a resistência total admissível, busca-se o menor valor entre a soma da resistência de ponta admissível com a resistência lateral admissível acumulada ou a resistência lateral admissível acumulada dividida por 0,8. Para encontrar a quantidade de estacas, divide-se o valor da carga pelo valor de resistência encontrado. Após, é necessário verificar a carga de catálogo e fazer a correção se necessário.

Esta operação foi realizada para os quatro pilares, respeitando seus respectivos laudos de sondagem e diâmetros de estacas. Os resultados são apresentados na Tabela 32 a seguir:

Tabela 32 – Tabela de resistência total admissível e quantitativo de estacas para os pilares 22, 14, 46 e 41 pelo Método Antunes & Cabral

		Pilar 22 - 217 Tf			Pilar 14 - 213 Tf			Pilar 46 - 202 Tf			Pilar 41 - 113 Tf		
		Estacas com Ø 50cm			Estacas com Ø 60cm			Estacas com Ø 60cm			Estacas com Ø 50cm		
		Laudo Sondagem 01			Laudo Sondagem 02			Laudo Sondagem 03			Laudo Sondagem 04		
Prof.	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)	Correção Quant. Estacas (unid.)	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)	Correção Quant. Estacas (unid.)	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)	Correção Quant. Estacas (unid.)	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)	Correção Quant. Estacas (unid.)	
1	Camada removida			Camada removida			Camada removida			Camada removida			
2													
3													
4	18,56	12	12	16,43	13	13	21,21	10	10	18,56	7	7	
5	39,76	6	6	35,52	6	6	45,06	5	5	36,23	4	4	
6	58,76	4	4	54,07	4	4	56,73	4	4	39,76	3	3	
7	49,90	5	5	47,32	5	5	60,44	4	4	34,70	4	4	
8	50,34	5	5	47,85	5	5	52,41	4	4	35,14	4	4	
9	67,37	4	4	63,88	4	4	52,94	4	4	37,03	4	4	
10	76,20	3	3	72,89	3	3	68,65	3	3	45,22	3	3	
11	86,36	3	3	80,31	3	3	76,60	3	3	51,40	3	3	
12	95,20	3	3	87,20	3	3	83,49	3	3	58,03	2	2	
13	94,10	3	3	95,15	3	3	90,91	3	3	61,57	2	2	
14	101,70	3	3	104,70	3	3	98,87	3	3	65,54	2	2	
15	108,90	2	2	114,77	2	2	83,15	3	3	56,77	2	2	
16	116,85	2	2	123,25	2	2	83,68	3	3	57,43	2	2	
17	99,27	3	3	102,66	3	3	84,21	3	3	59,54	2	2	
18	100,15	3	3	103,19	3	3	84,74	3	3	60,42	2	2	
19	101,03	3	3	103,72	3	3	85,27	3	3	59,85	2	2	
20	101,91	3	3	104,25	3	3	87,82	3	3	60,51	2	2	
21	102,79	3	3	104,78	3	3	88,62	3	3	61,17	2	2	
22	102,22	3	3	105,30	3	3	89,41	3	3	63,28	2	2	
23	104,32	3	3	105,83	3	3	92,23	3	3	64,16	2	2	
24	105,20	3	3	114,48	2	2	93,29	3	3	66,49	2	2	
25	107,53	3	3	118,10	2	2	96,37	3	3	67,59	2	2	
26	107,18	3	3	121,98	2	2	99,72	3	3	70,13	2	2	
27	109,51	2	2	126,12	2	2	103,34	2	2	72,90	2	2	
28	110,61	2	2	124,43	2	2	107,22	2	2	75,89	2	2	
29	111,71	2	2	128,31	2	2	107,30	2	2	80,54	2	2	
30	112,81	2	2	130,42	2	2	113,21	2	2	85,63	2	2	

31	113,91	2	2	134,56	2	2	115,58	2	2	86,82	2	2
32	147,97	2	2	157,87	2	2	133,08	2	2	96,05	2	2
33	165,20	2	2	170,06	2	2	145,80	2	2	101,28	2	2
34	186,85	2	2	184,90	2	2	161,71	2	2	113,21	1	1
35				200,81	2	2	183,44	2	2	128,67	1	2
36				218,8	1	2				146,78	1	2

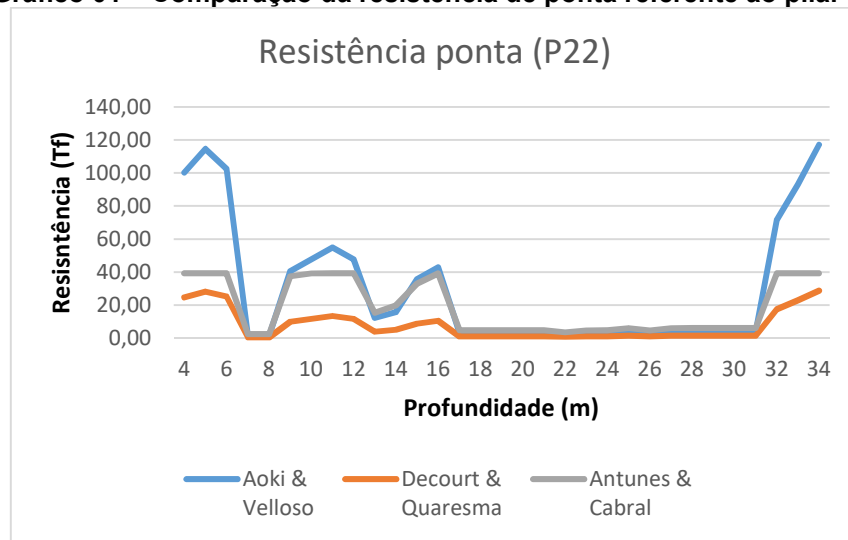
Fonte: Autor (2021).

8.3 Comparação entre os métodos semiempíricos

8.3.1 Análise de resistência de ponta

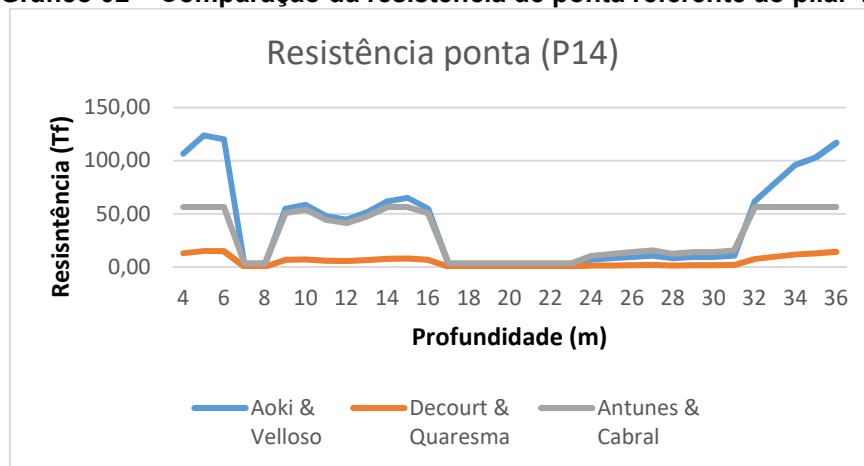
Para efeito de comparação, gerou-se gráficos de resistência de ponta (Gráficos 01, 02, 03 e 04) conforme demonstrado abaixo.

Gráfico 01 – Comparação da resistência de ponta referente ao pilar 22



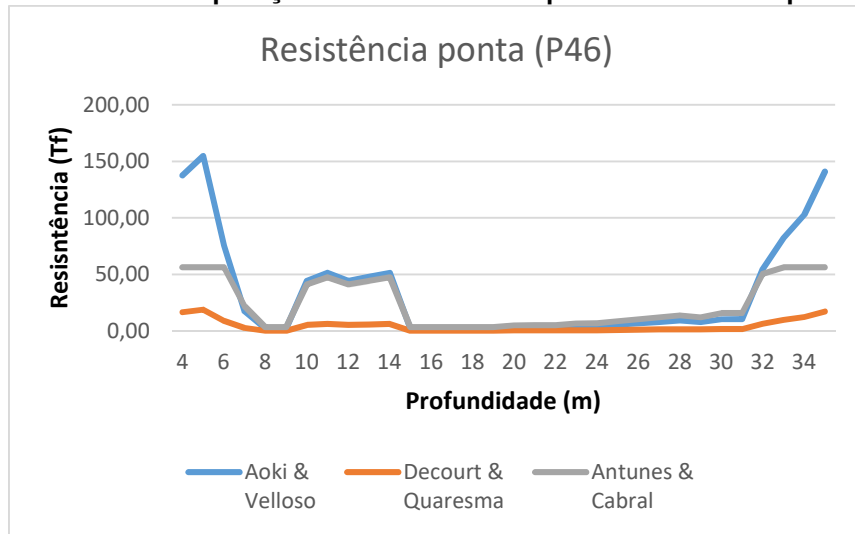
Fonte: Autor (2021).

Gráfico 02 – Comparação da resistência de ponta referente ao pilar 14



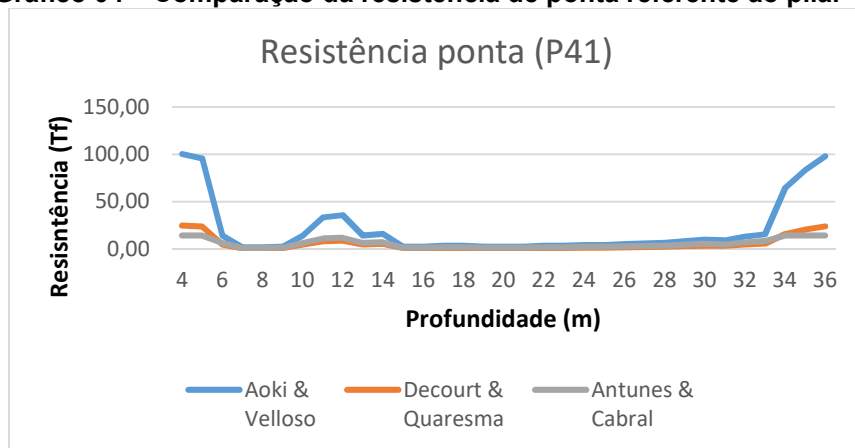
Fonte: Autor (2021).

Gráfico 03 – Comparação da resistência de ponta referente ao pilar 46



Fonte: Autor (2021).

Gráfico 04 – Comparação da resistência de ponta referente ao pilar 41



Fonte: Autor (2021).

Ao analisar os gráficos de resistência de ponta, é possível observar que o método de Aoki & Velloso, apresentou maiores valores em camadas de solo arenoso. Pode-se observar nas 4 análises que, nas camadas mais rasas, inicia com resistência muito superior aos outros métodos seguindo com uma queda brusca aos 6 m. Próximo aos 9 m ocorre uma elevação, seguindo com uma queda próximo aos 15 m e nova elevação após os 30 m. Desta forma, nota-se que nas camadas de solo arenosos, onde apresenta N_{spt} mais elevados, o método trouxe valores maiores de resistência quando comparados com os outros dois métodos.

O método Decourt & Quaresma apresentou uma tendência estável nas quatro análises, com baixas resistências, onde os valores variaram pouco. Quanto ao método de Antunes & Cabral, em geral apresentou resultados medianos, apresentando crescimento nas camadas de solo arenosos e com queda nas camadas de solos argilosos.

Segundo o Gráfico 1, entre 4 m e 6 m, a variação de resistência foi em torno de 305% maior para Aoki & Velloso quando comparado com Decourt & Quaresma e na casa de 170% quando comparado com Antunes & Cabral. Entre 10 m e 12 m, Aoki & Velloso apresentou 305% maior resistência sobre Decourt & Quaresma e 27% sobre Antunes & Cabral. Já entre 32 m e 34 m, a vantagem de Aoki & Velloso foi de 306% sobre Decourt & Quaresma e 139% para Antunes & Cabral.

No gráfico 2, a vantagem de resistência para Aoki & Velloso sobre Decourt & Quaresma foi de 711% entre 4 m e 6 m, mesma porcentagem entre 10 m e 12 m e entre 33 m e 35 m. Já comparando com Antunes & Cabral, a resistência foi superior com 106% entre 4 m e 6 m, 8,14% entre 10 m e 12 m e 64,25% entre 33 m e 35 m.

No gráfico 3, os resultados foram os mesmo do gráfico 2 entre Aoki & Velloso e Decourt & Quaresma. Para Antunes & Cabral, os valores foram de 116% no primeiro trecho, 8,14% no segundo trecho e de 45,54% no terceiro trecho.

