



KAYLOR BRENO VIANA DA COSTA

**APLICAÇÃO DA PROBABILIDADE DE RUÍNA PARA
FUNDAÇÕES DE UM GALPÃO INDUSTRIAL**

**LAVRAS-MG
2023**

KAYLOR BRENO VIANA DA COSTA

**APLICAÇÃO DA PROBABILIDADE DE RUÍNA PARA FUNDAÇÕES
DE UM GALPÃO INDUSTRIAL**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Universidade Federal de
Lavras, como parte das exigências do
curso de Engenharia Civil, para obtenção
do título de Bacharel.

Prof. Dr. Eduardo Souza Cândido
Orientador

**LAVRAS-MG
2023**

KAYLOR BRENO VIANA DA COSTA

**APLICAÇÃO DA PROBABILIDADE DE RUÍNA PARA FUNDAÇÕES DE UM
GALPÃO INDUSTRIAL**
APPLICATION OF THE PROBABILITY OF RUIN FOR FOUNDATIONS OF AN
INDUSTRIAL SHED

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Universidade Federal de
Lavras, como parte das exigências do
curso de Engenharia Civil, para
obtenção do título de Bacharel.

APROVADA em 07 de março de 2023.

Dr. André Geraldo Cornélio Ribeiro - UFLA

Dr. Eduardo Souza Cândido - UFLA

Dr. Paulo Roberto Borges - UFLA



Prof. Dr. Eduardo Souza Cândido
Orientador

LAVRAS – MG
2023

AGRADECIMENTOS

À Universidade Federal de Lavras, especialmente ao Departamento de Engenharia, pelos recursos oferecidos para uma graduação de excelência.

A todos os meus docentes que de qualquer forma me ensinaram um pouco dos seus conhecimentos que levarei para minha vida e para minha carreira.

Ao meu orientador Eduardo Souza Cândido, que me ajudou não só durante o período de realização do trabalho de conclusão do curso como durante a graduação com seus ensinamentos.

Agradeço à minha mãe Mery Helén Viana da Silva Costa e ao meu pai José Carlos da Costa, que nunca mediram esforços para estarem presentes em cada momento da minha vida, sempre me ajudando de todas as formas e me guiando em todos os meus anseios e devaneios.

Aos meus amigos, que estiveram e permaneceram durante todo o período de graduação, sempre em uma ajuda compartilhada de conhecimento e momentos pessoais.

A todos os profissionais que estiveram em minha vida, durante os três estágios e principalmente a carreira construída na Afonso França Engenharia. Todos contribuíram de certa forma para meu crescimento profissional e pessoal, me ensinando tudo para ser um engenheiro civil diferenciado dos demais.

*“Existem muitas hipóteses em ciência que estão erradas.
Isso é perfeitamente aceitável, eles são a abertura
para achar as que estão certas”.*
(Carl Sagan)

RESUMO

As áreas da engenharia e da probabilidade sempre estiveram em consonância no conceito de segurança das estruturas, isso ocorre principalmente por ser um âmbito de grande complexidade. Atualmente a Norma Brasileira Técnica (ABNT) define os parâmetros para que a fundação atenda os critérios de segurança, apesar de algumas considerações tragam contigo incertezas. Por isso, autores como Cintra e Aoki (2011), aplicam em seus projetos a análise de probabilidade de ruína para avaliar os riscos que podem ocorrer na fundação. Desta forma, o presente trabalho faz a aplicação da probabilidade de ruína para um projeto de um galpão industrial na cidade de Extrema composto por fundações do tipo estacas escavadas de diâmetros que variam entre 40 cm a 60 cm. Para a fundação executada estimou-se a capacidade de carga via cinco métodos distintos: Aoki e Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Berberian (2018), Brasfond (1991) e Teixeira (1996). Com as capacidades calculadas, projetaram-se as curvas de distribuição normal para a fundação, onde apresentaram a incidência de probabilidade de ruína, através da área abaixo da intersecção entre as curvas. O estudo apesar de apresentar uma baixa probabilidade de ruína devido o fator de segurança de 7,33, atendendo a NBR 6122 (ABNT, 2019) pode-se considerar uma alternativa análoga ao executado. Por fim, nota-se que a probabilidade de ruína é uma análise indispensável para se apontar riscos e possíveis incertezas, adequando a melhor escolha da fundação, reduzindo os custos e aumentando a confiabilidade de projeto.

Palavras-chave: Análise. Expansão. Confiabilidade. Segurança. Indústria.

ABSTRACT

The areas of engineering and probability have always been in line with the concept of security of structures, this is mainly because it is a field of great complexity. Currently the Brazilian Technical Standard (ABNT) defines the parameters for the foundation to meet the safety criteria, although some considerations bring with them uncertainties. Therefore, authors such as Cintra and Aoki (2011), apply in their projects the probability of ruin analysis to assess the risks that may occur in the foundation. Thus, the present work makes the application of the probability of ruin for a project of an industrial shed in the city of Extrema composed of foundations of the type excavated piles of diameters ranging from 40 cm to 60 cm. For the executed foundation estimated if the load capacity via five distinct methods: Aoki and Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), Berberian (2018), Brasfond (1991) and Teixeira (1996). With the calculated capacities, the normal distribution curves for the foundation were projected, where they presented the incidence of ruin probability, through the area below the intersection between the curves. The study despite presenting a low probability of ruin due to the safety factor of 7.33, meeting NBR 6122 (ABNT, 2019) can be considered an alternative analogous to the executed. Finally, it is noted that the probability of ruin is an indispensable analysis to point out risks and possible uncertainties, adapting the best choice of foundation, reducing costs and increasing project reliability.

Keywords: Analysis. Expansion. Reliability. Security. Industry.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	10
2.	OBJETIVO	11
3.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	12
3.1	Investigação geotécnica	12
3.2	Fundações	13
3.2.1	Fundações rasas	13
3.2.2	Fundações profunda	14
3.3	Capacidades de cargas.....	15
3.3.1.	Método de Aoki-Velloso	17
3.3.2.	Método de Décourt-Quaresma.....	19
3.3.3.	Método de Dickran Berberian	20
3.3.4.	Método de Brasfond.....	23
3.3.5.	Método de Teixeira	24
3.4.	Efeito de grupo	25
3.5.	Probabilidade de ruína	25
3.5.1.	Densidade de probabilidade para solicitação e resistência	26
3.5.2.	Verificação da margem de segurança	28
3.5.3.	Cálculo do índice de confiabilidade.....	28
4.	METODOLOGIAS.....	30
4.1.	Localização e descrição do local de estudo	30
4.2.	Projeto	30
4.3.	Investigação do solo	31
4.4.	Capacidade de carga.....	32
4.6.	Probabilidade de ruína	35
5.	RESULTADOS	37
5.1.	Resistência e o efeito de grupo	37
5.2.	Resistência e Solicitação	38
5.3.	Discussão	41
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	43
6.1.	CONCLUSÕES	43
6.2.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	43
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	44

APÊNDICE A – Aplicação dos métodos semiempíricos - Ensaio SPT-01.	47
APÊNDICE B – Aplicação dos métodos semiempíricos - Ensaio SPT-02.	50
APÊNDICE C – Aplicação dos métodos semiempíricos - Ensaio SPT-03.	53
APÊNDICE D – Aplicação dos métodos semiempíricos - Ensaio SPT-12.	56
APÊNDICE E – Profundidade e diâmetro executado.	62
ANEXO A – Projeto estrutural.	66
ANEXO B – Relatórios de sondagem SP-01.....	68
ANEXO C – Relatórios de sondagem SP-02.....	69
ANEXO D – Relatórios de sondagem SP-03.....	70
ANEXO E – Relatórios de sondagem SP-12.....	71

1. INTRODUÇÃO

Com o crescimento e o avanço tecnológico da construção civil aliado ao crescimento populacional, houve a necessidade de ampliação das edificações, ocasionando fundações mais robustas devidos as cargas provenientes. Essas cargas solicitantes são transmitidas ao solo pelas fundações. Deste modo, as fundações devem possuir uma capacidade de carga que resista a essa solicitação, assegurando que o solo não sofra com recalques e deformações excessivas.

A escolha do tipo de fundação é feita exclusivamente pelos engenheiros responsáveis pelo projeto a partir de cálculos baseados em dados de cargas solicitantes da edificação e das características do solo. Para o dimensionamento das fundações é predominante o uso de métodos semiempíricos, porém alguns dos fatores empregados são generalistas, visto que os parâmetros não são determinados com fidelidade ao comportamento geotécnico da região estudada.

Somado a isso, para garantir a segurança nos projetos de fundações, a NBR 6122 (ABNT, 2019) estabelece que para avaliação do estado limite último e estado limite de serviço devem ser incluídos fatores globais e parciais de segurança. Ambos são realizados a partir de valores absolutos de solicitação e resistência. Porém, Cintra e Aoki (2011) consideram que os fatores da NBR 6122 (ABNT, 2019) serem insuficiente, devendo ser utilizadas as dispersões destes valores.

Através de fatores, a título de exemplo, os esforços solicitantes do projeto e as características geomecânicas do subsolo é possível dimensionar a melhor fundação. Entretanto, existem diversas variáveis que não são contempladas no dimensionamento, bem como erros na negligência da elaboração da sondagem do subsolo além de execução da fundação. Deste modo, a ideia de fundação com risco zero é incorreta independente de um alto fator de segurança (FS).

Neste sentido, o presente trabalho propõe a aplicação da probabilidade de ruína para fundação executada no galpão industrial em Extrema no estado de Minas Gerais, e para a situação de fundação proposta por estacas escavadas. Ao fim apresenta-se tanto os parâmetros de índice de confiabilidade e respectivas análises de probabilidade de ocorrência destas, devido a algumas incertezas no dimensionamento estrutural.

2. OBJETIVO

O objetivo geral do trabalho é realizar um estudo, avaliando os índices de confiabilidade e probabilidades de ruína em um projeto de fundação do tipo estaca escavada executada em uma expansão industrial na cidade de Extrema.

Como objetivos específicos: propõem-se: (i) revisar os conceitos teóricos sobre capacidade de cargas a partir de metodologias semiempíricas; (ii) verificar a validade do estudo da probabilidade de ruínas, por meio de dados de solicitação e de resistência através das curvas normais; (iii) confirmar a suposição matemática da relação entre fator de segurança e confiabilidade no caso estudado; e (iv) classificar o risco a partir do índice de confiabilidade no caso estudado.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Investigação geotécnica

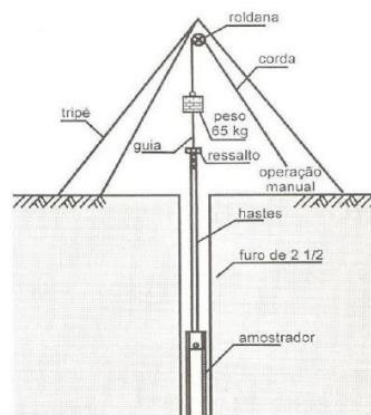
Falconi (1998) descreve que no Brasil um problema recorrente que ocasiona problemas nas infraestruturas é a falta de conhecimento das pessoas em fundações, visto a grande omissão de se realizar ensaios geotécnicos devido ao custo elevado. Independente do projeto a ser executado o solo deve ser estudado minuciosamente identificando todas as camadas e suas propriedades. Deste modo, a execução é imprescindível visto que aumenta a segurança e o custo é minimizado no planejamento global da obra.

Conforme Silva (2021), os dados geotécnicos são obtidos através de ensaios em laboratórios ou em campo, destacando-se: (i) ensaio dilatométrico (DMT); (ii) standard penetration test (SPT); (iii) ensaio de penetração de cone (CPT); (iv) ensaio de palheta (VANE TEST); (v) ensaio de penetração do cone com medida da poropressão (CPTU) e (vi) ensaio pressiométrico (PMT).

Dentre os ensaios de campo, um dos mais empregados no Brasil, tem sido o de simples reconhecido com o SPT, que consiste na perfuração e cravação dinâmica de amostrador-padrão. De acordo com a norma NBR 6484 (ABNT, 2020) tem-se como objetivo de se determinar ao longo de todo ensaio: (i) o tipo de solo a cada metro; (ii) determinação do índice de resistência a cada metro perfurado e (iii) observação do nível da água dentro do furo de sondagem.

Para a definição desses resultados, a norma NBR 6484 (ABNT, 2020) descreve a existência do sistema manual e do sistema mecanizado. Dentre os principais equipamentos necessários para realização dos ensaios com o SPT o tripé, amostrado e peso de 65 kg (FIGURA 1).

Figura 1 – Ensaio SPT.



Fonte: SCHNAID (2000).

Conforme a NBR 6484 (ABNT, 2020) os resultados de um ensaio SPT vêm da cravação do peso padrão de 65 kg em três etapas de 15 cm cada. O índice de resistência à penetração (N ou N_{spt}) é o somatório do número de golpes necessários da segunda e terceira etapas da camada analisada.

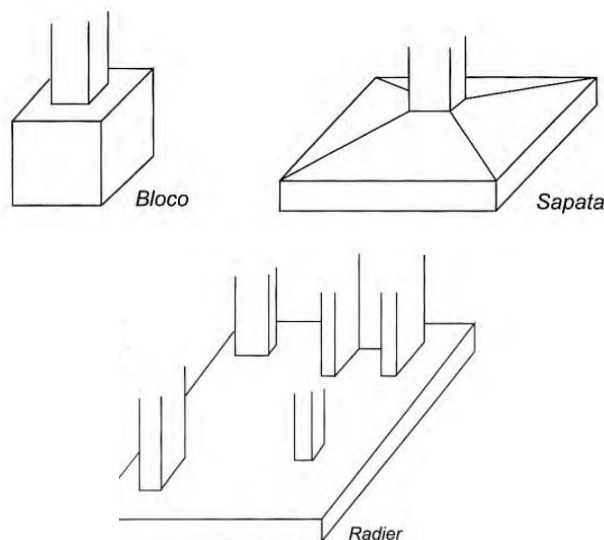
3.2 Fundações

A fundação é uma estrutura responsável pela transferência das cargas provenientes da edificação para o solo, deve ser executada com a garantia da qualidade e segurança, entretanto existem diversos tipos de fundações e conforme a NBR 6122 (ABNT, 2019) podem ser classificadas em dois grupos distintos: fundações rasas e fundações profundas.

