

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS
CAMPUS DO SERTÃO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

NELSON JOSÉ ALVES FERREIRA SANTOS

**ANÁLISE DA CONFIABILIDADE DE PROJETOS DE FUNDAÇÕES POR
ESTACA A PARTIR DE METODOLOGIAS SEMI-EMPÍRICAS APLICADAS
EM CASOS REAIS DE OBRA**

MACEIÓ – AL
2018

NELSON JOSÉ ALVES FERREIRA SANTOS

**ANÁLISE DA CONFIABILIDADE DE PROJETOS DE FUNDAÇÕES POR
ESTACA A PARTIR DE METODOLOGIAS SEMI-EMPÍRICAS APLICADAS
EM CASOS REAIS DE OBRA**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao curso de Engenharia Civil
da Universidade Federal de Alagoas –
UFAL, Campus do Sertão, como requisito
parcial à obtenção do Título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Orientador (a): Prof.^a. Dra. Rafaela Faciola
Coelho de Souza.

MACEIÓ – AL
2018

Catálogo na fonte
Universidade Federal de Alagoas
Biblioteca do Campus Sertão
Unidade Delmiro Gouveia

Bibliotecária responsável: Larissa Carla dos Prazeres Leobino

S237a Santos, Nelson José Alves Ferreira

Análise da confiabilidade de projetos de fundações por estaca a partir de metodologias semi-empíricas aplicadas em casos reais de obra / Nelson José Alves Ferreira Santos. – 2018.

107 f. : il.

Orientação: Prof. Dra. Rafaela Faciola Coelho de Souza.
Monografia (Engenharia Civil.) – Universidade Federal de Alagoas. Curso de Engenharia Civil. Delmiro Gouveia, 2018.

1. Fundação. 2. Estacas. I. Título.

CDU: 62

Folha de Aprovação

NELSON JOSÉ ALVES FERREIRA SANTOS

Análise da confiabilidade de projetos de fundações por estaca a partir de metodologias semi-empíricas aplicadas em casos reais de obra.

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) submetido ao corpo docente do curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Alagoas e aprovado em 5 de fevereiro de 2018.

Rafaela Faciola Coelho de Souza Ferreira

(DSc. Rafaela Faciola Coelho de Souza Ferreira – UFAL) (Orientadora)

Banca Examinadora:

Alverlando Silva Ricardo
(MSc. Alverlando Silva Ricardo - UFAL) (Examinador 1)

Antonio Netto
(DSc. Antonio Pedro de Oliveira Netto - UFAL) (Examinador 2)

“Se não puder voar, corra. Se não puder correr, ande. Se não puder andar, rasteje, mas continue em frente de qualquer jeito.”

(Martin Luther King)

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, à Deus, que me deu forças para alcançar esse objetivo.

Agradeço aos meus pais, Carmem e Nelson, por me incentivarem e não medirem esforços para que este objetivo fosse alcançado.

Ao meu irmão Guilherme, por existir em minha vida e me trazer tanta alegria.

À minha bisavó, Iolanda, por tanto amor.

Aos demais familiares, por tanto suporte, carinho e apoio.

Agradeço a todas as pessoas que fizeram parte dessa grande etapa direta ou indiretamente.

RESUMO

As Normas Técnicas Brasileiras para dimensionamento de fundações não levam em consideração a variabilidade presente desde as propriedades do elemento estrutural de fundação utilizado à heterogeneidade do solo, utilizando-se assim apenas valores médios de resistência para o dimensionamento de projetos de fundação. Deste modo, o presente trabalho analisa a confiabilidade de um projeto de fundações executado na cidade de Campinas, São Paulo, avaliando a capacidade de carga através do método semi-empírico de Aoki-Velloso (1975) para 111 estacas pré-moldadas de concreto, com diâmetro de 29 centímetros. Esta análise se dá por meio da realização de seis ensaios de sondagem à percussão (SPT) na área onde o projeto foi executado. A análise da confiabilidade da fundação é realizada através do conceito de probabilidade de ruína aplicado às estacas dimensionadas de acordo com as Normas Técnicas Brasileiras, onde verificou-se que os fatores de segurança determinados pelas Normas Técnicas Brasileiras não foram suficientes para inibir a probabilidade de ruína da fundação executada.

Palavras-Chave: Fundações profundas, Estacas pré-fabricadas de concreto, Probabilidade de ruína.

ABSTRACT

The Brazilian Technical Standards do not take into account the great variability present from the properties of the structural element of foundation used to the heterogeneity of the soil, using only average values of resistance for the design of foundation projects. Thus, the present work analyzes the reliability of a foundations project executed in the city of Campinas, São Paulo, evaluating the load capacity through the semi-empirical method of Aoki-Velloso (1975) for 111 precast concrete piles, with a diameter of 29 centimeters. This analysis is done by performing six percussion drilling tests (SPT) in the area where the project was executed. The reliability analysis of the foundation is carried out through the concept of probability of ruin applied to stakes dimensioned according to the Brazilian Technical Standards, where it was verified that the safety factors determined by the Brazilian Technical Standards were not enough to inhibit the probability of failure of the foundation executed.

Keywords: Deep Foundation, Precast Concrete Pile, Probability of Failure

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Modelo teórico de estimativa da capacidade de carga de ruptura à compressão para estacas.	15
Figura 2: Tipos de fundação profunda: (a) estaca. (b) tubulão e (c) caixão.	16
Figura 3: Estacas pré-moldadas de concreto: (a) a (d) seções transversais típicas; (e) seção longitudinal com armadura típica; (f) estaca com furo central e anel de emenda (apenas o concreto representado).....	18
Figura 4 - Curvas densidade de probabilidade de resistência e solicitação.	32
Figura 5 – Curva de probabilidade de ruína.	34
Figura 6 – Curvas de solicitação e de resistência mais próximas entre si.	35
Figura 7 – Função margem de segurança.....	36
Figura 8 – Locação dos furos de sondagem.	41
Figura 9 – Variação do N_{SPT} com a profundidade.....	44
Figura 10 – Curva de distribuição das resistências com a profundidade utilizando as resistências obtidas pelo método Aoki-Velloso (1975).	62
Figura 11 – Curva de distribuição das resistências com a profundidade utilizando as resistências obtidas pelo método Décourt-Quaresma (1978).	63
Figura 12 – Curva de distribuição normal de resistência e solicitação para a metodologia 1.	68
Figura 13 – Curva de distribuição normal de resistência e solicitação para a metodologia 1.	71
Figura 14 – Curva de distribuição normal de resistência e solicitação para a metodologia 2.	75
Figura 15 – Curva de distribuição normal de resistência e solicitação para a metodologia 2.	79
Figura 16 – Curva de distribuição normal de resistência e solicitação para a metodologia 3.	83
Figura 17 – Curva de distribuição normal de resistência e solicitação para a metodologia 3.	87
Figura 18 – Curva de distribuição normal de resistência e solicitação para o projeto executado para dados obtidos por Aoki-Velloso (1975).	90

Figura 19 – Curva de distribuição normal de resistência e sollicitação para o projeto executado para dados obtidos por Décourt-Quaresma (1978).	92
Figura A.1 – Caracterização geotécnica através do Ensaio SPT para o furo de sondagem 01.	101
Figura A.2 – Caracterização geotécnica através do Ensaio SPT para o furo de sondagem 02.	102
Figura A.3 – Caracterização geotécnica através do Ensaio SPT para o furo de sondagem 03.	103
Figura A.4 – Caracterização geotécnica através do Ensaio SPT para o furo de sondagem 04.	104
Figura A.5 – Caracterização geotécnica através do Ensaio SPT para o furo de sondagem 05.	105
Figura A.6 – Caracterização geotécnica através do Ensaio SPT para o furo de sondagem 06.	106
Figura A.7 – Teste de Kolmogorov-Smirnov para os dados da variável ‘Sollicitação’	107
Figura A.8 – Teste de Shapiro-Wilk para os dados da variável ‘resistência 1’	107
Figura A.9 – Teste de Shapiro-Wilk para os dados da variável ‘resistência 2’	108
Figura A.10 – Teste de Shapiro-Wilk para os dados da variável ‘resistência 3’	108

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação de fundações por estaca.	17
Tabela 2 - Classificação de estacas pré-moldadas.	17
Tabela 3 - Cargas usuais de trabalho para estacas pré-moldadas de concreto (σ = tensão de trabalho).	18
Tabela 4 - Valores dos coeficientes k e α	21
Tabela 5 - Fatores de escala e execução F_1 e F_2	21
Tabela 6 - Valores do coeficiente C para os diferentes tipos de solo.	23
Tabela 7 – Coeficientes de Segurança Globais Mínimos.	25
Tabela 8 - Coeficientes de ponderação para as ações permanentes.	29
Tabela 9 - Coeficientes de ponderação para as ações permanentes diretas agrupadas.	30
Tabela 10 - Ações variáveis consideradas separadamente.	30
Tabela 11 - Ações variáveis consideradas conjuntamente.	31
Tabela 12 - Valores dos coeficientes de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis.	31
Tabela 13 – Probabilidades de ruína aceitáveis (MEYERHOF, 1969).	38
Tabela 14 - Solicitações determinadas para cada pilar.	40
Tabela 15 – Resumo das sondagens para os furos SP-01, SP-02 e SP-03.	42
Tabela 16 – Resumo das sondagens para os furos SP-04, SP-05 e SP-06.	43
Tabela 17 – Número de estacas necessárias para cada pilar.	45
Tabela 18 – Estatística da solicitação.	46
Tabela 19 – Carga admissível pelo critério de Aoki-Velloso (1975), sondagem SP – 01.	48
Tabela 20 – Carga admissível pelo critério de Aoki-Velloso (1975), sondagem SP – 02.	49
Tabela 21 – Carga admissível pelo critério de Aoki-Velloso (1975), sondagem SP – 03.	50
Tabela 22 – Carga admissível pelo critério de Aoki-Velloso (1975), sondagem SP – 04.	51
Tabela 23 – Carga admissível pelo critério de Aoki-Velloso (1975), sondagem SP – 05.	52

Tabela 24 – Carga admissível pelo critério de Aoki-Velloso (1975), sondagem SP – 06.....	53
Tabela 25 – Resumo das Resistências calculadas pelo método Aoki-Velloso (1975).	54
Tabela 26 - Carga admissível pelo critério de Décourt-Quaresma (1978), sondagem SP – 01.....	55
Tabela 27 - Carga admissível pelo critério de Décourt-Quaresma (1978), sondagem SP – 02.....	56
Tabela 28 - Carga admissível pelo critério de Décourt-Quaresma (1978), sondagem SP – 03.....	57
Tabela 29 - Carga admissível pelo critério de Décourt-Quaresma (1978), sondagem SP – 04.....	58
Tabela 30 - Carga admissível pelo critério de Décourt-Quaresma (1978), sondagem SP – 05.....	59
Tabela 31 - Carga admissível pelo critério de Décourt-Quaresma (1978), sondagem SP – 06.....	60
Tabela 32 – Resumo das Resistências calculadas pelo método Décourt-Quaresma (1978).	61
Tabela 33 – Resistências pelo método de Aoki-Velloso (1975).....	66
Tabela 34 – Comprimentos e Resistências teóricas para a metodologia 1.....	67
Tabela 35 – Parâmetros de Resistência e Solicitação obtidos pela Metodologia 1. .	67
Tabela 36 – Resumo da análise da probabilidade de ruína pela Metodologia 1.	67
Tabela 37 – Resistências pelo método de Décourt-Quaresma (1978).	69
Tabela 38 – Comprimentos e Resistências teóricas para a metodologia 1.....	69
Tabela 39 – Parâmetros de Resistência e Solicitação obtidos pela Metodologia 1. .	70
Tabela 40 – Resumo da análise da probabilidade de ruína pela Metodologia 1.	70
Tabela 41 – Valores de resistência de acordo com a Metodologia 2.....	73
Tabela 42 – Comprimentos e Resistências teóricas para a metodologia 2.....	74
Tabela 43 - Parâmetros de Resistência e Solicitação obtidos pela metodologia 2. ..	74
Tabela 44 – Resumo da análise da probabilidade de ruína da Metodologia 2.....	74
Tabela 45 – Valores de resistência de acordo com a Metodologia 2.....	76
Tabela 46 – Comprimentos e Resistências teóricas para a metodologia 2.....	77
Tabela 47 - Parâmetros de Resistência e Solicitação obtidos pela metodologia 2. ..	77

Tabela 48 – Resumo da análise da probabilidade de ruína da Metodologia 2.....	78
Tabela 49 – Valores de resistência de acordo com a Metodologia 3.....	81
Tabela 50 – Comprimentos e Resistências teóricas para a metodologia 3.....	82
Tabela 51 - Parâmetros de Resistência e Solicitação obtidos pela metodologia 3. ..	82
Tabela 52 - Resumo da análise da probabilidade de ruína da metodologia 3.	82
Tabela 53 - Valores de resistência de acordo com a Metodologia 3.....	85
Tabela 54 – Comprimentos e Resistências teóricas para a metodologia 3.....	86
Tabela 55 - Parâmetros de Resistência e Solicitação obtidos pela metodologia 3. ..	86
Tabela 56 - Resumo da análise da probabilidade de ruína da metodologia 3.	86
Tabela 57 - Comprimentos e Resistências teóricas para o comprimento utilizado no projeto.....	88
Tabela 58 - Parâmetros de Resistência e Solicitação obtidos para o projeto executado.	88
Tabela 59 - Parâmetros de Resistência e Solicitação obtidos para o projeto executado.	89
Tabela 60 - Comprimentos e Resistências teóricas para o comprimento utilizado no projeto.....	90
Tabela 61 - Parâmetros de Resistência e Solicitação obtidos para o projeto executado.	91
Tabela 62 - Parâmetros de Resistência e Solicitação obtidos para o projeto executado.	91

LISTA DE FLUXOGRAMAS

Fluxograma 1: Etapas realizadas para a obtenção da estimativa da capacidade de carga pelos métodos Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978).....	46
Fluxograma 2: Etapas de cálculo para a verificação da segurança das fundações. .	64

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	13
2. OBJETIVOS	14
2.1 OBJETIVO GERAL.....	14
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	14
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
3.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS POR ESTACAS.....	15
3.2 ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO	17
3.3 CAPACIDADE DE CARGA	19
3.3.1 MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975).....	19
3.3.2 MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA (1978)	22
3.4 SEGURANÇA NA ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES.....	23
3.4.1 HISTÓRICO.....	23
3.4.2 CARGA ADMISSÍVEL.....	24
3.4.3 MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES	26
3.4.4 PROBABILIDADE DE RUÍNA	32
4. ESTUDO DE CASO	39
4.1 CARGAS NOS PILARES	39
4.2 DADOS DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	40
4.3 ESTAQUEAMENTO	44
4.4 CAPACIDADE DE CARGA	46
4.5 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA.....	64
4.5.1 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA – 1ª METODOLOGIA	64
4.5.1.1 MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975) – 1ª METODOLOGIA.....	65
4.5.1.2 MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA (1978) – 1ª METODOLOGIA.....	69
4.5.2 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA – 2ª METODOLOGIA	71
4.5.2.1 MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975) – 2ª METODOLOGIA.....	72
4.5.2.2 MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA (1978) – 2ª METODOLOGIA.....	75
4.5.3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA – 3ª METODOLOGIA	79
4.5.3.1 MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975) – 3ª METODOLOGIA.....	80
4.5.3.2 MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA (1978) – 3ª METODOLOGIA.....	84

4.6 ANÁLISE DA CONFIABILIDADE – VERIFICAÇÃO NO PROJETO EXECUTADO	88
4.6.1 VERIFICAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS POR AOKI-VELLOSO (1975)	88
4.6.2 VERIFICAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS POR DÉCOURT-QUARESMA (1978)	90
5. ANÁLISES DOS RESULTADOS	93
6. CONCLUSÃO	96
6.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	96
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	98
8. ANEXOS	101
8.1 ANEXO 1 – RELATÓRIO DE SONSAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT).....	101
8.2 ANEXO 2 – ANÁLISE DE NORMALIDADE DOS DADOS.....	107

1. INTRODUÇÃO

De acordo com Consoli, Milititsky e Schnaid (2005), a fundação é a estrutura responsável pela transmissão das cargas provenientes da edificação ao solo. Quando bem dimensionada, não apresenta recalques excessivos ou deformações na estrutura, apresentando assim segurança, economia e durabilidade.

Tratando-se de segurança de fundações, assunto pertinente pela necessidade de projetos econômicos e desempenho satisfatório, a norma brasileira Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 6122 (2010) preconiza a verificação de segurança no estado nominal de cálculo. Dessa forma, a verificação baseia-se em dados médios de resistência e solicitação no sistema fundação-solo. Vale ressaltar, que os fatores de segurança indicados pela NBR 6122 (2010) são fixos, o que traz à tona o questionamento da confiabilidade das estruturas dimensionadas seguindo fatores globais que não consideram a heterogeneidade do solo de cada região.

Esta norma demonstra em nota a incerteza quanto as soluções adotadas nos dimensionamentos de fundações.

Reconhecendo que a Engenharia de Fundações não é uma ciência exata e que riscos são inerentes a toda e qualquer atividade que envolva fenômenos ou materiais da Natureza, os critérios e procedimentos constantes desta Norma procuram traduzir o equilíbrio entre condicionantes técnicos, econômicos e de segurança usualmente aceitos pela sociedade na data da sua publicação. (NBR 6122, 2010, p. 13).

Este trabalho visa analisar a confiabilidade de um projeto de fundações que utilizou estacas pré-moldadas de concreto, executado na cidade de Campinas, em São Paulo. Para a determinação da capacidade de carga do solo, foram utilizados os métodos semi-empíricos propostos por Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978). Para análise da confiabilidade, utilizou-se o conceito de probabilidade de ruína proposto por Cintra e Aoki (2010) aos elementos de fundação.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste trabalho é obter a probabilidade de ruína de estacas a partir de metodologias semi-empíricas, afim de se observar se os coeficientes de segurança propostos pela NBR 6122 (2010) garantem efetivamente a segurança de elementos estruturais de fundação dimensionados pelo método que a Norma preconiza.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para atingir o objetivo geral, foram determinados os seguintes objetivos específicos:

- Utilizar o método proposto por Aoki-Velloso (1975) para estimar a capacidade de carga de estacas pré-moldadas de concreto em um terreno com sondagem conhecida;
- Utilizar o método proposto por Décourt-Quaresma (1978) para estimar a capacidade de carga de estacas pré-moldadas de concreto em um terreno com sondagem conhecida;
- Utilizar as três metodologias de projeto propostas por Cintra e Aoki (2010) para determinação das cargas admissíveis para os dados obtidos através das estimativas propostas por Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978);
- Analisar a confiabilidade das cargas admissíveis obtidas pelas três metodologias de projeto propostas por Cintra e Aoki (2010) através da Teoria da Confiabilidade, aplicando-se o conceito de probabilidade de ruína.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 FUNDAÇÕES PROFUNDAS POR ESTACAS

Segundo Velloso e Lopes (2010), as fundações profundas são utilizadas quando os solos superficiais não possuem a capacidade de carga necessária para suportar as cargas provenientes da edificação a qual se destina, ou quando é evidenciada a possibilidade de erosão do solo, sendo assim de grande utilização em projetos de grande porte.

A NBR 6122 (2010) aborda como definição de fundação profunda o elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 metros.

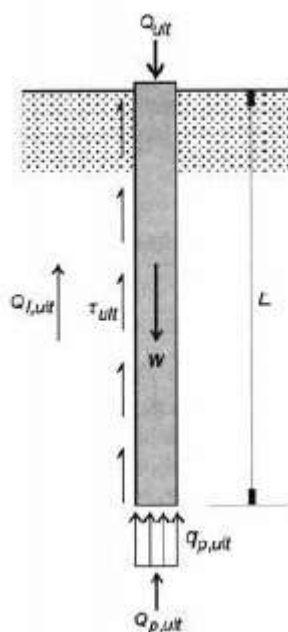


Figura 1: Modelo teórico de estimativa da capacidade de carga de ruptura à compressão para estacas.

Fonte Velloso & Lopes (2011)

A norma comenta, também, que estão incluídos neste tipo de fundação as estacas, os tubulões e os caixões, sendo estes demonstrados na Figura 2.

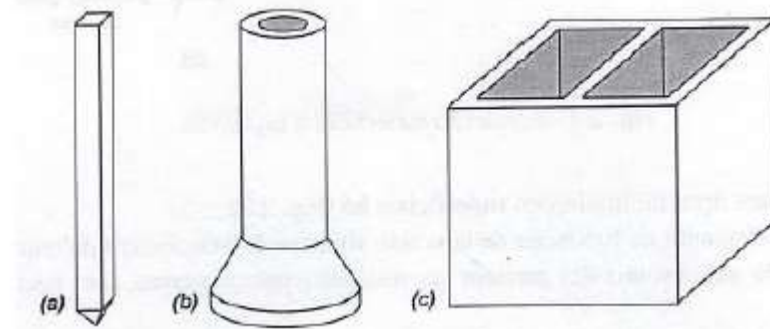


Figura 2: Tipos de fundação profunda: (a) estaca. (b) tubulão e (c) caixão.

Fonte: Velloso e Lopes (2004).

Quanto à execução, as estacas são definidas como elementos de fundação profunda executados inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem a necessidade de descida de pessoas ao furo de escavação em qualquer fase de execução. Os materiais empregados para a execução de estacas são: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in loco ou pela combinação dos anteriores. (VELLOSO E LOPES, 2011).

Terzaghi e Peck (1967) apresentam uma classificação baseada na transferência de carga pelo elemento estrutural de acordo com o tipo de solo, agrupando-os em:

- a) Estacas de atrito (solos granulares) – Transferem a maior parte da carga por atrito lateral. O processo de cravação de suas estacas, próximas entre si, em grupos, reduz a porosidade e a compressibilidade do solo dentro e em torno do grupo de estacas. Alguns autores comentam que a redução de porosidade obtida através do emprego de estacas caracteriza esse tipo de elemento como de estacas de compactação.
- b) Estacas de atrito (solos finos) – Também transferem as cargas por atrito lateral, porém se diferenciam do grupo de solos granulares por não produzirem compactação apreciável ao solo. Por essas características, são chamadas de fundações em estacas flutuantes.
- c) Estacas de ponta – Transferem as cargas a uma camada de solo resistente situada a uma profundidade considerável abaixo da base da estrutura.

Velloso e Lopes (2010) apresentam outra classificação de fundações por estacas, tomando como critério de classificação o material do elemento estrutural (madeira, concreto, aço e mistas) e o seu processo executivo. Esta classificação está apresentada na Tabela 1:

Tabela 1 - Classificação de fundações por estaca.

Tipos de Estacas - Velloso e Lopes (2010)		
Tipo de Execução		Estacas
De deslocamento	Grande	Madeira
		Pré-moldadas de concreto
		Tubos de aço de ponta fechada
		Tipo Franki
		Microestacas injetadas
	Pequeno	Perfis de aço
		Tubos de aço de ponta aberta
		Estacas hélice especiais
	Sem deslocamento	
		Estacas raiz
De substituição		Escavadas sem revestimento ou com uso de lama
		Tipo Strauss
		Estacas hélice contínua em geral

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

3.2 ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO

Caracteriza-se como estacas pré-moldadas o elemento cravado ao solo por meio de percussão, vibração ou prensagem, o que classificam como elementos de grandes deslocamentos. As estacas pré-moldadas de concreto podem ser moldadas em canteiro ou usinas. Velloso e Lopes (2010) as classificam quanto à forma de confecção e quanto a armadura conforme mostra a Tabela 2.

Tabela 2 - Classificação de estacas pré-moldadas.