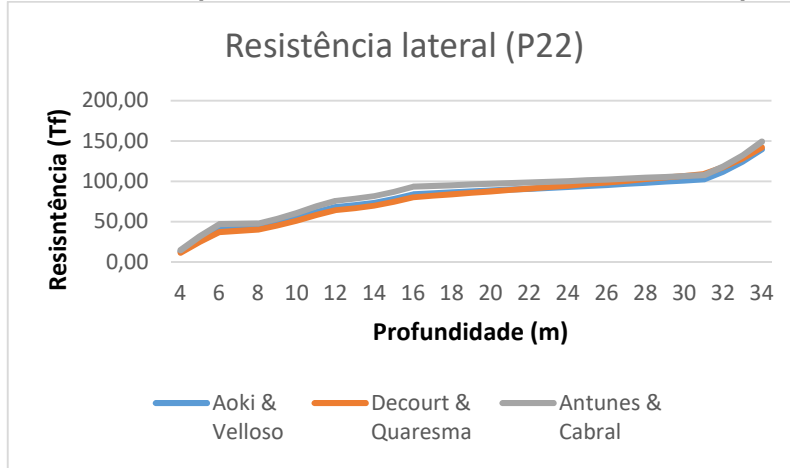
Para o gráfico 4, entre 4 m e 6 m, a vantagem de resistência para Aoki & Velloso sobre Decourt & Quaresma foi de 270% entre 4 m e 6 m, mesma porcentagem entre 10 m e 12 m e de 305% entre 34 m e 36 m. Para Antunes & Cabral, os valores foram de 435% no primeiro trecho, 174% no segundo trecho e de 480% no terceiro trecho.

Através dessas análises, nota-se que, para obter maiores valores de resistência de ponta, deve-se adotar o método Aoki & Velloso. Já para encontrar índices de resistência de ponta menores, é indicado o método Decourt & Quaresma.

8.3.2 Análise de resistência lateral

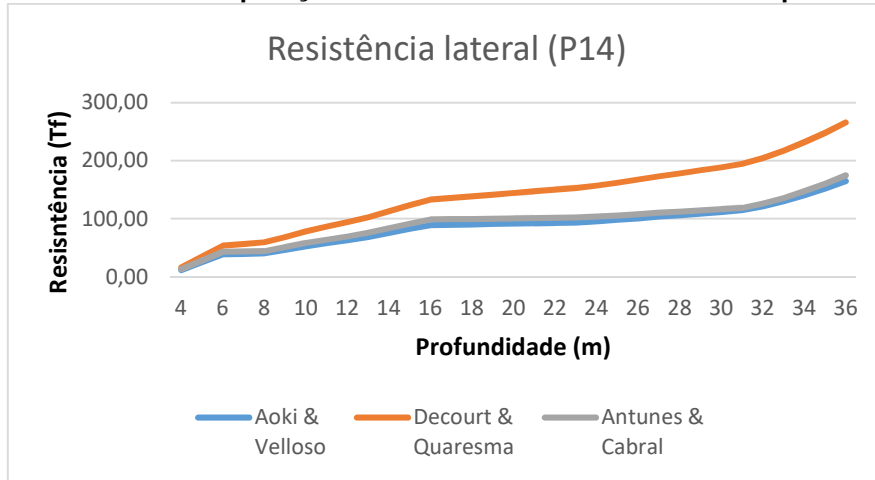
Para efeito de comparação, gerou-se gráficos de resistência lateral (Gráficos 05, 06, 07 e 08) conforme demonstrado na sequência:

Gráfico 05 – Comparação da resistência lateral referente ao pilar 22



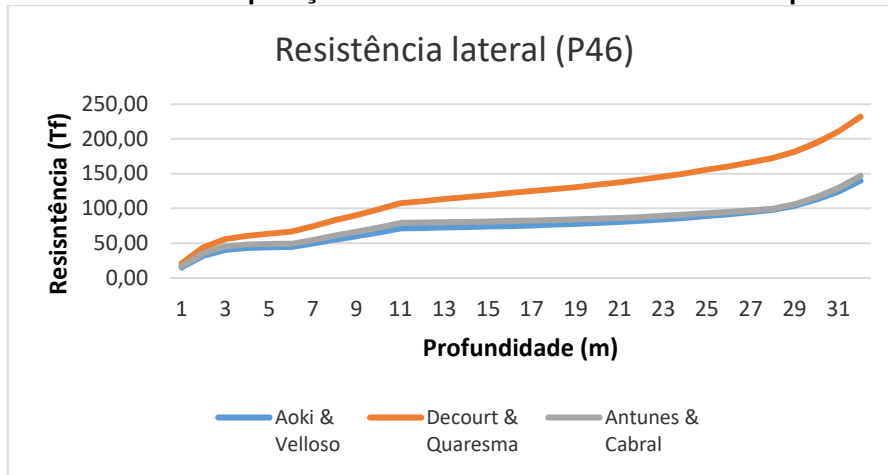
Fonte: Autor (2021).

Gráfico 06 – Comparação da resistência lateral referente ao pilar 14



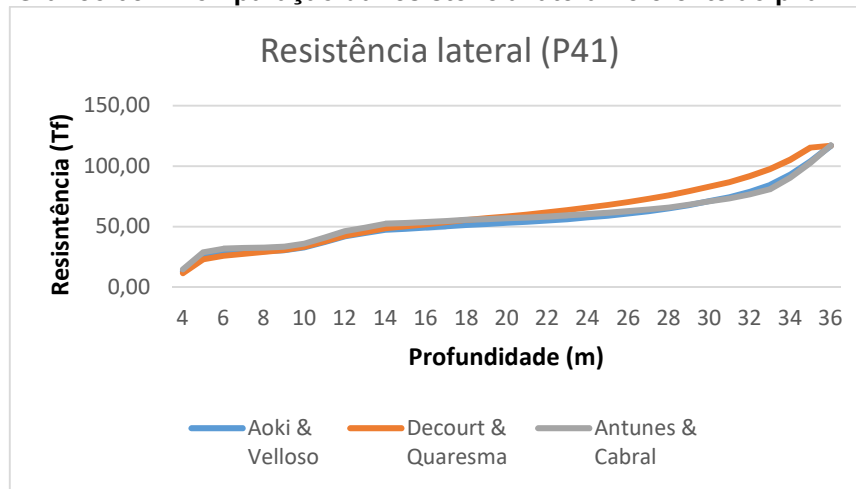
Fonte: Autor (2021).

Gráfico 07 – Comparação da resistência lateral referente ao pilar 46



Fonte: Autor (2021).

Gráfico 08 – Comparação da resistência lateral referente ao pilar 41



Fonte: Autor (2021).

Analisando cada gráfico individualmente, pode-se constatar no primeiro gráfico uma uniformidade de valores, com uma pequena superioridade para o método de Antunes & Cabral, de 12% entre 4 m e 6 m, 11% entre 10 m e 12 m, e 6% entre 32 m e 34 m quando comparado com Aoki & Velloso, e de 26% entre 4 m e 6 m, 18% entre 10 m e 12 m, e 3% entre 32 m e 34 m quando comparado com Décourt & Quaresma.

O segundo gráfico, ao contrário do primeiro, encontra-se o método Décourt & Quaresma com valores maiores em todos os pontos de análise, com valores superiores na faixa de 39% entre 4 m e 6 m, 49% entre 10 m e 12 m, e 63% entre 32 m e 34 m quando comparado com Aoki & Velloso, e de 24% entre 4 m e 6 m, 35% entre 10 m e 12 m, e 55% entre 32 m e 34 m quando comparado com Antunes & Cabral.

No terceiro gráfico, os resultados são semelhantes ao segundo, com o método Décourt & Quaresma se destacando por resultados mais expressivos de resistência com valores superiores na faixa de 37% entre 4 m e 6 m, 50% entre 10 m e 12 m, e 69% entre 33 m e 35 m quando comparado com Aoki & Velloso, e de 23% entre 4 m e 6 m, 36% entre 10 m e 12 m, e 63% entre 33 m e 35 m quando comparado com Antunes & Cabral.

O quarto gráfico, assim como o primeiro, apresenta uma certa uniformidade, com os resultados caminhando de forma muito semelhante, com um ligeiro ressaltado de resistência para o método Antunes & Cabral nas camadas iniciais e Décourt & Quaresma nas camadas mais profundas. Antunes & Cabral apresenta valores superiores na faixa de 12% entre 4 m e 6 m e 10% entre 10 m e 12 m quando

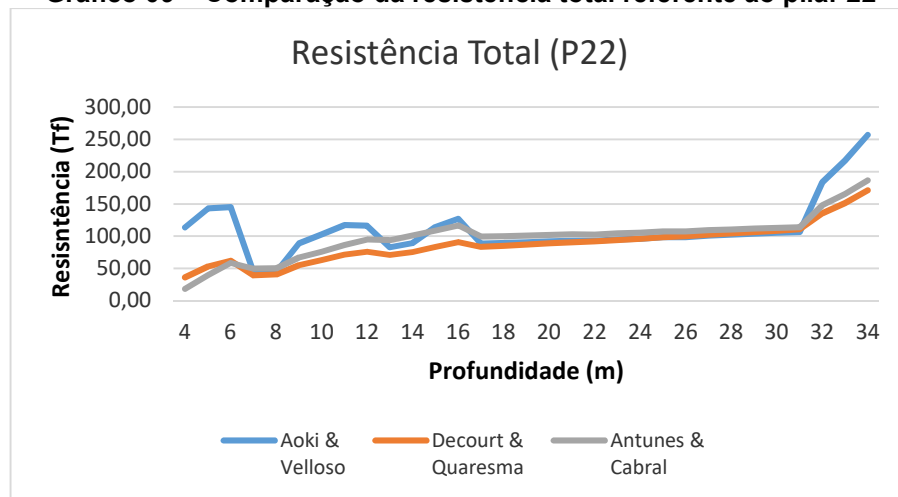
comparado com Aoki & Velloso, 25% entre 4 m e 6 m e 8% entre 10 m e 12 m quando comparado com Décourt & Quaresma. Já na camada entre 33 m e 35 m, Décourt & Quaresma apresenta 13% sobre Aoki & Velloso e 16% sobre Antunes & Cabral.

Através dessa análise, observar-se que, para obter maiores valores de resistência lateral, pode ser adotado o método Décourt & Quaresma, que demonstrou valores superiores na maioria das camadas analisadas. Já para encontrar índices de resistência lateral menores, o indicado seria o método Aoki & Velloso.

8.3.3 Análise de resistência total

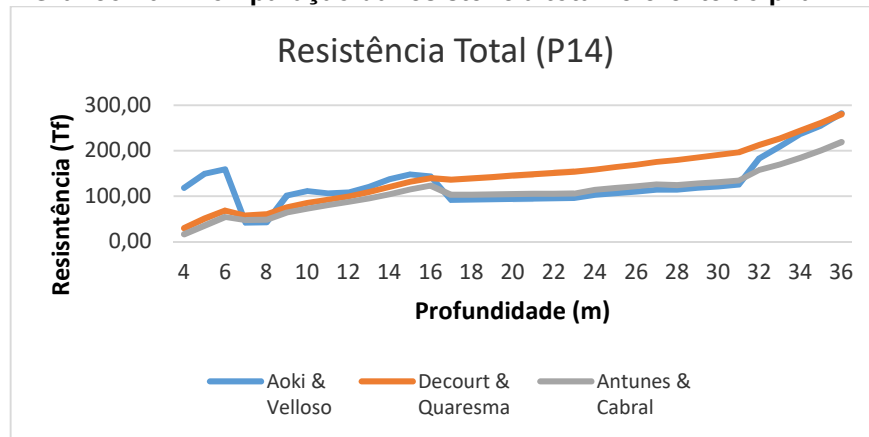
Para efeito de comparação, fez-se gráficos de resistência total (Gráficos 09, 10, 11 e 12) conforme demonstrado a seguir:

Gráfico 09 – Comparação da resistência total referente ao pilar 22



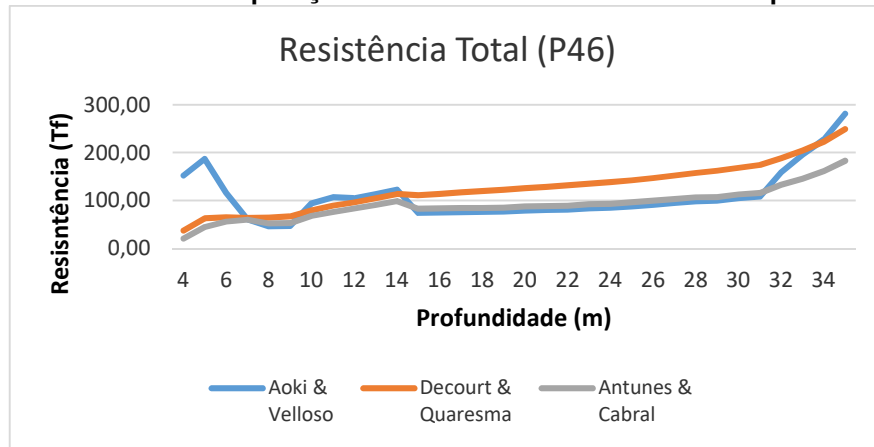
Fonte: Autor (2021).