3.2.1 Fundações rasas

As fundações rasas ou diretas são definidas como elementos que transmitem pelas suas bases as cargas da superestrutura para o solo (FIGURA 2). Esta base deve estar assentada a uma profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão. Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), podem ser destacadas: (i) sapatas: elementos de fundações dimensionadas para resistir as tensões de tração e normalmente para solos com maiores capacidades de suporte, empregando armaduras (ii) radier: fundação aonde engloba todos os pilares e uma placa de concreto dotado de uma rigidez para suportar cargas superelevadas da superestrutura; e (iii) blocos: são fundações feitas para o suporte seja resistida sem necessidade de armação.

Figura 2- Tipos de fundações rasas.

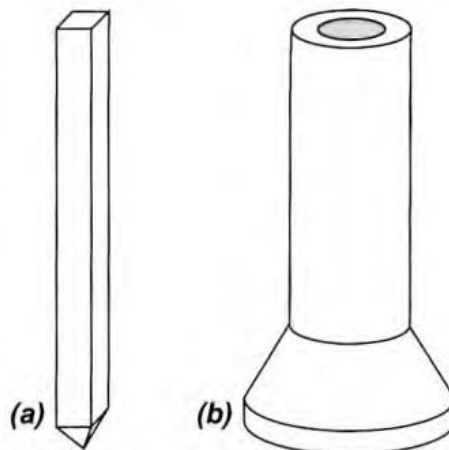


Fonte: Adaptado de Lopes e Velloso (2011)

3.2.2 Fundações profunda

Conforme NBR 6122 (ABNT, 2019) é 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, sendo sua ponta ou base apoiada a uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta sendo que no mínimo 3,0 m; quando não for atingido o limite de oito vezes, a denominação é justificada. Destacando-se dois tipos (FIGURA 3): (i) estacas - são elementos de fundações profundas sem nenhum trabalho manual somente equipamentos ou ferramentas e (ii) tubulão – ao contrário das estacas, ao menos na etapa final da escavação do terreno, é necessário o trabalho manual em profundidade para execução do alargamento de base ou limpeza. Além de cargas são resistidas preponderantemente pela ponta.

Figura 3 – Tipos de fundações profundas.



Fonte: Lopes e Velloso (2011)

As estacas, de modo particular, são elementos que podem ser classificadas devido ao material empregado e o processo executivo, em relação ao material podem ser executadas de madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco*, aço ou mistas, isso quando se junta dois ou mais materiais citados anteriormente. Além disso, conforme Velloso e Lopes (2010) elas se dividem pelo processo em (i) deslocamento, descrito pela sua cravação, que ocupa o solo deslocado horizontalmente; e (ii) substituição, visto que a estaca ocupará mediante a escavação (retirada) do solo.

A partir do estudo de estacas escavadas, sua definição é baseada na escavação do solo por trado mecânico, sem emprego de revestimento ou fluido estabilizante (NBR 6122, 2019).

O equipamento de escavação consiste em uma máquina (perfuratriz de solo), por meio de torres metálicas suportadas por chassis metálicos ou acopladas a caminhões, conforme a

Figura 4. A perfuração ocorre à medida em que a penetração no solo por rotação a cada metro, assim a ferramenta enche gradualmente e, quando cheia, a haste é levantada e a ferramenta automaticamente esvaziada por força centrífuga em local propriamente perto para que o solo não retorne à escavação.

Figura 4 – Escavação com perfuratriz



Fonte: Do autor (2022).

Após a execução até a cota prevista em projeto à estaca deve receber a armação, posteriormente a realização da concretagem da estaca. (HACHICH ET AL, 1998). Ocasionalmente é excedido o concreto para ser realizado o arrasamento da estaca, deixando a seção da cabeça plana e perpendicular ao eixo da estaca para posterior ligação com o bloco de coroamento.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) o concreto empregado na estaca escavada deve ter consumo mínimo de cimento de 280 kg/m^3 e fator a/c (água/cimento) $\leq 0,6$ para o C25 (classe de resistência do concreto, $f_{ck} = 25\text{MPa}$), e consumo mínimo de cimento de 360 kg/m^3 e fator a/c $\leq 0,45$ para o C40 (classe de resistência do concreto, $f_{ck} = 40\text{MPa}$).

3.3 Capacidades de cargas

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019, p. 03), a máxima carga que, aplicada sobre a estaca ou sobre o tubulão isolado, atende, com fatores de segurança predeterminados, aos estados limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações etc.)

Além disso, a NBR 6122 (ABNT, 2019) apresenta diversos fatores que devem ser considerados para a determinação da capacidade de carga das estacas, entre eles: (i) características geotécnicas do subsolo; (ii) profundidade da ponta; (iii) posição do nível d'água;

(iv) características ou peculiaridades da obra; (v) sobrecargas externas; (vi) inclinação da carga e do terreno e (vii) recalques.

A partir disso, subsistem vários métodos para a determinação da capacidade de carga. Entre eles estão os métodos empíricos, os métodos estatísticos (teóricos ou semiempíricos), os métodos dinâmicos, e as provas de carga.

De acordo com Cintra e Aoki (2011), os métodos empíricos são validados conforme as experiências vivenciadas pelo autor ou projetista. Porém deve ser utilizado com maior cautela devido necessitar de vivencia visto que a área geotécnica ser uma área que engloba diversas interrogações.

Somado a isso, os métodos semiempíricos podem ser definidos como os que partem das formulações teóricas já apresentadas complementando-as com o estabelecimento das tensões máximas de atrito e ponta obtidas a partir de correlações empíricas com ensaios de campo (AMANN, 2010). Assim, a utilização das sondagens, como por exemplo, o ensaio de penetração (SPT) é imprescindível para os métodos semiempíricos.

Cintra e Aoki (2011) apresenta diversos autores que pesquisaram o problema teoricamente em relação as fundações do tipo estacas e posteriormente apresentaram suas contribuições, por ser uma área de grande interesse entre os pesquisadores e por isso apresentaram suas fórmulas teóricas. Além disso, Berberian (2018) descreve que nos dias atuais existem um grande repertório de formulações na área, dentre os autores que já propuseram formulações teóricas para estacas, pode-se destacar: Terzaghi, Vesic, Skempton, Meyerhof, Brinch-Hansen.

Aliado a isso, Cintra (2013) descreve que o método empírico deve ser usado com cautela devido as fórmulas teóricas podem fornecer resultados inadequados na previsão da capacidade de carga em estacas, por isso recomenda-se a priori os métodos semiempíricos como referência de cálculos das fundações devido serem baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ* e ajustados com provas de carga. Assim, a utilização de métodos semiempíricos na previsão de carga das fundações otimizações na execução e no custo da obra.

Para estimativa da capacidade de carga das estacas pelos métodos semiempíricos baseados no N_{spt} serão apresentados os métodos de Aoki e Velloso (1975), Decourt e Quaresma (1978), Berberian (2018), Brasfond (1991) e Teixeira (1996) por serem as metodologias mais utilizadas e difundidas no meio técnico nacional

3.3.1. Método de Aoki-Velloso

O método de Aoki e Velloso (1975) correlaciona os resultados a partir do ensaio de penetração estática (CPT) ou do ensaio dinâmico (SPT). Porém, do ensaio estático, obtém-se um coeficiente K que torna possível a utilização do ensaio dinâmico. Entretanto, serão demonstradas as formulações advindas dos dados com o ensaio tipo SPT.

A capacidade de carga (R) é obtida pela Equação 1.

$$R = R_L + R_P \quad (1)$$

O cálculo das resistências lateral (R_L) e resistência de ponta (R_P) é obtido pelas Equações 2 e 3, respectivamente.

$$R_L = U * \sum \frac{\alpha * K * N_l * \Delta_l}{F_2} \quad (2)$$

$$R_P = \frac{k * N_p * A_p}{F_1} \quad (3)$$

Sendo:

α : fator de correção da resistência lateral e ponta do cone no ensaio CPT

K : coeficiente de conversão da resistência de ponta do cone para N_{SPT} ;

N_p : N_{SPT} da camada imediatamente abaixo da camada onde a ponta está localizada;

N_l : N_{SPT} , médio da camada de solo analisada Δ_l ;

Δ_l : Espessura da camada de solo;

A_p : Área da ponta da estaca;

U : Perímetro da ponta da estaca;

F_1 : coeficiente de correção da resistência de ponta;

F_2 : coeficiente de correção da resistência lateral.

A Equação 4 é a caracterização para determinar a capacidade de carga de elementos de fundação de Aoki e Velloso (1975):

$$R = U * \sum_{i=1}^n \frac{\alpha * K * N_l * \Delta_l}{F_2} + \frac{k * N_p * A_p}{F_1} \quad (4)$$

Os coeficientes K e α são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Coeficiente K e razão de atrito α

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Adaptado de Aoki e Velloso (1975).

Segundo Aoki e Velloso (1975), é recomendado para estacas escavadas F_1 seja igual a 3 e F_2 a 6 conforme Tabela 2.

Tabela 2 – Coeficientes F_1 e F_2 .

Solo	F_1	F_2
Escavada	3,00	6,00
Franki	2,30	3,00
Pré-moldada de concreto	2,50	3,50
Hélice continua	3,00	3,80
Strauss	4,20	3,90
Raiz	2,20	2,40

Fonte: Adaptado de Aoki e Velloso (1975).

Os autores indicam que para o cálculo da carga admissível na estaca (P_a), o valor de R determinado seja dividido por um fator de segurança igual a 2.

3.3.2. Método de Décourt-Quaresma

Décourt e Quaresma (1978) propuseram uma equação que segue exclusivamente dos resultados do ensaio de percussão (SPT), sendo a soma da resistência lateral com a resistência de ponta. Estas são dadas pelas Equações 5 e 6 com as alterações propostas por Décourt (1996).

$$R_l = \beta \times U \times L \times 10 \times \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \quad (5)$$

$$R_l = \alpha \times C \times N_p \times A_p \quad (6)$$

Onde:

N_p : a média aritmética entre os valores de SPT da ponta, o imediatamente anterior e posterior;

α : fator de correção da resistência de ponta;

β : fator de correção da resistência lateral;

C: coeficiente característico dependente do solo;

A_p : área da ponta da estaca;

N_l : média dos valores de N_{SPT} ao longo do fuste. Na determinação de N_l , os valores de N menores que 3 devem ser considerados iguais a 3, e maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50. Não se considera os valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta.

U: perímetro da base da estaca;

L: comprimento da estaca.

Dessa forma, a capacidade de carga proposta por Décourt e Quaresma é dada pela Equação 7.

$$R = \beta \times U \times L \times 10 \times \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) + \alpha \times C \times N_p \times A_p \quad (7)$$

Os valores de α e β para estacas escavadas são listados a seguir na Tabela 3.

Tabela 3 – Valores de α e β .

Solo	α	β
Argilas	0,85	0,80
Solos intermediários	0,60	0,65
Areias	0,50	0,50

Fonte: Adaptado de Décourt (1996).

Os valores de C também dependem do tipo de solo e estão contemplados na Tabela 4.

Tabela 4 - Coeficiente característico do solo C.

Solo	C (kPa)
Aterro	0
Pedregulhos	400
Areia com pedregulhos	400
Areia	400
Areia siltosa	362
Areia siltoargilosa	325
Areia argilosa	287
Silte arenoso	250
Areia argilossiltosa	244
Silte areno argiloso	238
Silte	232
Argila arenosa	225
Argila siltoarenosa	219
Argila arenossiltosa	213
Silte argiloarenoso	207
Silte argiloso	200
Argila siltosa	160
Argila	120

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010).

Os autores também recomendam a Equação 8 para o cálculo da carga admissível da estaca (P_a).

$$P_a = \frac{R_p}{4} + \frac{R_l}{1,3} \quad (8)$$

3.3.3. Método de Dickran Berberian

Berberian (2018), a capacidade de carga é dada pela soma da resistência de ponta e a resistência lateral. A Equação 9, o autor propõe:

$$P_a = \frac{K_{PDB,med} \times N_{p,med} \times A_p}{F_{EP}} + \frac{K_{LDB} \times N_{72} \times A_L}{F_{EL}} \quad (9)$$

Sendo:

R_T : carga de ruptura da estaca (sob o ponto de vista geotécnico) em toneladas (t);

$K_{PDB\text{méd}}$: coeficiente de correlação médio para o cálculo da parcela de ponta, em t/m^2 ;

$N_{P\text{méd}}$: média do número de golpes para o cálculo da parcela de ponta;

A_P : área da ponta ou base, em m^2 ;

F_{EP} , F_{EL} : fatores de correção devido ao efeito escala e do processo construtivo gerado pela diferença entre as geometrias do cone e da estaca;

K_{LDB} : fator de correlação entre a resistência de ponta do ensaio cone com a resistência lateral e o tipo de solo;

N_{72} : número de golpes necessários à cravação dos últimos 30 cm no ensaio de N_{SPT} ;

A_L : área lateral da estaca em cada camada, ou preferivelmente por metro de estaca.

Esse método é recomendado para $N_{SPT} \leq 50$. O fator N_P utilizado na Equação 9 é dado pela Equação 10.

$$N_p = \frac{(45 - P) \times N_s + (55 + P) \times N_l}{100} \quad (10)$$

Sendo:

N_s : N_{SPT} na camada superior;

N_l : N_{SPT} na camada inferior;

P : penetração da ponta da estaca nas camadas (cm).

Os valores de K_{PDB} e K_{LDB} propostos por Berberian (2018) estão apresentados nas Tabela 5.

Tabela 5 - Valores de K_{PDB} e K_{LDB} (continua)

Solo	K_{PDB} (t/m^2)	K_{LDB} (t/m^2)
Areia Pura	100	1,40
Areia muito pouco siltosa	80	1,28
Areia pouco siltosa	84	1,50
Areia siltosa	80	1,60
Areia muito siltosa	75	1,64
Areia silto argilosa	70	1,68
Areia muito pouco argilosa	60	1,68
Areia pouco argilosa	58	1,62
Areia argilosa	60	1,80
Areia muito argilosa	50	1,50
Areia argilo siltosa	50	1,40
Silte puro	40	1,20

Fonte: Adaptado de Berberian (2018).

Tabela 5 - Valores de K_{PDB} e K_{LDB} (conclusão)

Solo	K_{PDB} (t/m²)	K_{LDB} (t/m²)
Silte muito pouco arenoso	45	1,26
Silte pouco arenoso	50	1,24
Silte arenoso	55	1,20
Silte muito arenoso	60	1,20
Silte areno argiloso	45	1,26
Silte muito pouco argiloso	38	1,14
Silte pouco argiloso	30	0,96
Silte argiloso	23	0,78
Silte muito argiloso	20	0,72
Silte argilo arenoso	23	0,74
Argila pura	40	1,20
Argila muito pouco arenosa	50	1,20
Argila pouco arenosa	60	1,08
Argila arenosa	70	0,84
Argila muito arenosa	80	0,56
Argila areno siltosa	60	0,84
Argila muito pouco siltosa	40	1,04
Argila pouco siltosa	42	0,96
Argila siltosa	44	0,88
Argila muito siltosa	46	0,78

Fonte: Adaptado de Berberian (2018).