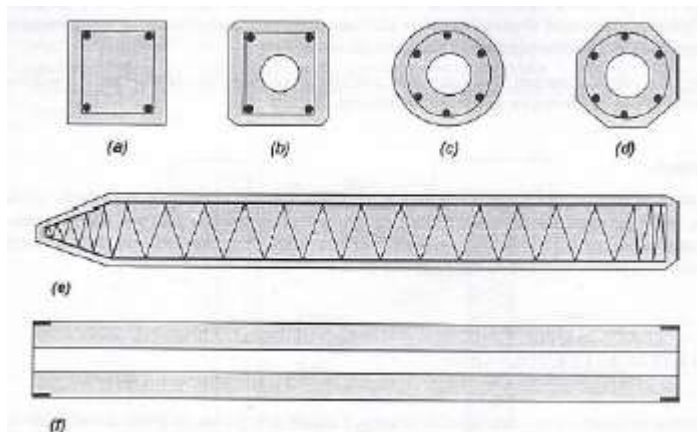
Classificação de Estacas Pré-moldadas de Concreto	
Quanto à Confecção	Quanto à Armadura
Concreto Vibrado	Concreto Armado
Concreto Centrifugado	Concreto Protendido
Extrusão	

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

As seções mais utilizadas para as estacas pré-moldadas de concreto são circulares (vazada ou maciça), retangular, hexagonal e octogonal, sendo estas apresentadas na Figura 3. Exige-se cuidados quanto ao transporte e integridade do elemento antes de sua cravação para que a propriedade do elemento estrutural seja

modificada. A Tabela 3 apresenta as dimensões usuais de estacas pré-moldadas de concreto e as respectivas cargas de trabalho.

Figura 3: Estacas pré-moldadas de concreto: (a) a (d) seções transversais típicas; (e) seção longitudinal com armadura típica; (f) estaca com furo central e anel de emenda (apenas o concreto representado).



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Tabela 3 - Cargas usuais de trabalho para estacas pré-moldadas de concreto ($\bar{\sigma}$ = tensão de trabalho).

Tipo de Estaca de Concreto	Dimensão (cm)	Carga usual (KN)	Carga máxima (KN)
Vibrada quadrada ($\bar{\sigma}$ = 6 a 9 MPa)	20 x 20	250	350
	25 x 25	400	550
	30 x 30	550	800
	35 x 35	800	1000
Vibrada circular ($\bar{\sigma}$ = 9 a 10 MPa)	φ 20	300	400
	φ 29	500	600
	φ 33	700	800
Protendida circular ($\bar{\sigma}$ = 10 a 14 MPa)	φ 20	250	350
	φ 25	500	600
	φ 33	700	800
Centrifugada circular ($\bar{\sigma}$ = 9 a 11 MPa)	φ 20	250	300
	φ 26	400	500
	φ 33	600	750
	φ 42	900	1150
	φ 50	1300	1700
	φ 60	1700	2300

Fonte: Hachich et al. (1998)

3.3 CAPACIDADE DE CARGA

Segundo a NBR 6122 (2010), a capacidade de carga de uma estaca ou tubulão isolado é dada pela força aplicada ao elemento estrutural a qual provoca apenas recalques que a construção possa suportar sem inconvenientes, oferecendo segurança satisfatória contra a ruptura ou escoamento do solo ou do elemento de fundação.

Segundo Velloso e Lopes (2011), para fundações por estacas, dois parâmetros de resistência são utilizados para a avaliação da capacidade de carga, sendo estes a resistência da base da estaca (resistência de ponta), e a resistência lateral, obtida através do atrito entre o solo e o fuste da estaca. A capacidade de carga pode ser obtida considerando-se apenas um desses dois parâmetros citados ou por uma combinação dos mesmos.

Caso um carregamento seja intensificado até a mobilização completa das resistências de ponta e lateral, a estaca estaria na iminência de sofrer um deslocamento excessivo, fenômeno este descrito como ruptura do elemento estrutural. Ao carregamento responsável por esta ruptura dar-se o nome de carga de ruptura.

Para o cálculo da carga de ruptura de uma estaca, têm-se dois métodos:

- a) Métodos teóricos, que não são amplamente utilizados dada a dificuldade de se obter algumas propriedades do solo necessárias para a determinação;
- b) Métodos Semi-empíricos, que se baseiam em parâmetros de resistência originados a partir de ensaios in situ de penetração (Ensaio de Cone - CPT e o Ensaio de Simples Reconhecimento - SPT).

3.3.1 MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975)

Desenvolvido a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e ensaios SPT (VELLOSO; LOPES, 2010), o método Aoki-Velloso (1975) pode ser utilizado com dados de ensaio SPT assim como de CPT. A formulação comumente utilizada considera resultados do ensaio SPT, visto que é o ensaio de sondagem obrigatório por norma para qualquer execução de projetos de fundações.

Para o cálculo da carga de ruptura da estaca (Q_r), são consideradas duas parcelas de resistência: Resistência de ponta da estaca (Q_p) e a Resistência do fuste (Q_f). O método utiliza as equações (1), (2) e (3):

a) Resistência de ponta (Q_p):

$$Q_p = A_p \times \frac{k \times N}{F_1} \quad \text{Eq. [1]}$$

b) Resistência do fuste (Q_f):

$$Q_f = \sum \frac{\alpha \times k \times \bar{N}}{F_2} \times U \times \Delta z \quad \text{Eq. [2]}$$

c) Carga de Ruptura (Q_r):

$$Q_r = Q_p + Q_f \quad \text{Eq. [3]}$$

Onde:

A_p = área da ponta da estaca (m²);

K = relação da resistência à penetração do cone com a pressão atmosférica (Taxa utilizada para correlacionar o CPT com o SPT) dados contidos na Tabela 4;

N = índice de resistência do solo à penetração na ponta da estaca;

\bar{N} = média do índice de resistência do solo à penetração ao longo do fuste;

α = razão de atrito do cone (Tabela 4);

U = perímetro da seção transversal do fuste (m);

Δz = altura da camada considerada (m);

F_1 e F_2 = fatores de escala e execução que dependem do tipo de estaca a ser utilizada (Tabela 5).

Segundo a NBR 6122 (2010), deve-se utilizar um fator de segurança igual a 2 para definição da capacidade de carga (ABNT, 2010). Dito isto, tem-se a equação (4):

$$\bar{Q} = \frac{Q_r}{2} = \frac{Q_p + Q_f}{2} \quad \text{Eq. [4]}$$

Onde:

\bar{Q} = capacidade de carga do solo.

Os valores dos coeficientes k e α são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 - Valores dos coeficientes k e α .

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

De acordo com Aoki e Cintra (2010), os fatores de correção F_1 e F_2 foram ajustados com 63 provas de carga realizadas em vários estados do Brasil, o que permitiu a obtenção dos valores apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Fatores de escala e execução F_1 e F_2 .

Tipo da estaca	F1	F2
Franki	2,5	5
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada	1,75	3,5

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

Segundo Joppert Jr. (2007), este método é muito utilizado na engenharia de fundações por sua confiabilidade e prática de aplicação, tendo como tendência em

seu uso a substituição das correlações originais por correlações regionais, que tenham sido observadas de forma comprovada.

3.3.2 MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA (1978)

Este método é baseado, exclusivamente, em resultados de ensaios SPT (SCHNAID, 2000). Por não utilizar fatores de correlação com o ensaio de cone, esse método pode conduzir a resultados mais confiáveis (MARCHEZINI, 2013).

De acordo com Cintra e Aoki (2010), este método utiliza uma relação entre parâmetros do solo obtidos através de ensaios SPT e a capacidade de carga do elemento estrutural de fundação.

Para o cálculo da carga de ruptura do elemento estrutural de fundação (Q_R), são consideradas duas parcelas de resistência: resistência de ponta (Q_p) e resistência do fuste (Q_f). O método utiliza as equações (5), (6), (7) e (8):

a) Resistência de ponta (Q_p):

$$Q_p = A_p \times \bar{N}_p \times C \quad \text{Eq. [5]}$$

b) Resistência do fuste (Q_f):

$$Q_f = \left(\frac{\bar{N}_f}{3} + 1 \right) \times A_f \quad \text{Eq. [6]}$$

c) Carga de ruptura (Q_R):

$$Q_R = Q_p + Q_f \quad \text{Eq. [7]}$$

Onde:

A_p = área da ponta da estaca (m²);

C = Coeficiente característico do tipo de solo (Tabela 6);

A_f = Área do fuste da estaca (m²);

\bar{N}_p = Média do índice de resistência do solo à penetração na cota de apoio da estaca, 1 metro acima e 1 metro abaixo;

\overline{Nf} = Média do SPT ao longo do fuste da estaca, não considerando os valores utilizados no cálculo da resistência de ponta da estaca;

Segundo a NBR 6122/2010, deve-se utilizar um fator de segurança igual a 2 para definição da capacidade de carga (ABNT, 2010). Dito isto, teremos:

$$\bar{Q} = \frac{Q_r}{2} = \frac{Q_p + Q_f}{2} \quad Eq. [8]$$

Onde:

\bar{Q} = Capacidade de carga do solo.

Os valores do coeficiente C são apresentados na Tabela 6 a seguir:

Tabela 6 - Valores do coeficiente C para os diferentes tipos de solo.

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

Fonte: Décourt e Quaresma (1982).

Os autores do método ressaltam que o método elaborado não visa a obtenção de valores exatos, mas sim de estimativas bastante aproximadas, seguras e, principalmente de fácil determinação.

3.4 SEGURANÇA NA ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES

3.4.1 HISTÓRICO

As incertezas sempre estiveram presentes nos projetos geotécnicos, muito devido a heterogeneidade do solo. Estas incertezas trouxeram consigo um viés de coeficientes de segurança conservadores baseados na experiência dos projetistas, assim obtendo um nível de segurança considerado adequado.

Durante um longo período, as margens de segurança foram inseridas nos projetos de forma empírica, de tal forma que as estruturas dimensionadas

apresentassem patologias, cujos projetos onde a resistência necessária não era obtida, ou um custo extremamente elevado, ou ainda, em projetos onde se utilizavam um elemento estrutural muito maior que o necessário. (OLIVEIRA, 1998).

Com o passar do tempo buscou-se uma evolução para esta forma de dimensionar os projetos, utilizando-se da redução da margem de segurança utilizada em cada nova edificação, observando posteriormente seu desempenho.

O Método das Cargas Admissíveis foi o primeiro método racional de projeto de fundações desenvolvido. Antes de sua criação, as fundações eram projetadas empiricamente. Os projetos realizados empiricamente funcionavam bem, pois geralmente se trabalhava com os mesmos materiais, métodos construtivos e obras de pequeno e médio porte. No entanto, com o avanço da revolução industrial e o surgimento de novos materiais e metodologias de construção, este cenário começou a mudar em conjunto com os novos materiais e metodologias, inviabilizando assim o projeto baseado somente em experiência. Para acomodar essas mudanças rápidas, os engenheiros tiveram que desenvolver um método mais racional de projeto (GOBLE, 2000; OLIVEIRA, 1998).

Dentro desta evolução dos materiais e a necessidade cada vez mais explícita de edificações de maior porte, desenvolveu-se o Método dos Estados Limites, que utiliza como critério a majoração da solicitação total por um coeficiente de segurança e o projetista demonstra em sua observação que o elemento estrutural dimensionado possui resistência maior que esta ação já majorada.

3.4.2 CARGA ADMISSÍVEL

A NBR 6122 (2010) define carga admissível como sendo a força aplicada sobre a estaca ou o tubulão isolado, provocando apenas recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes e oferecendo, simultaneamente, segurança satisfatória contra a ruptura ou o escoamento do solo ou do elemento estrutural de fundação.

O Método das Cargas Admissíveis se baseia na limitação de cargas máximas atuantes a valores admissíveis para garantir a segurança do elemento estrutural, utilizando um coeficiente de segurança único que reduz a capacidade de carga última da fundação.

Este método leva em consideração dois limites para a ruptura:

- Ruptura devido a capacidade do elemento estrutural de receber e transmitir a carga para o solo;
- Ruptura devido a capacidade do solo de suportar as cargas transmitidas pelo elemento estrutural de fundação.

Verifica-se que este método não contempla a grande variação que pode existir tanto nas solicitações como na resistência, levando em consideração apenas valores médios de solicitação (S) e resistência (R), e é representado pela equação 9.

$$S \leq \frac{R}{CS} = P_{adm} \quad Eq. [9]$$

Onde:

CS = Coeficiente de segurança global.

Os coeficientes de segurança globais, de acordo com a NBR 6122 (2010), são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 – Coeficientes de Segurança Globais Mínimos.

Condição	Coeficiente de Segurança
Capacidade de carga de fundações superficiais	3,0
Capacidade de carga de estacas e tubulões sem prova de carga	2,0
Capacidade de carga de estacas e tubulões com prova de carga	1,6

Fonte: NBR 6122 (2010).

Sendo este coeficiente de segurança (CS) o responsável pela redução do risco causado pelas variações de características mecânicas dos materiais; imperfeições na execução da estrutura; magnitude e distribuição do carregamento; dentre outras incertezas.

3.4.3 MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES

Assim como no Método das Cargas Admissíveis, as condições usuais de segurança referentes aos estados limites são expressas pela equação 10.

$$R_d \geq S_d \quad Eq. [10]$$

Onde:

R_d = Valores de cálculo da resistência estrutural;

S_d = Valores de cálculo dos esforços atuantes.

Segundo a NBR 8681 (2003) – Ações e segurança nas estruturas, os estados limites podem ser: Estado limite último e o Estado limite de utilização.

Ainda de acordo com a NBR 8681 (2003), o estado limite último refere-se a situações onde uma determinada ação gera, por exemplo, perda de equilíbrio da estrutura como corpo rígido; plastificação total de um elemento estrutural; ruptura de uma ligação ou seção; flambagem em regime elástico ou não; ruptura por fadiga. Dessa forma, observa-se que este estado é alcançado quando as estruturas estão em situações críticas, na iminência ou na própria ruína estrutural.

O estado limite de utilização é alcançado, segundo a NBR 8681 (2003), em situações onde uma determinada ação sofrida pela estrutura gera, por exemplo, deformações excessivas ou vibrações excessivas. Isso não quer dizer que a estrutura tenha sua capacidade de carga esgotada, no entanto estas patologias comprometem diretamente o uso daquela obra.

A NBR 6122 (2010) requisita, para a segurança nas fundações, que o estado limite último e o estado limite de utilização sejam verificados, e estas verificações são baseadas nas ações aplicadas na estrutura.

De acordo com a NBR 8681 (2003), ações são cargas que provocam esforços ou deformações nas estruturas, sendo estas permanentes; variáveis ou excepcionais.

Segundo a NBR 8681 (2003), as ações permanentes são as que ocorrem com pouca variação de magnitude durante toda a vida útil da construção, e são subdivididas em ações permanentes diretas e indiretas. Dentro do grupo de ações permanentes diretas estão, dentre outras ações, o peso próprio da estrutura; peso de

elementos construtivos fixos, dentre outras. Já nas ações permanentes indiretas temos como exemplo o deslocamento de apoios; locais de uso de pessoas durante um certo horário (escritório, por exemplo), dentre outros.

As ações variáveis são as que apresentam grande variabilidade durante a vida útil da construção. O grande exemplo é com grande utilização em projetos deste tipo de ação é a ação do vento na estrutura.

As ações excepcionais possuem uma curta duração e apresentam probabilidade muito baixa de ocorrência durante a vida útil da construção. São exemplos deste tipo de ação uma eventual explosão; incêndio; choque de veículos, dentre outros.

Em uma estrutura, várias ações podem agir simultaneamente. Na verificação dos estados limites, é observada a combinação destas ações durante um período pré-estabelecido. A combinação é feita de forma que faça com que seja possível determinar os efeitos desfavoráveis para a estrutura.

Em cada combinação de ações deve-se definir as ações permanentes e a ação variável principal, com seus devidos valores característicos, e as demais ações variáveis serão consideradas secundárias e terão suas magnitudes minoradas, conforme NBR 8681 (2003).

Estas combinações são representadas pela Equação 11.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \times F_{Gi,k} + \gamma_q \times \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \times F_{Qj,k} \right] \quad Eq. [11]$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ = Valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ = Valor característico da ação variável considerada como ação principal na combinação;

$F_{Qj,k}$ = Valores característicos das demais ações variáveis;

ψ_{0j} = Coeficiente de combinação das demais ações variáveis;

γ_g = Coeficiente de ponderação de carga permanente;

γ_q = Coeficiente de ponderação de carga variável.

As combinações de serviço da estrutura são divididas em três vertentes, sendo esta divisão caracterizada pela duração das ações:

- Combinação de Serviço Quase Permanente

Neste ramo das combinações estão presentes as ações que podem atuar durante um período próximo à vida útil da construção, possuindo assim relação com os deslocamentos excessivos causados pela alta duração destas ações sobre a estrutura. Esta combinação é representada pela Equação 12.

$$F_{d,útil} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \times F_{Qj,k} \quad Eq. [12]$$

Onde:

ψ_{2j} = Coeficiente de redução das demais ações variáveis.

- Combinação de Serviço Frequente

Esta subdivisão das combinações é utilizada com ações que se repetem com certa frequência durante a vida útil da construção, possuindo relação com as vibrações excessivas quando as mesmas atuam. Esta combinação é representada pela Equação 13.

$$F_{d,útil} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 \times F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \times F_{Qj,k} \quad Eq. [13]$$

Onde:

ψ_1 = Coeficiente de redução para ação variável principal.

- Combinação de Serviço Rara

Esta subdivisão é utilizada para ações que ocorram algumas vezes durante o período de vida útil da construção, sendo representada pela Equação 14.

$$F_{d,\acute{u}til} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} \times F_{Qj,k} \quad Eq. [14]$$

Onde:

$F_{Q,exc}$ = Valor característico da ação excepcional.

Diferencia-se da combinação frequente pela não existência do coeficiente de redução para a ação variável principal.

Os coeficientes de ponderação para as ações permanentes consideradas separadamente são apresentados na Tabela 8. Os coeficientes de ponderação para as ações permanentes diretas agrupadas estão mostrados na Tabela 9. Os coeficientes de ponderação para as ações variáveis consideradas separadamente são apresentados na Tabela 10. Os coeficientes de ponderação para as ações variáveis consideradas conjuntamente são apresentados na Tabela 11. Os valores dos coeficientes de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis são apresentados na Tabela 12.

Tabela 8 - Coeficientes de ponderação para as ações permanentes.

Combinação	Tipo de Ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,3	1
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1
	Elementos construtivos industrializados	1,35	1
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,4	1
	Elementos construtivos em geral e equipamentos	1,5	1
Especial ou de construção	Peso próprio de estruturas metálicas	1,15	1
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,2	1
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,25	1
	Elementos construtivos industrializados	1,25	1
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,3	1
	Elementos construtivos em geral e equipamentos	1,4	1
Excepcional	Peso próprio de estruturas metálicas	1,1	1
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15	1
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15	1
	Elementos construtivos industrializados	1,15	1
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,2	1
	Elementos construtivos em geral e equipamentos	1,3	1

Fonte: Adaptado da NBR 8681 (2003)

Tabela 9 - Coeficientes de ponderação para as ações permanentes diretas agrupadas.

Combinação	Tipo de Estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,3	1
	Edificações tipo 1 ²⁾ e pontes em geral	1,35	1
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,4	1
Especial ou de construção	Grandes pontes ¹⁾	1,2	1
	Edificações tipo 1 ²⁾ e pontes em geral	1,25	1
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,3	1
Excepcional	Grandes pontes ¹⁾	1,1	1
	Edificações tipo 1 ²⁾ e pontes em geral	1,15	1
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,2	1
¹⁾ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações permanentes.			
²⁾ Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas superam 5 kN/m ² .			
³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5kN/m ² .			

Fonte: Adaptado da NBR 8681 (2003)

Tabela 10 - Ações variáveis consideradas separadamente.

Combinação	Tipo de ação	Coeficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas ¹⁾	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ações truncadas ¹⁾	1,1
	Efeito de temperatura	1
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
Excepcional	Ações variáveis em geral	1
¹⁾ Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado na tabela 10 se aplica a esse valor limite.		

Fonte: Adaptado da NBR 8681 (2003)

Tabela 11 - Ações variáveis consideradas conjuntamente.

Combinação	Tipo de estrutura	Coefficiente de ponderação
Normal	Pontes e edificações tipo 1	1,5
	Edificações tipo 2	1,4
Especial ou de construção	Pontes e edificações tipo 1	1,3
	Edificações tipo 2	1,2
Excepcional	Estruturas em geral	1
<p>Quando as ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na tabela 11 se aplica a todas as ações, devendo-se considerar também conjuntamente as ações permanentes diretas. Nesse caso permite-se considerar separadamente as ações indiretas como recalque de apoio e retração dos materiais conforme tabela 9 e o efeito de temperatura conforme tabela 10.</p>		

Fonte: Adaptado da NBR 8681 (2003)

Tabela 12 - Valores dos coeficientes de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis.

Ações	ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{3),4)}$
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1	1	0,6
Vigas de rolamento de pontes rolantes	1	0,8	0,5
1) Edificações residenciais, de acesso restrito.			
2) Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.			
3) Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.			
4) Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

Fonte: Adaptado da NBR 8681 (2003)

3.4.4 PROBABILIDADE DE RUÍNA

Segundo Cintra e Aoki (2010), a sensação de 100% de segurança pelos leigos sobre obras na construção civil em geral deve ser esclarecida como um mito pelos engenheiros civis. No entanto, os mesmos devem buscar manter esta sensação de segurança através de projetos que verifiquem os riscos intrínsecos às edificações.

Em toda fundação, sempre teremos um risco de ruína e, por isso, no projeto, além de utilizar os fatores de segurança de norma, é necessário adotar uma probabilidade de ruína máxima, caso a caso, para fazer os cálculos de modo a satisfazer esse risco, considerado aceitável. (CINTRA E AOKI, 2010, p. 67).

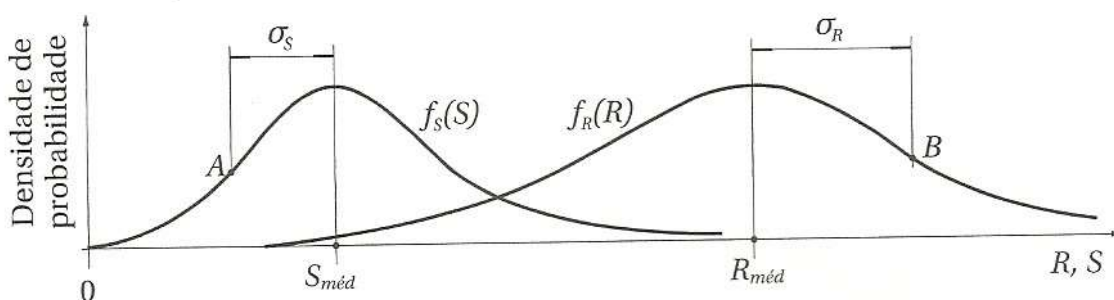
Freudenthal (1975) verifica a probabilidade de ruína envolvendo o estado limite de serviço e o estado limite último, tendo como conclusão que essas verificações são tão importantes quanto às feitas para as tensões admissíveis.

O método da probabilidade de ruína faz a análise a partir da relação entre resistência (R) e solicitação (S), sendo possível a observação da ruína da estrutura.

A ruína ocorre quando $\frac{R}{S} < 1$, ou seja, quando as solicitações sobre a estrutura têm uma intensidade maior que a resistência do elemento estrutural.

Além disso, o método leva em consideração a grande variabilidade existente tanto em R como em S, analisando assim estatisticamente estas duas variáveis através de curvas das funções de densidade de probabilidade de resistência $f_R(R)$ e de solicitação $f_S(S)$. As curvas são mostradas na Figura 4.

Figura 4 - Curvas densidade de probabilidade de resistência e solicitação.



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Além das curvas supracitadas, é representado na Figura 4, no eixo das abscissas, os valores médios de solicitação (S_{med}) e de resistência (R_{med}) e os pontos de inflexão A e B, sendo estes determinados pelos valores de desvio padrão das solicitações e resistências (σ_s e σ_R , respectivamente).

Através dos desvios, que quantificam a dispersão em relação ao valor médio das variáveis independentes aleatórias S e R, é possível expressar o coeficiente de variação para a solicitação através da equação 15 e o coeficiente de variação para a resistência através da equação 16:

$$v_S = \frac{\sigma_s}{S_{med}} \quad Eq. [15]$$

Onde:

v_S = Coeficiente de variação para a solicitação.

$$v_R = \frac{\sigma_R}{R_{med}} \quad Eq. [16]$$

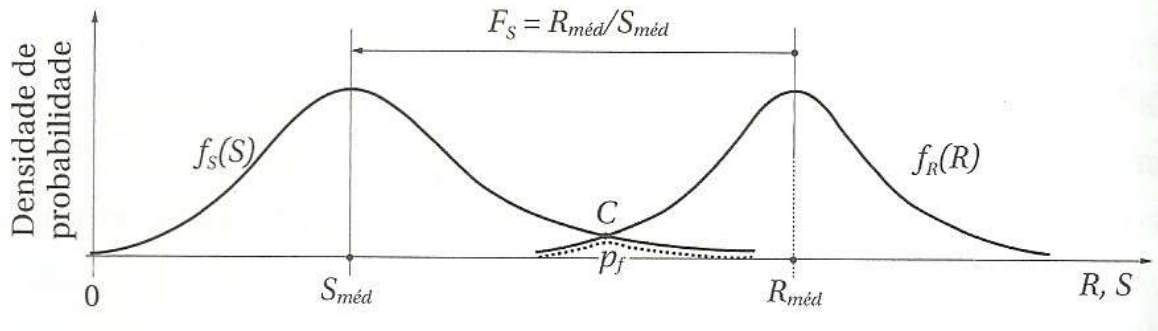
Onde:

v_R = Coeficiente de variação da resistência.