Gráfico 10 – Comparação da resistência total referente ao pilar 14



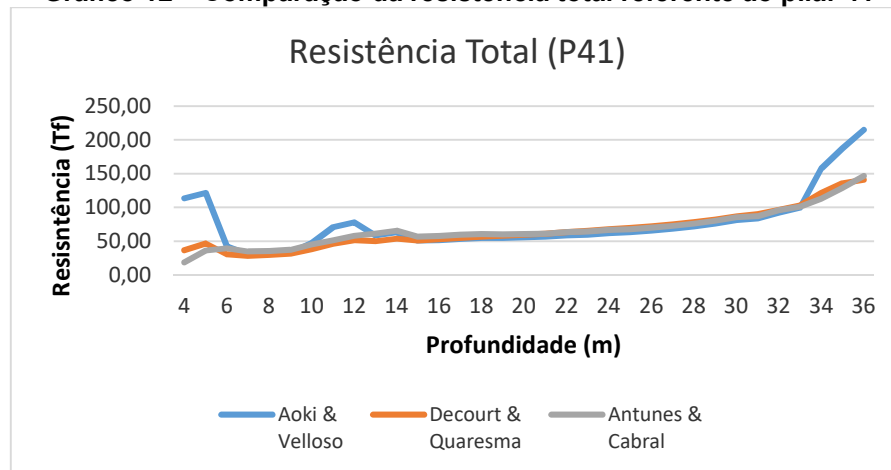
Fonte: Autor (2021).

Gráfico 11 – Comparação da resistência total referente ao pilar 46



Fonte: Autor (2021).

Gráfico 12 – Comparação da resistência total referente ao pilar 41



Fonte: Autor (2021).

Analisando de forma geral, pode-se observar uma maior resistência para o método Aoki & Velloso nas camadas de solo arenosos, que possuem maior resistência e interesse para o posicionamento das pontas das estacas. Nas camadas de solo argilosos, os melhores resultados variaram entre os métodos Décourt & Quaresma e Antunes & Cabral.

Observando o primeiro gráfico, nota-se maiores valores de resistência para o método Aoki & Velloso quando comparado com o Décourt & Quaresma, de 170% nas camadas entre 4 m e 6 m, 59% nas camadas entre 10 m e 12 m e de 43% nas camadas entre 32 m e 34 m. Já na comparação com Antunes & Cabral, a vantagem é de 306% no primeiro trecho, 30% no segundo trecho e de 31% no terceiro trecho.

No segundo gráfico, de forma análoga ao primeiro, Aoki & Velloso apresentam melhores resultados de resistência nas camadas com maiores resistências formada por solo arenoso. Aoki & Velloso se destacou sobre Décourt & Quaresma em 209% entre 4 m e 6 m e 18% entre 10 m e 12 m, sobre Antunes & Cabral, 378% entre 4 m e 6 m e 36% entre 10 m e 12 m. De forma geral, o método Décourt iniciou com valores medianos, contudo a partir dos 16 m sobressaiu sobre os outros métodos, com Antunes & Cabral demonstrando valores medianos entre os três métodos. A resistência nas camadas finais, entre 33 m e 35 m, Décourt & Quaresma apresentou vantagem de 5% sobre Aoki & Velloso e de 32% sobre Antunes & Cabral. Porém, na última camada analisada, a 36 m, Aoki & Velloso passa a apresentar novamente a maior resistência.

O terceiro gráfico trouxe um resultado semelhante ao segundo. O Método Décourt & Quaresma apresentou valores maiores nas camadas entre 15 e 32 m, destacando-se sobre os demais. Já o método Aoki & Velloso demonstrou vantagem sobre Décourt & Quaresma de 193% entre 4 m e 6 m, 15% entre 10 m e 12 m e de 3% entre 33 m e 36 m. Já sobre Antunes & Cabral, 347% entre 4 m e 6 m, 34% entre 10 m e 12 m e de 42% entre 34 m e 36 m.

O quarto gráfico apresentou tendência muito parecida com o primeiro gráfico. Nas camadas de maior N_{spt} , com solo arenoso destaca-se o método de Aoki & Velloso. Já nas camadas de solo argilosos, os resultados foram semelhantes pelos três métodos. O método Aoki & Velloso demonstrou vantagem sobre Décourt & Quaresma de 137% entre 4 m e 6 m, 43% entre 10 m e 12 m e de 40% entre 34 m e 36 m. Já sobre Antunes & Cabral, 252% entre 4 m e 6 m, 25% entre 10 m e 12 m e de 44% entre 34 m e 36 m.

Através dessas análises, pode-se observar que, para obter-se maiores valores de resistência total em camadas com maiores valores de N_{spt} , deve-se adotar o método Aoki & Velloso. Já para solos com valores de N_{spt} menores, o método Décourt & Quaresma demonstra valores maiores de resistência quando comparado com os outros 2 métodos.

8.4 Comparação dos métodos com a obra executada

8.4.1 Comparação pilar 22 com a obra executada

Neste item, demonstra-se os valores de previsão de capacidade de carga e quantitativo de estacas necessárias. Estes valores foram comparados com o executado em obra, conforme a Tabela 33:

Tabela 33 – Tabela de comparação entre métodos e estacas executadas para o pilar 22

Prof.	Aoki & Velloso		Decourt & Quaresma		Antunes & Cabral	
	Laudo Sondagem 01		Laudo Sondagem 01		Laudo Sondagem 01	
	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)
1	Camada removida		Camada removida		Camada removida	
2						
3						
4	113,64	2	36,52	6	18,56	12
5	143,18	2	53,41	5	39,76	6
6	144,86	2	62,50	4	58,76	4
7	44,35	5	39,34	6	49,90	5
8	44,91	5	40,91	6	50,34	5
9	89,28	3	55,57	4	67,37	4
10	102,78	3	63,36	4	76,20	3
11	117,23	2	71,93	4	86,36	3
12	116,40	2	76,18	3	95,20	3
13	83,18	3	71,14	4	94,10	3
14	89,53	3	75,46	3	101,70	3
15	114,21	2	83,71	3	108,90	2
16	127,08	2	90,98	3	116,85	2
17	88,49	3	83,38	3	99,27	3
18	89,63	3	85,22	3	100,15	3
19	90,76	3	87,05	3	101,03	3
20	91,90	3	88,88	3	101,91	3
21	93,04	3	90,71	3	102,79	3
22	93,07	3	91,99	3	102,22	3
23	95,03	3	94,12	3	104,32	3
24	96,16	3	95,95	3	105,20	3
25	98,40	3	98,34	3	107,53	3
26	98,72	3	99,88	3	107,18	3
27	100,96	3	102,27	3	109,51	2
28	102,38	3	104,36	3	110,61	2
29	103,80	3	106,45	3	111,71	2
30	105,22	3	108,55	2	112,81	2
31	106,64	3	110,64	2	113,91	2

32	183,73	2	135,48	2	147,97	2
33	217,58	2	151,78	2	165,20	2
34	257,00	3	171,28	2	186,85	2

Fonte: Autor (2021).

O pilar 22 possui a carga de 217 Tf e foi executado com 3 estacas de 50 cm de diâmetro e comprimento atingindo 11 metros na camada de solo, com comprimento final de 8 metros após o arrasamento.

De acordo com os dados apresentados, pode-se observar que pelo método Aoki & Velloso, duas estacas do mesmo diâmetro e comprimento satisfazem a carga prevista. Já o método Décourt & Quaresma, exige o dobro de estacas para a mesma situação e o método Antunes & Cabral solicita três estacas de igual característica.

Com esta análise, conclui-se que o método Aoki & Velloso apontou um número menor de estacas do que foi realizado em obra, demonstrando-se como o método mais adequado para esta situação quando se busca menor aplicação de metragem de estacas.

8.4.2 Comparação pilar 14 com a obra executada

Nesta comparação, foram demonstrados os valores de previsão de capacidade de carga e quantitativo de estacas necessárias. Estes valores foram comparados com o executado em obra, conforme a Tabela 34 a seguir:

Tabela 34 – Tabela de comparação entre métodos e estacas executadas para o pilar 14

Prof.	Aoki & Velloso		Decourt & Quaresma		Antunes & Cabral	
	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)
1	Camada removida		Camada removida		Camada removida	
2	Camada removida		Camada removida		Camada removida	
3	Camada removida		Camada removida		Camada removida	
4	118,43	2	29,58	8	16,43	13
5	149,32	2	50,55	5	35,52	6
6	159,18	2	68,49	4	54,07	4
7	41,82	6	56,97	4	47,32	5
8	42,50	6	59,87	4	47,85	5
9	101,27	3	75,42	3	63,88	4
10	111,17	2	85,51	3	72,89	3
11	106,18	3	92,45	3	80,31	3

12	107,68	2	99,76	3	87,20	3
13	120,26	2	109,31	2	95,15	3
14	137,43	2	120,73	2	104,70	3
15	148,09	2	131,79	2	114,77	2
16	143,85	2	139,70	2	123,25	2
17	91,85	3	136,24	2	102,66	3
18	92,53	3	139,14	2	103,19	3
19	93,22	3	142,04	2	103,72	3
20	93,90	3	144,94	2	104,25	3
21	94,58	3	147,84	2	104,78	3
22	95,26	3	150,74	2	105,30	3
23	95,94	3	153,64	2	105,83	3
24	102,70	3	158,84	2	114,48	2
25	106,27	3	163,88	2	118,10	2
26	110,17	2	169,41	2	121,98	2
27	114,42	2	175,42	2	126,12	2
28	114,45	2	179,83	2	124,43	2
29	118,36	2	185,36	2	128,31	2
30	121,09	2	190,68	2	130,42	2
31	125,33	2	196,69	2	134,56	2
32	183,50	2	212,56	2	157,87	2
33	209,44	2	227,25	2	170,06	2
34	237,29	2	244,35	2	184,90	2
35	255,57	2	261,15	2	200,81	2
36	282,26	2	280,73	2	218,83	2

Fonte: Autor (2021).

O pilar 14 possui a carga de 213 Tf e foi executado com 2 estacas de 60 cm de diâmetro e comprimento atingindo 29 metros na camada de solo, com comprimento final de 26 metros após o arrasamento.

Com os dados apresentados, pode-se observar que os três métodos chegam ao mesmo valor, sendo esse o mesmo valor de estaca executado em obra.

8.4.3 Comparação pilar 46 com a obra executada

Nesta comparação, foram demonstrados os valores de previsão de capacidade de carga e quantitativo de estacas necessárias. Estes valores foram comparados com o executado em obra, conforme a Tabela 35 a seguir:

Tabela 35 – Tabela de comparação entre métodos e estacas executadas para o pilar 46

Prof.	Aoki & Velloso		Decourt & Quaresma		Antunes & Cabral	
	Laudo Sondagem 03		Laudo Sondagem 03		Laudo Sondagem 03	
	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)
1	Camada removida		Camada removida		Camada removida	
2	Camada removida		Camada removida		Camada removida	
3	Camada removida		Camada removida		Camada removida	
4	152,81	2	37,75	6	21,21	10
5	187,12	2	63,07	4	45,06	5
6	116,36	2	65,40	4	56,73	4
7	61,12	4	63,87	4	60,44	4
8	46,35	5	64,22	4	52,41	4
9	47,03	5	67,12	4	52,94	4
10	94,34	3	79,95	3	68,65	3
11	106,92	2	89,49	3	76,60	3
12	104,98	2	96,38	3	83,49	3
13	113,74	2	105,02	2	90,91	3
14	122,89	2	114,14	2	98,87	3
15	74,33	3	111,10	2	83,15	3
16	75,01	3	114,00	2	83,68	3
17	75,69	3	116,90	2	84,21	3
18	76,37	3	119,80	2	84,74	3
19	77,05	3	122,70	2	85,27	3
20	79,25	3	125,82	2	87,82	3
21	80,28	3	128,72	2	88,62	3
22	81,30	3	131,62	2	89,41	3
23	83,84	3	135,21	2	92,23	3
24	85,21	3	138,59	2	93,29	3
25	88,09	3	142,67	2	96,37	3
26	91,31	3	147,24	2	99,72	3
27	94,88	3	152,28	2	103,34	2
28	98,79	3	157,81	2	107,22	2
29	100,00	3	162,43	2	107,30	2
30	105,42	2	168,65	2	113,21	2
31	108,49	2	174,45	2	115,58	2
32	159,01	2	188,51	2	133,08	2
33	195,66	2	204,96	2	145,80	2
34	227,70	2	223,45	2	161,71	2
35	281,13	2	249,38	2	183,44	2

Fonte: Autor (2021).

O pilar 46 possui a carga de 202 Tf e foi executado com 2 estacas de 60 cm de diâmetro e comprimento atingindo 30 metros na camada de solo, com comprimento final de 27 metros após o arrasamento.