Berberian (2018) acrescenta que para estacas escavadas mecanicamente sem lama, os fatores F_{EP} e F_{EL} devem ser iguais a 4,00 e 4,60 respectivamente conforme Tabela 6.

Tabela 6 - Valores de K_{PDB} e K_{LDB}

Tipo de estaca	F_{EP}	F_{EL}
Pré moldada de concreto	$1+1,25 \times D$	$1,75+2,19 \times D$
Escavada mecanicamente sem lama	4,00	4,60
Raiz	2,80	2,40
Strauss	4,00	3,00
Hélice continua e ômega	3,00	3,80

Fonte: Adaptado de Berberian (2018).

Além disso, Berberian (2018) recomenda que, para o cálculo da carga admissível da estaca (P_a), o valor de R_t calculado seja dividido por um fator de segurança igual a 2.

3.3.4. Método de Brasfond

Este método é empregado a partir das definições da empresa Brasfond (1991), obtêm a capacidade de carga de uma estaca escavada a partir da Equação 11.

$$Q_u = \alpha \times N_p \times A_p + \beta \times N_s \times U \times \Delta L \quad (11)$$

Em que:

Q_u : carga de ruptura;

α : coeficiente que depende do tipo de solo onde se situa a ponta da estaca;

β : índice de atrito lateral;

N_p : média dos valores de N_{SPT} determinados a um metro acima e um metro abaixo da ponta da estaca;

A_p : área da ponta da estaca;

N_s : média dos valores do índice de resistência à penetração medida ao longo do fuste. Para valores superiores a 40 deve-se adotar 40;

U : perímetro do fuste da estaca;

L : comprimento unitário.

A Tabela 7 apresenta os valores a serem usados nos coeficientes α e β .

Tabela 7 – Valores de α e β .

Solo	α (kPa)	β (kPa)
Argila siltosa	80	5
Silte argiloso	100	5
Argila arenosa	120	5
Silte arenoso	150	5
Areia argilosa	180	5
Areia siltosa	210	5
Areia	270	5
Areia com pedregulhos	300	5

Fonte: Brasfond (1991).

A empresa também recomenda que a carga admissível da estaca seja dada pela Equação 12.

$$P_a = \frac{Q_u}{2} \quad (12)$$

Onde:

Q_u : carga de ruptura;

3.3.5. Método de Teixeira

Teixeira (1996) formulou a Equação 13 para a estimativa da capacidade de carga das estacas, com base nos índices de resistência a penetração (N_{spt}) determinados nas sondagens e com base em dois parâmetros, α e β .

$$Q_r = R_p + R_l = \alpha \times N_p \times A_p + \beta \times N_l \times U \times L \quad (13)$$

Sendo:

N_p : valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de quatro diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo;

N_l : valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca;

O parâmetro α está relacionado a resistência de ponta e varia em função do tipo de solo e estaca, de acordo com a Tabela 8.

Tabela 8 – Valores para o parâmetro α .

Solo ($4 < N_{spt} < 40$)	Tipos de estacas α (kPa)			
	Pré-Moldada e Perfil Metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Adaptado de Teixeira (1996).

O parâmetro β , é empregado nos cálculos referentes à resistência de atrito lateral, varia segundo o tipo de estaca, assim como apresentado na Tabela 9.

Tabela 9 - Valores para o parâmetro β

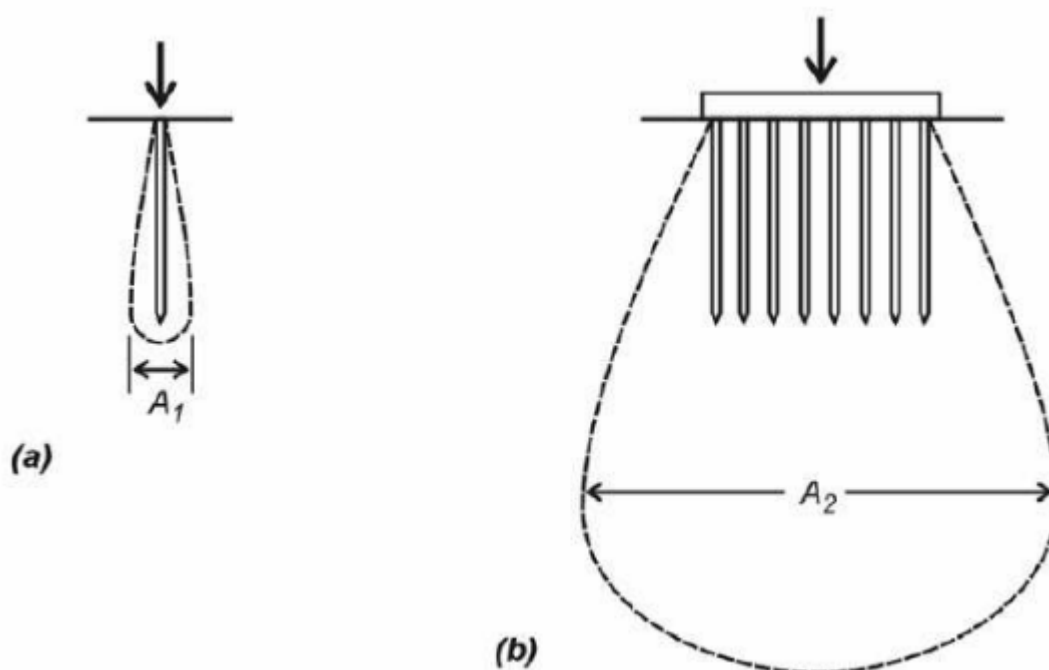
Tipos de estacas	β (kPa)
Pré-Moldada e Perfil Metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Adaptado de Teixeira (1996).

3.4. Efeito de grupo

Conforme a Figura 5, o efeito de grupo é o processo de interação entre as diversas estacas ou tubulões constituintes de uma fundação quando transmitem ao solo as cargas que lhes são aplicadas conforme NBR 6122 (ABNT, 2019). Devido essa interação a capacidade de carga do grupo é maior que a soma da capacidade de carga de cada estaca isolada que compõem este grupo (GOMES, 2021).

Figura 5 - Massa de solo mobilizada pelo carregamento (a) de uma estaca isolada (b) de um grupo de estacas



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

3.5. Probabilidade de ruína

Conforme Cintra e Aoki (2011) ao longo dos anos observou-se que os fatores de segurança encontrados nas normas brasileiras são incapazes de assegurar a inexistência do

risco de ruína nos projetos de fundações. Surge assim a necessidade de se analisar a confiabilidade a fim de obter fatores em que os riscos sejam considerados aceitáveis, visto que qualquer fundação haverá minimamente um risco, por isso adota uma probabilidade de ruína máxima.

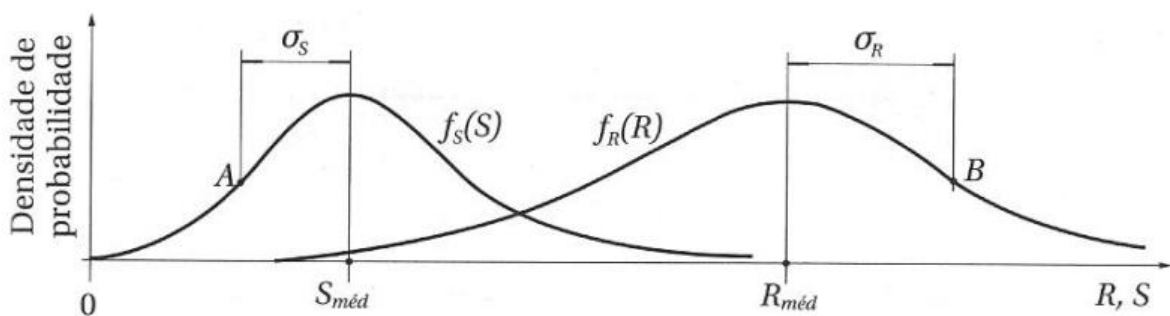
Com relação aos fatores de segurança, estes tentam minimizar diversas incertezas que englobam um projeto de fundações. Segundo Azevedo (2011), o risco de ruína ocorre devido à algumas incertezas, uma delas é na investigação geotécnica, já que o solo é um material heterogêneo, apresenta diferentes reações as sobrecargas. Além disso, na caracterização e produção do projeto de cargas estruturais, como por exemplo, o vento, que se trata de uma carga variável. Além disso, pode-se incluir também erros humanos na elaboração destes projetos e posteriormente na execução.

3.5.1. Densidade de probabilidade para solicitação e resistência

Em conformidade com Cintra e Aoki (2011), a avaliação da probabilidade de ruína deve considerar a fundação com mesma seção transversal, uma vez que cada elemento de fundação do tipo estaca possui uma resistência e solicitação atuante.

A partir da variabilidade na resistência (R) e na solicitação (S), pode-se estabelecer duas curvas de densidade de probabilidade, uma para resistência $f_R(R)$ e outra para a solicitação $f_S(S)$ a partir da distribuição probabilística normal, como mostra a Figura 6.

Figura 6 – Curvas de probabilidade de resistência e solicitação



Fonte: Cintra e Aoki (2011)

Na Figura 6, são apresentadas as dispersões em relação ao valor médio é conhecida por desvio padrão (σ). A Equação 14 apresenta os coeficientes de variação ($v_{S,R}$) obtidos pela resistência e solicitação média.

$$v_{r,s} = \frac{\sigma_{r,s}}{S, R_{méd}} \quad (14)$$

Onde:

$\sigma_{r,s}$: desvio padrão

$S_{méd}$ e $R_{méd}$: valor médio

Entretanto, o valor do fator de segurança (FS) é determinado pela Equação 15 envolvendo somente os valores médios de resistência e solicitação.

$$FS = \frac{R_{méd}}{S_{méd}} \quad (15)$$

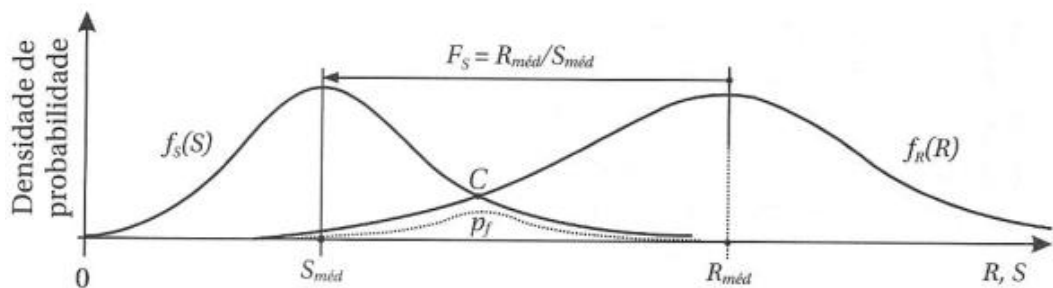
Onde:

$R_{méd}$: valor médio da resistência;

$S_{méd}$: valor médio da solicitação.

Devido a Equação 15, percebe-se que o fator de segurança global é dado pelo afastamento dos pontos de resistência e solicitação, como analisado na Figura 7. Quanto menor o distanciamento entre as curvas, menor será o fator de segurança e maior será a probabilidade de ruína, e vice-versa.

Figura 7 - Curva de probabilidade de ruína



Fonte: Cintra e Aoki (2011)

Na análise da Figura 7, o ponto C demonstra momentos em que a solicitação supera a resistência, haverá a possibilidade da ruína da estrutura. Abaixo desse ponto, a linha pontilhada (P_f) refere-se à área que apresenta probabilidade de ruína obtida pela integral da curva da densidade (EQUAÇÃO 16).

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_S(S) \times f_R(R) dS \quad (16)$$

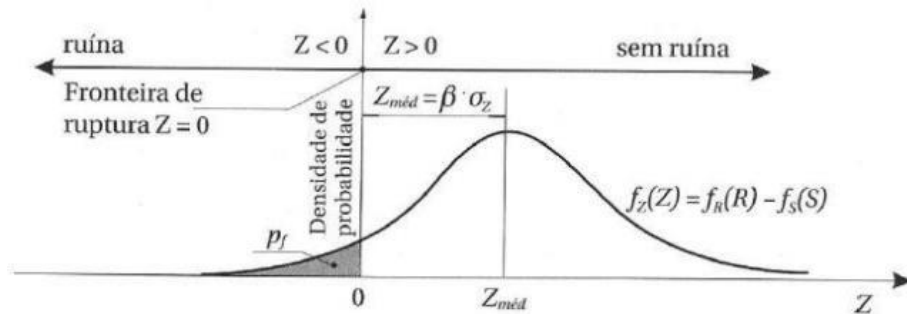
3.5.2. Verificação da margem de segurança

Segundo Cintra e Aoki (2011), a resistência e solicitação são variáveis totalmente independente, e deste modo a função margem de segurança (f_z) é dada pela diferença entre as curvas como observado através da Equação 17.

$$Z_{méd} = R_{méd} - S_{méd} \quad (17)$$

Na Figura 8, quando o Z for menor que zero a fundação apresenta probabilidade de ruína, e para valor de Z superior a zero não há a possibilidade de ruína.

Figura 8 - Margem de segurança



Fonte: Cintra e Aoki (2011)

3.5.3. Cálculo do índice de confiabilidade

A confiabilidade de uma estrutura é definida como a probabilidade que ela tem para cumprir de forma adequada sua função com segurança (FOYE, ABOU-JAOUDE E SALGADO, 2004). Visto que a forma convencional de quantificar a segurança de uma estrutura atualmente é realizada pela análise determinística, baseado no conceito de fator de segurança. No entanto, deve-se ser aplicado um fator que considere no cálculo as incertezas das variáveis como carregamentos e propriedades do material, considerando-as como variáveis aleatórias.