Segundo RIGONATTO (2017), o coeficiente de variação indica a variação dos dados em relação à média. Logo, quanto menor seu valor, mais homogêneos são os dados analisados.

Como pode ser visto na Figura 8, tanto a solicitação como a resistência possuem grande variabilidade. No entanto, a NBR 6122 (2010) utiliza-se do conceito de fator de segurança como critério para verificação da segurança, fator este que leva em consideração apenas os valores médios de solicitação e resistência. A Figura 5 demonstra que o fator de segurança define o afastamento entre as curvas densidade de probabilidade da solicitação e da resistência. Porém, este afastamento pode não ser suficiente para que seja garantida uma baixa probabilidade de ruína da estrutura.

Figura 5 – Curva de probabilidade de ruína.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

A probabilidade de ruína é definida como a área abaixo da curva pontilhada. Esta é a curva densidade de probabilidade de ruína, e está localizada abaixo da curva de resistência, à esquerda do ponto C e abaixo da curva de solicitação à direita do mesmo ponto. A curva densidade de probabilidade de ruína é definida pela equação 17:

$$p_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_S(S)F_R(S)dS \quad \text{Eq. [17]}$$

Onde:

p_f = Probabilidade de ruína;

$F_R(S)$ = Distribuição acumulada de $f_R(R)$, condicionada por valores da função $f_S(S)$.

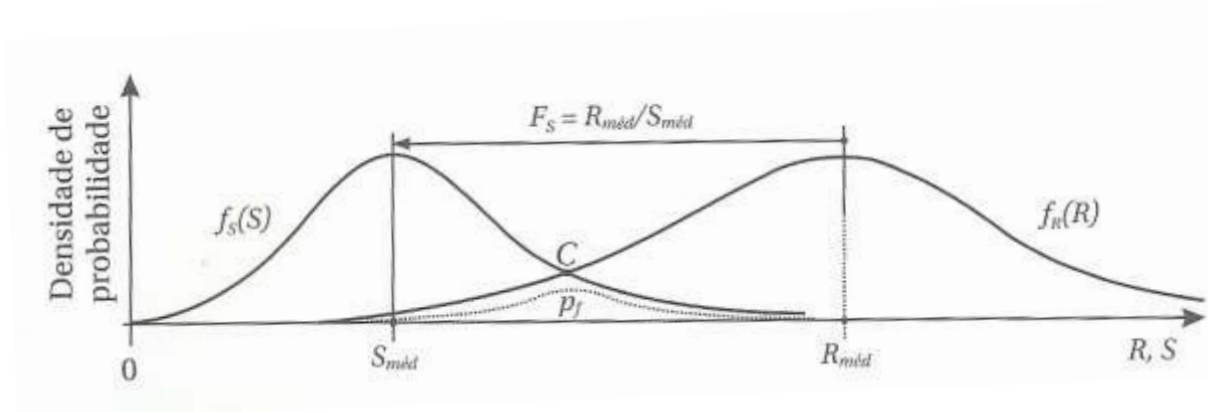
A área abaixo da curva densidade de probabilidade é inferior a área abaixo das curvas de resistência e solicitação pelo fato da probabilidade de ruína ser determinada pelas funções $f_S(S)$ e $F_R(S)$, onde $F_R(S)$ é a distribuição acumulada de $f_R(R)$ condicionada por valores da função $f_S(S)$.

Como dito anteriormente, o fator de segurança define o afastamento entre as curvas densidade de probabilidade de solicitação e resistência. Pode-se observar, então, que ao diminuir o fator de segurança global, as curvas se aproximam. A partir da aproximação das curvas, a probabilidade de ruína aumenta.

Logo, ao definirmos o fator de segurança global, estamos definindo diretamente a probabilidade de ruína do elemento estrutural de fundação, o que salienta ainda mais a necessidade da análise da probabilidade de ruína nos projetos de fundação.

Pode-se observar este aumento na probabilidade de ruína na Figura 6.

Figura 6 – Curvas de solicitação e de resistência mais próximas entre si.



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Desconsiderando a variabilidade dos parâmetros solicitação e resistência, isso acarreta em uma falsa impressão de que não existe a possibilidade de ruína do elemento estrutural, visto que, cegamente, fixa-se sempre uma resistência maior que a solicitação (baseado nos valores médios das duas variáveis).

Pode-se considerar que solicitação e a resistência são estatisticamente independentes, obtendo-se assim uma função denominada margem de segurança através da subtração das curvas densidade de probabilidade de resistência e de solicitação. Esta função é apresentada na equação 18.

$$f_Z(Z) = f_R(R) - f_S(S) \quad Eq. [18]$$

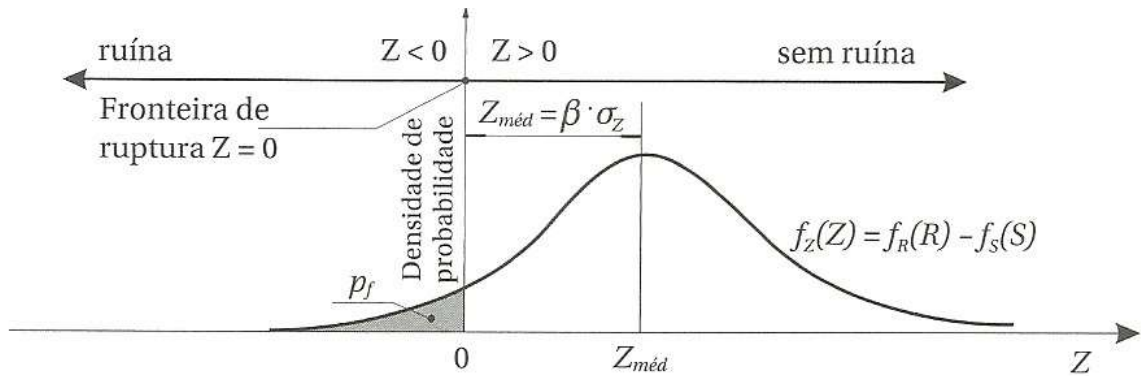
Onde:

$f_Z(Z)$ = Função margem de segurança.

Conclui-se, então, que a ruína ocorre quando se tem $Z \leq 0$, visto que para este valor a resistência do elemento estrutural já começa a ser superada pelo valor da solicitação ($R \leq S$). Da mesma maneira, quando $Z > 0$, os valores da resistência permanecem maiores que os da solicitação, o que faz com que o elemento estrutural não entre em ruína.

Pode-se observar a função margem de segurança através da Figura 7.

Figura 7 – Função margem de segurança.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Onde:

β = Índice de confiabilidade;

$Z_{méd}$ = Valor médio da função margem de segurança;

σ_Z = Desvio padrão da função margem de segurança.

O desvio padrão da função margem de segurança é obtido através da equação 19.

$$\sigma_Z = \sqrt{(\sigma_R)^2 + (\sigma_S)^2} \quad Eq. [19]$$

Já o valor médio da função margem de segurança, é obtido através da equação 20.

$$Z_{méd} = R_{méd} - S_{méd} \quad Eq. [20]$$

Sabendo-se que o fator de segurança (F_S) é definido pela razão entre a resistência média apresentada pelo solo e o valor médio da solicitação aplicada, teremos a equação 21.

$$F_S = \frac{R_{méd}}{S_{méd}} \quad Eq. [21]$$

Ao substituir a equação 21 na equação 20, teremos outra relação para o valor médio da função margem de segurança (Equação 22):

$$Z_{méd} = S_{méd} \times (F_S - 1) \quad Eq. [22]$$

Na Figura 7, pode-se observar que, quanto menor o valor de $Z_{méd}$, maior a probabilidade de ruína, mantendo-se o mesmo desvio padrão. Sabe-se que o valor médio da função margem de segurança ($Z_{méd}$) é definido pelo fator entre índice de confiabilidade (β) e desvio padrão da mesma função (σ_Z), portanto, o índice de confiabilidade é inversamente proporcional ao coeficiente de variação da margem de segurança, teremos a equação 23:

$$\beta = \frac{Z_{méd}}{\sigma_Z} \quad Eq. [23]$$

Cintra e Aoki (2010) comentam que esta equação demonstra que, quanto maior a variabilidade da margem de segurança, menor a confiabilidade expressa por β .

Utilizando as equações 18 e 19, obtém-se uma dependência estatística entre fator de segurança, margem de segurança, fator de segurança global e índice de confiabilidade. Esta dependência é apresentada na equação 24:

$$S_{méd} \times (F_S - 1) = \beta \times \sigma_Z \quad Eq. [24]$$

A equação 24 pode ser desenvolvida até chegar na equação 25:

$$F_S^2(\beta^2 v_R^2 - 1) + 2F_S + \beta^2 v_S^2 - 1 = 0 \quad Eq. [25]$$

A raiz positiva da equação 25 é apresentada na equação 26:

$$F_S = \frac{1 + \beta \sqrt{v_S^2 + v_R^2 - \beta^2 v_S^2 v_R^2}}{1 - \beta^2 v_R^2} \quad Eq. [26]$$

Através da equação 26 se faz possível observar que, fixando-se os coeficientes de variação v_S e v_R , o fator de segurança torna-se diretamente dependente do índice de confiabilidade.

Cardoso e Fernandes (2001) deduziram a relação inversa desta equação, relação esta apresentada na equação 27:

$$\beta = \frac{1 - \frac{1}{F_S}}{\sqrt{v_R^2 + \left(\frac{1}{F_S}\right)^2 v_S^2}} \quad Eq. [27]$$

Ang e Tang (1984) definiram que a probabilidade de ruína p_f é função direta de β , como demonstrado na equação 28.

$$p_f = 1 - \phi(\beta) \quad Eq. [28]$$

Onde:

ϕ = Função de distribuição normal.

As normas não apresentam de forma objetiva qual é a probabilidade de ruína aceitável para fundações.

Meyerhof (1995), apresenta as probabilidades de ruína consideradas aceitáveis, sendo estas apresentadas na Tabela 13.

Tabela 13 – Probabilidades de ruína aceitáveis (MEYERHOF, 1969).

Tipo de Estrutura	Probabilidade de Ruína
Obra de Terra	1.10^{-3}
Fundações "Offshore"	1.10^{-2}
Fundações Convencionais	1.10^{-4}

4. ESTUDO DE CASO

Este trabalho apresenta um estudo de caso da construção de uma loja de veículos, cuja fundação foi executada a partir de estacas pré-moldadas de concreto de seção transversal circular com diâmetro de 29 cm. Para tal foram fornecidas: a planta de cargas da obra com a locação dos pilares e os valores das cargas sobre cada pilar, e as sondagens do terreno.

4.1 CARGAS NOS PILARES

A planta de cargas fornecida para o dimensionamento das fundações da obra apresenta 67 pilares. As cargas dos respectivos pilares são apresentadas na Tabela 14. Além dos 67 pilares com cargas fornecidas pelo projeto estrutural foram locadas 15 estacas nos cantos das vigas baldrame, onde não foram apresentadas cargas pelo projeto estrutural, mas que necessitam ser executadas visando desempenho da viga. O pilar 1 foi desconsiderado nesta análise pelo fato de ter sido executado com tipo de fundação diferente da analisada neste trabalho.

Tabela 14 – Solicitações de cálculo previstas para atuar nos pilares.

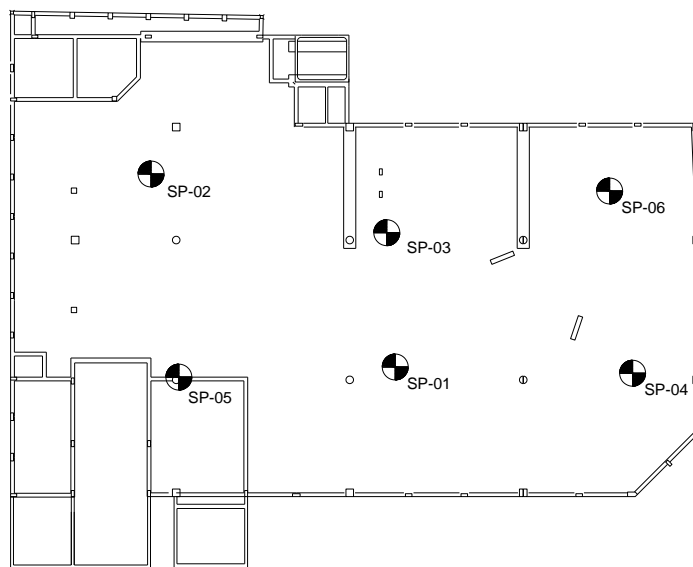
Pilar	Solicitação (kN)	Pilar	Solicitação (kN)	Pilar	Solicitação (kN)
2	140	23	140	44	1900
3	100	24	140	45	700
4	100	25	270	46	100
5	100	26	280	47	580
6	100	27	580	48	280
7	100	28	270	49	300
8	300	29	140	50	100
9	420	30	520	51	260
10	460	31	1700	52	80
11	200	32	2200	53	300
12	250	33	1900	54	300
13	660	34	1020	55	520
14	1070	35	140	56	380
15	480	36	140	57	180
16	1020	37	580	58	1170
17	180	38	260	59	180
18	180	39	140	60	180
19	1170	40	140	61	870
20	180	41	540	62	180
21	180	42	1700	63	460
22	690	43	2200		

A ausência dos Pilares 1, 64, 65, 66 e 67 na Tabela 14 se dá pelo fato de que os mesmos foram projetados com fundações diferentes da analisada neste trabalho.

4.2 DADOS DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Foram executados seis furos de sondagem cujas locações na obra são mostradas na Figura 8, e os relatórios de sondagem encontram-se no Anexo 1. Os resultados do índice de penetração pela profundidade para cada sondagem são mostrados na Tabela 15 e 16.

Figura 8 – Locação dos furos de sondagem.



Fonte: Dado fornecido pela empresa executora da sondagem.

As Tabelas 15 e 16 apresentam a distribuição dos valores de N_{SPT} obtido nas sondagens, assim como, a descrição das camadas por metro de profundidade.

Tabela 15 – Resumo das sondagens para os furos SP-01, SP-02 e SP-03.

Classificação das Camadas de Solo								
SP - 01			SP - 02			SP - 03		
Prof. (m)	N _{SPT}	Descrição Camada	Prof. (m)	N _{SPT}	Descrição Camada	Prof. (m)	N _{SPT}	Descrição Camada
1,45	3	Argila mole	1,45	6	Silte argiloso, consistência média	1,45	3	Argila arenosa, mole
2,45	5	Argila mole à média	2,45	5	Silte arenoso, pouco compacto	2,45	6	Argila arenosa, média
3,45	6	Argila mole à média	3,45	6	Silte arenoso, pouco compacto	3,45	7	
4,45	7	Argila mole à média	4,45	6	Areia fina, média e grossa, pouco compacta à compacta	4,45	8	
5,45	5	Silte arenoso pouco compacto	5,45	7		5,45	5	
6,45	4	Silte muito arenoso, fofo à compacto	6,45	6		6,45	7	Silte arenoso, pouco compacto à medianamente compacto
7,45	3		7,45	8		7,45	5	
8,45	7		8,45	18		8,45	7	
9,45	10		9,45	20		9,45	9	
10,45	14		10,45	23		10,45	9	
11,45	15		11,45	30		11,45	12	
12,45	25		12,45	32		12,45	7	Silte muito arenoso, pouco compacto
13,45	23		13,45	39		13,45	9	
14,45	22					14,45	5	Areia fina, média e grossa, medianamente compacta à muito compacta
15,45	30					15,45	7	
16,45	33	16,45				31		
17,45	43	17,45				37		
17,45	43	18,45				43		

Tabela 16 – Resumo das sondagens para os furos SP-04, SP-05 e SP-06.

Classificação das Camadas de Solo								
SP - 04			SP - 05			SP - 06		
Prof. (m)	N _{SPT}	Descrição Camada	Prof. (m)	N _{SPT}	Descrição Camada	Prof. (m)	N _{SPT}	Descrição Camada
1,45	4	Argila mole	1,45	7	Silte argiloso, consistência média	1,45	4	Argila muito arenosa, mole e muito mole
2,45	5	Argila muito arenosa, mole	2,45	3	Silte arenoso pouco argiloso, fofo à medianamente compacto	2,45	3	
3,45	6		3,45	4		3,45	3	Argila siltosa com matéria orgânica, muito mole
4,45	4	Argila muito arenosa, média e mole	4,45	7		4,45	3	Areia média, grossa e fina siltosa, fofo
5,45	5		5,45	5		5,45	3	
6,45	17	Silte muito arenoso pouco argiloso, pouco compacto à medianamente compacto	6,45	8		6,45	8	Areia grossa, média e fina siltosa, pouco compacta à medianamente compacta
7,45	32	Areia grossa, média e fina siltosa, compacta à muito compacta	7,45	9		7,45	13	
8,45	50		8,45	15		8,45	44	Silte arenoso pouco argiloso, muito compacto
9,45	50		9,45	8	9,45	47		
		10,45	30	10,45	43			
		11,45	34					
			12,45	52				

A Figura 9 mostra a variação do N_{SPT} medido em cada furo de sondagem com a profundidade. Nota-se que até a profundidade de 6 metros o N_{SPT} é baixo para todos os pontos de sondagem, apresentando um comportamento crescente após esta cota, salvo a exceção do furo de sondagem SP -03 que só apresenta boas resistências a partir de 15 metros de profundidade.

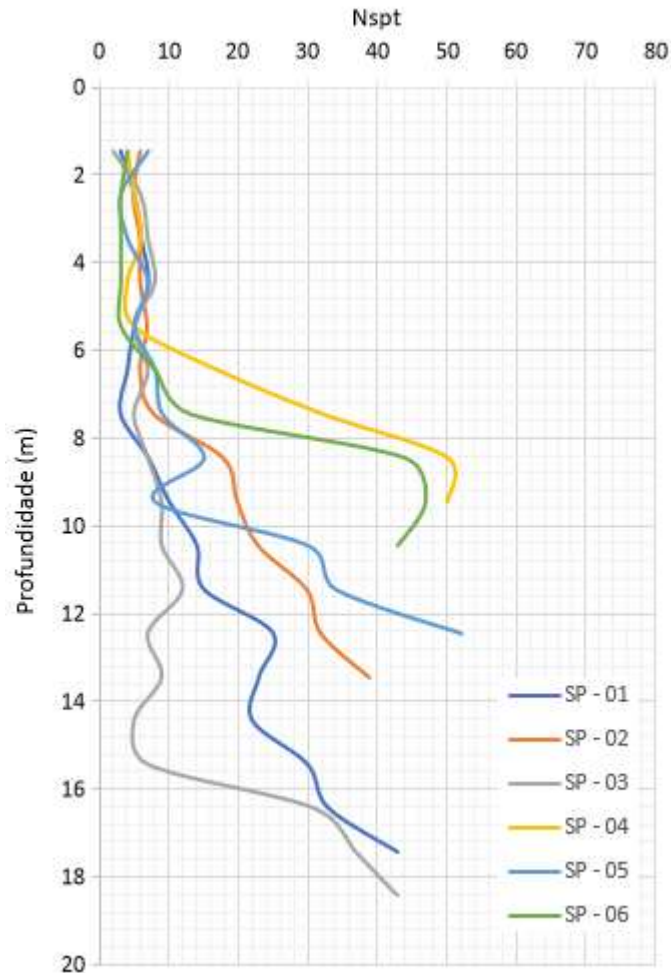


Figura 9 – Variação do N_{SPT} com a profundidade.

4.3 ESTAQUEAMENTO

Para elaboração do projeto de fundação por estacas pré-moldadas circulares de concreto, adotou-se, inicialmente, diâmetros de 29 cm com carga de catálogo de 600 kN. Considerou-se o valor de carga de catálogo mostrada por Alonso (1998) e Velloso e Lopes (2002). A partir das cargas atuantes em cada pilar e da carga

admissível do elemento estrutural determinou-se o número de estacas por pilar (Tabela 17), o qual foi obtido um total de 87 estacas.

Tabela 17 – Número de estacas necessárias para cada pilar.

Pilar	Nº de Estacas	Pilar	Nº de Estacas	Pilar	Nº de Estacas
2	1	23	1	44	4
3	1	24	1	45	2
4	1	25	1	46	1
5	1	26	1	47	1
6	1	27	1	48	1
7	1	28	1	49	1
8	1	29	1	50	1
9	1	30	1	51	1
10	1	31	3	52	1
11	1	32	4	53	1
12	1	33	4	54	1
13	2	34	2	55	1
14	2	35	1	56	1
15	1	36	1	57	1
16	2	37	1	58	2
17	1	38	1	59	1
18	1	39	1	60	1
19	2	40	1	61	2
20	1	41	1	62	1
21	1	42	3	63	1
22	2	43	4	Total	87

Para uma avaliação estatística, os dados de solicitação nas estacas foram obtidos pelas equações 29, 30 e 31. A Tabela 18 mostra a solicitação média (S_m), o desvio padrão (σ_s) e o coeficiente de variação (vs).

$$S_m = \frac{\sum_1^n S_i}{n} \quad Eq. [29]$$

$$\sigma_s = \sqrt{\frac{\sum_1^n (S_i - S_m)^2}{n - 1}} \quad Eq. [30]$$

$$v_s = \frac{\sigma_s}{S_m} \quad Eq. [31]$$

Tabela 18 – Estatística da solicitação.

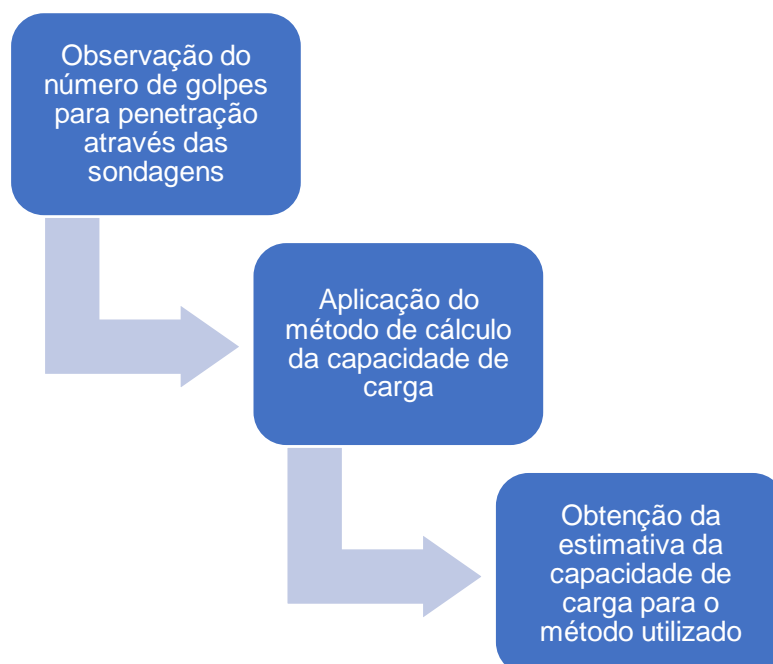
Média	311 kN
Desvio Padrão	115 kN
Coefficiente de Variação (CV)	37,14%

4.4 CAPACIDADE DE CARGA

No cálculo da capacidade de carga do sistema de fundações foi utilizado o método Aoki & Velloso (1975) e o método de Décourt-Quaresma (1978). Em cada sondagem foi determinada a resistência de ponta e lateral disponíveis a cada metro, sendo os resultados apresentados nas Tabelas 19, 20, 21, 22, 23 e 24 para o método de Aoki-Velloso (1975). As Tabelas 26, 27, 28, 29, 30 e 31 apresentam os resultados da capacidade de carga calculadas para o método Décourt-Quaresma (1978).