Com os dados apresentados, nota-se que os três métodos chegam ao mesmo valor, sendo esse o mesmo valor de estaca executado em obra.

8.4.4 Comparação pilar 41 com a obra executada

Nesta comparação, foram demonstrados os valores de previsão de capacidade de carga e quantitativo de estacas necessárias. Estes valores foram comparados com o executado em obra, conforme a Tabela 36.

Tabela 36 – Tabela de comparação entre métodos e estacas executadas para o pilar 41

Prof.	Aoki & Velloso		Decourt & Quaresma		Antunes & Cabral	
	Laudo Sondagem 04		Laudo Sondagem 04		Laudo Sondagem 04	
	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)	Resist. Total Adm. (Tf)	Quant. Estacas (unid.)
1	Camada removida		Camada removida		Camada removida	
2						
3						
4	113,64	1	36,52	4	18,56	7
5	121,54	1	46,60	3	36,23	4
6	42,62	3	30,63	4	39,76	3
7	30,69	4	28,08	5	34,70	4
8	31,25	4	29,65	4	35,14	4
9	32,93	4	31,51	4	37,03	4
10	47,11	3	38,22	3	45,22	3
11	70,85	2	46,21	3	51,40	3
12	77,99	2	51,51	3	58,03	2
13	58,80	2	50,27	3	61,57	2
14	63,38	2	54,00	3	65,54	2
15	50,78	3	51,15	3	56,77	2
16	51,63	3	52,72	3	57,43	2
17	53,59	3	54,85	3	59,54	2
18	54,72	3	56,68	2	60,42	2
19	54,76	3	57,96	2	59,85	2
20	55,61	3	59,53	2	60,51	2
21	56,46	3	61,10	2	61,17	2
22	58,42	2	63,22	2	63,28	2
23	59,55	2	65,06	2	64,16	2

24	61,79	2	67,45	2	66,49	2
25	63,21	2	69,54	2	67,59	2
26	65,74	2	72,19	2	70,13	2
27	68,55	2	75,10	2	72,90	2
28	71,64	2	78,28	2	75,89	2
29	76,11	2	82,27	2	80,54	2
30	81,16	2	86,79	2	85,63	2
31	83,47	2	90,16	2	86,82	2
32	92,11	2	96,60	2	96,05	2
33	99,96	2	103,25	2	101,28	2
34	157,47	2	121,41	1	113,21	1
35	187,67	2	136,07	2	128,67	2
36	215,00	2	141,18	2	146,78	2

Fonte: Autor (2021).

O pilar 41 possui a carga de 113 Tf e foi executado com 2 estacas de 50 cm de diâmetro e comprimento atingindo 28 metros na camada de solo, com comprimento final de 25 metros após o arrasamento.

Com os dados apresentados, observa-se que os três métodos chegam ao mesmo valor, que por sua vez foi o mesmo valor de estaca executado em obra.

8.5 Cálculo de capacidade de carga para os 50 pilares

De acordo com as análises realizadas nos itens anteriores, o método adotado para a estimativa de capacidade de carga dos 50 pilares será o de Aoki & Velloso, pois apresentou melhores resultados nas camadas de solo arenoso, onde a resistência total é maior, local de interesse para o posicionamento da ponta da estaca e, por outro lado, também apresentou menor valor de unidade de estacas para o P22 e igual valor para os outros 3 pilares.

Quanto ao laudo de sondagem, utilizou-se o critério de proximidade. Desta forma, as estacas dos pilares foram calculadas utilizando os seguintes laudos:

- Laudo de sondagem 01: utilizado para os pilares P7, P8, P9, P16, P17, P18, P22, P23, P27, P28, P32, P33, P37, P38, P42 e P48;

- Laudo de sondagem 02: utilizado para os pilares PR1, PR2, P1, P2, P3, P4, P5, P6, P12, P13, P14, P15, P24, P25, P26 e P29;

- Laudo de sondagem 03: utilizado para os pilares P30, P31, P39, P40, P45, P46 e P47;

- Laudo de sondagem 04: utilizado para os pilares P10, P11, P19, P20, P21, P34, P35, P36, P41, P43 e P44.

Na Tabela 37 a seguir, seguem os resultados:

Tabela 37 – Tabela de resultado de cálculos de estacas

Laudo Sond.	Pilar	Carga (Tf)	Diâmetro (cm)	Cota de ponta (m)	Comprimento da estaca (m)	Quant. Estacas	Resist. por estaca (Tf)	Resist. Total (Tf)
02	P1	17	40	9	6	1	55,28	55,28
02	P2	33	40	9	6	1	55,28	55,28
02	P3	50	40	9	6	1	55,28	55,28
02	P4	40	40	9	6	1	55,28	55,28
02	P5	40	40	9	6	1	55,28	55,28
02	P6	42	40	9	6	1	55,28	55,28
01	P7	44	40	10	7	1	74,58	74,58
01	P8	54	40	10	7	1	74,58	74,58
01	P9	32	40	10	7	1	74,58	74,58
04	P10	34	40	10	7	1	35,42	35,42
04	P11	125	50	11	8	2	70,85	141,70
02	P12	290	60	12	9	3	107,68	323,04
02	P13	268	60	12	9	3	107,68	323,04
02	P14	213	60	12	9	2	107,68	215,36
02	P15	205	60	12	9	2	107,68	215,36
01	P16	244	50	11	8	3	117,23	351,69
01	P17	269	50	11	8	3	117,23	351,69
01	P18	108	50	11	8	1	117,23	117,23
04	P19	36	40	11	8	1	51,33	51,33
04	P20	87	60	11	8	1	93,05	93,05
04	P21	224	50	12	9	3	77,99	233,97
01	P22	217	50	11	8	2	117,23	234,46
01	P23	70	40	10	7	1	74,58	74,58
02	P24	209	60	12	9	2	107,68	215,36
02	P25	234	60	12	9	3	107,68	323,04
02	P26	284	60	12	9	3	107,68	323,04
01	P27	210	50	11	8	2	117,23	234,46
01	P28	203	50	11	8	2	117,23	234,46
02	P29	198	60	9	6	2	101,27	202,54
03	P30	210	60	11	8	2	106,92	213,84
03	P31	318	60	14	11	3	122,89	368,67
01	P32	201	50	11	8	2	117,23	234,46
01	P33	215	50	11	8	2	117,23	234,46
04	P34	46	40	11	8	1	51,33	51,33
04	P35	97	60	12	9	1	102,19	102,19

04	P36	241	60	12	9	3	102,19	306,57
01	P37	255	50	11	8	3	117,23	351,69
01	P38	83	50	10	7	1	102,78	102,78
03	P39	198	60	11	8	2	106,92	213,84
03	P40	213	60	11	8	2	106,92	213,84
04	P41	113	50	11	8	2	70,85	141,70
01	P42	87	50	10	7	1	102,78	102,78
04	P43	26	40	10	7	1	35,42	35,42
04	P44	210	60	12	9	3	102,19	306,57
03	P45	113	40	11	8	2	59,81	119,62
03	P46	202	60	11	8	2	106,92	213,84
03	P47	121	50	11	8	2	81,93	163,86
01	P48	222	50	11	8	2	117,23	234,46
02	PR1	10	40	9	6	1	55,28	55,28
02	PR2	12	40	9	6	1	55,28	55,28

Fonte: Autor (2021).

Comparando-se a metragem de estacas utilizadas na obra apresentada na Tabela 12 com as estacas calculadas apresentadas na Tabela 37 acima, gerou-se a tabela 38 apresentada na sequência.

Tabela 38 – Tabela de comparação de metragem de estacas

	Projetada na Obra	Projetada nesse estudo
Diâmetro 40 cm (m)	97,5	122,0
Diâmetro 50 cm (m)	780,0	265,0
Diâmetro 60 cm (m)	981,0	342,0
Total (m)	1858,5	729,0

Fonte: Autor (2021).

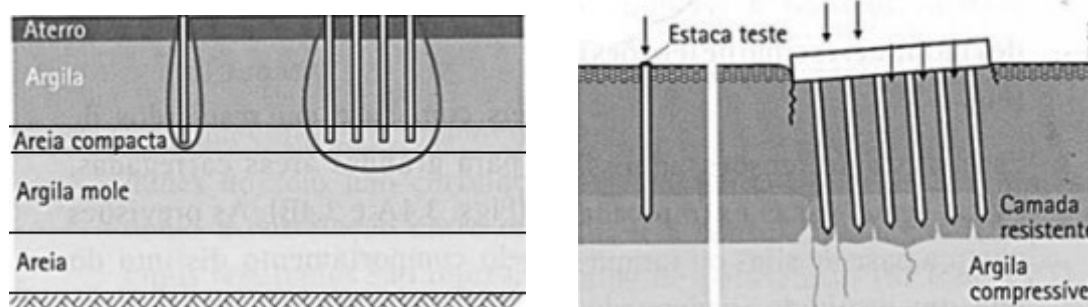
Analisando-se a Tabela 38, nota-se a redução de 1129,50 m de perfuração de estacas, sendo utilizada maior quantidade de 40 cm de diâmetro, em contrapartida reduzindo a metragem nos diâmetros maiores.

Conforme o projeto apresentado, nota-se que todas as estacas foram arrasadas na cota de - 3 m. De acordo com os laudos de sondagem, de forma geral, tem-se uma boa resistência entre a cota 4 m e 6 m, com uma grande queda de resistência do 6 m aos 9 m, voltando a subir dos 9 m até em torno de 16 m. Desta forma, mesmo quando a estaca apresenta uma boa resistência em camadas anteriores, o melhor local para posicionar a ponta das estacas é entre a cota 9 m e 14 m, evitando que a ponta fique apoiada em solo mole.

Deve-se observar que abaixo da camada de 14 m, entre 15 m e 17 m inicia-se uma camada de argila mole a muito mole estendendo-se até por volta de 31 m, com N_{spt} que se mantém sempre abaixo de 10, com trechos de até 8 m de comprimento com valor máximo de 3 de N_{spt} .

Milititsky (2015) cita que grupos de estacas apoiadas sobre camadas competentes pouco espessas, sobrepostas a camadas argilosas moles, podem romper em casos onde é desconsiderada a camada de solo mole abaixo da ponta das estacas na análise de capacidade de suporte. Por outro lado, casos em que somente é feita a verificação da camada compressível inferior, devido ao acréscimo de tensões provocado pelo conjunto de estacas, podem conduzir a recalques incompatíveis com a estrutura (Figura 18).

Figura 18 - Esquema de tensões impostas ao solo por uma estaca isolada e por um grupo



Fonte: Milititsky (2015).

Conforme os dados da Tabela 37 acima, destaca-se que 100% das estacas são exequíveis na cota entre 9 m e 14 m, onde encontra-se uma camada resistente. Para um perfil de solo que abaixo dessa camada presente aos 14 m exista camadas mais resistentes, esta fundação, conforme cálculo demonstrado, seria exequível na profundidade proposta sem maiores cuidados. Considerando que existe uma extensa camada de argila mole a muito mole presente no perfil logo abaixo, está poderá ser comprimida, o que causará recalques indevidos na estrutura, podendo mesmo levá-la ao colapso.

Por esse motivo, de acordo com a Tabela 14 de estacas que foram executadas na obra, destaca-se que 60 de um total de 89 estacas foram executadas nas camadas mais profundas, entre 27 m e 32 m. Assim, 67% das estacas de fundação foram executadas com a ponta nas camadas mais profundas.

Portanto, nota-se que o projetista da obra estudo de caso foi cauteloso, de forma a considerar um possível efeito de compressão da camada mole logo abaixo da camada resistente superficial, executando parte das estacas descarregando suas cargas nas camadas firmes mais profundas.

8.6 Cálculo do recalque

Para estimar os recalques utilizou-se a metodologia de Poulo e Davis, que é diretamente relacionado a fatores como espessura da camada de solo, comprimento da estaca, coeficiente de Poisson e o módulo de deformabilidade do solo.

Elaborou-se planilha eletrônica para o cálculo e o resultado encontrado pode ser observado na Tabela 39.