Deste modo, o índice de confiabilidade (β) é obtido considerando os coeficientes de variação e o fator de segurança, através da Equação 18, deduzida por Cardoso e Fernandes (2001).

$$\beta = \frac{1 - \frac{1}{F_S}}{\sqrt{v_r^2 + \left(\frac{1}{F_S}\right)^2 \times v_s^2}} \quad (18)$$

Onde:

Fs: Fator de segurança;

vr: coeficiente de variação da resistência

vs: coeficiente de variação da solicitação

Ang e Tang (1984) define a probabilidade de ruína como função direta do índice de confiabilidade, expressa pela Equação 19.

$$Pf = 1 - \Phi(\beta) \quad (19)$$

Em que Φ é a função de distribuição normal. De forma prática, a probabilidade de ruína pode ser calculada pelo uso do programa computacional Microsoft Excel, através da formulação na Equação 20:

$$Pf = 1 - DIST.NORM(\beta; 0; 1; VERDADEIRO) \quad (20)$$

Para melhor averiguação, é possível estimar satisfatoriamente o tempo de recorrência dos eventos, a partir de metodologia apresentada por Clemens (1983) e posteriormente adaptada por Aoki (2018) (TABELA 10).

Tabela 10 - Escala subjetiva MIL – STD – 882

β	Ocorrência
-7,94	Certeza
0,00	50% probabilidade
0,52	Frequente
1,88	Provável
2,75	Ocasional
3,43	Remota
4,01	Muito remota
4,53	Improvável
7,27	Nunca

Fonte: Clemens (1983), adaptada por Aoki (2018).

De acordo com Ahmad et al. (2003) apud Albuquerque e Corrêa (2018), um valor aceitável do índice de confiabilidade β para estacas que trabalham individualmente (uma estaca por bloco) é da ordem de 3, e para aquelas que trabalham em grupo é aceitável o intervalo entre 2,0 e 2,8.

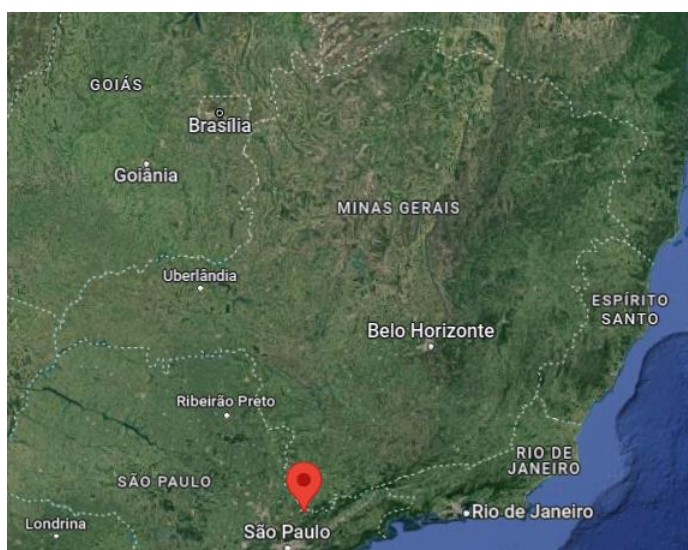
4. METODOLOGIAS

4.1. Localização e descrição do local de estudo

O Município de Extrema, situa-se a 465 km da capital do estado, Belo Horizonte, extremo sul mineiro sob latitude $22^{\circ} 51' 18''$ Sul e longitude: $46^{\circ} 19' 04''$ Oeste e encontra-se a 935 m acima do nível do mar. O município apresenta extensão territorial de aproximadamente 244,575 km² e população estimada de 37.649 habitantes segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística IBGE (2021), além de obter o maior Produto Interno Bruto (PIB) entre as cidades do sul mineiro. A Figura 9 apresenta a localização do município de Extrema.

Este trabalho tem como objetivo de estudo as fundações de um galpão industrial, oriundo da expansão. Na área oeste de 12460 m² e no norte de 4046 m² de um galpão totalizando 16506 m².

Figura 9 – Localização de Extrema-MG.



Fonte: Google Mapas (2022).

4.2. Projeto

O projeto estudado é de uma indústria mundial com atuação na confecção e distribuição de eletrodomésticos de linha branca em diversos países, inclusive no Brasil. O projeto engloba a expansão do galpão devido a necessidade do crescimento na cidade de Extrema, Minas Gerais.

Os projetos se baseiam em estudos de diversos dados técnicos, como por exemplo, investigações do subsolo e análise estrutural. O projeto (ANEXO A) exemplifica todos elementos de fundações desta expansão que englobam as estacas escavadas realizadas.

4.3. Investigação do solo

Para executar as fundações do galpão, deve-se inicialmente proceder a uma campanha de investigação do subsolo seguindo as diretrizes da NBR 8036 (ABNT, 1983), que estabelece um mínimo de sondagens a ser realizada, que depende da área de projeção em planta edificação em planta conforme a Tabela 11.

Tabela 11 – Quantidade de sondagens

Área (m ²)	Quantidade
Até 200 m ²	2 sondagens
De 200 m ² a 1200 m ²	1 sondagem para cada 200 m ²
De 1200 m ² até 2400 m ²	1 sondagem para cada 400 m ²
Acima de 2400 m ²	De acordo com plano articulado pela obra

Fonte: NBR 8036 (ABNT, 1983).

A partir disso, conforme a área em estudo compreender uma área de 16506 m², conforme Tabela 11, fica definido que a quantidade de sondagens a percussão é definida pelos projetistas da obra. Entretanto, como na Figura 10 serão analisadas quatro sondagens devido estas estarem compreendidas na área onde foram executadas as fundações do tipo estacas.

Figura 10 – Localização das sondagens



Fonte: Google Earth (2022)

Os ensaios de simples reconhecimento (SPT) estão definidos como EST SP-01 (ANEXO A), EST SP-02 (ANEXO C), EST SP-03 (ANEXO D) e EST SP-12 (ANEXO E).

Nos relatórios constam os diâmetros do amostrador (interno de 34,9 mm e externo de 50,8 mm), o diâmetro do revestimento (interno de 67,0 mm e externo de 76 mm) e peso de 65

kg, utilizados na realização do ensaio (FIGURA 11). Além disso, são demonstradas todas as camadas e suas respectivas valores de SPT definido pela quantidade de golpes necessários para a cravação do amostrador nos últimos 30 cm.

Figura 11 – Realização do ensaio.



Fonte: Empresa contratada (2022)

4.4. Capacidade de carga

O primeiro passo, é a determinação das profundidades das estacas, no caso para se aproximar ao máximo com a realidade, os cálculos se basearam ao executado em obra visto que o projeto de fundações estar em etapa de *as built*. Isto é necessário devido interferência observadas no local pelos engenheiros responsáveis, a título de exemplo, a presença de rochas em determinados locais além do encontro de lençol freático que não era prescrito no ensaio a percussão SP. Deste modo, para minimizar valores dispersos, os dados utilizados na determinação da capacidade de carga são encontrados no Apêndice E.

De posse dos quatro ensaios SPT, para a determinação da capacidade de carga da fundação, será adotada a sondagem mais próxima em relação a cada pilar em função da área de influência da sondagem. Dessa forma, foi elaborada a Tabela 12, dividindo o grupo de estacas para cada sondagem.

Tabela 12 – Sondagens x estaca (continua)

ESTACA	ENSAIO	ESTACA	ENSAIO	ESTACA	ENSAIO	ESTACA	ENSAIO
P01A	EST-SP03	P20B	EST-SP02	P45C	EST-SP03	P59D	EST-SP02
P01B	EST-SP03	P20A-R	EST-SP02	P45D	EST-SP03	P60A	EST-SP02
P01C	EST-SP03	P20B-R	EST-SP02	P46A	EST-SP03	P60B	EST-SP02

Fonte: Do autor (2022)

Tabela 12 – Sondagens x estaca (continua)

ESTACA	ENSAIO	ESTACA	ENSAIO	ESTACA	ENSAIO	ESTACA	ENSAIO
P01D	EST-SP03	P21 A	EST-SP02	P46B	EST-SP03	P60C	EST-SP02
P02A	EST-SP03	P21 B	EST-SP02	P46C	EST-SP03	P60D	EST-SP02
P02B	EST-SP03	P22A	EST-SP02	P46D	EST-SP03	P61A	EST-SP02
P03A	EST-SP03	P22B	EST-SP02	P47A	EST-SP03	P61B	EST-SP02
P03B	EST-SP03	P23A	EST-SP02	P47B	EST-SP03	P61C	EST-SP02
P04A	EST-SP03	P23B	EST-SP02	P47C	EST-SP03	P61D	EST-SP02
P04B	EST-SP03	P24A	EST-SP02	P47D	EST-SP03	P62A	EST-SP02
P05A	EST-SP03	P24B	EST-SP02	P48A	EST-SP03	P62B	EST-SP02
P05B	EST-SP03	P25A	EST-SP02	P48B	EST-SP03	P62C	EST-SP02
P06A	EST-SP03	P25B	EST-SP02	P48C	EST-SP03	P62D	EST-SP02
P06B	EST-SP03	P26A	EST-SP02	P48D	EST-SP03	P63A	EST-SP02
P07A	EST-SP03	P26B	EST-SP02	P50RA	EST-SP03	P63B	EST-SP02
P07B	EST-SP03	P27A	EST-SP02	P50A	EST-SP03	P63C	EST-SP02
P08A	EST-SP03	P27B	EST-SP02	P50RB	EST-SP03	P63D	EST-SP02
P08B	EST-SP03	P28A	EST-SP02	P50B	EST-SP03	P64A	EST-SP12
P09A	EST-SP03	P28B	EST-SP02	P50RC	EST-SP03	P64B	EST-SP12
P09B	EST-SP03	P29A	EST-SP02	P50C	EST-SP03	P64C	EST-SP12
P10A	EST-SP03	P29B	EST-SP02	P50RD	EST-SP03	P64D	EST-SP12
P10B	EST-SP03	P30A	EST-SP02	P50D	EST-SP03	P65A	EST-SP12
P11A	EST-SP03	P30B	EST-SP02	P52A	EST-SP03	P65B	EST-SP12
P11B	EST-SP03	P31A	EST-SP02	P52B	EST-SP03	P65C	EST-SP12
P12A	EST-SP03	P31B	EST-SP02	P52C	EST-SP03	P65D	EST-SP12
P12B	EST-SP03	P32A	EST-SP02	P52D	EST-SP03	P66A	EST-SP12
P13A-R	EST-SP03	P32B	EST-SP02	P53A	EST-SP01	P66B	EST-SP12
P13B-R	EST-SP03	P33B	EST-SP12	P53C	EST-SP01	P66D	EST-SP12
P13C-R	EST-SP03	P34A	EST-SP12	P53D	EST-SP01	P67A	EST-SP12
P13B	EST-SP03	P34B	EST-SP12	P54A	EST-SP01	P67B	EST-SP12
P13D-R	EST-SP03	P35A	EST-SP12	P54B	EST-SP01	P67C	EST-SP12
P14A-R	EST-SP03	P35B	EST-SP12	P54C	EST-SP01	P67D	EST-SP12
P14A	EST-SP03	P36A	EST-SP12	P54D	EST-SP01	P68A	EST-SP12
P14B-R	EST-SP03	P36B	EST-SP12	P55A	EST-SP02	P68B	EST-SP12
P14C-R	EST-SP03	P37A	EST-SP12	P55B	EST-SP02	P68C	EST-SP12
P14B	EST-SP03	P37B	EST-SP12	P55C	EST-SP02	P68D	EST-SP12
P14D-R	EST-SP03	P38A	EST-SP12	P55D	EST-SP02	P69A	EST-SP12
P15A R	EST-SP03	P38B	EST-SP12	P56A	EST-SP02	P69B	EST-SP12
P15A	EST-SP03	P39A	EST-SP12	P56B	EST-SP02	P69C	EST-SP12
P15B	EST-SP03	P39B	EST-SP12	P56C	EST-SP02	P69D	EST-SP12
P15B R	EST-SP03	P40A	EST-SP12	P56D	EST-SP02	P70A	EST-SP12
P16A-R	EST-SP03	P40B	EST-SP12	P57A	EST-SP02	P70B	EST-SP12
P16A	EST-SP03	P41A	EST-SP12	P57B	EST-SP02	P70C	EST-SP12
P16B	EST-SP03	P41B	EST-SP12	P57C	EST-SP02	P70D	EST-SP12
P16B-R	EST-SP03	P43A	EST-SP03	P57D	EST-SP02	P71A	EST-SP12

Fonte: Do autor (2022)

Tabela 12 – Sondagens x estaca (conclusão)

ESTACA	ENSAIO	ESTACA	ENSAIO	ESTACA	ENSAIO	ESTACA	ENSAIO
P17A	EST-SP02	P43B	EST-SP03	P58A	EST-SP02	P71B	EST-SP12
P17B	EST-SP02	P44A	EST-SP03	P58B	EST-SP02	P71C	EST-SP12
P18A	EST-SP02	P44B	EST-SP03	P58C	EST-SP02	P71D	EST-SP12
P18B	EST-SP02	P44C	EST-SP03	P58D	EST-SP02	P72A	EST-SP12
P19A	EST-SP02	P44D	EST-SP03	P59A	EST-SP02	P72B	EST-SP12
P19B	EST-SP02	P45A	EST-SP03	P59B	EST-SP02	P72C	EST-SP12
P20A	EST-SP02	P45B	EST-SP03	P59C	EST-SP02	P72D	EST-SP12

Fonte: Do autor (2022)

A determinação da capacidade de carga admissível será realizada com o auxílio dos métodos semiempíricos, porém como cada método é definido a partir de uma metodologia específica, sendo necessária a aplicação de uma metodologia que norteie um resultado condizente com a realidade, evitando valores dispersos entre as cinco metodologias empregadas na pesquisa. Para isso, será empregado um método baseado na segunda média.

O método de segunda média determina os valores mínimos e máximos dentre a média entre os resultados obtidos, deste modo utilizam-se para o cálculo da segunda média os valores que se enquadram dentro deste limite. Os limites são determinados a partir da aplicação do desvio padrão normalmente de 30%. A partir disso, estes valores os quais são utilizados na determinação da capacidade de carga.

4.5. Cargas da edificação

Os elementos estruturais da edificação transmitem (ações do vento, estruturais, pontes rolantes e próprias considerando equipamentos) que são combinadas conforme as recomendações da NBR 8681 (ABNT, 2003), a fim de se obter respostas para verificações no Estado Limite de Serviço e no Estado Limite Último.

A partir do relatório de cargas fornecido pela construtora, extrai-se a carga axial de maior solicitação dentre as trinta e quatro combinações realizadas pelo projetista para cada pilar. Para visualização, foi criada a Tabela 13.