O fluxograma de cálculo desta análise é apresentado abaixo:

Fluxograma 1: Etapas realizadas para a obtenção da estimativa da capacidade de carga pelos métodos Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978).



Fonte: Autor (2018)

A Tabela 25 apresenta um resumo para as resistências apresentadas nas Tabelas 19, 20, 21, 22, 23 e 24, além dos índices estatísticos de média da resistência, desvio padrão e coeficiente de variação.

A Tabela 32 apresenta um resumo para as resistências apresentadas nas Tabelas 26, 27, 28, 29, 30 e 31 além dos índices estatísticos de média da resistência, desvio padrão e coeficiente de variação.

Onde:

Q_p – Resistência de ponta para a estaca;

Q_f - Resistência lateral para a estaca de diâmetro igual a 29 cm;

R - Capacidade de carga para a profundidade analisada;

R_{AC} .- Capacidade de carga acumulada.

Tabela 19 – Carga admissível pelo critério de Aoki-Velloso (1975), sondagem SP – 01.

DADOS DA SONDAGEM			SP - 01										
Prof. (m)	N _{SPT}	N _{SPT} Médio	Descrição da Camada	K (kPa)	α (%)	Q _C (kPa)	f _C (kPa)	r _L (kPa)	R _L (kN)	r _P (kPa)	R _P (kN)	R (kPa)	R _{AC.} (kN)
1,45	3	5,25	Argila	200	6,00%	600	36	10,29	9,37	571,43	37,74	47,11	47,11
2,45	5	5,25	Argila	200	6,00%	1000	60	17,14	15,62	685,71	45,29	60,91	70,28
3,45	6	5,25	Argila	200	6,00%	1200	72	20,57	18,74	800,00	52,84	71,58	96,57
4,45	7	5,25	Argila	200	6,00%	1400	84	24,00	21,87	571,43	37,74	59,61	103,34
5,45	5	18	Silte arenoso	550	2,20%	2750	60,5	17,29	15,75	1257,14	83,04	98,79	164,38
6,45	4	18		550	2,20%	2200	48,4	13,83	12,60	942,86	62,28	74,88	156,22
7,45	3	18		550	2,20%	1650	36,3	10,37	9,45	2200,00	145,31	154,76	248,71
8,45	7	18		550	2,20%	3850	84,7	24,20	22,05	3142,86	207,59	229,64	333,03
9,45	10	18		550	2,20%	5500	121	34,57	31,50	4400,00	290,63	322,13	447,57
10,45	14	18		550	2,20%	7700	169,4	48,40	44,10	4714,29	311,39	355,48	512,42
11,45	15	18		550	2,20%	8250	181,5	51,86	47,25	7857,14	518,98	566,22	767,26
12,45	25	18		550	2,20%	13750	302,5	86,43	78,74	7228,57	477,46	556,20	804,48
13,45	23	18		550	2,20%	12650	278,3	79,51	72,44	6914,29	456,70	529,14	856,16
14,45	22	18		550	2,20%	12100	266,2	76,06	69,29	9428,57	622,78	692,07	1091,53
15,45	30	18		550	2,20%	16500	363	103,71	94,49	10371,43	685,05	779,54	1248,30
16,45	33	18		550	2,20%	18150	399,3	114,09	103,94	13514,29	892,65	996,58	1559,83

Onde: Q_C - Valores de resistência de ponta do cone; f_C - Valores de resistência do atrito lateral unitário na luva; r_L - Estimativa da capacidade de carga lateral da estaca; R_L - Resistência lateral para a estaca de diâmetro igual a 29 cm; r_P - Estimativa da capacidade de carga de ponta da estaca; R_P - Resistência de ponta para a estaca de diâmetro igual a 29 cm; R - Capacidade de carga para a profundidade analisada; $R_{AC.}$ - Capacidade de carga acumulada.

Tabela 20 – Carga admissível pelo critério de Aoki-Velloso (1975), sondagem SP – 02.

DADOS DA SONDAGEM			SP - 02										
Prof. (m)	N _{SPT}	N _{SPT} Médio	Descrição da Camada	K (kPa)	α (%)	Q _C (kPa)	f _C (kPa)	r _L (kPa)	R _L (kN)	r _P (kPa)	R _P (kN)	R (kPa)	R _{AC.} (kN)
1,45	6	6	Silte argiloso	230	3,40%	1380	46,92	13,406	12,21	657,14	43,41	55,62	55,62
2,45	5	16,67	Silte arenoso	550	2,20%	2750	60,5	57,619	52,49	1885,71	124,56	177,05	189,26
3,45	6	16,67		550	2,20%	3300	72,6	57,619	52,49	1885,71	124,56	177,05	241,76
4,45	6	16,67	Areia	1000	1,40%	6000	84	66,667	60,74	4000,00	264,21	324,95	442,15
5,45	7	16,67		1000	1,40%	7000	98	66,667	60,74	3428,57	226,46	287,20	465,14
6,45	6	16,67		1000	1,40%	6000	84	66,667	60,74	4571,43	301,95	362,69	601,37
7,45	8	16,67		1000	1,40%	8000	112	66,667	60,74	10285,71	679,39	740,13	1039,54
8,45	18	16,67		1000	1,40%	18000	252	66,667	60,74	11428,57	754,88	815,62	1175,77
9,45	20	16,67		1000	1,40%	20000	280	66,667	60,74	13142,86	868,11	928,85	1349,74
10,45	23	16,67		1000	1,40%	23000	322	66,667	60,74	17142,86	1132,32	1193,06	1674,68
11,45	30	16,67		1000	1,40%	30000	420	66,667	60,74	18285,71	1207,81	1268,55	1810,91
12,45	32	16,67		1000	1,40%	32000	448	66,667	60,74	22285,71	1472,02	1532,75	2135,86

Onde: Q_C - Valores de resistência de ponta do cone; f_C - Valores de resistência do atrito lateral unitário na luva; r_L - Estimativa da capacidade de carga lateral da estaca; R_L - Resistência lateral para a estaca de diâmetro igual a 29 cm; r_P - Estimativa da capacidade de carga de ponta da estaca; R_P - Resistência de ponta para a estaca de diâmetro igual a 29 cm; R - Capacidade de carga para a profundidade analisada; $R_{AC.}$ - Capacidade de carga acumulada.

Tabela 21 – Carga admissível pelo critério de Aoki-Velloso (1975), sondagem SP – 03.

DADOS DA SONDAGEM			SP - 03										
Prof. (m)	N _{SPT}	N _{SPT} Médio	Descrição da Camada	K (kPa)	α (%)	Q _C (kPa)	f _C (kPa)	r _L (kPa)	R _L (kN)	r _P (kPa)	R _P (kN)	R (kPa)	R _{AC} (kN)
1,45	2	5,6	Argila arenosa	350	2,40%	700	16,8	13,44	12,24	1200,00	79,26	91,51	91,51
2,45	6	5,6		350	2,40%	2100	50,4	13,44	12,24	1400,00	92,47	104,72	116,96
3,45	7	5,6		350	2,40%	2450	58,8	13,44	12,24	1600,00	105,68	117,93	142,42
4,45	8	5,6		350	2,40%	2800	67,2	13,44	12,24	1000,00	66,05	78,30	115,03
5,45	5	5,6		350	2,40%	1750	42	13,44	12,24	1400,00	92,47	104,72	153,70
6,45	7	8,125	Silte arenoso	550	2,20%	3850	84,7	28,089	25,59	1571,43	103,80	129,39	190,61
7,45	5	8,125		550	2,20%	2750	60,5	28,089	25,59	2200,00	145,31	170,91	257,72
8,45	7	8,125		550	2,20%	3850	84,7	28,089	25,59	2828,57	186,83	212,42	324,83
9,45	9	8,125		550	2,20%	4950	108,9	28,089	25,59	2828,57	186,83	212,42	350,42
10,45	9	8,125		550	2,20%	4950	108,9	28,089	25,59	3771,43	249,11	274,70	438,29
11,45	12	8,125		550	2,20%	6600	145,2	28,089	25,59	2200,00	145,31	170,91	360,08
12,45	7	8,125		550	2,20%	3850	84,7	28,089	25,59	2828,57	186,83	212,42	427,19
13,45	9	8,125		550	2,20%	4950	108,9	28,089	25,59	1571,43	103,80	129,39	369,75
14,45	5	20	Areia	1000	1,40%	5000	70	80	72,88	4000,00	264,21	337,09	603,04
15,45	7	20		1000	1,40%	7000	98	80	72,88	17714,29	1170,06	1242,95	1581,79
16,45	31	20		1000	1,40%	31000	434	80	72,88	21142,86	1396,53	1469,41	1881,13
17,45	37	20		1000	1,40%	37000	518	80	72,88	24571,43	1622,99	1695,88	2180,48

Onde: Q_C - Valores de resistência de ponta do cone; f_C - Valores de resistência do atrito lateral unitário na luva; r_L - Estimativa da capacidade de carga lateral da estaca; R_L - Resistência lateral para a estaca de diâmetro igual a 29 cm; r_P - Estimativa da capacidade de carga de ponta da estaca; R_P - Resistência de ponta para a estaca de diâmetro igual a 29 cm; R - Capacidade de carga para a profundidade analisada; R_{AC} - Capacidade de carga acumulada.

Tabela 22 – Carga admissível pelo critério de Aoki-Velloso (1975), sondagem SP – 04.

DADOS DA SONDAGEM			SP - 04										
Prof. (m)	N _{SPT}	N _{SPT} Médio	Descrição da Camada	K (kPa)	α (%)	Q _C (kPa)	f _C (kPa)	r _L (kPa)	R _L (kN)	r _P (kPa)	R _P (kN)	R (kPa)	R _{AC.} (kN)
1,45	4	4	Argila	200	6,00%	800	48	13,714	12,49	571,43	37,74	50,24	50,24
2,45	5	5	Argila arenosa	350	2,40%	1750	42	12	10,93	1200,00	79,26	90,20	102,69
3,45	6	5		350	2,40%	2100	50,4	12	10,93	800,00	52,84	63,77	87,20
4,45	4	5		350	2,40%	1400	33,6	12	10,93	1000,00	66,05	76,98	111,34
5,45	5	5		350	2,40%	1750	42	12	10,93	3400,00	224,58	235,51	280,80
6,45	17	17	Silte arenoargiloso	450	2,80%	7650	214,2	61,2	55,76	8228,57	543,51	599,27	655,50
7,45	32	41	Areia	1000	1,40%	32000	448	164	149,41	28571,43	1887,20	2036,61	2148,60
8,45	50	41		1000	1,40%	50000	700	164	149,41	28571,43	1887,20	2036,61	2298,01

Onde: Q_C - Valores de resistência de ponta do cone; f_C - Valores de resistência do atrito lateral unitário na luva; r_L - Estimativa da capacidade de carga lateral da estaca; R_L - Resistência lateral para a estaca de diâmetro igual a 29 cm; r_P - Estimativa da capacidade de carga de ponta da estaca; R_P - Resistência de ponta para a estaca de diâmetro igual a 29 cm; R - Capacidade de carga para a profundidade analisada; $R_{AC.}$ - Capacidade de carga acumulada.

Tabela 23 – Carga admissível pelo critério de Aoki-Velloso (1975), sondagem SP – 05.

DADOS DA SONDAGEM			SP - 05										
Prof. (m)	N _{SPT}	N _{SPT} Médio	Descrição da Camada	K (kPa)	α (%)	Q _C (kPa)	f _C (kPa)	r _L (kPa)	R _L (kN)	r _P (kPa)	R _P (kN)	R (kPa)	R _{AC.} (kN)
1,45	7	7	Silte argiloso	230	3,40%	1610	54,74	15,64	14,25	394,29	26,04	40,29	40,29
2,45	3	6	Silte arenoargiloso	450	2,80%	1350	37,8	21,6	19,68	1028,57	67,94	87,62	101,87
3,45	4	6		450	2,80%	1800	50,4	21,6	19,68	1800,00	118,89	138,57	172,50
4,45	7	6		450	2,80%	3150	88,2	21,6	19,68	1285,71	84,92	104,60	158,21
5,45	5	6		450	2,80%	2250	63	21,6	19,68	2057,14	135,88	155,56	228,84
6,45	8	6		450	2,80%	3600	100,8	21,6	19,68	2314,29	152,86	172,54	265,51
7,45	9	6		450	2,80%	4050	113,4	21,6	19,68	3857,14	254,77	274,45	387,09
8,45	15	27,8	Areia	1000	1,40%	15000	210	111,2	101,31	4571,43	301,95	403,26	535,58
9,45	8	27,8		1000	1,40%	8000	112	111,2	101,31	17142,86	1132,32	1233,63	1467,26
10,45	30	27,8		1000	1,40%	30000	420	111,2	101,31	19428,57	1283,30	1384,61	1719,55
11,45	34	27,8		1000	1,40%	34000	476	111,2	101,31	29714,29	1962,69	2064,00	2500,25

Onde: Q_C - Valores de resistência de ponta do cone; f_C - Valores de resistência do atrito lateral unitário na luva; r_L - Estimativa da capacidade de carga lateral da estaca; R_L - Resistência lateral para a estaca de diâmetro igual a 29 cm; r_P - Estimativa da capacidade de carga de ponta da estaca; R_P - Resistência de ponta para a estaca de diâmetro igual a 29 cm; R - Capacidade de carga para a profundidade analisada; $R_{AC.}$ - Capacidade de carga acumulada.

Tabela 24 – Carga admissível pelo critério de Aoki-Velloso (1975), sondagem SP – 06.

DADOS DA SONDAGEM			SP - 06										
Prof. (m)	N _{SPT}	N _{SPT} Médio	Descrição da Camada	K (kPa)	α (%)	Q _C (kPa)	f _C (kPa)	r _L (kPa)	R _L (kN)	r _P (kPa)	R _P (kN)	R (kPa)	R _{AC.} (kN)
1,45	4	3,500	Argila arenosa	350	2,40%	1400	33,6	8,40	7,65	600,00	39,63	47,28	47,28
2,45	3	3,500		350	2,40%	1050	25,2	8,40	7,65	600,00	39,63	47,28	54,94
3,45	3	3,000	Argila siltosa	220	4,00%	660	26,4	7,54	6,87	377,14	24,91	31,78	47,09
4,45	3	6,750	Areia	1000	1,40%	3000	42	27,00	24,60	1714,29	113,23	137,83	160,01
5,45	3	6,750		1000	1,40%	3000	42	27,00	24,60	4571,43	301,95	326,55	373,33
6,45	8	6,750		1000	1,40%	8000	112	27,00	24,60	7428,57	490,67	515,27	586,65
7,45	13	6,750		1000	1,40%	13000	182	27,00	24,60	25142,86	1660,74	1685,33	1781,31
8,45	44	45,500	Silte arenoargiloso	450	2,80%	19800	554,4	163,80	149,23	12085,71	798,29	947,52	1068,09
9,45	47	44,667		450	2,80%	21150	592,2	160,80	146,50	11057,14	730,35	876,84	1146,65

Onde: Q_C - Valores de resistência de ponta do cone; f_C - Valores de resistência do atrito lateral unitário na luva; r_L - Estimativa da capacidade de carga lateral da estaca; R_L - Resistência lateral para a estaca de diâmetro igual a 29 cm; r_P - Estimativa da capacidade de carga de ponta da estaca; R_P - Resistência de ponta para a estaca de diâmetro igual a 29 cm; R - Capacidade de carga para a profundidade analisada; $R_{AC.}$ - Capacidade de carga acumulada.

Tabela 25 – Resumo das Resistências calculadas pelo método Aoki-Velloso (1975).

Prof. (m)	Resistência Total do Sistema (kN)						Índices Estatísticos		
	SP - 01	SP - 02	SP - 03	SP - 04	SP - 05	SP - 06	Média (kN)	Desv. Pad. (kN)	CV (%)
1,45	47,11	55,62	91,51	50,24	40,29	47,28	55,34	12,15	22
2,45	70,28	189,26	116,96	102,69	101,87	54,94	106,00	31,41	30
3,45	96,57	241,76	142,42	87,20	172,50	47,09	131,26	54,30	41
4,45	103,34	442,15	115,03	111,34	158,21	160,01	181,68	86,82	48
5,45	164,38	465,14	153,70	280,80	228,84	373,33	277,70	95,39	34
6,45	156,22	601,37	190,61	655,50	265,51	586,65	409,31	205,20	50
7,45	248,71	1039,54	257,72	2148,60	387,09	1781,31	977,16	679,32	70
8,45	333,03	1175,77	324,83	2298,01	535,58	1068,09	955,89	558,07	58
9,45	447,57	1349,74	350,42		1467,26	1146,65	952,33	442,67	46
10,45	512,42	1674,68	438,29		1719,55		1086,24	610,88	56
11,45	767,26	1810,91	360,08		2500,25		1359,63	795,95	59
12,45	804,48	2135,86	427,19				1122,51	675,56	60
13,45	856,16		369,75				612,96	243,21	40
14,45	1091,53		603,04				847,29	244,24	29
15,45	1248,30		1581,79				1415,04	166,74	12
16,45	1559,83		1881,13				1720,48	160,65	9
17,45			2180,48				2180,48	0,00	0

Tabela 26 - Carga admissível pelo critério de Décourt-Quaresma (1978), sondagem SP – 01.

DADOS DA SONDAGEM			SP - 01					
Prof. (m)	N _{SPT}	Descrição da Camada	C (kPa)	α e β	Q _P (kN)	Q _F (kN)	R (kN)	R _{AC.} (kN)
1,45	3	Argila	120	1	23,77	18,21	41,98	41,98
2,45	5	Argila	120	1	39,61	24,28	63,89	82,11
3,45	6	Argila	120	1	47,53	27,32	74,85	117,35
4,45	7	Argila	120	1	55,46	30,35	85,81	155,62
5,45	5	Silte arenoso	250	1	82,52	24,28	106,81	206,97
6,45	4		250	1	66,02	21,25	87,27	211,71
7,45	3		250	1	49,51	18,21	67,73	213,42
8,45	7		250	1	115,53	30,35	145,89	309,79
9,45	10		250	1	165,05	39,46	204,51	398,77
10,45	14		250	1	231,06	51,60	282,67	516,39
11,45	15		250	1	247,57	54,64	302,21	587,53
12,45	25		250	1	412,62	84,99	497,60	837,56
13,45	23		250	1	379,61	78,92	458,53	883,47
14,45	22		250	1	363,10	75,88	438,99	942,85
15,45	30		250	1	495,14	100,17	595,30	1175,05
16,45	33		250	1	544,65	109,27	653,92	1333,84
17,45	43		250	1	709,70	139,63	849,32	1638,51

Onde: Q_P – Resistência de ponta para a estaca; Q_F - Resistência lateral para a estaca de diâmetro igual a 29 cm; R - Capacidade de carga para a profundidade analisada; $R_{AC.}$ - Capacidade de carga acumulada.

Tabela 27 - Carga admissível pelo critério de Décourt-Quaresma (1978), sondagem SP – 02.

DADOS DA SONDAGEM			SP - 02					
Prof. (m)	N _{SPT}	Descrição da Camada	C (kPa)	α e β	Q _P (kN)	Q _F (kN)	R (kN)	R _{AC.} (kN)
1,45	6	Silte argiloso	200	1	79,22	27,32	106,54	106,54
2,45	5	Silte arenoso	250	1	82,52	24,28	106,81	134,12
3,45	6		250	1	99,03	27,32	126,35	177,95
4,45	6	Argila	400	1	158,44	27,32	185,76	264,68
5,45	7	Areia	400	1	184,85	30,35	215,21	321,44
6,45	6		400	1	158,44	27,32	185,76	322,35
7,45	8		400	1	211,26	33,39	244,65	408,56
8,45	18		400	1	475,33	63,74	539,08	736,37
9,45	20		400	1	528,15	69,81	597,96	859,00
10,45	23		400	1	607,37	78,92	686,29	1017,14
11,45	30		400	1	792,22	100,17	892,39	1302,16
12,45	32		400	1	845,04	106,24	951,27	1461,21
13,45	39		400	1	1029,89	127,48	1157,37	1773,55

Onde: Q_P – Resistência de ponta para a estaca; Q_F - Resistência lateral para a estaca de diâmetro igual a 29 cm; R - Capacidade de carga para a profundidade analisada; $R_{AC.}$ - Capacidade de carga acumulada.

Tabela 28 - Carga admissível pelo critério de Décourt-Quaresma (1978), sondagem SP – 03.

DADOS DA SONDAGEM			SP - 03					
Prof. (m)	N _{SPT}	Descrição da Camada	C (kPa)	α e β	Q _P (kN)	Q _F (kN)	R (kN)	R _{AC.} (kN)
1,45	2	Argila	120	1	15,84	15,18	31,02	31,02
2,45	6		120	1	47,53	27,32	74,85	90,03
3,45	7		120	1	55,46	30,35	85,81	128,30
4,45	8		120	1	63,38	33,39	96,77	169,61
5,45	5		120	1	39,61	24,28	63,89	170,13
6,45	7	Silte arenoso	250	1	115,53	30,35	145,89	276,41
7,45	5		250	1	82,52	24,28	106,81	267,68
8,45	7		250	1	115,53	30,35	145,89	331,04
9,45	9		250	1	148,54	36,42	184,97	400,47
10,45	9		250	1	148,54	36,42	184,97	436,90
11,45	12		250	1	198,06	45,53	243,59	531,94
12,45	7		250	1	115,53	30,35	145,89	479,77
13,45	9	250	1	148,54	36,42	184,97	549,21	
14,45	5	Areia	400	1	132,04	24,28	156,32	556,98
15,45	7		400	1	184,85	30,35	215,21	640,15
16,45	31		400	1	818,63	103,20	921,83	1377,13
17,45	37		400	1	977,07	121,41	1098,49	1656,99

Onde: Q_P – Resistência de ponta para a estaca; Q_F - Resistência lateral para a estaca de diâmetro igual a 29 cm; R - Capacidade de carga para a profundidade analisada; $R_{AC.}$ - Capacidade de carga acumulada.

Tabela 29 - Carga admissível pelo critério de Décourt-Quaresma (1978), sondagem SP – 04.

DADOS DA SONDAGEM			SP - 04					
Prof. (m)	N _{SPT}	Descrição da Camada	C (kPa)	α e β	Q _P (kN)	Q _F (kN)	R (kN)	R _{AC.} (kN)
1,45	4	Argila	120	1	31,69	21,25	52,94	52,94
2,45	5		120	1	39,61	24,28	63,89	85,14
3,45	6		120	1	47,53	27,32	74,85	120,38
4,45	4		120	1	31,69	21,25	52,94	125,78
5,45	5		120	1	39,61	24,28	63,89	157,99
6,45	17	Silte arenoargiloso	250	1	280,58	60,71	341,29	459,66
7,45	32	Areia	400	1	845,04	106,24	951,27	1130,36
8,45	50		400	1	1320,37	160,87	1481,24	1766,56

Onde: Q_P – Resistência de ponta para a estaca; Q_F - Resistência lateral para a estaca de diâmetro igual a 29 cm; R - Capacidade de carga para a profundidade analisada; $R_{AC.}$ - Capacidade de carga acumulada.

Tabela 30 - Carga admissível pelo critério de Décourt-Quaresma (1978), sondagem SP – 05.

DADOS DA SONDAAGEM			SP - 05					
Prof. (m)	N _{SPT}	Descrição da Camada	C (kPa)	α e β	Q _P (kN)	Q _F (kN)	R (kN)	R _{AC.} (kN)
1,45	7	Silte argiloso	200	1	92,43	30,35	122,78	122,78
2,45	3	Silte arenoargiloso	250	1	49,51	18,21	67,73	98,08
3,45	4		250	1	66,02	21,25	87,27	135,83
4,45	7		250	1	115,53	30,35	145,89	215,70
5,45	5		250	1	82,52	24,28	106,81	206,97
6,45	8		250	1	132,04	33,39	165,43	289,87
7,45	9		250	1	148,54	36,42	184,97	342,80
8,45	15	Areia	400	1	396,11	54,64	450,75	645,01
9,45	8		400	1	211,26	33,39	244,65	493,55
10,45	30		400	1	792,22	100,17	892,39	1174,67
11,45	34		400	1	897,85	112,31	1010,16	1392,61
12,45	52		400	1	1373,18	166,94	1540,13	2034,89

Onde: Q_P – Resistência de ponta para a estaca; Q_F - Resistência lateral para a estaca de diâmetro igual a 29 cm; R - Capacidade de carga para a profundidade analisada; $R_{AC.}$ - Capacidade de carga acumulada.