Tabela 39 – Tabela de resultado de cálculo de recalque

Laudo Sond.	Pilar	Carga (Tf)	Es (MPa)	K	IO	Rk	Rh	Vs	Rv	p (mm)
2	P1	17	43,67	480,92	0,110	1,20	0,95	0,40	0,960	1,17
2	P2	33	43,67	480,92	0,110	1,20	0,95	0,40	0,960	2,27
2	P3	50	43,67	480,92	0,110	1,20	0,95	0,40	0,960	3,45
2	P4	40	43,67	480,92	0,110	1,20	0,95	0,40	0,960	2,76
2	P5	40	43,67	480,92	0,110	1,20	0,95	0,40	0,960	2,76
2	P6	42	43,67	480,92	0,110	1,20	0,95	0,40	0,960	2,89
1	P7	44	58,86	356,80	0,095	1,30	0,90	0,41	0,975	2,03
1	P8	54	58,86	356,80	0,095	1,30	0,90	0,41	0,975	2,49
1	P9	32	58,86	356,80	0,095	1,30	0,91	0,41	0,975	1,49
4	P10	34	34,71	604,94	0,095	1,15	0,92	0,39	0,960	2,36
4	P11	125	36,63	573,38	0,100	1,18	0,91	0,38	0,950	6,96
2	P12	290	45,78	458,74	0,110	1,15	0,90	0,37	0,950	11,42
2	P13	268	45,78	458,74	0,110	1,15	0,90	0,37	0,950	10,55
2	P14	213	45,78	458,74	0,110	1,15	0,90	0,37	0,950	8,39
2	P15	205	45,78	458,74	0,110	1,15	0,90	0,37	0,950	8,07
1	P16	244	60,25	348,55	0,100	1,30	0,90	0,41	0,975	9,24
1	P17	269	60,25	348,55	0,100	1,30	0,90	0,41	0,975	10,19
1	P18	108	60,25	348,55	0,100	1,30	0,90	0,41	0,975	4,09
4	P19	36	36,63	573,38	0,090	1,20	0,91	0,38	0,950	2,29
4	P20	87	36,63	573,38	0,130	1,18	0,90	0,38	0,950	5,19
4	P21	224	38,11	551,02	0,094	1,18	0,88	0,37	0,950	10,90
1	P22	217	60,25	348,55	0,100	1,30	0,90	0,41	0,975	8,22
1	P23	70	58,86	356,80	0,095	1,30	0,90	0,41	0,975	3,22
2	P24	209	45,78	458,74	0,110	1,15	0,90	0,37	0,950	8,23

2	P25	234	45,78	458,74	0,110	1,15	0,90	0,37	0,950	9,21
2	P26	284	45,78	458,74	0,110	1,15	0,90	0,37	0,950	11,18
1	P27	210	60,25	348,55	0,100	1,30	0,90	0,41	0,975	7,95
1	P28	203	60,25	348,55	0,100	1,30	0,90	0,41	0,975	7,69
2	P29	198	43,67	480,92	0,150	1,10	0,90	0,40	0,960	10,77
3	P30	210	45,25	464,09	0,120	1,18	0,90	0,38	0,960	9,46
3	P31	318	46,55	451,17	0,090	1,20	0,85	0,35	0,950	9,93
1	P32	201	60,25	348,55	0,100	1,30	0,90	0,41	0,975	7,61
1	P33	215	60,25	348,55	0,100	1,30	0,90	0,41	0,975	8,14
4	P34	46	36,63	573,38	0,090	1,20	0,91	0,38	0,950	2,93
4	P35	97	38,11	551,02	0,110	1,18	0,95	0,37	0,950	4,97
4	P36	241	38,11	551,02	0,110	1,15	0,90	0,37	0,950	11,40
1	P37	255	60,25	348,55	0,100	1,30	0,90	0,41	0,975	9,66
1	P38	83	58,86	356,80	0,110	1,30	0,90	0,41	0,975	3,54
3	P39	198	45,25	464,09	0,120	1,18	0,90	0,38	0,960	8,92
3	P40	213	45,25	464,09	0,120	1,18	0,90	0,38	0,960	9,60
4	P41	113	36,63	573,38	0,100	1,18	0,91	0,38	0,950	6,29
1	P42	87	58,86	356,80	0,110	1,30	0,90	0,41	0,975	3,71
4	P43	26	34,71	604,94	0,095	1,15	0,92	0,39	0,960	1,81
4	P44	210	38,11	551,02	0,110	1,15	0,90	0,37	0,950	9,93
3	P45	113	45,25	464,09	0,090	1,21	0,90	0,38	0,960	5,87
3	P46	202	45,25	464,09	0,120	1,18	0,90	0,38	0,960	9,10
3	P47	121	45,25	464,09	0,100	1,19	0,90	0,38	0,960	5,50
1	P48	222	60,25	348,55	0,100	1,30	0,90	0,41	0,975	8,14
2	PR1	10	43,67	480,92	0,110	1,20	0,90	0,40	0,975	6,53
2	PR2	12	43,67	480,92	0,110	1,20	0,90	0,40	0,975	7,84

Fonte: Autor (2021).

Para os grupos de estacas, foram calculados os recalques e apresentados na Tabela 40.

Tabela 40 – Tabela de resultado de cálculo de recalque em grupo de estacas

Pilar	Quant. Estacas	p (mm)	p Grupo (mm)	Pilar	Quant. Estacas	p (mm)	p Grupo (mm)
P1	1	1,17	1,17	P26	3	11,18	19,37
P2	1	2,27	2,27	P27	2	7,95	11,25
P3	1	3,45	3,45	P28	2	7,69	10,87
P4	1	2,76	2,76	P29	2	10,77	15,24
P5	1	2,76	2,76	P30	2	9,46	13,38
P6	1	2,89	2,89	P31	3	9,93	17,20
P7	1	2,03	2,03	P32	2	7,61	10,67
P8	1	2,49	2,49	P33	2	8,14	11,51

P9	1	1,49	1,49
P10	1	2,36	2,36
P11	2	6,96	9,85
P12	3	11,42	19,78
P13	3	10,55	18,28
P14	2	8,39	11,86
P15	2	8,07	11,42
P16	3	9,24	16,00
P17	3	10,19	17,64
P18	1	4,09	4,09
P19	1	2,29	2,29
P20	1	5,19	5,19
P21	3	10,90	18,88
P22	2	8,22	11,60
P23	1	3,22	3,22
P24	2	8,23	11,64
P25	3	9,21	15,96
P34	1	2,93	2,93
P35	1	4,97	4,97
P36	3	11,40	19,74
P37	3	9,66	16,72
P38	1	3,54	3,54
P39	2	8,92	12,62
P40	2	9,60	13,57
P41	2	6,29	8,90
P42	1	3,71	3,71
P43	1	1,81	1,81
P44	3	9,93	17,20
P45	2	5,87	8,31
P46	2	9,10	12,87
P47	2	5,50	7,78
P48	2	8,14	11,89
PR1	1	6,53	6,53
PR2	1	7,84	7,84

Fonte: Autor (2021).

Os valores de recalques encontrados estão dentro do limite proposto por Meyerhof (1976) de 25 mm para fundações por estacas em areias e 50 mm para fundações por estacas em argilas.

9 CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho de estudo de fundações possibilitou um melhor entendimento da área de geotecnia relacionada a fundações, assim como a aplicação dos métodos e suas considerações.

Analisando os documentos da obra executada, nota-se que existe, de forma geral, uma regra de dimensionamento entre carga x diâmetro de estaca. De outro modo, foi possível verificar que não existiu uma relação direta de carga x comprimento de estacas. As estacas variam muito na relação carga x comprimento, principalmente nos valores intermediários.

Pela análise da aplicação dos métodos semiempíricos, nota-se que, para obter maiores valores de resistência de ponta, pode-se adotar o método Aoki & Velloso, principalmente para solos arenosos. Já para encontrar índices de resistência de ponta com menores resistências, o mais indicado seria o método Décourt & Quaresma, principalmente para solos argilosos.

Ao analisar os gráficos de resistência de ponta, é possível observar que o método de Aoki & Velloso foi o que apresentou os maiores valores nas camadas arenosas com maior resistência, local de interesse de posicionamento da ponta da estaca. O método Decourt & Quaresma apresentou uma tendência estável nas quatro análises, com baixas resistências, onde os valores variaram pouco. Quanto ao método de Antunes & Cabral, em geral apresentou resultados medianos, apresentando crescimento nas camadas de solo arenosos e com queda nas camadas de solos argilosos

Para obter maiores valores de resistência lateral, pode ser adotado o método Décourt & Quaresma, que demonstrou valores superiores na maioria das camadas analisadas. Já para encontrar índices de resistência lateral menores, o indicado seria o método Aoki & Velloso e Antunes & Cabral.

Quanto a valores de resistência total, encontrou-se maior resistência para o método Aoki & Velloso nas camadas de solo arenosos, que possuem maior resistência e interesse para o posicionamento das pontas das estacas. Nas camadas de solo argilosos, os melhores resultados variaram entre os métodos Décourt & Quaresma e Antunes & Cabral.

O processo de transferência de carregamento para o solo depende de suas características de deformabilidade, além das características de resistência de ambos (solo e estacas). Os métodos semiempíricos são relações relativamente simples, porém baseados em experiência dos seus autores. Através dos resultados, pode-se constatar que não existe um método que, em regra, sobressai ao outro. Os resultados dependem da característica de cada solo a ser analisado. Como demonstrado, dentro de um mesmo terreno, com pequenas variações locais, os resultados em pontos diferentes por um mesmo método variaram de forma grandiosa, onde ora um método apresenta melhores resultados, ora outro. Desta forma, estas variações demonstram a necessidade de aperfeiçoamento dos métodos e análises criteriosas do local de aplicação.

Para o local do estudo, conclui-se que o método mais efetivo é o de Aoki & Velloso por apresentar, de forma geral, valores superiores nas resistências totais nas camadas arenosas de maior resistência, onde busca-se posicionar a ponta das estacas. Na comparação com a obra executada, este método propôs quantidade de estacas que coincidiram com a obra ou mesmo valores abaixo do executado, diferente do ocorrido com os outros métodos. Por essas considerações, esse método se destacou, sendo considerado o mais adequado para o cálculo da fundação dos 50 pilares da obra completa.

Efetuando os cálculos, concluiu-se que as camadas de solo entre 9 m e 14 m possuem resistência suficiente para as cargas propostas. O cálculo do recalque corrobora com esta conclusão, onde os recalques foram atendidos de forma suficiente. Observa-se a existência de extensa camada de argila mole e argila muito mole presente abaixo da cota de 16 m até por volta de 30 m. Destaca-se que o projetista da obra considerou fatores de efeitos de compressão dessa camada mole logo abaixo da camada resistente, posicionando 67% das estacas descarregando suas cargas nas camadas firmes mais profundas.

Calculou-se a metragem necessária de perfuração, encontrando-se um valor de 729 metros contra 1858,5 metros executados em obra, observando-se uma diferença de 155%. Essa diferença de metragem foi utilizada para ultrapassar a camada mole existente na faixa entre 16 m e 30 m de forma a alcançar o solo resistente nas camadas mais profundas.

De uma forma geral, os métodos são resultados de experiências e práticas regionais, relacionadas entre outros com as características dos materiais locais, com métodos de investigação do subsolo, métodos executivos dos diferentes tipos de estacas, efeitos destes métodos executivos nas propriedades e condições dos solos anteriores à execução das estacas além das definições de cargas de ruptura adotadas. Assim, percebe-se a necessidade da criação de uma cultura de boas práticas em projetos de fundações, independentemente de seu porte, com o desenvolvimento e utilização de métodos de capacidade de carga adequados para cada região, o que determina de forma grandiosa a variação dos resultados.

Para finalizar, acredita-se que este trabalho poderá auxiliar alunos de graduação e demais profissionais com interesse na área de geotecnia e cálculo de fundações.

10 REFERÊNCIAS

ABNT – **ABNT NBR 6122** - Projeto e execução de fundações. Apresentação. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ABNT – **ABNT NBR 6122** - Projeto e execução de fundações. Apresentação. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ABNT – **ABNT NBR 6484** – Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Apresentação. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

ABNT – **ABNT NBR 8036** – Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Apresentação. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.

ANDRADE, A. R. de; **Caracterização dos elementos de fundações aplicáveis em edificações na região de Florianópolis**. 143f. 2003. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil), Universidade Federal do Santa Catarina. Santa Catarina, 2003.

ANTUNES, W. R; TAROZZO, H; et al. **Fundações: teoria e prática. Estacas tipo hélice contínua**. São Paulo. Pini, 1998.

ARARIPE, M. A. de A.; **Projeto geotécnico e estrutural de fundações de uma edificação**. 159f. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil), Universidade Federal do Santa Catarina. Santa Catarina, 2016.

BERTUZZI, W. F.; **Avaliação das metodologias de estimativa de capacidade de carga de estacas em solo arenoso**. 96f. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil de Infraestruturas), Universidade Federal do Santa Catarina, Centro de Joinville. Santa Catarina, 2016.

CINTRA, J. C. A; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**, 1. ed, São Paulo, Oficina de textos, 2010, 96p.

CRUZ, R. C. de S. **Infraestrutura**. Slides da disciplina Tecnologia Construtiva do Instituto Federal do Rio Grande do Norte, 2012.

FASTENGE. **Sondagem**. Disponível em:
<https://fastenge.com.br/servicos/sondagem/>. Acesso em: 07 out. 2020.

FLEMING, W.G.K. et al. **Piling Engineering**. 2 nd ed. Glasgow: Blackie and Son. 1992.

FURTADO, Z. N. **Estimativa da capacidade de carga de fundações profundas**. Slides da disciplina de Fundações do Curso de Engenharia Civil da Universidade Paulista, 2014.