Tabela 13 – Tabela de cargas (continua)

Pilar	Solicitação (kN)	Pilar	Solicitação (kN)
P01	187,50	P36	389,00
P02	173,50	P37	398,50
P03	166,00	P38	399,00

Fonte: Adaptado do relatório da construtora (2022)

Tabela 13 – Tabela de cargas (conclusão)

Pilar	Solicitação (kN)	Pilar	Solicitação (kN)
P04	164,50	P39	397,50
P05	165,00	P40	473,00
P06	164,50	P41	483,00
P07	164,50	P43	243,00
P08	162,50	P44	385,00
P09	164,50	P45	322,50
P10	164,00	P46	336,50
P11	191,50	P47	334,50
P12	192,50	P48	638,50
P13	154,00	P50	667,00
P14	141,50	P52	498,50
P15	169,00	P53	170,50
P16	175,00	P54	180,50
P17	161,50	P55	193,50
P18	148,50	P56	192,50
P19	184,00	P57	195,50
P20	188,50	P58	199,00
P21	177,50	P59	160,50
P22	169,00	P60	307,00
P23	178,00	P61	357,00
P24	169,00	P62	355,50
P25	177,00	P63	356,00
P26	203,00	P64	356,00
P27	215,50	P65	356,00
P28	173,00	P66	356,00
P30	390,00	P68	356,00
P31	390,50	P69	356,00
P32	389,00	P70	355,50
P33	389,00	P71	360,50
P34	417,00	P72	407,00
P35	414,00		

Fonte: Adaptado do relatório da construtora (2022)

4.6. Probabilidade de ruína

A probabilidade de ruína é aplicada através da análise das curvas de solicitação e resistência como apresentado por Aoki (2018). Deste modo, a solicitação definida pelo projeto estrutural (Tabela 13) e a resistência calculada a partir dos métodos semiempíricos: (i) Aoki e Velloso (1975); (ii) Decourt-Quaresma (1978), (iii) Teixeira (1996), (iv) Brasfond (1991) e (v) Berberiam (2018).

A partir das equações semiempíricas apresentadas neste trabalho, pode-se montar uma planilha com auxílio do programa Microsoft Office Excel para a análise estatística da probabilidade de ruína e cálculo do fator de confiabilidade.

5. RESULTADOS

5.1. Resistência e o efeito de grupo

As capacidades de carga do conjunto de estacas, por pilar, estão disponíveis na Tabela 14. Nos Apêndices A ao D são apresentados os valores de capacidade de carga ao longo da profundidade realizada do ensaio à percussão (SPT) variando os diâmetros da estaca entre 40 cm, 50 cm e 60 cm. Com estes resultados obtidos pelas metodologias semiempíricas adotando um desvio de 30% (trinta por cento) para o cálculo do método de segunda média.

Conforme Neves (2015) devido a variabilidade do maciço de solo de modo que as sondagens do tipo SPT não conseguem identificar todo o subsolo. Por isso, há sempre a existência de incertezas que devem ser analisadas e aplicadas nos cálculos.

Devido incertezas: (i) na execução das estacas até a profundidade em projeto foram encontradas a existência de água que não era disponível no relatório do ensaio a percussão (SPT); (ii) também, houve em profundidades diferentes ao projeto o encontro de rochas que dificultavam a perfuração. Desse modo, é justificável uma análise da probabilidade de ruína o mais próximo da realidade, por isso, para este trabalho é considerado a profundidade executada em obra (APÊNDICE E), em vez das profundidades disponíveis no projeto estrutural (ANEXO A) para obter resultados condizentes (TABELA 14).

Entretanto, para este trabalho, mesmo que o efeito de grupo cause uma interferência na capacidade de carga do grupo de estacas compreendidas em um mesmo bloco de fundação, ocasionado devido a interação entre as estacas que constituem o sistema. Neste trabalho foi desconsiderado esta análise.

Tabela 14 – Carga admissível (Pa) (continua)

Pilar	Resistência (kN)	Pilar	Resistência (kN)
P01	1831,88	P36	1463,52
P02	1987,37	P37	1463,52
P03	1999,36	P38	1463,52
P04	2438,15	P39	1463,52
P05	1999,36	P40	1463,52
P06	1999,36	P41	1463,52
P07	1999,36	P43	2876,94
P08	1999,36	P44	2395,64
P09	1999,36	P45	2882,19
P10	1999,36	P46	2395,64
P11	1999,36	P47	1744,56

Fonte: Do autor (2022)

Tabela 14 – Carga admissível (Pa) (conclusão)

Pilar	Resistência (kN)	Pilar	Resistência (kN)
P12	2438,15	P48	4287,72
P13	2927,58	P50	3144,07
P14	1705,01	P52	2579,70
P15	1980,03	P53	1122,20
P16	2737,84	P54	1122,20
P17	2703,24	P55	1291,52
P18	1976,95	P56	1291,52
P19	2703,24	P57	1291,52
P20	1809,79	P58	1291,52
P21	2053,56	P59	1291,52
P22	2053,56	P60	3128,96
P23	2053,56	P61	3128,96
P24	2053,56	P62	3128,96
P25	2053,56	P63	4237,94
P26	2053,56	P64	1827,04
P27	2053,56	P65	1827,04
P28	2053,56	P66	1827,04
P29	2053,56	P67	1827,04
P30	2053,56	P68	1827,04
P31	2053,56	P69	1827,04
P32	2579,47	P70	1827,04
P33	1463,52	P71	1827,04
P34	1463,52	P72	1827,04
P35	1463,52		

Fonte: Do autor (2022)

5.2. Resistência e Solicitação

Conforme indicado no Gráfico 1, a curva de distribuição normal para resistência das estacas, sofreu variações entre 1122,20 kN a 4.287,72 kN, atingindo a maior densidade de probabilidade no ponto 2053,56 kN. Enquanto, para solicitações (GRÁFICO 2), variou entre 141,50 kN a 667,00 kN, com maior densidade de probabilidade em 307,00 kN. Portanto, o fator de segurança global para média dos dados das curvas, considerando as dispersões foi de 7,33, sendo este um valor superior ao exigido por norma NBR 6122 (ABNT, 2019). Para elaboração das curvas de solicitação *versus* resistência, alguns parâmetros estatísticos são considerados, como indicado na Tabela 15.

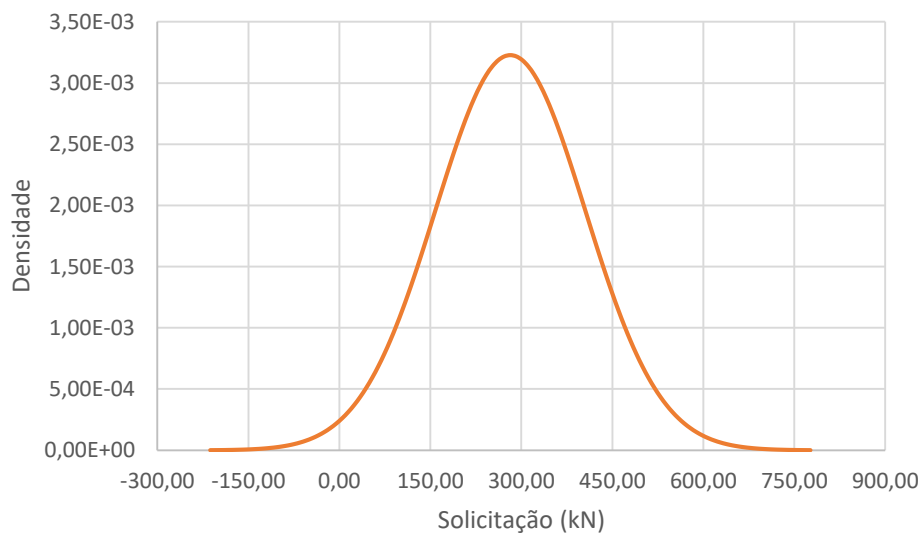
Tabela 15 - Parâmetros estatísticos considerados

Dados	Média (kN)	Desvio Padrão (kN)	Coefficiente de variação
Solicitação	282,06	122,76	0,44
Resistência	2067,41	631,66	0,31

Fonte: Do autor (2023)

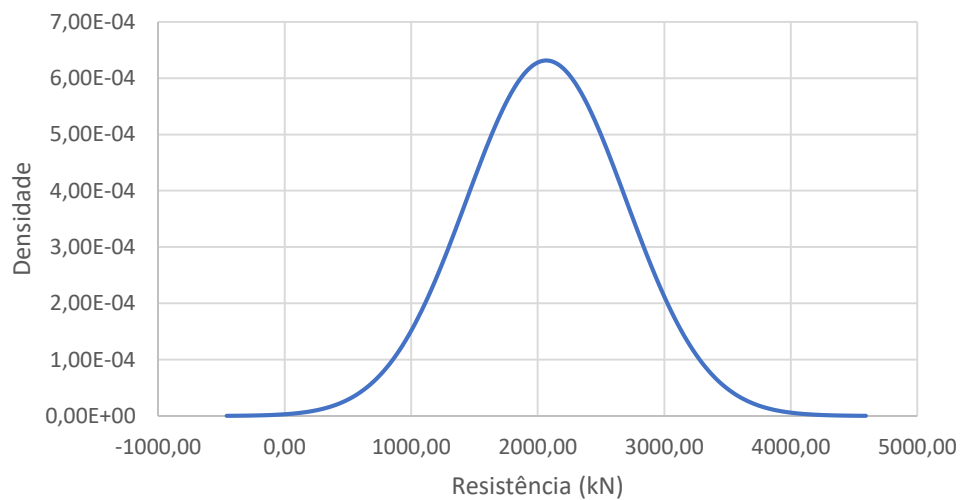
Analisando a Tabela 15, pode-se perceber que o coeficiente de variação para solicitação (GRÁFICO 1) comparado a resistência (GRÁFICO 2) sofreu maiores dispersões.

Gráfico 1 - Curva de distribuição normal das solicitações



Fonte: Do autor (2023).

Gráfico 2 - Curva de distribuição normal das resistências



Fonte: Do autor (2023).

A Tabela 16 apresenta a síntese dos dados utilizados no cálculo da probabilidade de ruína para as estacas da obra do galpão industrial, bem como o resultado da análise de confiabilidade no Gráfico 3 devido a intersecção entre as curvas de distribuição. A probabilidade de falha aqui obtida via aplicação do índice de confiabilidade de Cintra e Aoki (2010) foi de 0,00276.

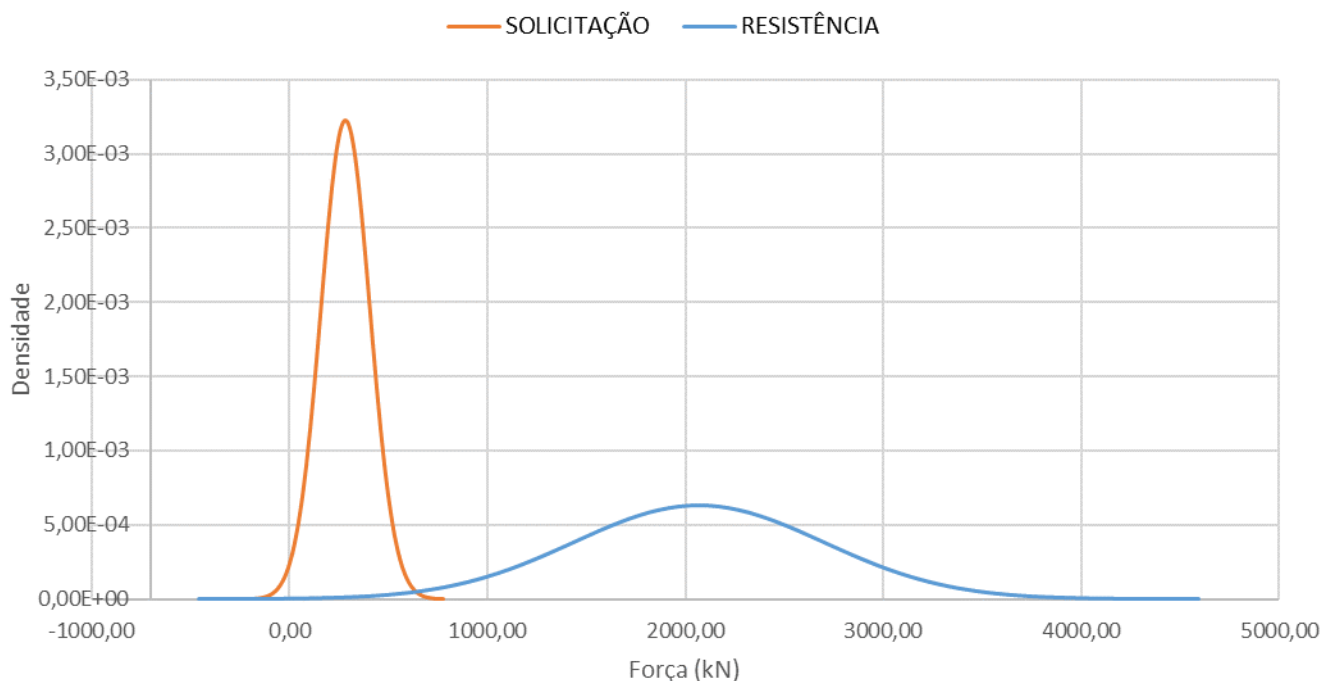
Tabela 16 – Análise da probabilidade de ruína

RISCO DE PROJETO DE ESTAQUEAMENTO CONFORME NBR 6122 (ABNT, 2019)			
RESISTÊNCIA	Resistência média (kN)	R_{cm}	2067
	Resistência característica (kN)	R_{ck}	935
	Desvio padrão (kN)	σ_R	631,66
	Coefficiente variação	v_R	0,31
SOLICITAÇÃO	Solicitação característica (kN)	S_k	484
	Coefficiente variação	v_S	0,44
	Solicitação média (kN)	S_S	282
	Desvio padrão (kN)	σ_S	123
SEGURANÇA	Fator segurança global	F_S	7,33
	Fator segurança tradicional	$F_{S,trad}$	4,27
	Fator parcial resistência	F_R	2,21
	Fator parcial solicitação	F_S	1,72
CONFIABILIDADE	Margem segurança média(kN)	m_M	1785
	Desvio padrão (kN)	σ_M	643
	Coefficiente variação	v_M	0,360
	Fator de confiabilidade	β	2,775
	Probabilidade ruína	p_f	0,002764
	Tempo de recorrência (estacas)	$1/p_f$	362

Fonte: Adaptada de Aoki (2018).

No Gráfico 3, percebe-se que as curvas se interceptam, constatando que há pontos que a solicitação supera a resistência, caracterizando a situação de ruína. Como calculado na Tabela 16 a probabilidade de ruína (p_f) igual a 0,002764, analisa-se também pela curva de densidade uma pequena probabilidade de ocorrência. Não haveria existência de ruína caso as curvas de resistência e solicitação estivessem afastadas.