Tabela 31 - Carga admissível pelo critério de Décourt-Quaresma (1978), sondagem SP – 06.

DADOS DA SONDAGEM			SP - 06					
Prof. (m)	N _{SPT}	Descrição da Camada	C (kPa)	α e β	Q _P (kN)	Q _F (kN)	R (kN)	R _{AC.} (kN)
1,45	4	Argila arenosa	120	1	31,69	21,25	52,94	52,94
2,45	3		120	1	23,77	18,21	41,98	63,23
3,45	3	Argila siltosa	120	1	23,77	18,21	41,98	81,44
4,45	3	Areia	400	1	79,22	18,21	97,43	155,11
5,45	3		400	1	79,22	18,21	97,43	173,32
6,45	8		400	1	211,26	33,39	244,65	338,74
7,45	13		400	1	343,30	48,57	391,86	519,35
8,45	44	Silte arenoargiloso	250	1	726,20	142,66	868,86	1044,91
9,45	47		250	1	775,72	151,77	927,48	1246,19

Onde: Q_P – Resistência de ponta para a estaca; Q_F - Resistência lateral para a estaca de diâmetro igual a 29 cm; R - Capacidade de carga para a profundidade analisada; $R_{AC.}$ - Capacidade de carga acumulada.

Tabela 32 – Resumo das Resistências calculadas pelo método Décourt-Quaresma (1978).

Prof. (m)	Resistência Total do Sistema (kN)						Índices Estatísticos		
	SP - 01	SP - 02	SP - 03	SP - 04	SP - 05	SP - 06	Média (kN)	Desv. Pad. (kN)	CV (%)
1,45	41,98	106,54	31,02	52,94	122,78	52,94	68,03	31,08	45,69
2,45	82,11	134,12	90,03	85,14	98,08	63,23	92,12	15,99	17,36
3,45	117,35	177,95	128,30	120,38	135,83	81,44	126,88	20,49	16,15
4,45	155,62	264,68	169,61	125,78	215,70	155,11	181,08	39,40	21,76
5,45	206,97	321,44	170,13	157,99	206,97	173,32	206,14	38,99	18,91
6,45	211,71	322,35	276,41	459,66	289,87	338,74	316,46	57,13	18,05
7,45	213,42	408,56	267,68	1130,36	342,80	519,35	480,36	229,66	47,81
8,45	309,79	736,37	331,04	1766,56	645,01	1044,91	805,61	400,08	49,66
9,45	398,77	859,00	400,47		493,55	1246,19	679,60	298,40	0,44
10,45	516,39	1017,14	436,90		1174,67		786,28	309,63	39,38
11,45	587,53	1302,16	531,94		1392,61		953,56	393,83	41,30
12,45	837,56	1461,21	479,77		2034,89		1203,36	544,69	45,26
13,45	883,47	1773,55	549,21				1068,74	469,87	44,13
14,45	942,85		556,98				749,92	192,94	25,73
15,45	1175,05		640,15				907,60	267,45	29,47
16,45	1333,84		1377,13				1355,49	21,65	1,59
17,45	1638,51		1656,99				1647,75	9,24	0,56

As Figuras 10 e 11 mostram a variação do N_{SPT} em cada furo de sondagem com a profundidade para os dois métodos de determinação de capacidade de carga aplicados neste trabalho. Para analisar as figuras supramencionadas, foram utilizados os dados das Tabelas 25 e 32.

Assim como apresentado na Figura 9, que traz valores baixos de N_{SPT} até a profundidade de 6 metros, os gráficos apresentados nas Figura 10 e 11 demonstram baixas resistências até a mesma profundidade. Após esta cota, os furos possuem uma grande variabilidade entre seus valores de resistência.

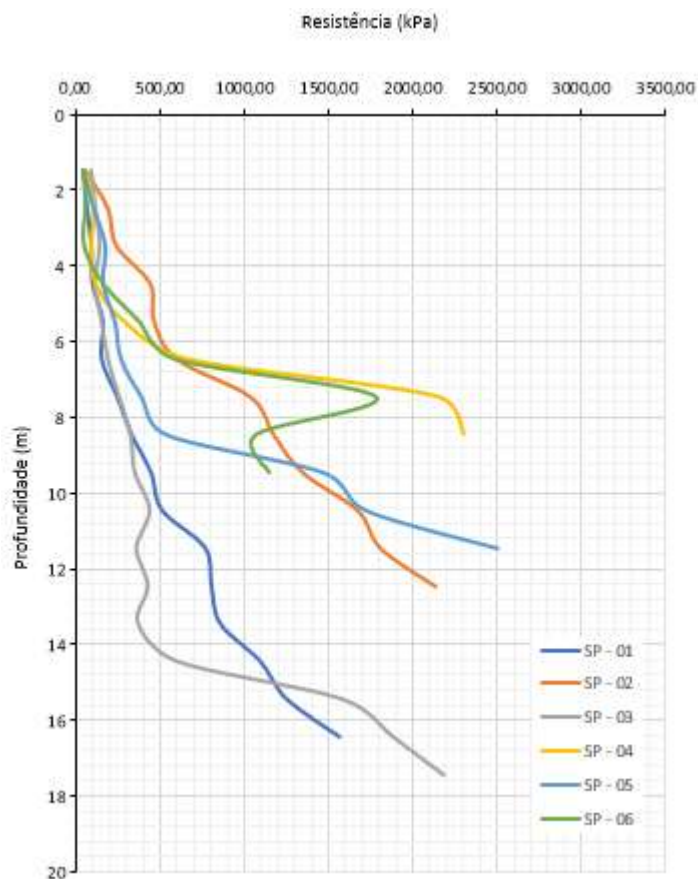


Figura 10 – Curva de distribuição das resistências com a profundidade utilizando as resistências obtidas pelo método Aoki-Velloso (1975).

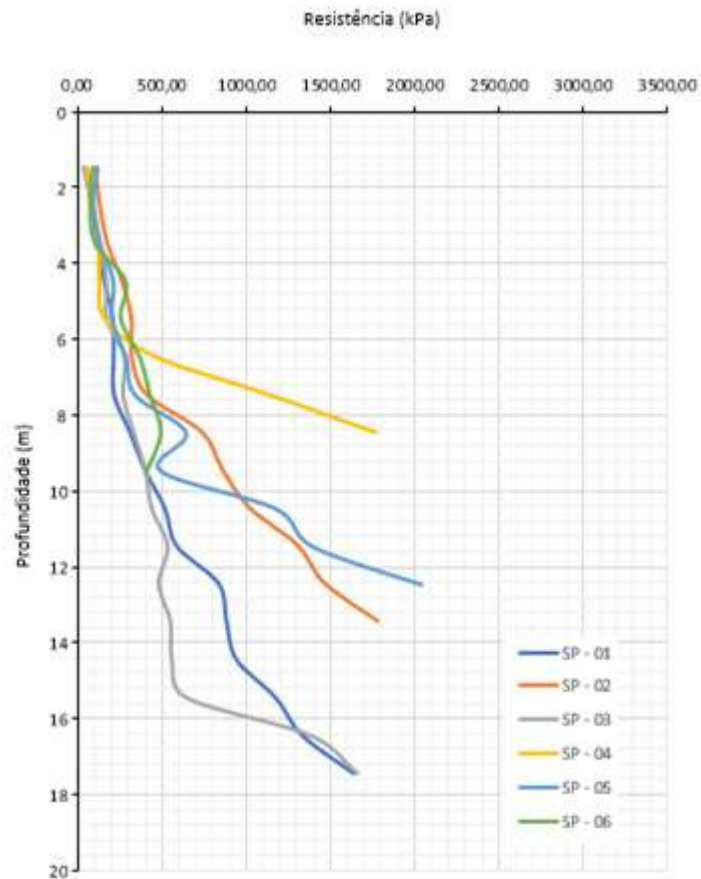


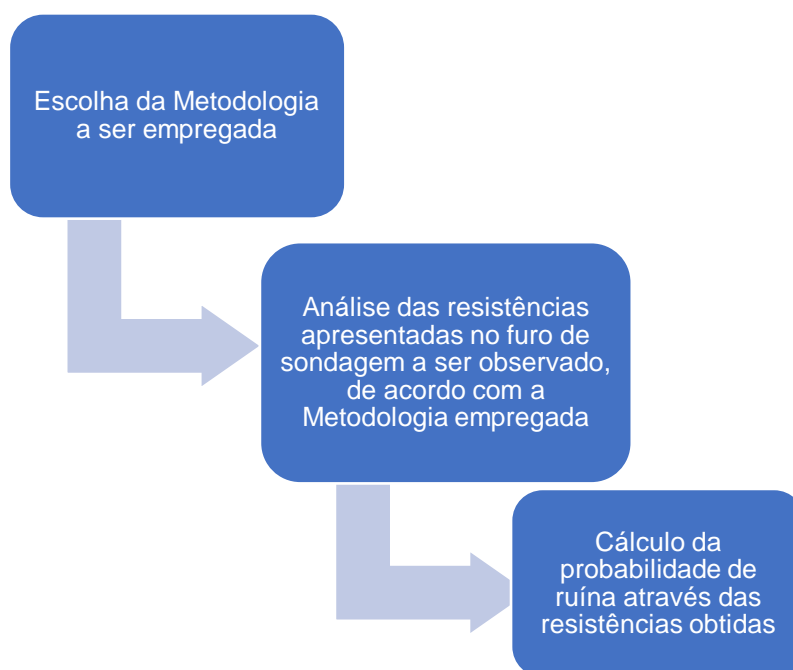
Figura 11 – Curva de distribuição das resistências com a profundidade utilizando as resistências obtidas pelo método Décourt-Quaresma (1978).

Foram realizados testes de normalidade dos dados de capacidade de carga através do software **R** (R CORE TEAM, 2017) por meio do teste Kolmogorov-Smirnov (nível de significância = 0,95) e pelo teste de Shapiro-Wilk (nível de significância = 0,95)

4.5 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Para a análise da segurança, utilizou-se as metodologias propostas por Aoki e Cintra (2010) que são baseadas na carga admissível, índice de resistência à penetração, além de parâmetros de execução dos equipamentos de cravação da estaca. Os autores ressaltam que essas metodologias são interdependentes, e que é necessário fazer as três verificações. Dessa forma, a análise da probabilidade de ruína foi feita para todas as estacas nas três verificações.

O fluxograma das etapas de cálculo para a verificação da segurança é apresentado abaixo:



Fluxograma 2: Etapas de cálculo para a verificação da segurança das fundações.

Fonte: Autor (2018)

4.5.1 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA – 1ª METODOLOGIA

Nesta metodologia, a carga admissível é fixada igual à carga estrutural da estaca, que seria a carga de catálogo. Em cada perfil de sondagem determina-se a profundidade na qual a resistência é igual à carga última na estaca. Devido à variabilidade natural do terreno, admite-se que na cravação da estaca a fundação pode atingir esta resistência em profundidade variando 15 cm acima ou abaixo em relação ao que foi determinado.

Dessa forma, fixou-se a carga admissível (P_a) como sendo a carga de catálogo (P_e) da estaca, aplicou-se o fator de segurança (F_S) e determinou-se o comprimento (L) da estaca, como mostra a equação 32.

$$P_a = P_e \rightarrow R = P_a \times F_S \rightarrow L \quad \text{Eq. [32]}$$

Para o estudo de caso analisado, adotou-se estacas pré-moldadas de concreto com 29 cm de diâmetro. Hachich et al. (1998) definem a carga máxima de 600 kN para este tipo de estaca. Portanto:

$$P_a = P_e = 600 \text{ kN}$$

$$R = P_a \times F_S$$

$$\therefore R = 600 \text{ kN} \times 2$$

$$R = 1200 \text{ kN}$$

Como supra exposto, a resistência obtida através do estaqueamento deve atender um valor de 1200 kN, considerando o fator de segurança de 2, conforme a NBR 6122 (2010).

4.5.1.1 MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975) – 1ª METODOLOGIA

A Tabela 33 apresenta as resistências calculadas pelo método Aoki-Velloso (1975) para todos os furos de sondagem. Através da mesma, observa-se a profundidade na qual o valor de resistência P_a é alcançado. A Tabela 34 traz um resumo da carga admissível obtida para os furos de sondagem determinados a partir da metodologia 1.

Tabela 33 – Resistências pelo método de Aoki-Velloso (1975).

RESISTÊNCIA TOTAL DO SISTEMA (kN)								
Metodologia 1		Prof. (m)	SP - 01	SP - 02	SP - 03	SP - 04	SP - 05	SP - 06
P _e (kN)	P _a (kN)	1,45	47,11	55,62	91,51	50,24	40,29	47,28
600	1200	2,45	70,28	189,26	116,96	102,69	101,87	54,94
		3,45	96,57	241,76	142,42	87,20	172,50	47,09
		4,45	103,34	442,15	115,03	111,34	158,21	160,01
		5,45	164,38	465,14	153,70	280,80	228,84	373,33
		6,45	156,22	601,37	190,61	655,50	265,51	586,65
		7,45	248,71	1039,54	257,72	2148,60	387,09	1781,31
		8,45	333,03	1175,77	324,83	2298,01	535,58	1068,09
		9,45	447,57	1349,74	350,42	-	1467,26	1146,65
		10,45	512,42	1674,68	438,29	-	1719,55	-
		11,45	767,26	1810,91	360,08	-	2500,25	-
		12,45	804,48	2135,86	427,19	-	-	-
		13,45	856,16	-	369,75	-	-	-
		14,45	1091,53	-	603,04	-	-	-
		15,45	1248,30	-	1581,79	-	-	-
		16,45	1559,83	-	1881,13	-	-	-
		17,45	-	-	2180,48	-	-	-
		18,45	-	-	-	-	-	-

Tabela 34 – Comprimentos e Resistências teóricas para a metodologia 1.

Furo de Sondagem	SP - 01	SP - 02	SP - 03	SP - 04	SP - 05	SP - 06
Comprimento Calculado (m)	16	10	16	8	10	8
Carga Admissível (kN)	-	674,50	-	1074,30	733,63	573,32

A Tabela 35 apresenta os dados necessários para o cálculo da probabilidade de ruína. Os parâmetros foram obtidos através da aplicação da Metodologia 1.

Tabela 35 – Parâmetros de Resistência e Solicitação obtidos pela Metodologia 1.

Resistência			Solicitação		
Média (kN)	Desvio Padrão (kN)	Coefficiente de Variação (%)	Média (kN)	Desvio Padrão (kN)	Coefficiente de Variação (%)
763,94	217,24	28,43	310,93	115,48	37,14

Com os parâmetros apresentados na Tabela 35, calculou-se a probabilidade de ruína para esta metodologia. Os parâmetros determinados para a análise da probabilidade de ruína estão apresentados na Tabela 36.

Tabela 36 – Resumo da análise da probabilidade de ruína pela Metodologia 1.

Confiabilidade Estatística	
S_K	310,927
R_K	406,580
F_K	1,308
γ_m	0,934
γ_S	1,611
γ_R	1,879
γ_M	0,580
β	1,841
p_F	0,033
$\frac{1}{p_F}$	30,499

Onde: S_K – Solicitação característica; R_K - Resistência característica; F_K – Fator de segurança característico; γ_m . – Fator parcial de minoração da resistência; γ_s . – Fator parcial de variabilidade da solicitação; γ_R . – Fator parcial de variabilidade da resistência; β – Fator de confiabilidade; p_F . – Probabilidade de ruína.

Pode-se observar através da Tabela 36 que a probabilidade de ruína obtida para esta análise é igual a $\frac{1}{31}$ para o fator de segurança requisitado pela NBR 6122 (2010), sendo este igual a 2.

Como apresentado na Tabela 17, o número mínimo de estacas para este projeto é igual a 87. Como a cada 31 estacas uma entrará em ruína, a análise da confiabilidade através da probabilidade de ruína demonstra que este dimensionamento não é satisfatório.

A Figura 12 apresenta as curvas de distribuição normal da solicitação e resistência para a metodologia 1. É possível observar que a área que intercepta as duas curvas apresenta uma probabilidade de ruína significativa, apesar do fator de segurança atender a NBR 6122 (2010). Além disso, a margem de segurança é baixa, podendo-se atribuir este fato pela grande variabilidade da estimativa da resistência do solo a partir do método de Aoki-Velloso (1975).

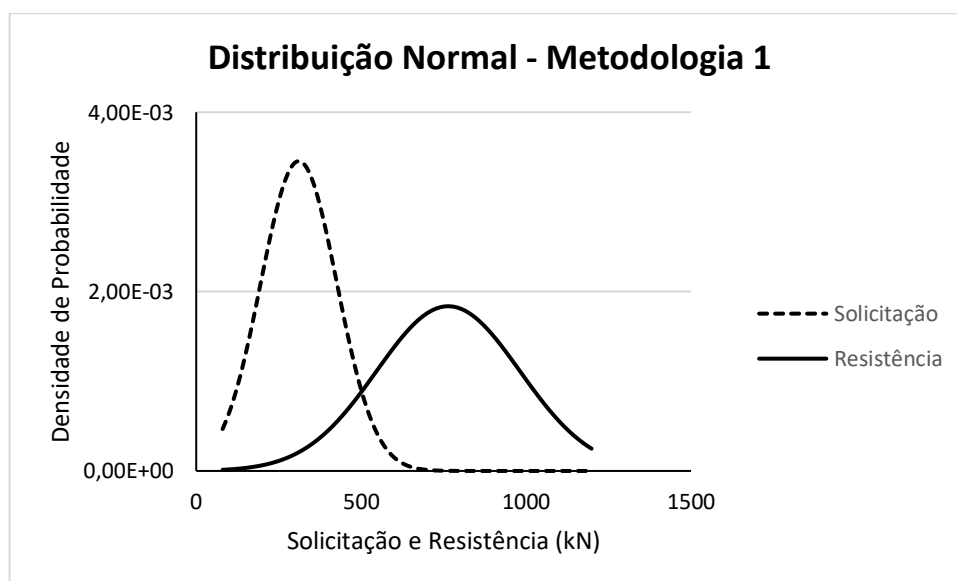


Figura 12 – Curva de distribuição normal de resistência e solicitação para a metodologia 1.

4.5.1.2 MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA (1978) – 1ª METODOLOGIA

A Tabela 37 apresenta as resistências calculadas pelo método Décourt-Quaresma (1975), para todos os furos de sondagem até que sejam atingidos os valores de resistência R calculados pela equação 25. A Tabela 38 traz um resumo da carga admissível obtida para os furos de sondagem determinados a partir da metodologia 1.

Tabela 37 – Resistências pelo método de Décourt-Quaresma (1978).

RESISTÊNCIA TOTAL DO SISTEMA (kN)								
Metodologia 1		Prof. (m)	SP - 01	SP - 02	SP - 03	SP - 04	SP - 05	SP - 06
P _e (kN)	P _a (kN)	1,45	41,98	106,54	31,02	52,94	122,78	52,94
600	1200	2,45	82,11	134,12	90,03	85,14	98,08	63,23
		3,45	117,35	177,95	128,30	120,38	135,83	81,44
		4,45	155,62	264,68	169,61	125,78	215,70	155,11
		5,45	206,97	321,44	170,13	157,99	206,97	173,32
		6,45	211,71	322,35	276,41	459,66	289,87	338,74
		7,45	213,42	408,56	267,68	1130,36	342,80	519,35
		8,45	309,79	736,37	331,04	1766,56	645,01	1044,91
		9,45	398,77	859,00	400,47	-	493,55	1246,19
		10,45	516,39	1017,14	436,90	-	1174,67	-
		11,45	587,53	1302,16	531,94	-	1392,61	-
		12,45	837,56	1461,21	479,77	-	2034,89	-
		13,45	883,47	1773,55	549,21	-	-	-
		14,45	942,85	-	556,98	-	-	-
		15,45	1175,05	-	640,15	-	-	-
		16,45	1333,84	-	1377,13	-	-	-
		17,45	1638,51	-	1656,99	-	-	-
		18,45	-	-	-	-	-	-

Tabela 38 – Comprimentos e Resistências teóricas para a metodologia 1.

Furo de Sondagem	SP - 01	SP - 02	SP - 03	SP - 04	SP - 05	SP - 06
Comprimento Calculado (m)	17	12	17	9	12	10
Carga Admissível (kN)	-	651,08	-	883,28	696,30	623,09

A Tabela 39 apresenta os dados necessários para o cálculo da probabilidade de ruína. Os parâmetros foram obtidos através da aplicação da Metodologia 1.

Tabela 39 – Parâmetros de Resistência e Solicitação obtidos pela Metodologia 1.

Resistência			Solicitação		
Média (kN)	Desvio Padrão (kN)	Coefficiente de Variação (%)	Média (kN)	Desvio Padrão (kN)	Coefficiente de Variação (%)
713,43	117,18	16,42	310,93	115,48	37,14

Com os parâmetros apresentados na Tabela 39, calculou-se a probabilidade de ruína para esta metodologia. Os parâmetros determinados para a análise da probabilidade de ruína estão apresentados na Tabela 40.

Tabela 40 – Resumo da análise da probabilidade de ruína pela Metodologia 1.

Confiabilidade Estatística	
S_K	310,927
R_K	520,681
F_K	1,675
γ_m	1,196
γ_S	1,611
γ_R	1,370
γ_M	0,742
β	2,447
p_F	0,007
$\frac{1}{p_F}$	138,677

Onde: S_K – Solicitação característica; R_K - Resistência característica; F_K – Fator de segurança característico; γ_m . – Fator parcial de minoração da resistência; γ_S . – Fator parcial de variabilidade da solicitação; γ_R . – Fator parcial de variabilidade da resistência; β – Fator de confiabilidade; p_F . – Probabilidade de ruína.

Através da Tabela 40 é possível observar que a probabilidade de ruína apresentada para esta metodologia é igual a $\frac{1}{139}$. Ou seja, a cada 139 estacas, uma entrará em ruína, mantendo-se o fator de segurança igual a 2.

A Figura 13 apresenta as curvas de distribuição normal da solicitação e resistência para a metodologia 1. Através da Figura 13 é possível observar que a área

gerada pela intersecção das duas curvas é menor que a apresentada pela Figura 12, apresentando assim uma menor probabilidade de ruína.

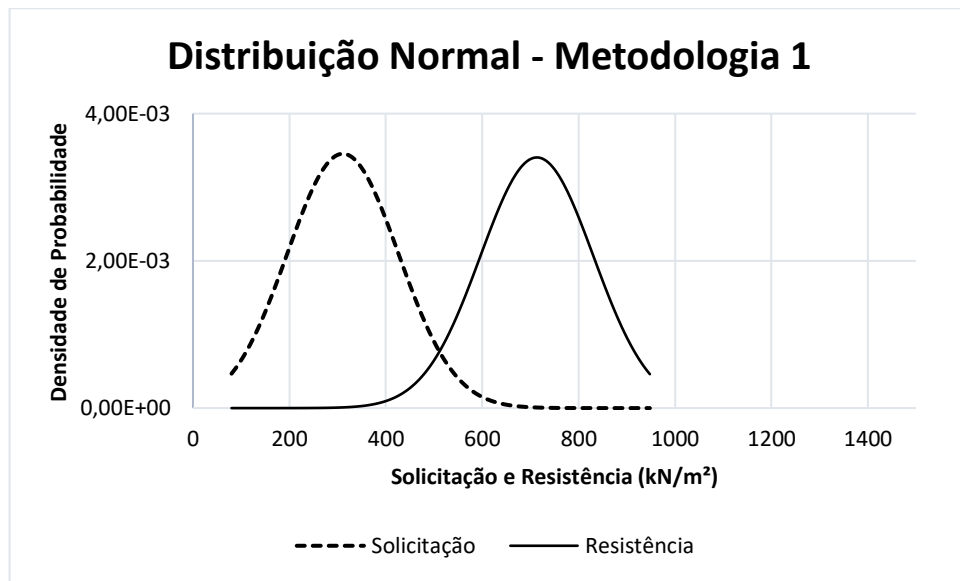


Figura 13 – Curva de distribuição normal de resistência e solicitação para a metodologia 1.

4.5.2 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA – 2ª METODOLOGIA

A segunda metodologia é baseada no comprimento máximo da estaca, por qualquer limitação que possa ocorrer, sendo por conta do equipamento, ou do nível de água no terreno. Segundo a NBR 6122 (2010), as dimensões das estacas pré-fabricadas de concreto podem ir de 15 a 70 cm, no entanto o comprimento máximo das estacas de concreto limita-se a 12 m, para se adequar ao tamanho das carretas que fazem o transporte das fábricas até o canteiro.