GOULART, F. S.; **Projeto geotécnico de fundações por estacas de um edifício de múltiplos pavimentos**. 2020. 136f. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. Santa Catarina. 2020.

LARA, J. V. **Apostila de conhecimentos específicos para TCE-SC**. Disponível em: <http://www.estrategiaconcursos.com.br>main>downloadPDF>. Acesso em: 13 mai. 2020.

LAUDO DE SONDAGEM. **Material fornecido pela construtora executora da obra localizada em Jurerê/Florianópolis-SC**. Florianópolis, 2017.

MANTUANO, R. M.; **comparação entre métodos de dimensionamento e influência do processo executivo no comportamento de estacas hélice**. 99f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

MARANGON, M. **Capacidade de carga de fundações profundas**. Apostila de Geotecnia de Fundações e Obras de Terra. Universidade Federal de Juiz de Fora, 2018.

MILITITSKY, J. **Patologia das fundações: desafios para melhoria**. Congresso Internacional de Fundaciones Profundas de Bolívia, 2015. Disponível em: <https://pt.slideshare.net/cfpbolivia/patologia-das-fundae-desafios-para-melhoria-jarbas-milititsky/>. Acesso em: 05 abr. 2021.

NETO, O. F. et al. **Previsão da capacidade de carga e recalque de uma fundação por estacas tipo hélice contínua**. Universidade Federal de Sergipe. Aracaju. 2015

NUERNBERG, M. F.; **Estacas do tipo hélice contínua monitorada (EHC): dimensionamento através de métodos semiempíricos**. 170f. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil) na Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2014.

ODEBRECHT, E. **Medidas de energia no ensaio SPT**. Tese de Doutorado. UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2003.

PAGNUSSATTI, H.; SANTOS, A. A.; **Análise comparativa dos métodos de estimativa de capacidade de carga de fundações profundas - estudo de caso**. Artigo de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil) na Universidade do Extremo Sul Catarinense - UNESC. Criciúma, 2011. Disponível em: <http://repositorio.unesc.net/bitstream/1/1260/1/Heriberto%20Pagnussatti.pdf>. Acesso em: 22 abr. 2020.

PEREIRA, V.B.S; **Análise comparativa entre o recalque de fundações rasas e profundas em edifício assentado sobre solo mole**. 2018. 82f. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil), Universidade Federal de Alagoas. Alagoas, 2018.

POLIDO, U. F. (2013). **Experiência com estacas hélice contínua na região sudeste – algumas questões práticas**. In: CTF 2013.

PROJETO ARQUITETONICO. **Material fornecido pela construtora executora da obra localizada em Jurerê/Florianópolis-SC**. Florianópolis, 2017.

PROJETO ESTRUTURAL. **Material fornecido pela construtora executora da obra localizada em Jurerê/Florianópolis-SC**. Florianópolis, 2017.

PRUNUNCIATI, P. L.; GARCIA, J. R.; RODRIGUEZ, T. G.; **Recalques em fundações profundas – análise em estacas hélice contínua**. Revista Eletrônica de Engenharia Civil, Goiás. V. 14, n. 1, p. 112-123, jan. / jun. 2018.

QUARESMA, A. R. et al. **Fundações: teoria e prática. Investigações geotécnicas**. São Paulo. Pini, 1998.

SALES, L. F. P.; **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados**. 1998. 146f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 1998.

SANTANA, C. M. de; **Comparação entre metodologias de análise de efeito de grupo de estacas**. 2008. 167f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

SANTOS, G. V. dos; **Patologias devido ao recalque diferencial em fundações**. 2014. 11f. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil), Centro Universitário de Brasília. Brasília, 2014.

SANTOS, M. D. dos; **Correlações entre sondagem de simples reconhecimento e resultados de ensaios de campo (SPT, CPT, DP) para diferentes subsolos arenosos**. 2017. 175f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2017.

SCHULZE, T. **Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semiempíricos**. 2013. 168f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2013.

SENA, L. **Estudo de caso sobre projeto de fundações por sapatas e por estacas**. 2016. 141f. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2016.

SILVA, J. C. P.; **Métodos teóricos**. Disponível em: https://www.academia.edu/4364975/CAPITULO_3_METODOS_TEORICOS_BMP_27_08_2013t. Acesso em: 17 abr. 2020.

SOUZA, H. V. B.; **Estimativa de recalques em estacas considerando a interação solo-estrutura**. 2019. 75F. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil), Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa, 2019.

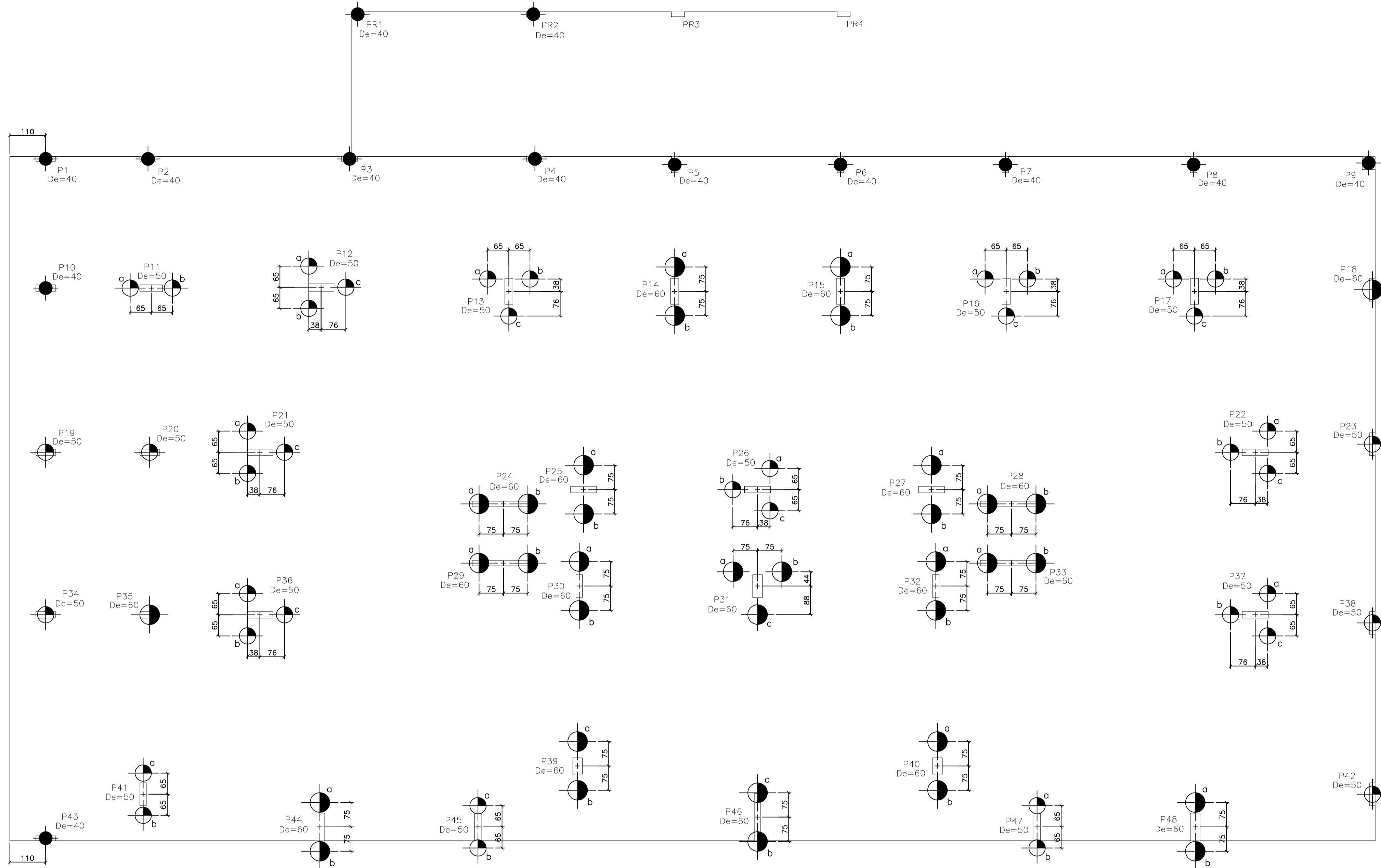
VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo. Oficina de Textos, 2010.

YOSHIDA, C. M.; LAPERCHE G. B.; DANTAS J. P. R.; **Avaliação de métodos semiempíricos a partir de prova de carga instrumentada em estacas hélices contínuas na cidade de Goiânia** 65f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiás, 2017.

**11. ANEXO A - PLANTAS DO PROJETO ESTRUTURAL DA OBRA
ESTUDO DE CASO**

PLANTA DAS FUNDAÇÕES – SUNSET JURERÊ

escala – 1:75



TORQUE MÍNIMO PARA AS ESTACAS 200 BAR

PILAR	Rv (tf)	Rt (tf)	Me (tfm)	φ est (cm)	lu (m)	CP	SPT
P1	18	0	0	40	7	-10	2
P2	34	0	0	40	7	-10	2
P3	51	0	0	40	8	-11	2
P4	41	0	0	40	8	-11	2
P5	41	0	0	40	8	-11	2
P6	43	0	0	40	8	-11	2
P7	45	0	0	40	8	-11	1
P8	55	0	0	40	8	-11	1
P9	33	0	0	40	7	-10	1
P10	35	0	0	40	7	-10	2
P11-a,b	63	0	0	50	8	-11	2
P12-a,b,c	97	0	0	50	26	-29	2
P13-a,b,c	90	0	0	50	26	-29	2
P14-a,b	107	0	0	60	26	-29	2
P15-a,b	103	0	0	60	26	-29	2
P16-a,b,c	82	0	0	50	8	-11	1
P17-a,b,c	90	0	0	50	9	-12	1
P18	109	0	0	60	29	-32	1
P19	37	0	0	50	24	-27	4
P20	88	0	0	50	28	-31	4
P21-a,b,c	75	0	0	50	26	-29	4
P22-a,b,c	73	0	0	50	8	-11	1
P23	71	0	0	50	8	-11	1
P24-a,b	105	0	0	60	27	-30	2
P25-a,b	118	0	0	60	27	-30	2
P26-a,b,c	95	0	0	50	26	-29	2
P27-a,b	106	0	0	60	29	-32	1
P28-a,b	102	0	0	60	29	-32	1
P29-a,b	100	0	0	60	29	-32	1
P30-a,b	106	0	0	60	28	-31	3
P31-a,b,c	107	0	0	60	28	-31	3
P32-a,b	101	0	0	60	29	-32	1
P33-a,b	108	0	0	60	29	-32	1
P34	47	0	0	50	25	-28	4
P35	98	0	0	60	26	-29	4
P36-a,b,c	81	0	0	50	27	-30	4
P37-a,b,c	86	0	0	50	8	-11	1
P38	84	0	0	50	8	-11	1
P39-a,b	100	0	0	60	27	-30	3
P40-a,b	107	0	0	60	28	-31	3
P41-a,b	57	0	0	50	25	-28	4
P42	88	0	0	50	29	-32	1
P43	27	0	0	40	7,5	-10,5	4
P44-a,b	106	0	0	60	28	-31	4
P45-a,b	57	0	0	50	25	-28	3
P46-a,b	102	0	0	60	27	-30	3
P47-a,b	61	0	0	50	25	-28	4
P48-a,b	112	0	0	60	29	-32	1
PR1	11	0	0	40	7	-10	2
PR2	13	0	0	40	7	-10	2

Rv= Carga máxima de compressão no topo da estaca
 Rt= Carga de tração na estaca
 Rh= Esforço Horizontal no topo da estaca
 Øest= Diâmetro da estaca
 lu= Comprimento útil da estaca (distância entre a cota de arrasamento e a ponta da estaca)
 Me= Momento fletor no fuste da estaca
 SOND= Sondagem SPT (furo de referência)
 RN 000= Meio fio na Rua

Pilar	Barra longitudinal			Estribo espiral passo 20 cm						
	φ est (cm)	φ aço (mm)	Qt (und)	L1 (m)	L2 (m)	L1+L2 (m)	φ (mm)	qt (cm)	d (m)	Comp tot (m)
P1 a 10/43 PR1/2	40	12,5	6 (13X)	0,50	5,50	6,00	6,3	1	26	28,4
P11/12/13/16/17/19/20 21/22/23/26/34/36/37 38/41/42/45/47	50	16,0	5 (41X)	0,50	5,50	6,00	6,3	1	36	37,2
P14/15/18/24/25 27 a 33/35/39/40 44/46/48	60	16,0	8 (35X)	0,50	5,50	6,00	6,3	1	46	46,0

Øest= Diâmetro da estaca
 Øaço= Bitola da barra longitudinal da armação
 Qt= Quantidades de barras longitudinais por estaca
 L1= Comprimento da espera da barra longitudinal
 L2= Comprimento da barra longitudinal embutida na estaca
 Øsbr= Bitola do estribo
 qt= Quantidade de estribo por estaca
 d= Diâmetro do estribo
 comp= Comprimento do estribo