Gráfico 3 – Curva de distribuição Resistência x Solicitação



Fonte: Do autor (2023).

5.3. Discussão

Na análise de probabilidade de ruína buscou-se neste estudo ser o mais próximo da realidade executada, utilizando a metodologia proposta por Cintra e Aoki (2011). Dessa forma, observa-se que o fator de segurança não deve ser o único parâmetro a ser considerado para a análise de segurança das fundações, haja visto que com fatores de segurança padronizados com valores absolutos, a falha tem ocorrência nula. No entanto, podem inclusive apresentar uma falsa situação de segurança (ROMANINI et al., 2019).

Bem como Mucci et al. (2019) relata que os métodos se baseiam no conceito de soma da resistência lateral e da resistência de ponta para a determinação da capacidade de carga. A utilização de cinco metodologias diferentes tem como consequência um resultado condizente com o real visto que cada método é baseado em correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ* e ajustados com provas de carga. Apesar da qual os métodos semiempíricos não se adequam as variáveis ao subsolo em estudo, sendo um estudo generalizado.

Diante disso, a NBR 6122 (ABNT, 2019) define um fator de segurança mínimo de 3,0 para fundações dimensionadas a partir de metodologias semiempíricas, no qual segundo a análise ocorrida houve o atendimento a norma a partir do fator de segurança calculado igual a 7,33. Porém, conforme estudo da probabilidade de ruína, para que possa alegar que a estrutura tenha chance nula ou próxima a zero de ruína, o estudo de probabilidade deve ser analisado

através do índice de confiabilidade atrelado ao fator de segurança do elemento estrutural. Pela Tabela 16, o fator de confiabilidade calculado seja igual 2,775.

De posse dos resultados obtidos pode-se utilizar a Tabela 16 para realizar a classificação da obra quanto ao nível de risco. De modo que, segundo o fator β , a probabilidade de ruína da fundação por estacas do empreendimento estudado é classificada como ocasional. Segundo Ahmad et al. (2003), um valor aceitável para o fator de confiabilidade para estacas que trabalham em grupo deve estar compreendido no intervalo entre 2,00 e 2,80, sendo comprovado a aceitação conforme o autor.

Conforme Silva (2021) no estudo da obra do Hospital do Alto Sertão na cidade de Delmiro Gouveia em Alagoas, comprova-se que a curva de distribuição normal para os tubulões a céu aberto evidencia a área entre as curvas mínima para que haja ocorrência da ruína, o que não quer dizer que não apresente algum risco. Neste trabalho, observa-se para a fundação executada demonstre um fator de segurança igual a 9,59 não seja suficiente para garantir a ocorrência de ruína, isso pode ser notado pelo índice de confiabilidade calculado igual a 2,609 sendo classificada pelo critério de Clemens (1983) como provável ocorrência de ruína. Deste modo, fica evidente a necessidade de cálculo da probabilidade de ruína.

A probabilidade de ruína encontrada apresenta um valor de 2,764E-03 ou 1/362. Em outras palavras, a probabilidade obtida indica que, a partir da amostra ensaiada, a cada 362 estacas executadas estatisticamente, em apenas um caso a solicitação seria superior à resistência, levando o elemento de fundação isolado à ruptura.

A ocorrência deste tipo de classificação pode estar interligada ao solo do local apresentar uma grande variedade nas características, pois é impossível ter uma base completa do subsolo a qual foi executado a obra, como qualquer empreendimento. Visto que uma das incógnitas da probabilidade de ruína é a resistência das estacas que dependem destes valores e pode-se ter interferência devido a presença de materiais com resistências diferentes das detectadas por meio sondagens SPT, devido serem executadas com uma distância considerada entre elas, conforme diz Meyerhof (1976).

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. CONCLUSÕES

Este trabalho estudou a análise da probabilidade de ruína das fundações do tipo estaca escavada de uma parte da obra de um galpão industrial. Para tanto, determinou-se a resistência do elemento de fundação, que para o caso da fundação executada foi calculada por métodos semiempíricos. Deste modo, foi possível determinar a probabilidade de ruína das fundações do tipo estacas escavadas conforme o estudo.

Deste modo, os resultados indicaram que a fundação executada apresentou um fator de segurança de 7,33 com um índice de confiabilidade de 2,775. Pode-se observar que mesmo que o fator de segurança seja maior que o descrito na NBR 6122 (ABNT, 2019), não implica que a estrutura esteja totalmente segura, por isso é imprescindível a análise de probabilidade de ruína.

Tendo em vista a análise apresentada neste trabalho para o galpão industrial, a utilização de probabilidade de ruína, demonstra que deve ser aplicado nos dimensionamentos visto que é mais uma ferramenta para a área de segurança de projetos de fundações. Além disso, a aplicação está na possibilidade de ganhos em relação ao aspecto financeiro, uma vez que garantir uma alta confiabilidade ao projeto, o projetista poderá ter um projeto com uma melhor relação custo-benefício sem afetar a segurança.

6.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Considerando que o estudo da probabilidade de ruína seja fundamental nos projetos de fundações, propõem-se como sugestões para futuros trabalhos: (i) realizar a análise de probabilidade de ruínas para outros empreendimentos; (ii) utilizar outros métodos estatísticos para o cálculo de probabilidade de ruína; (iii) analisar os custos para execução da fundação, analisando todo o processo e (iv) aplicar a análise para fundações alternativas ao calculado em projeto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, Paulo José Rocha; CORRÊA, Celso Nogueira. **Avaliação do Risco de Fundação em Estacas Metálicas na Baixada Santista—Estudo de Caso**. 2018.

AMANN, Kurt André Pereira. **Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. 2010.

ANG, A. H. S.; TAN, W. H. **Probability concepts in engineering planning and desing: decision, risk and reliability**. New York: John Wuley & Sons, 1984. v. 2.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo — Sondagem de simples reconhecimento com SPT — Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios - Procedimento. Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

AOKI, N. **Aplicação de métodos probabilísticos em fundações**. XIX Congresso brasileiro mecânica dos solos e engenharia geotécnica, Salvador, Brasil. 2018.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **Estimating Stresses and Settlements due to Deep Foundations by the Theory of Elasticity**. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 5, 1986, Porto Alegre. Anais... Buenos Aires, 1975.

AZEVEDO, C. P. B. **Projeto de fundações de linhas de transmissão baseado em confiabilidade**. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011.

BRASFOND. **Catálogo técnico sobre estacas raiz**. Guarulhos, 1991.

BERBERIAN, D. **Engenharia de Fundações**. 4ª edição. Brasília/DF: Editora Infracor, 2018.

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

CINTRA, J. C. A. et al. **Fundações: Ensaios estáticos e dinâmicos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. Oficina de Textos, 2011.

CLEMENS, P. L. **Combinatorial failure probability analysis using MIL-STD 882**. Jacobs Sverdrup, Handbook 6000-8. Journal of the System Safety Society, Vol. 18, No. 4. 1983.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES, 6, 1978, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABMS, p.45-53, v.1.

ESTRUTURAL PROJETOS E CONSULTORIA DE ESTRUTURAS LTDA, **UNIT D-ES-EX-ME-5002-02_GALPÃO - Tabela de Cargas**, Londrina, 2022.

FALCONI, Frederico et al. **Fundações: teoria e prática**. 2º edição. Editora Pini. São Paulo, 1998.

FOYE, K. C., ABOU-JAOUDE, G., and Salgado, R. **Limit States Design (LSD) for Shallow and Deep Foundations. Report, Joint Transportation Research Program**, 2004.

GOMES, Wirley Rodrigues Velasco. **Análise numérica do efeito de grupo na capacidade de carga em fundações estacadas**. Uberlândia, 2021.

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

MEYERHOF, G. G. Bearing capacity and settlement of pile foundations. **Journal of Geotechnical Engineering**, [S.l.]: American Society of Civil Engineers, v.102, n.GT3, 1976.

MUCCI, Luan Mesquita et al. **Análise de métodos semi-empíricos segundo provas de carga instrumentadas em estacas hélice contínua**. São Paulo. 2019.

NEOSOLOS GEOTECNIA. **Relatório SPT 1042 22_1ª Etapa-Área Norte-Rev00**. Não publicado, 2022.

NEOSOLOS GEOTECNIA. **Relatório SPT_1052 22_2ª Etapa-Área Oeste-Rev00**. Não publicado, 2022.

NEVES, Alessandro Marques das. **Probabilidade de ruína em estacas helicoidais nas fundações de torres de linhas de transmissão de energia elétrica**. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Maringá. 2015

ROMANINI, Augusto; PORTO, Thiago Bomjardim; CRISPIM, Flavio Alessandro. **Análise da probabilidade de falha de uma fundação profunda na região centro-oeste do Brasil.** Brazil. Brazilian Journal of Development, v. 5, n. 12, p. 31913-31949, 2019.

SILVA, Joana Fortes et al. **Análise da probabilidade de ruína em elementos de fundação da obra do hospital do alto sertão em Delmiro Gouveia–AL.** 2021.

TEIXEIRA, A. H. **Projeto e execução de fundações**, Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE III, 1ª edição. São Paulo: 1996.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

APÊNDICE A – Aplicação dos métodos semiempíricos - Ensaio SPT-01.

A seguir serão apresentadas um resumo da análise feita nesse trabalho para o SPT-01.

Tabela 1 – Resistência do SPT-01 x Ø 40 cm (kN)

PROFUNDIDADE	AOKI-VELLOSO	DECOURT E QUARESMA	TEIXEIRA	BRASFOND	BERBERIAM	1º MÉDIA	+30%	-30%	2º MÉDIA
1	21,20	14,56	29,52	27,00	28,90	24,24	31,51	16,97	26,65
2	29,49	26,21	42,71	42,08	31,58	34,41	44,74	24,09	34,41
3	34,63	35,28	59,52	64,37	36,51	46,06	59,88	32,24	41,49
4	43,54	45,50	77,27	84,78	35,60	57,34	74,54	40,14	44,52
5	53,27	55,50	97,53	108,33	44,13	71,75	93,28	50,23	54,39
6	63,82	67,75	120,30	135,02	53,49	88,08	114,50	61,65	65,79
7	80,01	82,21	149,04	167,99	66,69	109,19	141,95	76,43	81,11
8	83,38	95,09	179,36	204,10	73,06	127,00	165,10	88,90	95,09
9	100,38	111,17	208,88	238,64	86,03	149,02	193,73	104,32	111,17
10	128,66	128,64	248,62	284,17	108,28	179,67	233,58	125,77	128,65
11	140,94	146,79	289,20	333,89	122,87	206,74	268,76	144,72	146,79

Fonte: Do autor (2023)

Tabela 2 – Resistência do SPT-01 x Ø 50 cm (kN)

PROFUNDIDADE	AOKI- VELLOSO	DECOURT E QUARESMA	TEIXEIRA	BRASFOND	BERBERIAN	1º MÉDIA	+30%	-30%	2º MÉDIA
1	32,25	21,71	43,77	39,25	43,57	36,11	46,94	25,28	39,71
2	44,06	36,77	61,24	58,88	45,65	49,32	64,12	34,52	49,32
3	50,82	49,60	83,57	88,80	51,02	64,76	84,19	45,33	58,75
4	63,46	63,16	107,38	115,79	47,25	79,41	103,23	55,59	63,31
5	77,13	76,45	134,32	146,70	57,77	98,47	128,01	68,93	76,79
6	91,82	92,94	164,41	181,53	69,12	119,96	155,95	83,97	92,38
7	115,06	112,58	203,03	225,20	86,01	148,38	192,89	103,86	113,82
8	117,77	129,47	242,54	271,81	91,28	170,57	221,75	119,40	129,47
9	142,04	150,75	281,61	316,94	107,34	199,74	259,66	139,82	146,39
10	183,41	174,55	335,06	377,29	136,96	241,45	313,89	169,02	178,98
11	198,76	198,81	386,68	440,25	152,75	275,45	358,09	192,82	198,78

Fonte: Do autor (2023)

Tabela 3 – Resistência do SPT-01 x Ø 60 cm (kN)

PROFUNDIDADE	AOKI- VELLOSO	DECOURT E QUARESMA	TEIXEIRA	BRASFOND	BERBERIAN	1º MÉDIA	+30%	-30%	2º MÉDIA
1	45,62	30,26	60,76	53,69	61,50	50,37	65,48	35,26	55,39
2	61,51	48,93	82,91	78,19	62,85	66,88	86,94	46,82	66,88
3	70,01	66,12	111,30	116,57	68,75	86,55	112,51	60,58	79,04
4	86,99	83,34	141,80	150,72	61,49	104,87	136,33	73,41	85,16
5	105,20	100,22	176,08	189,58	74,45	129,10	167,84	90,37	102,71
6	124,64	121,42	214,13	233,15	88,24	156,31	203,21	109,42	123,03
7	156,14	146,88	263,71	288,49	109,63	192,97	250,86	135,08	151,51
8	157,59	168,09	313,07	346,19	113,56	219,70	285,61	153,79	162,84
9	190,32	195,03	362,54	402,71	133,39	256,80	333,84	179,76	192,68
10	247,18	225,95	431,21	479,24	172,02	311,12	404,46	217,79	236,57
11	265,61	256,95	494,24	555,78	189,27	352,37	458,08	246,66	261,28

Fonte: Do autor (2023)

APÊNDICE B – Aplicação dos métodos semiempíricos - Ensaio SPT-02.

A seguir serão apresentadas um resumo da análise feita nesse trabalho para o SPT-02.