Então a análise leva como consideração o comprimento máximo que o elemento estrutural possui, e observa a capacidade de carga referente a este comprimento. Para isto, fixa-se comprimento da estaca e verifica-se a resistência disponível para um dos seis perfis de solo, como mostra a equação 33.

$$L = L_{máx} \rightarrow R \rightarrow P_a = \frac{R}{F_s} \quad Eq. [33]$$

4.5.2.1 MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975) – 2ª METODOLOGIA

A Tabela 42 apresenta os valores de resistência correspondentes à profundidade de 12 m. A Tabela 41 traz um resumo da carga admissível obtida para os furos de sondagem determinados a partir da metodologia 2.

Tabela 41 – Valores de resistência de acordo com a Metodologia 2.

RESISTÊNCIA TOTAL DO SISTEMA (kN)							
Metodologia 2	Prof. (m)	SP - 01	SP - 02	SP - 03	SP - 04	SP - 05	SP - 06
L = 12 metros	1,45	47,11	55,62	91,51	50,24	40,29	47,28
	2,45	70,28	189,26	116,96	102,69	101,87	54,94
	3,45	96,57	241,76	142,42	87,20	172,50	47,09
	4,45	103,34	442,15	115,03	111,34	158,21	160,01
	5,45	164,38	465,14	153,70	280,80	228,84	373,33
	6,45	156,22	601,37	190,61	655,50	265,51	586,65
	7,45	248,71	1039,54	257,72	2148,60	387,09	1781,31
	8,45	333,03	1175,77	324,83	2298,01	535,58	1068,09
	9,45	447,57	1349,74	350,42		1467,26	1146,65
	10,45	512,42	1674,68	438,29		1719,55	
	11,45	767,26	1810,91	360,08		2500,25	
	12,45	804,48	2135,86	427,19			
	13,45	856,16		369,75			
	14,45	1091,53		603,04			
	15,45	1248,30		1581,79			
	16,45	1559,83		1881,13			
	17,45			2180,48			

Tabela 42 – Comprimentos e Resistências teóricas para a metodologia 2.

Sondagem	SP - 01	SP - 02	SP - 03	SP - 04	SP - 05	SP - 06
Comprimento Estaca (m)	12	12	12	9	12	10
Carga Admissível (kN)	383,63	905,45	180,04	1149,00	1250,12	573,32

A Tabela 43 apresenta os dados estatísticos para a cálculo da probabilidade de ruína, com os valores de resistência determinados a partir da Metodologia 2.

Tabela 43 - Parâmetros de Resistência e Solicitação obtidos pela metodologia 2.

Resistência			Solicitação		
Média (kN)	Desvio Padrão (kN)	Coefficiente de Variação (%)	Média (kN)	Desvio Padrão (kN)	Coefficiente de Variação (%)
740,26	429,70	58,05	310,93	115,48	37,14

Através dos parâmetros apresentados na Tabela 43, calculou-se a probabilidade de ruína para esta metodologia. Os parâmetros necessários e o valor da probabilidade de ruína obtido são apresentados na Tabela 44.

Tabela 44 – Resumo da análise da probabilidade de ruína da Metodologia 2.

Confiabilidade Estatística	
S_K	310,927
R_K	33,402
F_K	0,107
γ_m	0,077
γ_S	1,611
γ_R	22,162
γ_M	0,048
β	0,965
p_f	0,167
$\frac{1}{p_f}$	5,977

Onde: S_K – Solicitação característica; R_K - Resistência característica; F_K – Fator de segurança característico; γ_m . – Fator parcial de minoração da resistência; γ_s . – Fator parcial de variabilidade da solicitação; γ_R . – Fator parcial de variabilidade da resistência; β – Fator de confiabilidade; p_F . – Probabilidade de ruína.

A partir da Tabela 44 é possível observar uma probabilidade de ruína elevada, no valor de $\frac{1}{6}$. Ou seja, a cada 6 estacas, uma poderá entrar em ruína.

Na Figura 14 são apresentadas as curvas de distribuição normal da solicitação e resistência para a metodologia 2. Nota-se através da Figura 14 que, assim como na metodologia 1 com dados estimados através do método Aoki-Velloso (1975), existe uma grande variabilidade na estimativa da capacidade de carga, tendo esta variabilidade influenciado negativamente para a probabilidade de ruína do elemento estrutural por esta metodologia dimensionado.

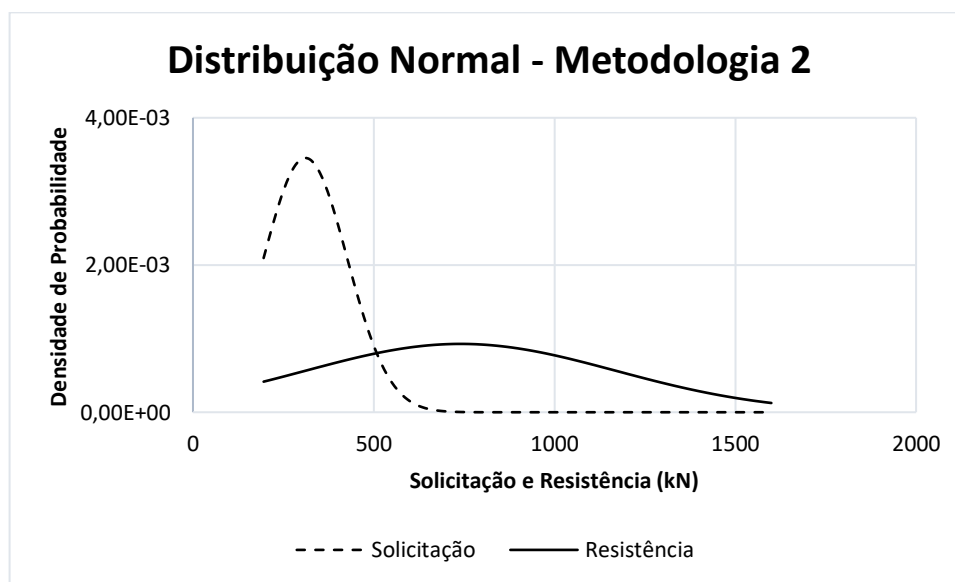


Figura 14 – Curva de distribuição normal de resistência e solicitação para a metodologia 2.

4.5.2.2 MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA (1978) – 2ª METODOLOGIA

A Tabela 46 apresenta os valores de resistência correspondentes à profundidade de 12 m. A Tabela 45 traz um resumo da carga admissível obtida para os furos de sondagem determinados a partir da metodologia 2.

Tabela 45 – Valores de resistência de acordo com a Metodologia 2.

RESISTÊNCIA TOTAL DO SISTEMA (kN)							
Metodologia 2	Prof. (m)	SP - 01	SP - 02	SP - 03	SP - 04	SP - 05	SP - 06
L = 12 metros	1,45	41,98	106,54	31,02	52,94	122,78	52,94
	2,45	82,11	134,12	90,03	85,14	98,08	63,23
	3,45	117,35	177,95	128,30	120,38	135,83	81,44
	4,45	155,62	264,68	169,61	125,78	215,70	155,11
	5,45	206,97	321,44	170,13	157,99	206,97	173,32
	6,45	211,71	322,35	276,41	459,66	289,87	338,74
	7,45	213,42	408,56	267,68	1130,36	342,80	519,35
	8,45	309,79	736,37	331,04	1766,56	645,01	1044,91
	9,45	398,77	859,00	400,47		493,55	1246,19
	10,45	516,39	1017,14	436,90		1174,67	
	11,45	587,53	1302,16	531,94		1392,61	
	12,45	837,56	1461,21	479,77		2034,89	
	13,45	883,47		549,21			
	14,45	942,85		556,98			
	15,45	1175,05		640,15			
	16,45	1333,84		1377,13			
	17,45	1638,51		1656,99			

Tabela 46 – Comprimentos e Resistências teóricas para a metodologia 2.

Sondagem	SP - 01	SP - 02	SP - 03	SP - 04	SP - 05	SP - 06
Comprimento Estaca (m)	12	12	12	9	12	10
Carga Admissível (kN)	293,76	651,08	265,97	883,28	696,30	623,09

A Tabela 47 apresenta os dados estatísticos para a cálculo da probabilidade de ruína, com os valores de resistência determinados a partir da Metodologia 2.

Tabela 47 - Parâmetros de Resistência e Solicitação obtidos pela metodologia 2.

Resistência			Solicitação		
Média (k)	Desvio Padrão (kPa)	Coefficiente de Variação (%)	Média (Kpa)	Desvio Padrão (kPa)	Coefficiente de Variação (%)
568,91	241,75	42,49	310,93	115,48	0,371

Através dos parâmetros apresentados na Tabela 47, calculou-se a probabilidade de ruína para esta metodologia. Os parâmetros necessários e o valor da probabilidade de ruína obtido são apresentados na Tabela 48.

Tabela 48 – Resumo da análise da probabilidade de ruína da Metodologia 2.

Confiabilidade Estatística	
S_K	310,927
R_K	171,228
F_K	0,551
γ_m	0,393
γ_S	1,611
γ_R	3,323
γ_M	0,244
β	0,963
p_F	0,167793
$\frac{1}{p_F}$	5,960

Onde: S_K – Solicitação característica; R_K - Resistência característica; F_K – Fator de segurança característico; γ_m . – Fator parcial de minoração da resistência; γ_s . – Fator parcial de variabilidade da solicitação; γ_R . – Fator parcial de variabilidade da resistência; β – Fator de confiabilidade; p_F . – Probabilidade de ruína.

Nota-se, a partir da Tabela 48, que o cálculo por esta metodologia demonstra uma probabilidade de ruína alta, apresentando uma ruína a cada seis estacas dimensionadas.

Na Figura 15 são apresentadas as curvas de distribuição normal da solicitação e resistência para a metodologia 2. Observa-se na Figura 15 a influência significativa da variabilidade de resistência do solo na curva de resistência, tendo como consequência uma grande área abaixo da interceptação das duas curvas, demonstrando assim uma alta probabilidade de ruína.

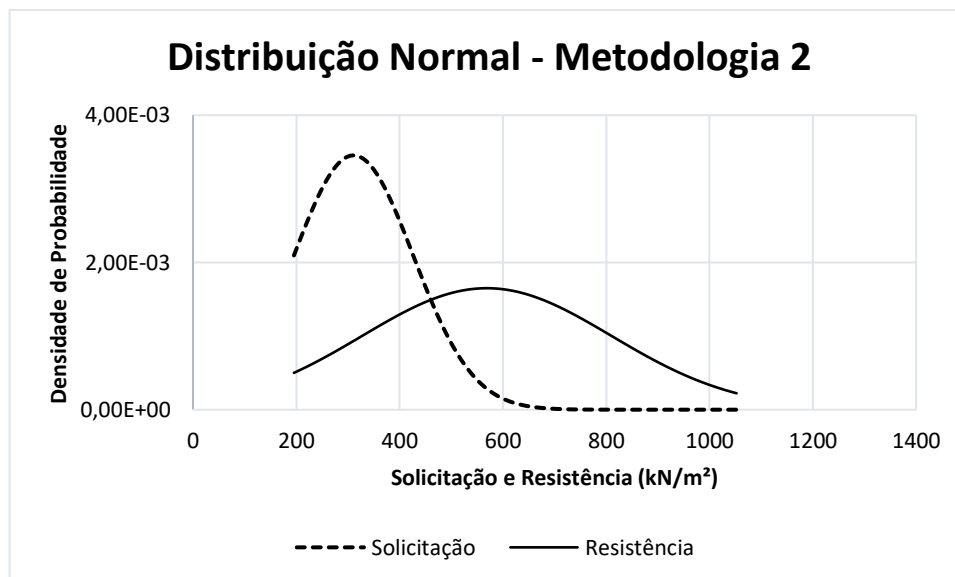


Figura 15 – Curva de distribuição normal de resistência e solicitação para a metodologia 2.

4.5.3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA – 3ª METODOLOGIA

A terceira metodologia proposta por Cintra e Aoki (2010) se baseia na faixa de valores de N_{SPT} de cada tipo de estaca a fim de determinar a profundidade de parada do elemento estrutural. Essa profundidade de parada seria considerada, então, como o comprimento máximo possível. Dessa forma, é possível determinar a capacidade de carga. Esta metodologia é definida pela equação 34:

$$N_{lim} \rightarrow L \rightarrow R \rightarrow P_a = \frac{R}{F_S} \quad Eq. [34]$$

Para a estaca pré-moldada de concreto com diâmetro de 29 cm, o intervalo de N_{SPT} , segundo Cintra e Aoki (2010) é:

$$15 < N_{SPT} < 25$$

Além disso, a Metodologia 3 prevê um limite máximo para a soma dos N_{SPT} 's. De acordo com Cintra e Aoki (2010), este limite é:

$$\sum N_{SPT} = 80$$

4.5.3.1 MÉTODO AOKI-VELLOSO (1975) – 3ª METODOLOGIA

Aplicando a terceira metodologia proposta por Cintra e Aoki (2010) aos dados de capacidade de carga estimados pelo método semi-empírico de Aoki-Velloso (1975) apresentados na Tabela 49, obteve-se um resumo da carga admissível obtida para os furos de sondagem, sendo estes apresentados na Tabela 50.

Tabela 49 – Valores de resistência de acordo com a Metodologia 3.

RESISTÊNCIA TOTAL DO SISTEMA													
Metodologia 3	Prof. (m)	SP - 01		SP - 02		SP - 03		SP - 04		SP - 05		SP - 06	
$15 < N_{SPT} < 25$		N_{SPT}	R (kN)	N_{SPT}	R (kN)	N_{SPT}	R (kN)	N_{SPT}	R (kN)	N_{SPT}	R (kN)	N_{SPT}	R (kN)
$\sum N_{SPT} = 80$	1,45	3	47,11	6	55,62	2	91,51	4	50,24	7	40,29	4	47,28
	2,45	5	70,28	5	189,26	6	116,96	5	102,69	3	101,87	3	54,94
	3,45	6	96,57	6	241,76	7	142,42	6	87,20	4	172,50	3	47,09
	4,45	7	103,34	6	442,15	8	115,03	4	111,34	7	158,21	3	160,01
	5,45	5	164,38	7	465,14	5	153,70	5	280,80	5	228,84	3	373,33
	6,45	4	156,22	6	601,37	7	190,61	17	655,50	8	265,51	8	586,65
	7,45	3	248,71	8	1039,54	5	257,72	32	2148,60	9	387,09	13	1781,31
	8,45	7	333,03	18	1175,77	7	324,83	50	2298,01	15	535,58	44	1068,09
	9,45	10	447,57	20	1349,74	9	350,42	50	-	8	1467,26	47	1146,65
	10,45	14	512,42	23	1674,68	9	438,29	-	-	30	1719,55	43	-
	11,45	15	767,26	30	1810,91	12	360,08	-	-	34	2500,25	-	-
	12,45	25	804,48	32	2135,86	7	427,19	-	-	52	-	-	-
	13,45	23	856,16	39	-	9	369,75	-	-	-	-	-	-
	14,45	22	1091,53	-	-	5	603,04	-	-	-	-	-	-
	15,45	30	1248,30	-	-	7	1581,79	-	-	-	-	-	-
	16,45	33	1559,83	-	-	31	1881,13	-	-	-	-	-	-
17,45	43	-	-	-	37	2180,48	-	-	-	-	-	-	

Tabela 50 – Comprimentos e Resistências teóricas para a metodologia 3.

Sondagem	SP - 01	SP - 02	SP - 03	SP - 04	SP - 05	SP - 06
Comprimento Necessário (m)	13	9	12	8	9	9
Carga Admissível (kN)	402,24	587,88	180,04	1074,30	267,79	534,04

A Tabela 51 apresenta os dados necessários para a cálculo da probabilidade de ruína, parâmetros estes obtidos através da aplicação da Metodologia 3.

Tabela 51 - Parâmetros de Resistência e Solicitação obtidos pela metodologia 3.

Resistência			Solicitação		
Média (kN)	Desvio Padrão (kN)	Coefficiente de Variação (%)	Média (kN)	Desvio Padrão (kN)	Coefficiente de Variação (%)
507,71	317,55	62,54	310,93	115,48	37,14

Através dos parâmetros apresentados na Tabela 51, calculou-se a probabilidade de ruína para esta metodologia. Os parâmetros necessários e o valor da probabilidade de ruína obtido são apresentados na Tabela 52.

Tabela 52 - Resumo da análise da probabilidade de ruína da metodologia 3.

Confiabilidade Estatística	
S_K	310,927
R_K	493,47
F_K	1,587
γ_m	1,134
γ_s	1,611
γ_R	0,972
γ_M	0,745
β	0,582
p_f	0,280
$\frac{1}{p_f}$	3,57

Onde: S_K – Solicitação característica; R_K - Resistência característica; F_K – Fator de segurança característico; γ_m . – Fator parcial de minoração da resistência; γ_s . – Fator parcial de variabilidade da solicitação; γ_R . – Fator parcial de variabilidade da resistência; β – Fator de confiabilidade; p_F . – Probabilidade de ruína.

É possível observar na Tabela 52 que o dimensionamento das fundações se utilizando da metodologia 3 apresenta uma probabilidade de ruína de 28%, sendo este valor elevado mesmo utilizando-se o fator de segurança global requisitado pela NBR 6122 (2010), igual a 2.

A Figura 16 apresenta as curvas de distribuição normal da solicitação e resistência para a metodologia 3. A Figura 16 permite observar a grande área abaixo da interceptação das duas curvas, reafirmando assim a alta probabilidade de ruína presente nesta metodologia. Além disso, a margem de segurança é pequena.

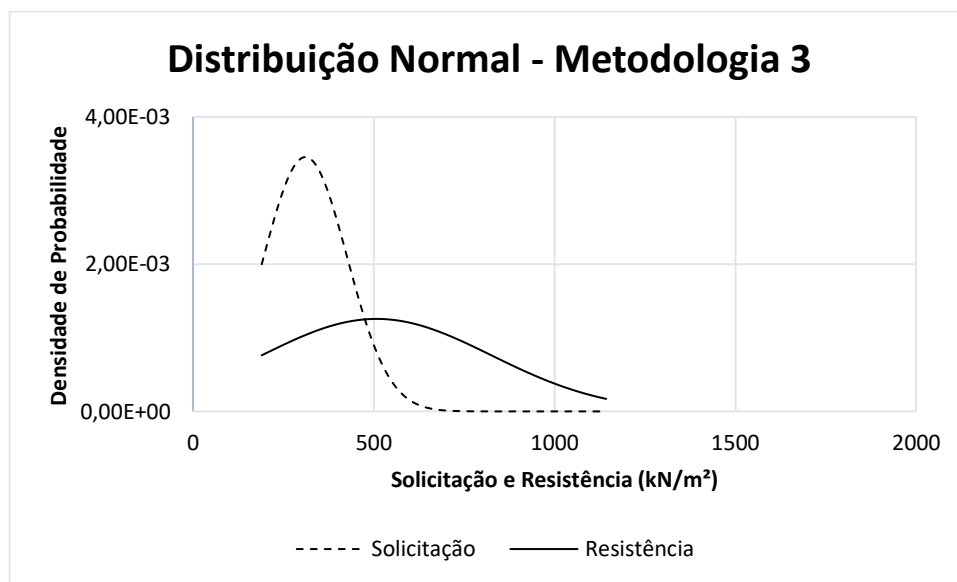


Figura 16 – Curva de distribuição normal de resistência e solicitação para a metodologia 3.

4.5.3.2 MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA (1978) – 3ª METODOLOGIA

Aplicando a terceira metodologia proposta por Cintra e Aoki (2010) aos dados de capacidade de carga estimados pelo método semi-empírico de Décourt-Quaresma (1978), se fez possível obter os valores de resistência apresentados na Tabela 53.

Através dos dados apresentados na Tabela 53, se fez possível construir um resumo da carga admissível obtido para os furos de sondagens além de seus respectivos comprimentos, sendo estes apresentados na Tabela 54.

Tabela 53 - Valores de resistência de acordo com a Metodologia 3.

RESISTÊNCIA TOTAL DO SISTEMA													
Metodologia 3	Prof. (m)	SP - 01		SP - 02		SP - 03		SP - 04		SP - 05		SP - 06	
$15 < N_{SPT} < 25$		N_{SPT}	R (kN)	N_{SPT}	R (kN)	N_{SPT}	R (kN)	N_{SPT}	R (kN)	N_{SPT}	R (kN)	N_{SPT}	R (kN)
$\sum N_{SPT} = 80$	1,45	3	41,98	6	106,54	2	31,02	4	52,94	7	122,78	4	52,94
	2,45	5	82,11	5	134,12	6	90,03	5	85,14	3	98,08	3	63,23
	3,45	6	117,35	6	177,95	7	128,30	6	120,38	4	135,83	3	81,44
	4,45	7	155,62	6	264,68	8	169,61	4	125,78	7	215,70	3	155,11
	5,45	5	206,97	7	321,44	5	170,13	5	157,99	5	206,97	3	173,32
	6,45	4	211,71	6	322,35	7	276,41	17	459,66	8	289,87	8	338,74
	7,45	3	213,42	8	408,56	5	267,68	32	1130,36	9	342,80	13	519,35
	8,45	7	309,79	18	736,37	7	331,04	50	1766,56	15	645,01	44	1044,91
	9,45	10	398,77	20	859,00	9	400,47	-	-	8	493,55	47	1246,19
	10,45	14	516,39	23	1017,14	9	436,90	-	-	30	1174,67	-	-
	11,45	15	587,53	30	1302,16	12	531,94	-	-	34	1392,61	-	-
	12,45	25	837,56	32	1461,21	7	479,77	-	-	50	2034,89	-	-
	13,45	23	883,47	39	1773,55	9	549,21	-	-	-	-	-	-
	14,45	22	942,85	-	-	5	556,98	-	-	-	-	-	-
	15,45	30	1175,05	-	-	7	640,15	-	-	-	-	-	-
	16,45	33	1333,84	-	-	31	1377,13	-	-	-	-	-	-
17,45	43	1638,51	-	-	37	1656,99	-	-	-	-	-	-	

Tabela 54 – Comprimentos e Resistências teóricas para a metodologia 3.

Sondagem	SP - 01	SP - 02	SP - 03	SP - 04	SP - 05	SP - 06
Comprimento Necessário (m)	13	9	12	7	9	9
Carga Admissível (kN)	418,78	368,19	265,97	229,83	322,505	522,45

A Tabela 55 apresenta os dados necessários para a cálculo da probabilidade de ruína, parâmetros estes obtidos através da aplicação da Metodologia 3.

Tabela 55 - Parâmetros de Resistência e Solicitação obtidos pela metodologia 3.

Resistência			Solicitação		
Média (kN)	Desvio Padrão (kN)	Coefficiente de Variação (%)	Média (kN)	Desvio Padrão (kN)	Coefficiente de Variação (%)
354,62	106,70	30,09	310,93	115,48	0,371

Através dos parâmetros apresentados na Tabela 55, calculou-se a probabilidade de ruína para esta metodologia. Os parâmetros necessários e o valor da probabilidade de ruína obtido são apresentados na Tabela 56.

Tabela 56 - Resumo da análise da probabilidade de ruína da metodologia 3.

Confiabilidade Estatística	
S_K	310,927
R_K	179,090
F_K	0,576
γ_m	0,411
γ_s	1,611
γ_R	1,980
γ_M	0,255
β	0,278
p_f	0,3905
$\frac{1}{p_f}$	2,561

Onde: S_K – Solicitação característica; R_K - Resistência característica; F_K – Fator de segurança característico; γ_m . – Fator parcial de minoração da resistência; γ_s . – Fator parcial de variabilidade da solicitação; γ_R . – Fator parcial de variabilidade da resistência; β – Fator de confiabilidade; p_F . – Probabilidade de ruína.

É possível observar através da Tabela 56 que o dimensionamento das fundações através desta metodologia apresentaria uma probabilidade de ruína de $\frac{1}{2,56}$, ou seja, a cada 3 estacas, uma entraria em ruína, apesar da utilização de um fator de segurança global igual a 2, como requisitado pela NBR 6122 (2010).