AÇO CA 50		
φ	l	peso
6,3	3505	877
12,5	396	391
16	2982	4617
20	0	0
		5885

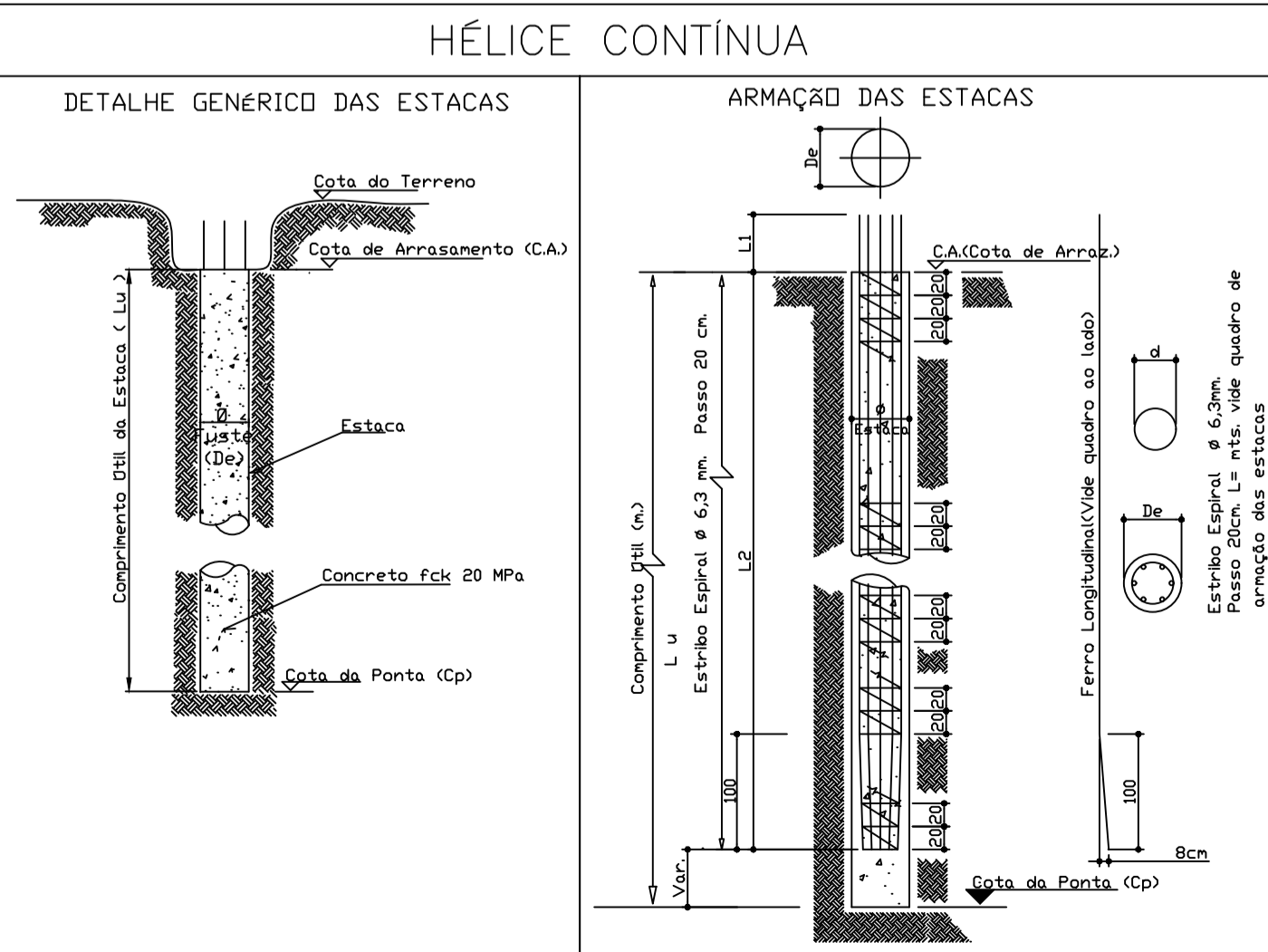
NOTAS IMPORTANTES

- Documentos de Referência:
 - Planta de locação e carga nos pilares fornecida pela Parke em 13/06/2017.
 - Relatórios de sondagens da JA Barossi tecnologia de Solos Ltda, ref. 9292/2017, de 13/02/2017.
- Os comprimentos das estacas citados em planta (Lu), são estimados em função do Relatório de Sondagem e deverão ser ajustados durante a execução das estacas.
- Quantitativos aproximados de Materiais para Estacas:
 - Volume de Concreto fck 20 MPa (200Kg/cm²)
 - Volume de Teórico.....= 442,00 m³
 - Volume c/sobresconsumo.....= 575,00 m³
 - Agregado Graúdo --- Pedrisco (diâmetro < ou = 9,5mm) Consumo Mínimo de Cimento 400kg - Slump em torno de 22+ ou - 3
 - Fator água cimento < = 0,6.
 - % argamassa > = 55%.
 - Perfuração de Estacas :
 - Ø 40 cm. = 111,00 ml.
 - Ø 50 cm. = 822,00 ml.
 - Ø 60 cm. = 1011,00 ml.
- Simbologia:
 - De = Diâmetro da Estaca.
 - Lu = Comprimento Útil da Estaca.
 - Cp = Cota da Ponta da Estaca.
- O Estaqueamento deve atender duas condições:
 - A Cota da Ponta (Cp).
 - O Comprimento Útil que é mínimo (Lu).
 - As recomendações da NBR 6122/2010 referente a execução e controle de estacas Hélice Contínua devem ser obedecidas.

ESTA PLANTA NÃO SERVE PARA A LOCAÇÃO DOS PILARES DA OBRA.
 PARA LOCAR AS ESTACAS 1º LOCAR OS PILARES PELA PLANTA ESTRUTURAL DE CARGA E LOCAÇÃO DOS PILARES.
 LOCAR AS ESTACAS PELO CENTRO DOS PILARES LOCADO PELA PLANTA DO PROJETO ESTRUTURAL.

CONVENÇÃO

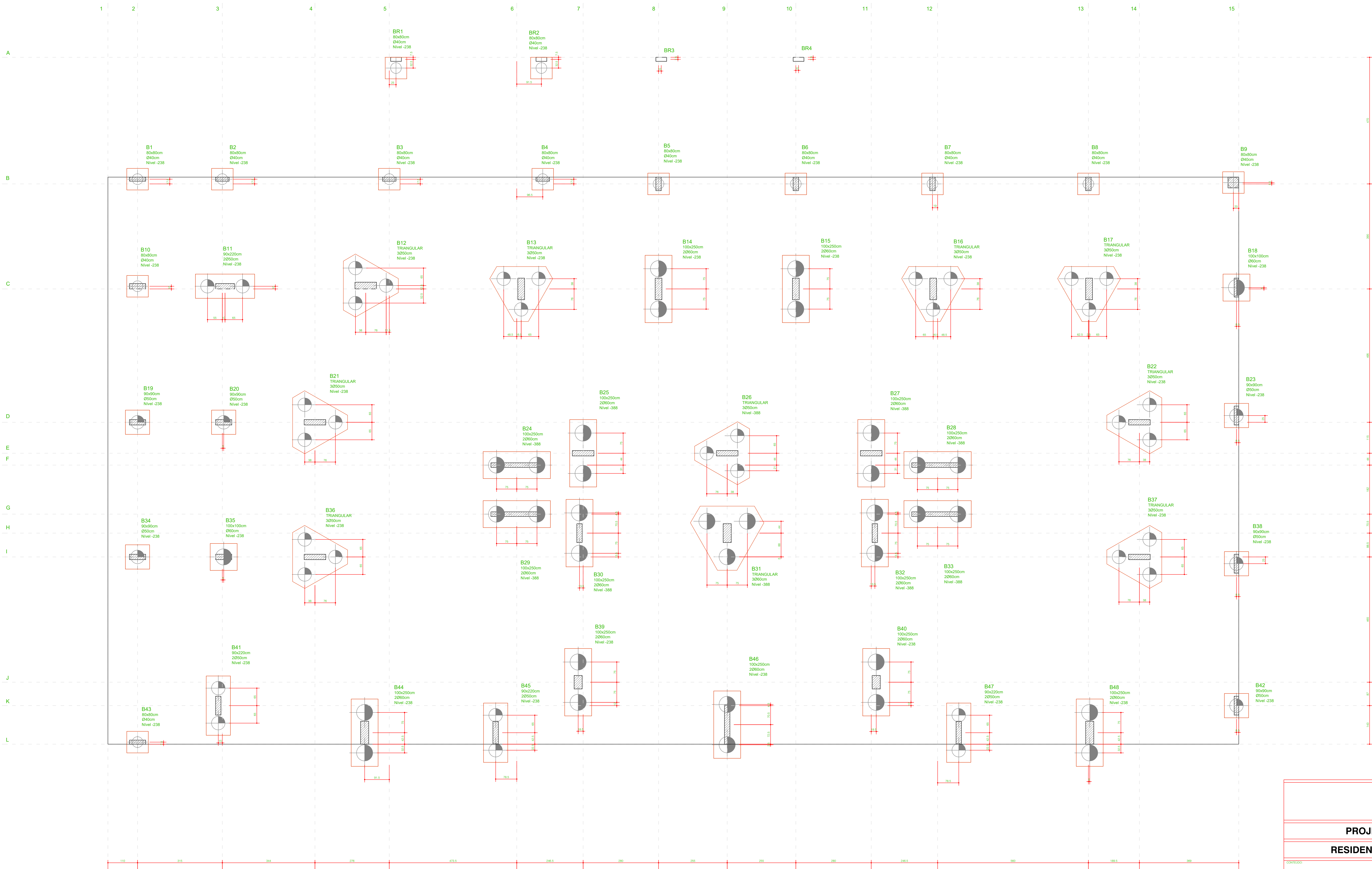
- 13 ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA COM DIÂMETRO NOMINAL DE 40 cm
- 41 ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA COM DIÂMETRO NOMINAL DE 50 cm
- 35 ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA COM DIÂMETRO NOMINAL DE 60 cm



A	Alterados P19/P23/41/45 e incluso PR1 e PR2	20/07/2017
0	emissão inicial	12/07/2017
N.º	Revisão	Data

Obra:	Cód. 10590	Planta N.º 9126
Título:	Fundação - Estaca Hélice Contínua Monitorada	Escala: 1:75
Cliente:		Rev. A
Projeto:	IMPRESSÃO FORMATO A1	Data: 12/07/2017
Desenho:		Verificado:

TODOS OS DIREITOS AUTORAIS RESERVADOS



PROJETO ESTRUTURAL	
RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR	
CONTEUDO:	FOLHA:
PLANTA DE LOCAÇÃO	ES - 15/13
AUTOR PROJETO:	FOUN:
RESP. EXECUÇÃO:	FOUN:
PROFESSOR:	FOUN:
END. ORÇ:	FOUN:
ESCALA:	IMPRESSÃO PAPEL FORMATO A0

PRODUZIDO POR UMA VERSÃO DO AUTODESK PARA ESTUDANTES

PRODUZIDO POR UMA VERSÃO DO AUTODESK PARA ESTUDANTES

12. ANEXO B - LAUDO DE SONDAGEM DA OBRA ESTUDO DE CASO

LAUDO DE SONDAGEM - CROQUI DE LOCAÇÃO

LAUDO DE SONDAGEM – BOLETIM DE SONDAGEM

Prof. (mts)	N.º da amostra	Golpes / cm		Profundidade das camadas	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
		1º+2º	3º+4º		
1,00	1	6	6	0,15	Camada Vegetal;
2,00	2	7	9		Areia média, cinza, pouco compacta;
3,00	3	18	26	2,80	
4,00	4	35	42		Areia fina, cinza, compacta;
5,00	5	39	48		à muito compacta;
6,00	6	36	43	6,95	
7,00	7	2	2		Argila cinza, muito mole;
8,00	8	2	2	8,90	
9,00	9	12	17		Areia média, cinza, compacta;
10,00	10	16	20		
11,00	11	17	23		
12,00	12	15	20	12,60	
13,00	13	5	7		Areia arenosa, cinza, pouco compacta;
14,00	14	6	9	14,50	
15,00	15	11	15		Areia média, cinza, medianamente compacta;
16,00	16	14	18	16,70	
17,00	17	3	4		Argila cinza, muito mole;
18,00	18	4	4		
19,00	19	3	4		
20,00	20	3	4		
21,00	21	4	4		
Prof. N.A.:		-1,10		Obs.:	

Boletim de sondagem do furo 1 – parte 1

Prof. (mts)	N.º das Amostras	Golpes / cm		GRAFICO	Profundidade das camadas	DESCRIÇÃO DOS SOLOS