Tabela 1 – Resistência do SPT-02 x Ø 40 cm (kN)

PROFUNDIDADE	AOKI-VELLOSO	DECOURT E QUARESMA	TEIXEIRA	BRASFOND	BERBERIAN	1º MÉDIA	+30%	-30%	2º MÉDIA
1	49,88	19,21	42,71	42,39	36,44	38,13	49,56	26,69	40,51
2	66,47	29,73	57,78	59,66	50,02	52,73	68,55	36,91	58,48
3	95,84	42,82	77,89	82,43	72,09	74,21	96,48	51,95	82,06
4	93,19	53,67	103,02	111,47	76,38	87,55	113,81	61,28	96,01
5	112,31	66,57	125,63	137,38	73,11	103,00	133,90	72,10	103,68
6	75,95	69,93	128,78	144,44	84,93	100,81	131,05	70,56	96,55
7	87,32	83,07	152,34	172,70	75,79	114,24	148,52	79,97	85,19
8	104,32	98,42	183,60	208,81	89,82	136,99	178,09	95,90	101,37
9	122,96	115,96	221,60	252,77	106,05	163,87	213,03	114,71	119,46
10	133,61	134,18	262,91	301,44	149,95	196,42	255,34	137,49	149,95
11	283,28	170,32	351,79	397,21	186,99	277,92	361,29	194,54	317,54
12	304,82	191,58	409,59	464,72	254,22	324,99	422,48	227,49	322,88
13	349,40	219,85	467,38	532,23	290,36	371,84	483,40	260,29	369,05
14	373,48	257,42	555,33	629,57	389,18	441,00	573,30	308,70	439,33
15	525,42	306,29	673,43	763,02	482,16	550,06	715,08	385,04	560,34
16	638,88	367,88	816,66	924,73	563,35	662,30	860,99	463,61	672,96
17	734,37	424,12	972,45	1101,36	639,91	774,44	1006,77	542,11	782,24
18	822,15	471,48	1105,64	1259,14	683,05	868,29	1128,78	607,80	870,28
19	849,80	519,98	1226,27	1403,58	753,26	950,58	1235,75	665,40	943,11
20	938,84	564,86	1349,41	1552,73	826,47	1046,46	1360,40	732,52	1038,24
21	1018,90	614,04	1464,18	1695,60	886,57	1135,86	1476,62	795,10	1123,22

Fonte: Do autor (2023)

Tabela 2 – Resistência do SPT-02 x Ø 50 cm (kN)

PROFUNDIDADE	AOKI- VELLOSO	DECOURT E QUARESMA	TEIXEIRA	BRASFOND	BERBERIAN	1º MÉDIA	+30%	-30%	2º MÉDIA
1	76,75	29,17	64,37	63,29	54,78	57,67	74,97	40,37	60,81
2	101,08	43,06	84,79	86,35	73,13	77,68	100,99	54,38	81,42
3	145,00	61,38	112,27	117,01	104,00	107,93	140,31	75,55	111,10
4	138,09	75,93	146,04	155,53	105,68	124,25	161,53	86,98	136,33
5	165,59	93,02	176,66	190,12	96,25	144,33	187,63	101,03	171,13
6	106,98	95,66	176,09	194,29	111,45	136,89	177,96	95,82	131,50
7	122,69	113,27	206,62	230,59	93,42	153,32	199,31	107,32	117,98
8	146,96	134,02	248,38	278,18	111,14	183,74	238,86	128,62	140,49
9	173,27	157,91	299,13	336,08	131,35	219,55	285,41	153,68	165,59
10	186,58	182,26	353,46	399,37	193,86	263,10	342,04	184,17	190,22
11	415,30	234,00	482,13	536,25	242,38	382,01	496,62	267,41	448,71
12	442,23	262,55	559,08	625,06	335,19	444,82	578,27	311,38	445,50
13	505,15	300,82	636,04	713,86	379,43	507,06	659,18	354,94	506,87
14	535,24	353,69	758,53	847,31	520,17	602,99	783,88	422,09	604,65
15	761,16	423,60	920,29	1027,37	644,59	755,40	982,02	528,78	775,35
16	924,59	510,41	1116,59	1245,70	746,26	908,71	1181,32	636,10	929,15
17	1058,36	587,09	1329,39	1483,40	837,82	1059,21	1376,98	741,45	1075,19
18	1178,88	648,74	1504,51	1688,73	875,01	1179,17	1532,93	825,42	1186,13
19	1206,24	711,33	1661,58	1875,17	955,94	1282,05	1666,67	897,44	1274,58
20	1328,34	768,90	1820,21	2066,02	1039,39	1404,57	1825,94	983,20	1395,98
21	1435,61	832,35	1964,20	2245,10	1100,92	1515,64	1970,33	1060,95	1500,24

Fonte: Do autor (2023)

Tabela 3 – Resistência do SPT-02 x Ø 60 cm (kN)

PROFUNDIDADE	AOKI-VELLOSO	DECOURT E QUARESMA	TEIXEIRA	BRASFOND	BERBERIAN	1º MÉDIA	+30%	-30%	2º MÉDIA
1	109,37	41,19	90,44	88,31	77,19	81,30	105,69	56,91	85,31
2	142,90	58,74	116,82	117,75	101,36	107,51	139,77	75,26	111,98
3	204,23	83,08	152,63	157,20	143,01	148,03	192,44	103,62	150,94
4	191,62	101,71	195,97	206,06	141,48	167,37	217,58	117,16	183,78
5	228,94	123,41	235,55	250,22	124,52	192,53	250,29	134,77	238,24
6	142,82	124,69	229,44	249,63	143,85	178,09	231,51	124,66	160,20
7	163,49	147,23	267,37	294,38	114,96	197,48	256,73	138,24	155,36
8	196,22	174,02	320,73	354,43	137,19	236,52	307,47	165,56	185,12
9	231,41	205,05	385,51	427,43	162,27	282,33	367,03	197,63	218,23
10	247,38	236,14	453,95	506,33	247,52	338,26	439,74	236,78	247,45
11	571,79	306,13	629,42	691,19	310,09	501,73	652,24	351,21	600,61
12	604,11	342,75	727,42	803,06	434,16	582,30	756,99	407,61	588,56
13	688,25	392,21	825,42	914,92	488,30	661,82	860,37	463,27	667,32
14	724,37	462,71	987,48	1089,19	680,27	788,80	1025,44	552,16	797,37
15	1038,67	557,21	1198,55	1321,16	843,11	991,74	1289,26	694,22	1026,78
16	1260,70	673,16	1454,84	1602,58	969,81	1192,22	1549,88	834,55	1228,45
17	1438,50	772,84	1731,86	1908,14	1079,72	1386,21	1802,07	970,35	1416,69
18	1596,08	849,76	1952,37	2164,25	1109,62	1534,42	1994,74	1074,09	1552,69
19	1620,27	927,23	2148,38	2395,04	1203,66	1658,91	2156,59	1161,24	1657,44
20	1779,75	998,07	2344,40	2629,36	1299,62	1810,24	2353,31	1267,17	1807,92
21	1917,12	1076,57	2517,81	2844,84	1362,90	1943,85	2527,00	1360,69	1932,61

Fonte: Do autor (2023)

APÊNDICE C – Aplicação dos métodos semiempíricos - Ensaio SPT-03.

A seguir serão apresentadas um resumo da análise feita nesse trabalho para o SPT-03.

Tabela 1 – Resistência do SPT-03 x Ø 40 cm (kN)

PROFUNDIDADE	AOKI-VELLOSO	DECOURT E QUARESMA	TEIXEIRA	BRASFOND	BERBERIAN	1º MÉDIA	+30%	-30%	2º MÉDIA
1	44,27	30,99	69,40	69,08	33,62	49,47	64,31	34,63	44,27
2	50,82	47,04	90,66	95,25	40,80	64,91	84,39	45,44	48,93
3	52,55	57,48	109,62	119,32	44,44	76,68	99,69	53,68	57,48
4	72,74	70,12	132,39	146,01	58,76	96,00	124,80	67,20	71,43
5	95,38	85,32	166,16	185,26	77,70	121,96	158,55	85,37	95,38
6	202,37	130,24	242,00	265,33	150,30	198,05	257,46	138,63	198,22
7	118,60	145,51	330,12	373,66	119,13	217,40	282,63	152,18	x
8	155,69	185,07	365,62	414,48	133,29	250,83	326,08	175,58	185,07
9	255,50	197,86	442,10	497,69	317,21	342,07	444,69	239,45	338,27
10	407,51	267,49	569,00	644,96	397,41	457,27	594,45	320,09	457,97
11	463,81	338,98	732,33	827,70	606,29	593,82	771,97	415,67	600,81
12	596,05	410,77	917,48	1033,06	767,84	745,04	968,55	521,53	760,46
13	461,17	453,74	1047,55	1198,22	609,08	753,95	980,14	527,77	609,08
14	487,56	522,13	1129,75	1298,70	595,52	806,73	1048,75	564,71	595,52

Fonte: Do autor (2023)

Tabela 2 – Resistência do SPT-03 x Ø 50 cm (kN)

PROFUNDIDADE	AOKI- VELLOSO	DECOURT E QUARESMA	TEIXEIRA	BRASFOND	BERBERIAN	1º MÉDIA	+30%	-30%	2º MÉDIA
1	44,27	30,99	69,40	69,08	33,62	73,65	95,74	51,55	67,38
2	50,82	47,04	90,66	95,25	40,80	92,82	120,67	64,98	71,70
3	52,55	57,48	109,62	119,32	44,44	106,57	138,55	74,60	78,55
4	72,74	70,12	132,39	146,01	58,76	132,64	172,44	92,85	101,72
5	95,38	85,32	166,16	185,26	77,70	167,67	217,97	117,37	128,61
6	202,37	130,24	242,00	265,33	150,30	279,31	363,11	195,52	302,94
7	118,60	145,51	330,12	373,66	119,13	292,17	379,82	204,52	x
8	155,69	185,07	365,62	414,48	133,29	337,17	438,33	236,02	254,50
9	255,50	197,86	442,10	497,69	317,21	471,05	612,36	329,73	472,21
10	407,51	267,49	569,00	644,96	397,41	630,62	819,81	441,44	641,52
11	463,81	338,98	732,33	827,70	606,29	821,39	1067,81	574,98	844,37
12	596,05	410,77	917,48	1033,06	767,84	1033,21	1343,17	723,25	1071,93
13	461,17	453,74	1047,55	1198,22	609,08	1015,85	1320,61	711,10	813,68
14	487,56	522,13	1129,75	1298,70	595,52	1078,81	1402,45	755,17	777,39

Fonte: Do autor (2023)

Tabela 3 – Resistência do SPT-03 x Ø 60 cm (kN)

PROFUNDIDADE	AOKI- VELLOSO	DECOURT E QUARESMA	TEIXEIRA	BRASFOND	BERBERIAN	1º MÉDIA	+30%	-30%	2º MÉDIA
1	95,31	67,70	142,96	138,95	68,37	102,66	133,45	71,86	95,31
2	105,13	92,24	175,71	178,98	76,21	125,66	163,35	87,96	98,69
3	104,12	107,89	203,28	214,31	76,09	141,14	183,48	98,80	106,01
4	145,24	128,74	241,33	257,87	101,03	174,84	227,29	122,39	136,99
5	190,03	156,26	298,45	322,64	133,25	220,13	286,16	154,09	173,15
6	422,77	248,14	444,61	472,18	283,10	374,16	486,41	261,91	405,66
7	214,02	271,04	580,67	638,21	178,67	376,52	489,48	263,57	271,04
8	291,34	333,20	641,69	706,50	200,13	434,57	564,94	304,20	333,20
9	506,09	353,33	783,60	856,04	597,32	619,28	805,06	433,49	629,00
10	825,68	472,53	1005,04	1107,32	739,71	830,06	1079,07	581,04	856,81
11	926,62	600,59	1299,02	1426,66	1166,05	1083,79	1408,92	758,65	1130,56
12	1196,45	725,11	1636,45	1789,80	1482,52	1366,07	1775,89	956,25	1438,47
13	856,69	782,35	1825,43	2031,89	1063,75	1312,02	1705,63	918,42	1063,75
14	896,27	885,33	1953,83	2187,32	999,68	1384,49	1799,83	969,14	999,68

Fonte: Do autor (2023)

APÊNDICE D – Aplicação dos métodos semiempíricos - Ensaio SPT-12.

A seguir serão apresentadas um resumo da análise feita nesse trabalho para o SPT-12

Tabela 1 – Resistência do SPT-12 x Ø 40 cm (kN) (Continua)

PROFUNDIDADE	AOKI-VELLOSO	DECOURT E QUARESMA	TEIXEIRA	BRASFOND	BERBERIAN	1º MÉDIA	+30%	-30%	2º MÉDIA
1	21,20	14,56	29,52	27,00	28,90	24,24	31,51	16,97	26,65
2	29,49	26,21	42,71	42,08	39,42	35,98	46,78	25,19	35,98
3	29,49	35,66	55,28	57,78	39,37	43,51	56,57	30,46	43,44
4	33,18	45,15	66,90	71,59	42,11	51,78	67,32	36,25	51,38
5	36,86	51,89	76,96	84,15	45,86	59,14	76,89	41,40	48,88
6	45,16	60,78	87,01	96,71	55,37	69,00	89,71	48,30	67,72
7	86,62	78,20	113,70	123,72	117,13	103,88	135,04	72,71	103,88
8	146,87	94,25	183,43	204,89	117,00	149,28	194,07	104,50	149,10
9	169,79	117,62	221,12	247,28	114,49	174,06	226,28	121,84	195,46
10	91,69	110,03	218,94	251,20	103,29	155,03	201,54	108,52	110,03
11	106,24	120,96	225,38	262,19	95,91	162,14	210,78	113,50	120,96
12	107,97	125,35	242,03	284,17	100,62	172,03	223,64	120,42	125,35
13	108,89	135,47	252,72	299,87	102,90	179,97	233,96	125,98	135,47
14	113,80	143,34	269,52	320,28	110,36	191,46	248,90	134,02	143,34
15	124,35	152,74	287,12	346,66	119,72	206,12	267,95	144,28	152,74
16	135,72	165,62	310,68	384,96	129,92	225,38	292,99	157,77	165,62
17	147,91	176,95	336,75	433,32	134,92	245,97	319,76	172,18	176,95
18	149,64	190,48	362,04	483,25	147,06	266,49	346,44	186,55	190,48
19	167,47	200,53	388,90	547,62	153,43	291,59	379,07	204,11	x

Fonte: Do autor (2023)

Tabela 1 – Resistência do SPT-12 x Ø 40 cm (kN) (Conclusão)

PROFUNDIDADE	AOKI-VELLOSO	DECOURT E QUARESMA	TEIXEIRA	BRASFOND	BERBERIAN	1º MÉDIA	+30%	-30%	2º MÉDIA
20	170,02	211,23	408,06	606,65	154,36	310,06	403,08	217,04	x
21	166,12	223,47	430,84	664,11	171,16	331,14	430,48	231,80	x
22	194,39	232,54	456,76	752,34	176,41	362,49	471,24	253,74	456,76
23	192,13	250,44	482,83	834,61	188,85	389,77	506,70	272,84	482,83
24	210,77	265,16	522,56	949,22	208,09	431,16	560,51	301,81	522,56
25	236,69	286,80	566,39	1097,74	227,34	482,99	627,89	338,09	566,39
26	259,42	311,26	622,14	1282,69	311,77	557,46	724,69	390,22	622,14
27	330,13	388,10	704,27	1521,64	342,20	657,27	854,45	460,09	704,27
28	362,38	418,37	770,87	1775,36	452,94	755,98	982,78	529,19	770,87
29	396,40	451,99	844,53	2068,63	503,36	852,98	1108,88	597,09	844,53
30	440,38	484,15	916,21	2406,50	530,59	955,57	1242,23	668,90	916,21