A Figura 17 apresenta as curvas de distribuição normal da solicitação e resistência para a metodologia 3. Nota-se a proximidade das curvas de resistência e solicitação, apresentando assim praticamente nenhuma margem de segurança, caracterizando a alta probabilidade de ruína demonstrada na Tabela 56.

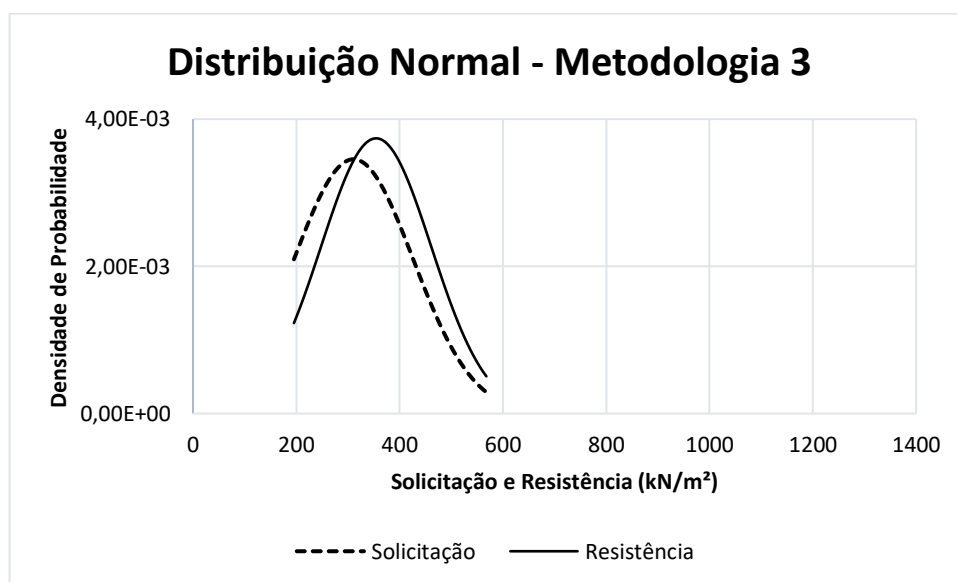


Figura 17 – Curva de distribuição normal de resistência e solicitação para a metodologia 3.

4.6 ANÁLISE DA CONFIABILIDADE – VERIFICAÇÃO NO PROJETO EXECUTADO

Sabe-se que o projeto analisado neste trabalho foi executado com estacas pré-moldadas de concreto, com 13 m de comprimento.

As Tabelas 19, 20, 21, 22, 23 e 24 apresentam os valores de resistência correspondentes à profundidade de 13 metros calculadas a partir do método Aoki-Velloso (1975). As Tabelas 26, 27, 28, 29, 30 e 31 apresentam os valores de resistência correspondentes à profundidade de 13 metros calculadas a partir do método Décourt-Quaresma (1978).

4.6.1 VERIFICAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS POR AOKI-VELLOSO (1975)

A Tabela 57 traz um resumo da carga admissível obtida para o comprimento de estaca utilizado no projeto, capacidades estas determinadas pelo método de Aoki-Velloso (1975).

A Tabela 58 apresenta os parâmetros de resistência e solicitação obtidos para o projeto executado.

Tabela 57 - Comprimentos e Resistências teóricas para o comprimento utilizado no projeto.

Sondagem	SP - 01	SP - 02	SP - 03	SP - 04	SP - 05	SP - 06
Comprimento Necessário (m)	13	9	12	7	9	9
Carga Admissível (kN)	804,48	2135,86	427,19	2298	2500,25	1146,65

Tabela 58 - Parâmetros de Resistência e Solicitação obtidos para o projeto executado.

Resistência			Solicitação		
Média (kN)	Desvio Padrão (kN)	Coefficiente de Variação (%)	Média (kN)	Desvio Padrão (kN)	Coefficiente de Variação (%)
1552,07	870,04	56,07	310,93	115,48	37,14

Através dos parâmetros apresentados na Tabela 58, se fez possível obter a probabilidade de ruína para o projeto executado. Os parâmetros necessários e o valor da probabilidade de ruína obtido são apresentados na Tabela 59.

Tabela 59 - Parâmetros de Resistência e Solicitação obtidos para o projeto executado.

Confiabilidade Estatística	
S_K	310,927
R_K	120,849
F_K	0,389
γ_m	0,278
γ_s	1,611
γ_R	12,843
γ_M	0,172
FS	5
β	1,414
p_f	0,0787
$\frac{1}{p_f}$	12,71

Onde: S_K – Solicitação característica; R_K - Resistência característica; F_K – Fator de segurança característico; γ_m . – Fator parcial de minoração da resistência; γ_s . – Fator parcial de variabilidade da solicitação; γ_R . – Fator parcial de variabilidade da resistência; FS – Fator de segurança global; β – Fator de confiabilidade; p_f . – Probabilidade de ruína.

Através da Tabela 59 se observa uma alta probabilidade de ruína obtida para o comprimento de estaca executado neste projeto, onde a cada 13 estacas uma entrará em ruína. A Figura 18 apresenta a curva de distribuição normal de resistência e solicitação para o projeto executado.

Pode-se observar na curva de resistência apresentada na Figura 18 que o terreno onde a obra foi executada apresenta uma alta variabilidade nas resistências. Devido a esta grande variabilidade se observa uma significativa probabilidade de ruína, através da observação da área abaixo da intercepção das duas curvas.

É importante observar que esta alta probabilidade de ruína acontece apesar do valor médio de resistência ser igual a 1552,07 kN e o valor médio de solicitação ser igual a 310,93 kN, além de um fator de segurança igual a 5, como apresentado nas Tabelas 58 e 59. Atribui-se a este fato a variabilidade de capacidade de carga

apresentada pelos furos de sondagem. O SP-03, por exemplo, apresenta 427,19 kN de capacidade de carga aos 13 m de profundidade (Tabela 57), valor este significativamente distante da média obtida quando em conjunto com os outros furos de sondagem.

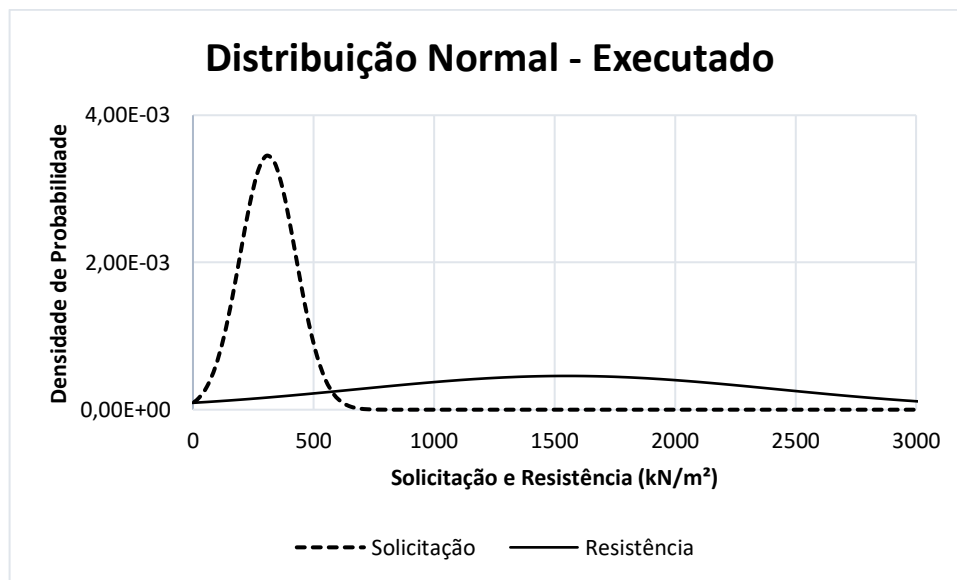


Figura 18 – Curva de distribuição normal de resistência e solicitação para o projeto executado para dados obtidos por Aoki-Velloso (1975).

4.6.2 VERIFICAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS POR DÉCOURT-QUARESMA (1978)

A Tabela 60 traz um resumo da carga admissível obtida para o comprimento de estaca utilizado no projeto, capacidades estas determinadas pelo método de Décourt-Quaresma (1978)

A Tabela 61 apresenta os parâmetros de resistência e solicitação obtidos para o projeto executado.

Tabela 60 - Comprimentos e Resistências teóricas para o comprimento utilizado no projeto.

Sondagem	SP - 01	SP - 02	SP - 03	SP - 04	SP - 05	SP - 06
Comprimento Necessário (m)	13	9	12	7	9	9
Carga Admissível (kN)	418,78	368,19	265,97	229,83	322,505	522,45

Tabela 61 - Parâmetros de Resistência e Solicitação obtidos para o projeto executado.

Resistência			Solicitação		
Média (kN)	Desvio Padrão (kN)	Coefficiente de Variação (%)	Média (kN)	Desvio Padrão (kN)	Coefficiente de Variação (%)
1304,36	578,47	44,35	310,93	115,48	37,14

Através dos parâmetros apresentados na Tabela 61, obteve-se a probabilidade de ruína para o projeto executado. Os parâmetros necessários e o valor da probabilidade de ruína obtido são apresentados na Tabela 62.

Tabela 62 - Parâmetros de Resistência e Solicitação obtidos para o projeto executado.

Confiabilidade Estatística	
S_K	310,927
R_K	352,78
F_K	1,135
γ_m	0,810
γ_s	1,611
γ_R	3,697
γ_M	0,503
FS	4,195
β	1,684
p_f	0,046
$\frac{1}{p_f}$	21,74

Onde: S_K – Solicitação característica; R_K - Resistência característica; F_K – Fator de segurança característico; γ_m . – Fator parcial de minoração da resistência; γ_s . – Fator parcial de variabilidade da solicitação; γ_R . – Fator parcial de variabilidade da resistência; FS – Fator de segurança global; β – Fator de confiabilidade; p_f . – Probabilidade de ruína.

Através da Tabela 62, observa-se uma probabilidade de ruína igual a 0,046 para a estimativa de resistência pelo método Décourt-Quaresma (1978), o que indica que a cada 22 estacas, uma entrará em ruína.

Assim como observado na probabilidade de ruína realizada com os dados de capacidade de carga pelo método Aoki-Velloso (1975), esta alta probabilidade de ruína obtida para o projeto executado se dá pela grande variabilidade de resistências obtidas nos furos de sondagem no terreno de construção da edificação.

A Figura 19 apresenta a curva de distribuição normal de resistência e solicitação para o projeto executado e na mesma é possível observar a variabilidade citada anteriormente. Assim como apresentado pelas resistências obtidas pelo método Aoki-Velloso (1975), a área abaixo da interceptação das duas curvas é alta, denotando assim uma alta probabilidade de ruína para a estimativa de resistências pelo método Décourt-Quaresma (1978).

Vale salientar que o método apresentou uma estimativa de 1304,36 kN para a capacidade de carga média e um fator de segurança aproximadamente 4,2, como apresentado nas Tabelas 61 e 62.

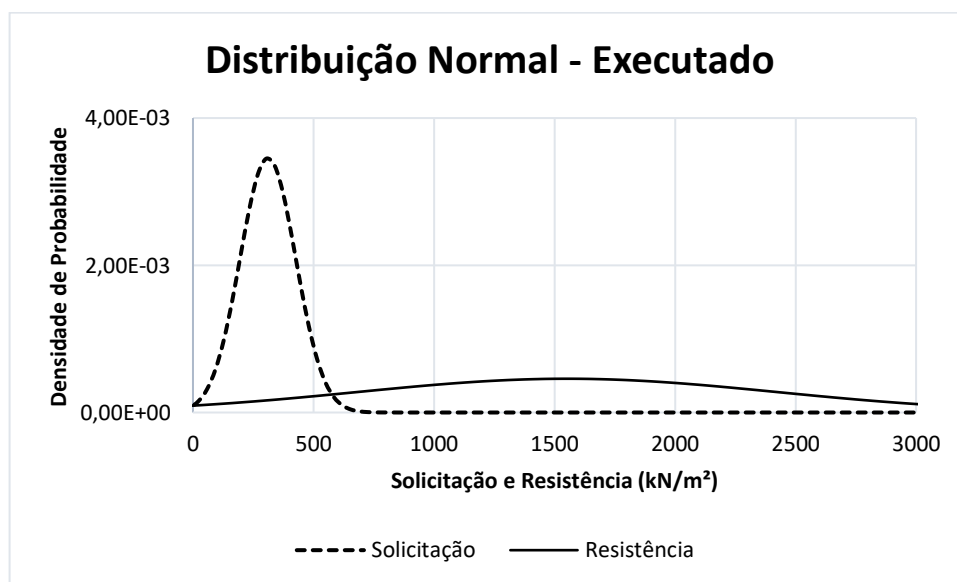


Figura 19 – Curva de distribuição normal de resistência e solicitação para o projeto executado para dados obtidos por Décourt-Quaresma (1978).

5. ANÁLISES DOS RESULTADOS

Neste trabalho, foram utilizados os métodos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga propostos por Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) e, para a análise da probabilidade de ruína, as 3 metodologias propostas por Cintra e Aoki (2010). As probabilidades de ruína observadas a partir das estimativas da capacidade de carga determinadas pelos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) apresentaram diferenças significativas, tanto entre as 3 metodologias de dimensionamento de fundações propostas por Cintra e Aoki (2010) como entre si.

Com base nos resultados obtidos e apresentados, expõem-se algumas análises importantes para justificar tais resultados.

1) Quanto à importância de se considerar o tipo de solo e o seu perfil geotécnico:

Por utilizar o N_{SPT} médio ao longo do fuste da estaca para estimativa da capacidade de carga lateral, o método proposto por Décourt-Quaresma (1978) consegue reduzir a grande variabilidade de resistência apresentada ao longo da estaca gerada devido a heterogeneidade do solo, se tornando um método que apresenta dados conservadores em suas estimativas. O mesmo não ocorre na estimativa de capacidade de carga utilizando-se do método proposto por Aoki-Velloso (1975), onde foi observado uma grande variabilidade da capacidade de carga entre uma camada de solo e as demais em profundidade.

Comprovando mais uma vez o viés conservador das estimativas propostas por Décourt-Quaresma (1978), a capacidade de carga média apresentada para as análises feitas utilizando-se deste método apresentaram valores menores que os obtidos pelas estimativas utilizando-se do método proposto por Aoki-Velloso (1975). Exatamente por esse fato, ao estimar menores capacidades de carga para os furos de sondagem executado, as estimativas obtidas através do método Décourt-Quaresma (1978) apresentaram menores probabilidades de ruína que as estimativas obtidas através do método Aoki-Velloso (1975).

Com base nos resultados obtidos e apresentados, expõem-se as conclusões para as diferenças consideráveis obtidas para os métodos semi-empíricos utilizados neste trabalho.

2) Quanto as estimativas de resistência lateral da estaca:

- O método semi-empírico proposto por Décourt-Quaresma (1978) propõe a utilização do N_{SPT} médio ao longo de todo o fuste da estaca, enquanto o método proposto por Aoki-Velloso (1975) propõe a utilização do N_{SPT} médio ao longo da camada penetrada. Esta diferença se justifica quando o SPT atravessa camadas de solo diferentes, as estimativas de capacidade de carga lateral obtidas através da utilização do método Aoki-Velloso (1975) apresentem uma maior variabilidade que os dados obtidos através do método Décourt-Quaresma (1978);
- O método semi-empírico proposto por Aoki-Velloso (1975) utiliza-se do N_{SPT} , e do coeficiente característico do solo (K) em conjunto com o fator de correção F_2 , visto que este método foi inicialmente criado para a utilização de dados obtidos através de ensaios de penetração estática CPT, para a estimativa da capacidade de carga lateral da estaca. Esta proposta para a estimativa da capacidade de carga lateral apresenta valores significativamente distintos se comparado à proposta apresentada pelo método de Décourt-Quaresma (1978), que foi criado para dados exclusivamente de ensaio SPT e por isso utiliza-se o N_{SPT} ao longo do fuste para realizar sua estimativa.

3) Quanto as estimativas de resistência de ponta da estaca:

O método proposto por Aoki-Velloso (1975) utiliza-se do fator de correção F_1 para, mais uma vez, em conjunto com o coeficiente característico do solo (K) e o N_{SPT} estimar a capacidade de carga de ponta do elemento estrutural de fundação. O método proposto por Décourt-Quaresma (1978) utiliza-se do N_{SPT} em conjunto com o coeficiente característico do solo (C) para estimar a capacidade de carga de ponta, visto que o mesmo foi criado para trabalhar com dados de ensaio SPT. Ao penetrar camadas arenosas, o modelo proposto por Aoki-Velloso (1975) majora a capacidade de carga consideravelmente, enquanto a metodologia proposta por Décourt-Quaresma (1978) se mantém conservadora na mesma situação.

4) Quanto à importância de se considerar o tipo de solo e a heterogeneidade do perfil geotécnico:

O terreno onde foi implantada a obra deste trabalho apresentou grandes mudanças de resistência, tanto ao longo de sua profundidade como entre seus

furos de sondagem. As primeiras camadas de solo apresentaram baixa capacidade de carga, isso se modifica com o tipo de solo apresentado a partir dos 7 m de profundidade. Os furos de sondagem SP-02; SP-04; SP-05 e SP-06 apresentaram características próximas de resistência, diferentemente dos furos de sondagem SP-01 e SP-03, tendo estes apresentando baixa capacidade de carga até os 15 m de profundidade. Diante desta grande variabilidade apresentada dentro de um mesmo terreno, refuta-se a importância do estudo geotécnico para execução de quaisquer obras de engenharia. Os métodos semi-empíricos utilizados neste trabalho se utilizam diretamente de dados obtidos nos ensaios de SPT, portanto a quantidade e qualidade destes dados são de suma importância para obtenção de melhores estimativas de capacidade de carga e, conseqüentemente, projetos de fundações mais eficientes.

5) Quanto a alta probabilidade de ruína apresentada:

Os resultados obtidos demonstraram altas probabilidades de ruína, fato esse causado pelas metodologias utilizadas, além dos valores de capacidade de carga estarem reduzidos pelo fator de segurança requisitado pela NBR 6122 (2010), sendo este fator de segurança igual a dois, reduzindo assim pela metade a capacidade de carga obtida através do ensaio de sondagem. Estes fatos fizeram com que as curvas de solicitação e resistência ficassem próximas, aumentando assim a área de interseção entre as curvas, conseqüentemente aumentando consideravelmente a probabilidade de ruína.

6. CONCLUSÃO

Os projetistas utilizam, em sua grande maioria, o Método da Carga Admissível na realização de projetos de fundações. Porém, esse trabalho demonstrou que a análise da capacidade de carga de uma fundação através da aplicação de um coeficiente de segurança global não é suficiente para garantir a segurança dos elementos projetados.

Diante deste fato, a Teoria da Confiabilidade pode ser aplicada nos projetos de fundações, por sua colaboração com a segurança e um melhor entendimento a respeito do desempenho da edificação ao dimensionar seus elementos de fundação.

Este trabalho demonstrou, através de dados reais, que o coeficiente de segurança de uma obra de fundação não pode ser desvinculado da probabilidade de ruína a ele inerente.

Tendo em vista a análise apresentada neste trabalho, a utilização de probabilidade de ruína, com seu respectivo parâmetro de confiabilidade (β), demonstra ser a garantia de uma maior segurança em projetos de fundações. As informações detalhadas obtidas ao se utilizar este método trazem, além do ganho relacionado a segurança, com o uso da análise de confiabilidade, possíveis reduções dos custos de fundações sem comprometer a segurança, ao observar a probabilidade de ruína e mantê-la em um nível aceitável.

6.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

O tema abordado neste trabalho é de grande importância e merece ser aperfeiçoado através de pesquisas futuras. Dito isso, segue sugestões que podem ser realizadas:

- 1) Sugere-se o uso dos conceitos da Teoria da Confiabilidade em estudos que envolvam os estados limites de serviço. Com a utilização desta teoria, as análises de recalque, por exemplo, poderiam trazer estimativas mais precisas e correlacionar a magnitude do recalque com a probabilidade de ruína a ele associado;

- 2) Sugere-se o uso dos conceitos da Teoria da Confiabilidade em estudos que envolvam estacas pré-fabricadas de aço, visto que este material é de grande utilização e verificar a utilização desta teoria junto a este material seria de suma importância;
- 3) Outra sugestão considerada é a do uso dos conceitos da Teoria da Confiabilidade em estudos que envolvam estacas confeccionadas *in loco*. Sabe-se que este elemento estrutural é muito difundido no Brasil e observar seu comportamento frente a confiabilidade seria oportuno.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, U. R. **Estacas pré-moldadas**. In: HACHICH et al. (eds.). *Fundações: teoria e prática*. 2. Ed. São Paulo: Pini, 1998a. p. 373-399.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: **Projeto e Execução de Fundações**: Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: **Ações e Seguranças nas Estruturas**: Rio de Janeiro, 2003.

ANG, A. H-S.; TANG, W. H. **Probability concepts in engineering planning and design**: decision, risk and reliability. New York: John Wiley, vol. 2, 1984.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **An Approximate to estimate the bearing capacity of piles**. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. *Proceedings...* Buenos Aires 1975. V. 1. P. 367 – 376.

CARDOSO, A. S.; FERNANDES, M. M. **Characteristic values of ground parameters and probability of failure in design according to Eurocode 7**. *Geotechnique*, v. 51, n. 6, p. 519-531, 2001.

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

CONSOLI, N. C.; MILITITSKY, J.; SCHINAID, F. **Patologias das Fundações**. 1ª. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2005. P. 191.

DECOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores do SPT**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., Rio de Janeiro, 1978. *Anais*, Rio de Janeiro: ABMS, 1978. P.45 – 53.

FREUDENTHAL A. M. (1975). **Structural Safety, Reliability and Risk Assessment**. In: Japan-U.S. Joint Seminar on Reliability Approach in Structural Engineering, 1974, Tokyo.

GOBLE, G. G. **LRFD design codes for pile foundations** – A review. Application of Stress-Wave Theory to Piles, Niyama & Beim (eds), Balkema, Rotterdam, pp. 305 – 311.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações** – Teoria e Prática. In: NÁPOLES NETO, Antonio D. F. **História das Fundações** – Uma breve história das fundações. 2 ed. São Paulo: PINI, 1998, P. 751.

JOPPERT JR., Ivan. **Fundações e Contensões de Edifícios – Qualidade total na gestão do projeto e execução**. São Paulo: Pini, 2007.

MARCHEZINI, S. F.. **Comparação entre métodos estáticos e dinâmicos de previsão de capacidade de carga em estacas assentes em solo tropical**. 2013. 171 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

MEYERHOF, G. G. **Safety factors in soil mechanics**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 7., 1969, México. Proceedings... México. v. 3. p. 479-481.

OLIVEIRA, S. K. F. **Contribuição ao estudo da verificação da segurança das fundações profundas**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 106 p. + anexos. São Carlos, 1998.

RIGONATTO, Marcelo. **"Coeficiente de variação"**; Brasil Escola. Disponível em <<http://brasilecola.uol.com.br/matematica/coeficiente-variacao.htm>>. Acesso em 8 de dezembro de 2017.

R Core Team. **R: A language and environment for statistical computing. R Foundation for Statistical Computing**, Vienna, Austria, 2017. Disponível em: <<https://www.R-project.org/>>. Acesso em 07 dez 2017.

SILVA, Fernanda Cristina. **Análise de Segurança e Confiabilidade de Fundações Profundas em Estacas**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2003.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. 2 ed. New York: John Willey & Sons, 1967.

VELLOSO, Dirceu de.A.; LOPES, Francisco de.R. **Fundações – critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011

Velloso, Dirceu de A.; Lopes, Francisco de R. – **Fundações, V.2**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VELLOSO, D. A.; AOKI, N; SALAMONI, J. A. **Fundações para silo vertical de 100.000 t no porto de Paranaguá**. In: 6º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES – CBMSEF, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABMS/ABEF, 1978.

8. ANEXOS

8.1 ANEXO 1 – RELATÓRIO DE SONSAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT).

Os boletins de sondagem utilizados na análise deste trabalho estão apresentados nas Figuras A.1, A.2, A.3, A.4, A.5 e A.6, contendo respectivamente os furos de sondagem SP-01, SP-02, SP-03, SP-04, SP-05 e SP-06.