		1º+2'	2º+3'			
21,00	21	4	4		31,90	Argila, cinza, mole;
22,00	22	3	3			
23,00	23	3	4			
24,00	24	4	4			
25,00	25	4	5			
26,00	26	4	4			
27,00	27	4	5			
28,00	28	5	5			
29,00	29	4	5			
30,00	30	5	5			
31,00	31	4	5			
32,00	32	22	30			
33,00	33	30	39			
34,00	34	38	49			
35,00	35					
36,00	36				LIMITE DE SONDAGEM CONFORME NBR 6484	
37,00	37					
38,00	38					
39,00	39					
40,00	40					
41,00	41					
42,00	42					
Prof. N.A. (m):		-1,10			Obs.:	

Boletim de sondagem do furo 1 – parte 2

Prof. (mts)	N.º da mostr.	Golpes / cm			Profundidade das camadas	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
		1'x2'	2'x3'			

1,00	1	9	11		0,10	Camada Vegetal;
2,00	2	8	10			Areia média, cinza, medianamente compacta;
3,00	3	14	18		3,50	
4,00	4	24	31			
5,00	5	30	36			Areia fina, cinza, compacta;
6,00	6	32	35		6,70	
7,00	7	2	2			Argila, cinza, muito mole;
8,00	8	2	2		8,70	
9,00	9	15	16			
10,00	10	10	17			Areia média, cinza, medianamente compacta;
11,00	11	11	14			
12,00	12	10	13			
13,00	13	11	15		13,50	
14,00	14	14	18			
15,00	15	15	19			Areia fina, cinza, medianamente compacta;
16,00	16	13	16		16,50	
17,00	17	2	2			
18,00	18	2	2			
19,00	19	2	2			Argila, cinza, muito mole;
20,00	20	2	2			
21,00	21	2	2			
Prof. N.A.: -1,10					Obs.:	

Boletim de sondagem do furo 2 – parte 1

Prof. (mts)	N°. das Amostras	Golpes / cm		GRAFICO	Profun- didade das camadas	DESCRIÇÃO DOS SOLOS

		1ªZ'	2ªZ'			
21,00	21	2	2		23,60	Argila, cinza, muito mole;
22,00	22	2	2			
23,00	23	2	2			
24,00	24	4	6			
25,00	25	5	7			
26,00	26	6	8			
27,00	27	7	9			
28,00	28	6	7			
29,00	29	6	8			
30,00	30	8	8			
31,00	31	7	9			
32,00	32	14	18			
33,00	33	18	23			
34,00	34	22	28			
35,00	35	25	30			
36,00	36	29	34			
37,00	37					
38,00	38					
39,00	39					
40,00	40					
41,00	41					
42,00	42					
Prof. N.A. (m):	-1,10				Obs.:	

Boletim de sondagem do furo 2 – parte 2

Prof. (mts)	N.º da mostra	Golpes / cm		Profundidade das camadas	DESCRIÇÃO DOS SOLOS

		1'x2'	2'x3'		
1,00	1	6	8	0,25	Camada Vegetal;
2,00	2	12	18	1,70	Areia média, cinza, pouco compacto;
3,00	3	26	35		
4,00	4	35	40		Areia fina, cinza, compacta;
5,00	5	36	45		
6,00	6	20	22		
7,00	7	12	7	6,80	Areia argilosa, cinza, medianamente compacta;
8,00	8	2	2	7,30	
9,00	9	2	2		Areia, cinza, muito mole;
10,00	10	10	13	9,60	
11,00	11	12	15		
12,00	12	11	13		Areia média, cinza, medianamente compacta;
13,00	13	12	14		
14,00	14	12	15	14,50	
15,00	15	2	2		
16,00	16	2	2		Argila, cinza, muito mole;
17,00	17	2	2		
18,00	18	2	2		
19,00	19	2	2		
20,00	20	2	3	20,30	
21,00	21	2	3		Argila cinza, mole;
Prof. N.A.:	-1,10				Obs.:

Boletim de sondagem do furo 3 – parte 1

Prof. (mts)	N.º das Amostras	Golpes / cm		GRAFICO	Profundidade das camadas	DESCRIÇÃO DOS SOLOS			

		1º+2º	3º+4º						
21,00	21	2	3						
22,00	22	3	3						
23,00	23	3	4						
24,00	24	4	4						
25,00	25	4	5						
26,00	26	5	6				26,20	Argila, cinza, muito mole;	
27,00	27	5	7				27,00	Argila plástica, cinza, de consistência média;	
28,00	28	6	8				28,00		
29,00	29	7	7				29,00		
30,00	30	7	9				30,00		
31,00	31	9	9				31,00	31,60	Areia média, cinza, medianamente compacta;
32,00	32	12	16				32,00		
33,00	33	17	24				33,00	33,20	Areia fina, cinza, compacta;
34,00	34	20	30				34,00		
35,00	35	32	41				35,00	35,75	LIMITE DE SONDAGEM CONFORME NBR 6484
36,00	36						36,00		
37,00							37,00		
38,00							38,00		
39,00							39,00		
40,00							40,00		
41,00							41,00		
42,00							42,00		
Prof. N.A. (m):		-1,10					Obs.:		

Boletim de sondagem do furo 3 – parte 2

Prof. (mts)	N.º da mostra	Golpes / cm		Profundidade das camadas	DESCRIÇÃO DOS SOLOS

		1º+2º	2º+3º		
1,00	1	4	4	0,30	Camada Vegetal; Areia média, cinza, fofa;
2,00	2	20	28	1,60	
3,00	3	31	35		Areia fina, cinza, compacta;
4,00	4	35	42		
5,00	5	30	40		
6,00	6	14	8	5,90	Areia média pouco argilosa, cinza, medianamente compacta;
7,00	7	2	2	6,50	
8,00	8	2	2		Argila, cinza, muito mole;
9,00	9	2	3	9,50	
10,00	10	5	8		Areia média pouco argilosa, cinza, medianamente compacta;
11,00	11	10	14	10,70	
12,00	12	12	15		Areia média, cinza, medianamente compacta;
13,00	13	6	8	12,90	
14,00	14	8	9		Areia pouco argilosa, cinza, pouco compacta;
15,00	15	2	3	14,90	
16,00	16	2	3		
17,00	17	4	4		
18,00	18	4	4		Argila, cinza, muito mole;
19,00	19	2	3		
20,00	20	2	3		
21,00	21	3	3		
Prof. N.A.:	-1,10			Obs.:	

Boletim de sondagem do furo 4 – parte 1

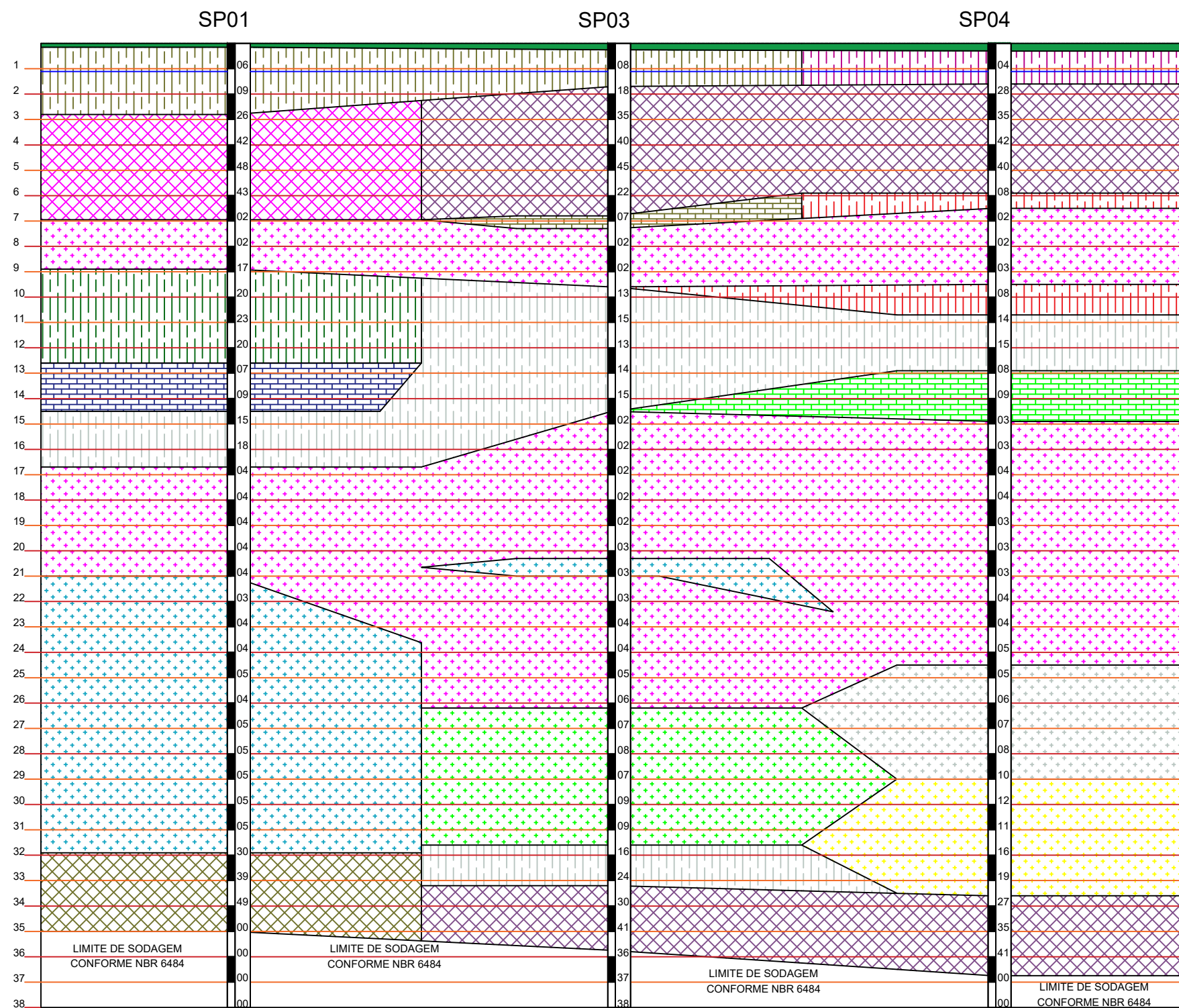
Prof. (mts)	N°. das Amostras	Golpes / cm		GRAFICO	Profundidade das camadas	DESCRIÇÃO DOS SOLOS	

		1°+2°	3°+4°				
21,00	21	3	3				
22,00	22	4	4		24,50	Argila, cinza, muito mole;	
23,00	23	3	4				
24,00	24	4	5				
25,00	25	5	5				
26,00	26	5	6				
27,00	27	6	7			29,00	Argila cinza, de consistência média;
28,00	28	7	8				
29,00	29	8	10				
30,00	30	10	12				
31,00	31	9	11			33,60	Areia elastica, cinza, rija;
32,00	32	13	16				
33,00	33	15	19				
34,00	34	20	27				
35,00	35	25	35			36,75	Areia fina, cinza, compacta;
36,00	36	32	41				
37,00	37						LIMITE DE SONDAGEM CONFORME NBR 6484
38,00							
39,00							
40,00							
41,00							
42,00							
Prof. N.A. (m):		-1,10			Obs.:		

Boletim de sondagem do furo 4 – parte 2

13. ANEXO C – PERFIL DO SOLO

PERFIL GEOTÉCNICO



LEGENDA

- CAMADA VEGETAL
- AREIA FINA CINZA COMPACTA
- AREIA FINA CINZA MEDIANAMENTE COMPACTA
- AREIA FINA CINZA COMPACTA A MEDIANAMENTE COMPACTA
- AREIA FINA CINZA COMPACTA A MUITO COMPACTA
- AREIA MÉDIA POUCO ARGILOSA CINZA MEDIANAMENTE COMPACTA
- AREIA MÉDIA CINZA FOFA
- AREIA MÉDIA CINZA POUCO COMPACTA
- AREIA MÉDIA CINZA MEDIANAMENTE COMPACTA
- AREIA MÉDIA CINZA COMPACTA
- AREIA MÉDIA POUCO ARGILOSA CINZA MEDIANAMENTE COMPACTA
- AREIA POUCO ARGILOSA CINZA POUCO COMPACTA
- AREIA ARGILOSA CINZA POUCO COMPACTA
- AREIA ARGILOSA CINZA MEDIANAMENTE COMPACTA
- ARGILA CINZA MUITO MOLE
- ARGILA CINZA CONSISTÊNCIA MÉDIA
- ARGILA PLÁSTICA CINZA CONSISTÊNCIA MÉDIA
- ARGILA CINZA MOLE
- ARGILA PLÁSTICA CINZA RIJA

PRODUZIDO POR UMA VERSÃO DO AUTODESK PARA ESTUDANTES

PRODUZIDO POR UMA VERSÃO DO AUTODESK PARA ESTUDANTES