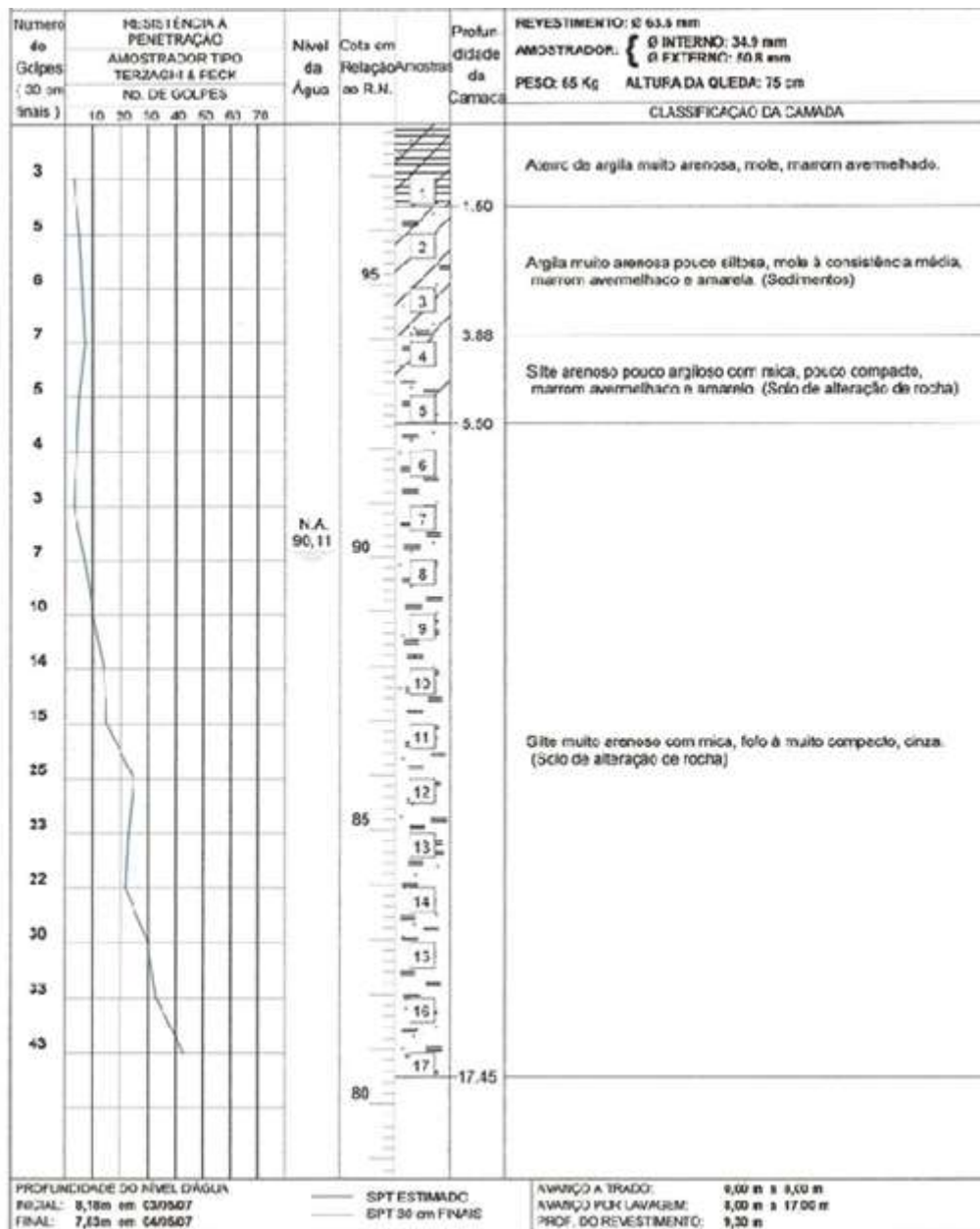


Figura A.1 – Caracterização geotécnica através do Ensaio SPT para o furo de sondagem 01.

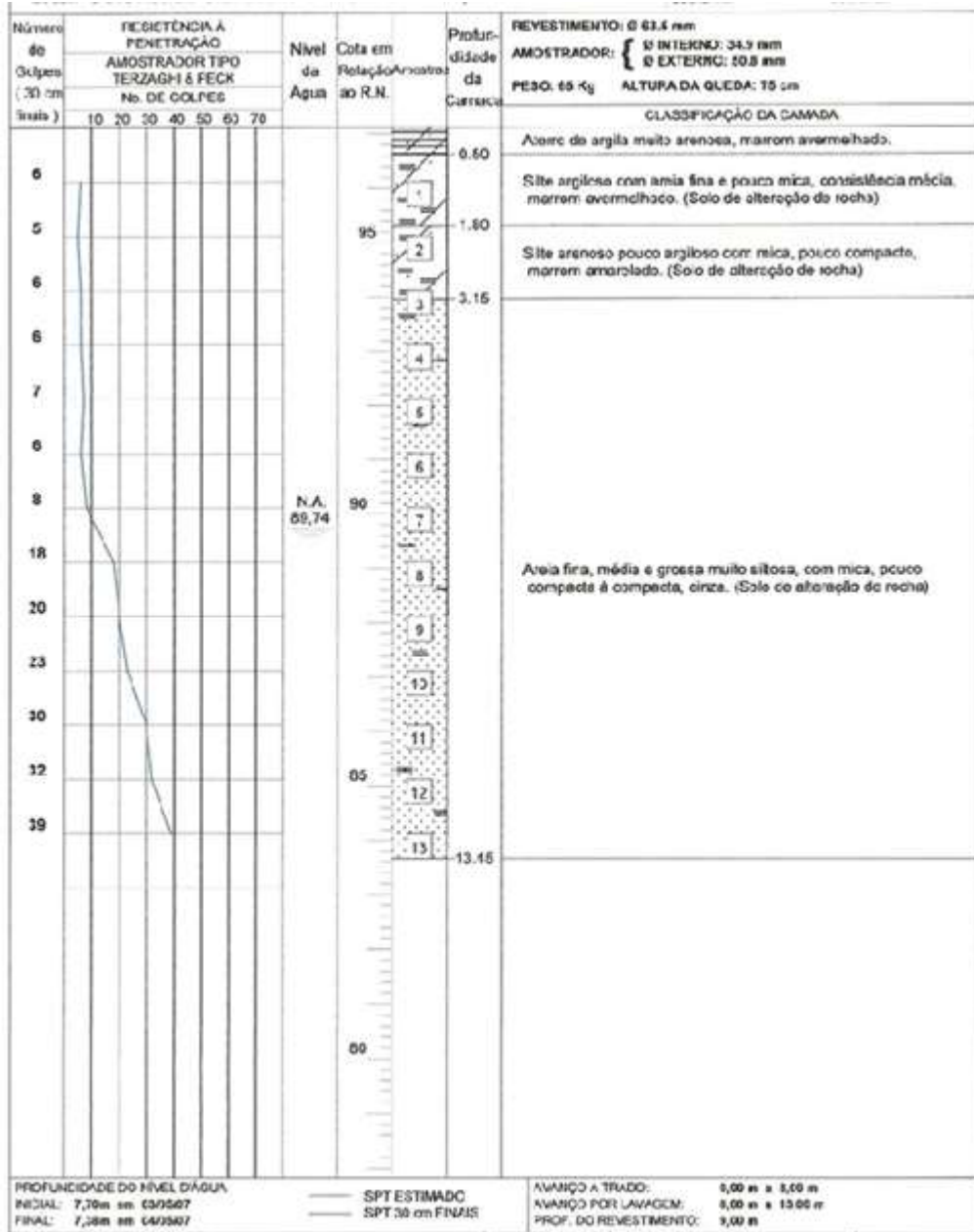


Figura A.2 – Caracterização geotécnica através do Ensaio SPT para o furo de sondagem 02.

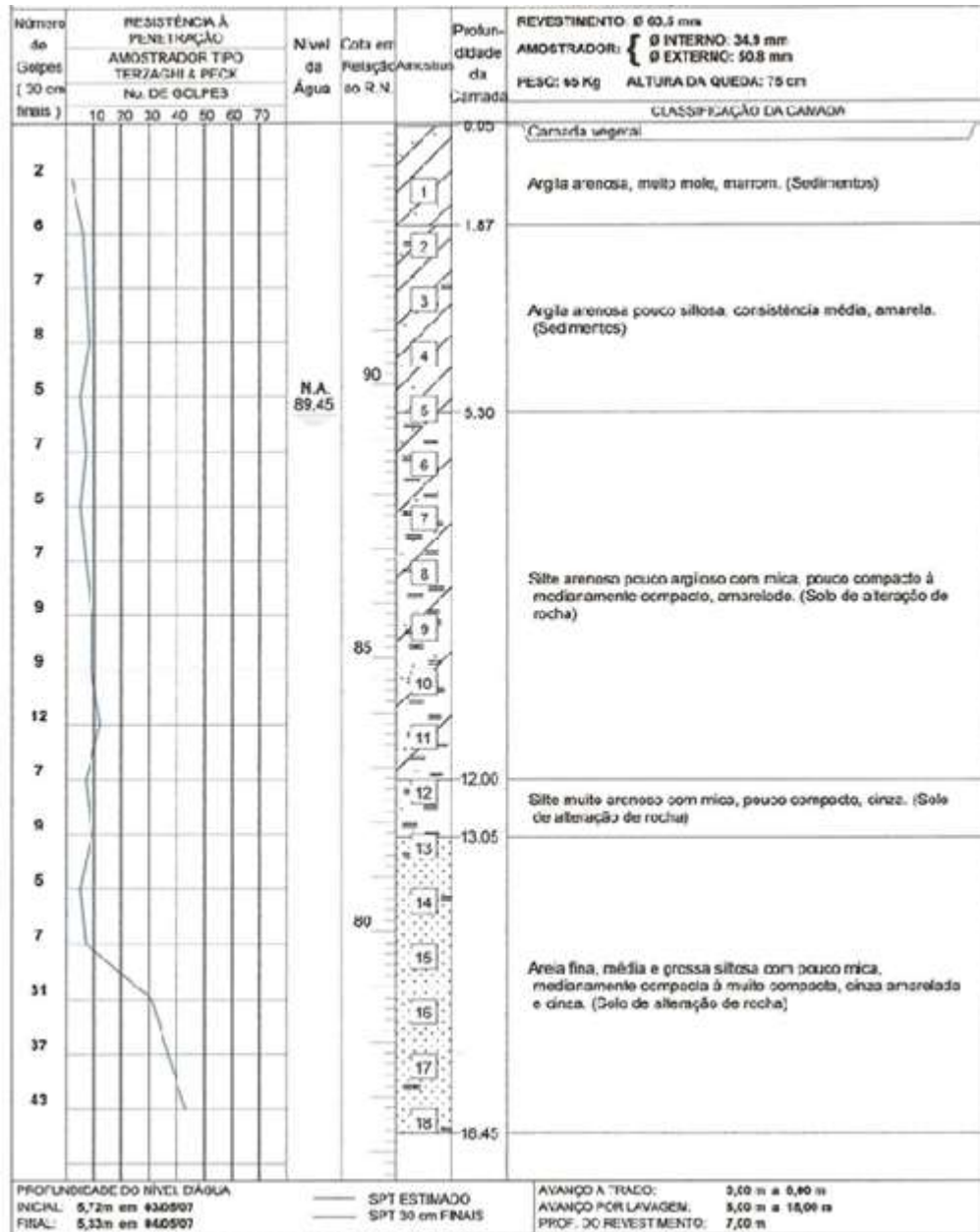


Figura A.3 – Caracterização geotécnica através do Ensaio SPT para o furo de sondagem 03.

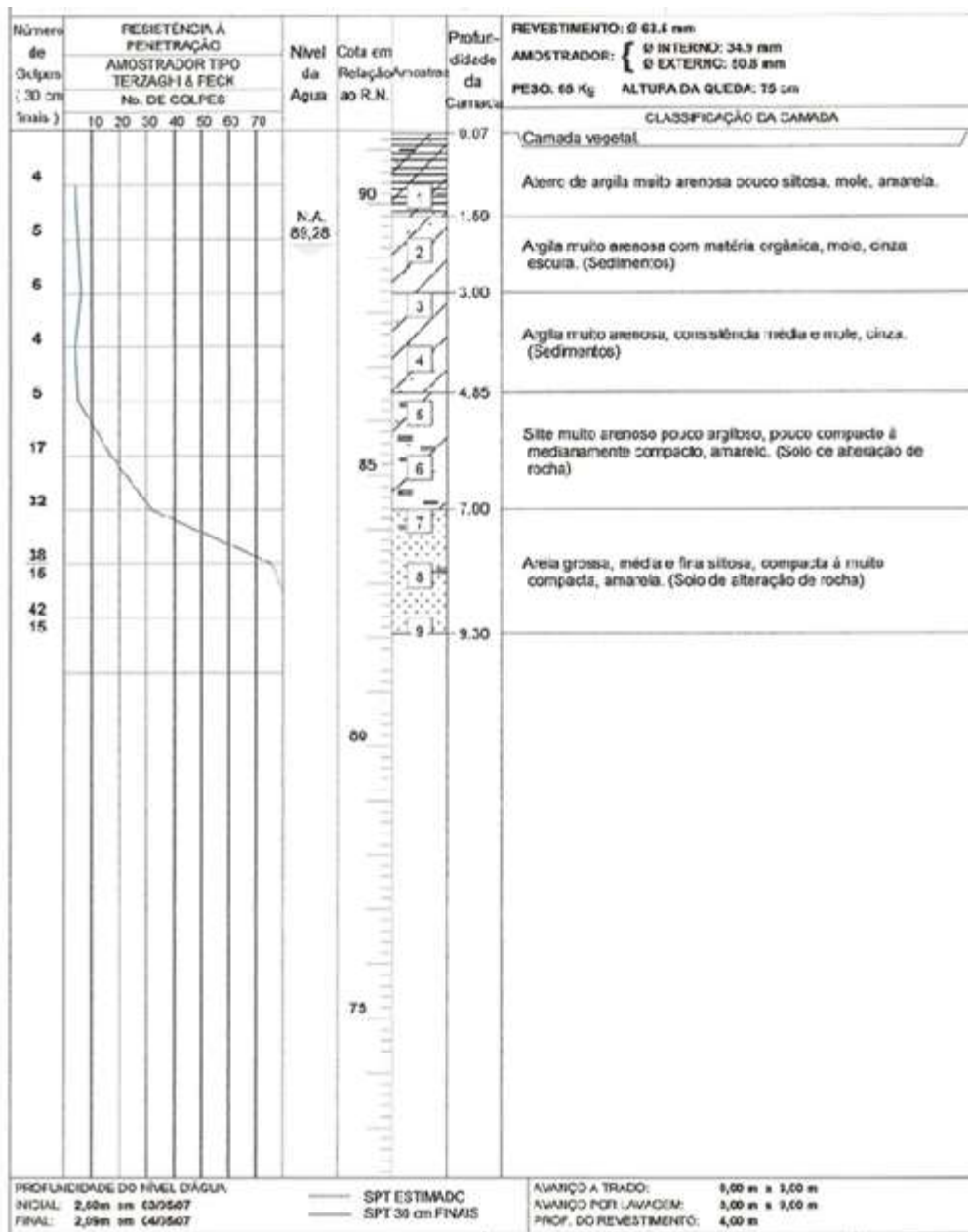


Figura A.4 – Caracterização geotécnica através do Ensaio SPT para o furo de sondagem 04.

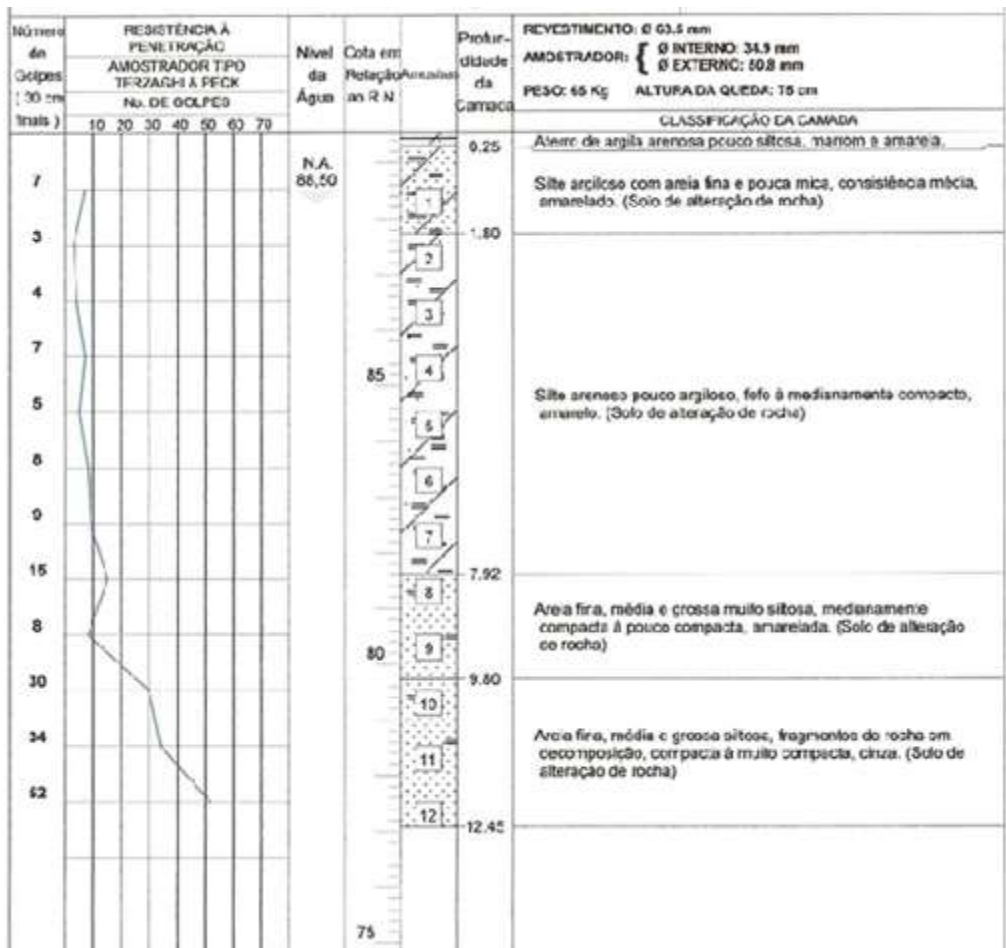


Figura A.5 – Caracterização geotécnica através do Ensaio SPT para o furo de sondagem 05.

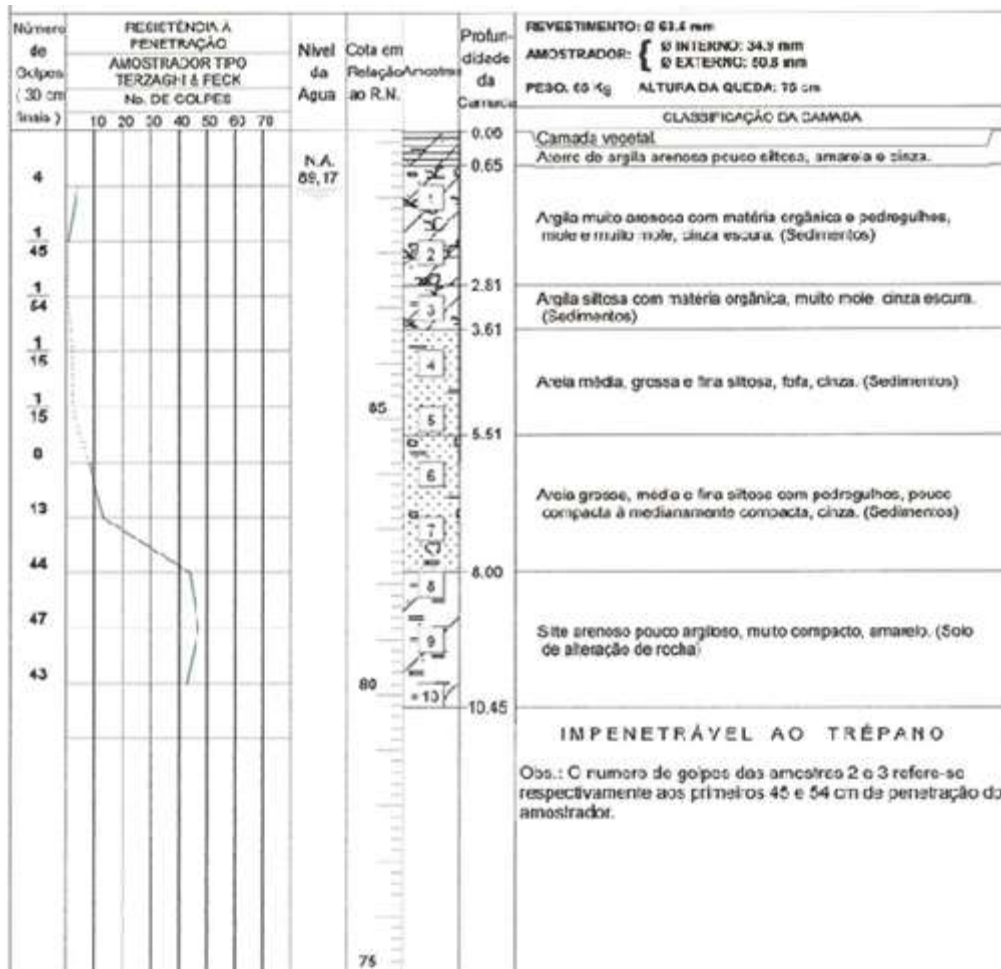


Figura A.6 – Caracterização geotécnica através do Ensaio SPT para o furo de sondagem 06.

8.2 ANEXO 2 – ANÁLISE DE NORMALIDADE DOS DADOS

Os testes de normalidade foram realizados no software R (R CORE TEAM, 2017) por meio do Kolmogorov-Smirnov (nível de significância = 0,95) e pelo teste de Shapiro-Wilk (nível de significância = 0,95). Ao aplicar o teste de Kolmogorov-Smirnov, para os dados da variável ‘Solicitação’ (Dados de solicitação dos pilares para o projeto analisado neste trabalho), observou-se que o resultado apresenta p-value um pouco maior que 0,05 (Figura A.7). Isso indica que os dados são ligeiramente governados por uma distribuição normal.

```
> t1=ks.test(solicitacao,"pnorm",media,desvio)
Warning message:
In ks.test(solicitacao, "pnorm", media, desvio) :
  ties should not be present for the Kolmogorov-Smirnov test
> t1

      One-sample Kolmogorov-Smirnov test

data:  solicitacao
D = 0.12341, p-value = 0.07454
alternative hypothesis: two-sided
```

Figura A.7 – Teste de Kolmogorov-Smirnov para os dados da variável ‘Solicitação’

No que tange ao resultado para o teste de normalidade para a variável ‘resistência 1’, que tem como definição os dados de capacidade de carga obtidos através dos métodos semi-empíricos propostos por Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) aplicados na metodologia 1 proposta por Cintra e Aoki (2010), constatou-se, por meio do teste de Shapiro-Wilk, que os dados seguem uma distribuição normal, pois apresentam p-value muito maior que 0,05 (Figura A.8).

```
> shapiro.test(resistencial)

      Shapiro-Wilk normality test

data:  resistencial
W = 0.9923, p-value = 0.9689
```

Figura A.8 – Teste de Shapiro-Wilk para os dados da variável ‘resistência 1’

Já o resultado relativo ao teste de normalidade para a variável 'resistência 2', sendo esta os dados de capacidade de carga obtidos através dos métodos semi-empíricos propostos por Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) aplicados na metodologia 2 proposta por Cintra e Aoki (2010), constata que os dados se distribuem normalmente ($p\text{-value} > 0,05$). Esta confirmação é apresentada na (Figura A.9).

```
> shapiro.test(resistencia2)

      Shapiro-Wilk normality test

data:  resistencia2
W = 0.93027, p-value = 0.5822
```

Figura A.9 – Teste de Shapiro-Wilk para os dados da variável 'resistência 2'

Os dados de capacidade de carga obtidos através dos métodos semi-empíricos propostos por Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) aplicados na metodologia 3 proposta por Cintra e Aoki (2010) também foram analisados. Denominados de variável 'resistência 3', apresentaram resultados que indicam que os dados seguem uma distribuição normal (Figura A.10)

```
> shapiro.test(resistencia3)

      Shapiro-Wilk normality test

data:  resistencia3
W = 0.93027, p-value = 0.5822
```

Figura A.10 – Teste de Shapiro-Wilk para os dados da variável 'resistência 3'