Fonte: Do autor (2023)

Tabela 2 – Resistência do SPT-12 x Ø 50 cm (kN) (Continua)

PROFUNDIDADE	AOKI- VELLOSO	DECOURT E QUARESMA	TEIXEIRA	BRASFOND	BERBERIAN	1º MÉDIA	+30%	-30%	2º MÉDIA
1	32,25	21,71	43,77	39,25	43,57	36,11	46,94	25,28	39,71
2	44,06	36,77	61,24	58,88	57,90	51,77	67,30	36,24	51,77
3	42,62	48,91	76,95	78,50	55,18	60,43	78,56	42,30	60,43
4	47,23	60,77	91,97	96,16	57,35	70,70	91,90	49,49	59,06
5	51,84	68,87	104,53	111,86	61,10	79,64	103,53	55,75	64,99
6	63,64	80,31	117,10	127,56	73,85	92,49	120,24	64,75	90,42
7	127,00	105,10	154,89	164,85	167,72	143,91	187,08	100,74	143,91
8	215,98	131,06	253,62	278,92	158,15	207,55	269,81	145,28	209,25
9	248,24	162,73	305,45	336,32	147,76	240,10	312,13	168,07	276,84
10	123,65	147,36	294,18	332,64	125,58	204,68	266,09	143,28	147,36
11	144,84	160,62	299,54	343,93	111,25	212,04	275,65	148,43	160,62
12	145,51	164,93	319,27	370,42	114,86	223,00	289,90	156,10	164,93
13	145,14	177,58	330,47	388,08	115,15	231,29	300,67	161,90	177,58
14	151,29	187,02	352,02	414,09	124,01	245,68	319,39	171,98	187,02
15	165,98	199,17	374,01	447,06	135,36	264,31	343,61	185,02	199,17
16	181,69	216,45	404,54	495,92	147,55	289,23	376,00	202,46	216,45
17	198,43	231,00	438,21	557,35	151,16	315,23	409,80	220,66	231,00
18	199,10	248,71	471,44	621,23	166,38	341,37	443,78	238,96	248,71
19	224,39	261,27	505,55	702,18	171,65	373,01	484,91	261,11	261,27
20	226,07	274,25	528,43	774,99	168,90	394,53	512,89	276,17	x
21	218,18	289,94	558,51	848,29	191,87	421,36	547,77	294,95	x
22	259,55	301,28	590,37	958,09	194,93	460,85	599,10	322,59	590,37
23	253,71	325,22	624,05	1061,91	210,16	495,01	643,51	346,51	624,05

Fonte: Do autor (2023)

Tabela 2 – Resistência do SPT-12 x Ø 50 cm (kN) (Conclusão)

PROFUNDIDADE	AOKI- VELLOSO	DECOURT E QUARESMA	TEIXEIRA	BRASFOND	BERBERIAN	1º MÉDIA	+30%	-30%	2º MÉDIA
24	280,02	344,81	677,49	1208,61	235,08	549,20	713,96	384,44	677,49
25	316,93	374,60	734,97	1396,71	258,61	616,37	801,28	431,46	734,97
26	348,37	407,92	809,52	1632,31	383,05	716,23	931,10	501,36	809,52
27	453,90	503,15	923,71	1942,09	421,54	848,88	1103,54	594,21	923,71
28	498,80	542,99	1012,06	2263,94	584,50	980,46	1274,59	686,32	1012,06
29	545,89	587,35	1109,88	2635,83	652,19	1106,23	1438,10	774,36	1109,88
30	607,74	628,72	1202,23	3060,72	682,15	1236,31	1607,21	865,42	1202,23

Fonte: Do autor (2023)

Tabela 3 – Resistência do SPT-12 x Ø 60 cm (kN) (Continua)

PROFUNDIDADE (m)	AOKI- VELLOSO	DECOURT E QUARESMA	TEIXEIRA	BRASFOND	BERBERIAN	1º MÉDIA	+30%	-30%	2º MÉDIA
1	45,62	30,26	60,76	53,69	61,50	50,37	65,48	35,26	55,39
2	61,51	48,93	82,91	78,19	80,49	70,41	91,53	49,28	75,77
3	58,06	63,90	101,76	101,74	74,51	79,99	103,99	55,99	79,99
4	63,59	78,13	120,37	123,40	75,98	92,29	119,98	64,61	77,06
5	69,12	87,45	135,45	142,24	79,73	102,80	133,64	71,96	83,59
6	85,01	101,58	150,53	161,08	96,44	118,93	154,61	83,25	108,39
7	174,86	134,93	201,17	210,07	229,55	190,12	247,15	133,08	190,12
8	298,06	173,18	333,55	362,08	208,45	275,06	357,58	192,54	280,02
9	341,08	214,12	401,39	436,26	188,42	316,26	411,13	221,38	371,24
10	159,22	188,61	377,62	421,55	152,83	259,96	337,95	181,97	188,61
11	188,26	204,06	380,81	432,14	130,00	267,06	347,17	186,94	196,16
12	187,25	207,81	403,20	462,76	132,27	278,66	362,25	195,06	207,81
13	185,01	222,99	414,05	481,60	130,12	286,75	372,78	200,73	222,99
14	192,38	233,85	440,55	513,39	140,69	304,17	395,42	212,92	233,85
15	211,82	248,90	466,94	552,95	154,47	327,02	425,12	228,91	248,90
16	232,48	271,05	504,87	612,77	169,09	358,05	465,47	250,64	271,05
17	254,38	288,99	546,57	687,66	171,00	389,72	506,63	272,80	288,99
18	253,37	311,17	588,39	766,08	190,00	421,80	548,34	295,26	311,17
19	287,33	326,25	629,98	863,81	193,93	460,26	598,34	322,18	326,25
20	287,54	341,35	656,13	950,01	186,67	484,34	629,64	339,04	341,35
21	274,47	360,65	694,18	1039,73	217,19	517,24	672,42	362,07	x
22	331,33	374,26	731,76	1170,91	217,57	565,17	734,72	395,62	731,76

Fonte: Do autor (2023)

Tabela 3 – Resistência do SPT-12 x Ø 60 cm (kN) (Conclusão)

PROFUNDIDADE	AOKI- VELLOSO	DECOURT E QUARESMA	TEIXEIRA	BRASFOND	BERBERIAN	1º MÉDIA	+30%	-30%	2º MÉDIA
23	320,71	404,87	773,46	1296,66	236,21	606,38	788,30	424,47	773,46
24	355,90	429,79	842,13	1476,82	268,07	674,54	876,90	472,18	842,13
25	405,61	468,84	914,34	1705,49	296,84	758,22	985,69	530,76	914,34
26	446,94	512,13	1009,63	1993,51	470,17	886,48	1152,42	620,53	1009,63
27	594,16	625,41	1160,50	2378,55	518,50	1055,42	1372,05	738,80	1160,50
28	653,53	675,62	1272,64	2770,42	745,28	1223,50	1590,55	856,45	1272,64
29	715,55	731,66	1396,91	3223,05	834,09	1380,25	1794,33	966,18	1396,91
30	798,01	782,70	1511,06	3735,97	867,39	1539,03	2000,74	1077,32	1511,06

Fonte: Do autor (2023)

APÊNDICE E – Profundidade e diâmetro executado.

A seguir será apresentada um resumo das estacas.

Tabela 1 – Estacas executas. (Continua)

ESTACAS	DIÂMETRO (cm)	PROFUNDIDADE EXECUTADA (m)	ESTACAS	DIÂMETRO (cm)	PROFUNDIDADE EXECUTADA (m)	ESTACAS	DIÂMETRO (cm)	PROFUNDIDADE EXECUTADA (m)
P01A	40	10	P28B	60	15	P55C	40	12
P01B	40	10	P29A	60	15	P55D	40	12
P01C	40	10	P29B	60	15	P56A	40	12
P01D	40	10	P30A	60	15	P56B	40	12
P02A	60	10	P30B	60	15	P56C	40	12
P02B	60	11	P31A	60	15	P56D	40	12
P03A	60	14	P31B	60	15	P57A	40	12
P03B	60	14	P32A	60	15	P57B	40	12
P04A	60	12	P32B	60	18	P57C	40	12
P04B	60	14	P33A	60	22	P57D	40	12
P05A	60	14	P33B	60	22	P58A	40	12
P05B	60	14	P34A	60	22	P58B	40	12
P06A	60	14	P34B	60	22	P58C	40	12
P06B	60	14	P35A	60	22	P58D	40	12
P07A	60	14	P35B	60	22	P59A	40	12
P07B	60	14	P36A	60	22	P59B	40	12
P08A	60	14	P36B	60	22	P59C	40	12
P08B	60	14	P37A	60	22	P59D	40	12

Fonte: Do autor (2023)

Tabela 1 – Estacas executas. (Continua)

ESTACAS	DIÂMETRO (cm)	PROFUNDIDADE EXECUTADA (m)	ESTACAS	DIÂMETRO (cm)	PROFUNDIDADE EXECUTADA (m)	ESTACAS	DIÂMETRO (cm)	PROFUNDIDADE EXECUTADA (m)
P09A	60	14,00	P37B	60	22,00	P60A	40	17,00
P09B	60	14,00	P38A	60	22,00	P60B	40	17,00
P10A	60	14,00	P38B	60	22,00	P60C	40	17,00
P10B	60	14,00	P39A	60	22,00	P60D	40	17,00
P11A	60	14,00	P39B	60	22,00	P61A	40	17,00
P11B	60	14,00	P40A	60	22,00	P61B	40	17,00
P12A	60	12,00	P40B	60	22,00	P61C	40	17,00
P12B	60	14,00	P41A	60	22,00	P61D	40	17,00
P13A-REFORÇO	40	14,00	P41B	60	22,00	P62A	40	17,00
P13A	60	8,00	P43A	60	12,00	P62B	40	17,00
P13B-REFORÇO	40	14,00	P43B	60	12,00	P62C	40	17,00
P13C-REFORÇO	40	12,00	P44A	40	13,00	P62D	40	17,00
P13B	60	8,00	P44B	40	14,00	P63A	40	20,00
P13D-REFORÇO	60	14,00	P44C	40	14,00	P63B	40	20,00
P14A-REFORÇO	40	8,00	P44D	40	14,00	P63C	40	20,00
P14A	60	8,00	P45A	40	12,00	P63D	40	21,00
P14B-REFORÇO	40	9,00	P45B	40	12,00	P64A	40	22,00
P14C-REFORÇO	40	8,00	P45C	40	11,00	P64B	40	22,00
P14B	60	8,00	P45D	40	12,00	P64C	40	22,00
P14D-REFORÇO	60	8,00	P46A	40	14,00	P64D	40	22,00
P15A	60	8,00	P46B	40	14,00	P65A	40	22,00

Fonte: Do autor (2023)

Tabela 1 – Estacas executas. (Continua)

ESTACAS	DIÂMETRO (cm)	PROFUNDIDADE EXECUTADA (m)	ESTACAS	DIÂMETRO (cm)	PROFUNDIDADE EXECUTADA (m)	ESTACAS	DIÂMETRO (cm)	PROFUNDIDADE EXECUTADA (m)
P15A REFORÇO	60	8,00	P46C	40	14,00	P65B	40	22,00
P15B	60	11,00	P46D	40	13,00	P65C	40	22,00
P15B REFORÇO	40	8,00	P47A	40	12,00	P65D	40	22,00
P16B	60	6	P47D	40	8	P66C	40	22
P16B-R	40	11	P48A	50	12	P66D	40	22
P17A	60	17	P48B	50	12	P67A	40	22
P17B	60	17	P48C	50	12	P67B	40	22
P18A	60	13	P48D	50	12	P67C	40	22
P18B	60	17	P50RA	50	8	P67D	40	22
P19A	60	17	P50A	50	6	P68A	40	22
P19B	60	17	P50RB	50	6	P68B	40	22
P20A	60	10	P50B	50	6	P68C	40	22
P20A-R	40	10	P50C	50	6	P69A	40	22
P20B-R	40	13	P50RD	50	6	P69B	40	22
P21 A	60	15	P50D	50	12	P69C	40	22
P21 B	60	15	P52A	40	12	P69D	40	22
P22A	60	15	P52B	40	16	P70A	40	22
P22B	60	15	P52C	40	10	P70B	40	22
P23A	60	15	P52D	40	11	P70C	40	22
P23B	60	15	P53A	40	12	P70D	40	22
P24A	60	15	P53B	40	12	P71A	40	22

Fonte: Do autor (2023)

Tabela 1 – Estacas executas. (Conclusão)

ESTACAS	DIÂMETRO (cm)	PROFUNDIDADE EXECUTADA (m)	ESTACAS	DIÂMETRO (cm)	PROFUNDIDADE EXECUTADA (m)	ESTACAS	DIÂMETRO (cm)	PROFUNDIDADE EXECUTADA (m)
P25A	60	15	P53D	40	12	P71C	40	22
P25B	60	15	P54A	40	12	P71D	40	22
P26A	60	15	P54B	40	12	P72A	40	22
P26B	60	15	P54C	40	12	P72B	40	22
P27A	60	15	P54D	40	12	P72C	40	22
P27B	60	15	P55A	40	12	P72D	40	22
P28A	60	15	P55B	40	12			

Fonte: Do autor (2023)

ANEXO B – Relatórios de sondagem SP-01.

Revestimento	Método cravação	Cota relação R. N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº 1042/22											
									EST SP 01	Cota 914,606												
7,0	Trado concha	909,606	Não foi encontrado N.A.		2	3	1	2,50	Solo residual maduro, homogêneo e isotrópico, argilo siltoso, cor vermelho													
				3	4	2																
	Lavagem			904,606		3	5	3								Solo residual jovem, heterogêneo e anisotrópico, silte argiloso, cor vermelho e amarelo variegado						
					4	5	4															
					4	6	5															
					5	7	6															
					5	8	7															
					7	10	8															
					7	9	9															
					8	11	10															
					12	15	11															
					30/10		12															
					11,50					Alteração de rocha												
					12,50																	
				899,606												↑ Furo impenetrável Lavagem 10 minutos - 02 cm Lavagem 10 minutos - 01 cm Lavagem 10 minutos - 00 cm						
				894,606																		

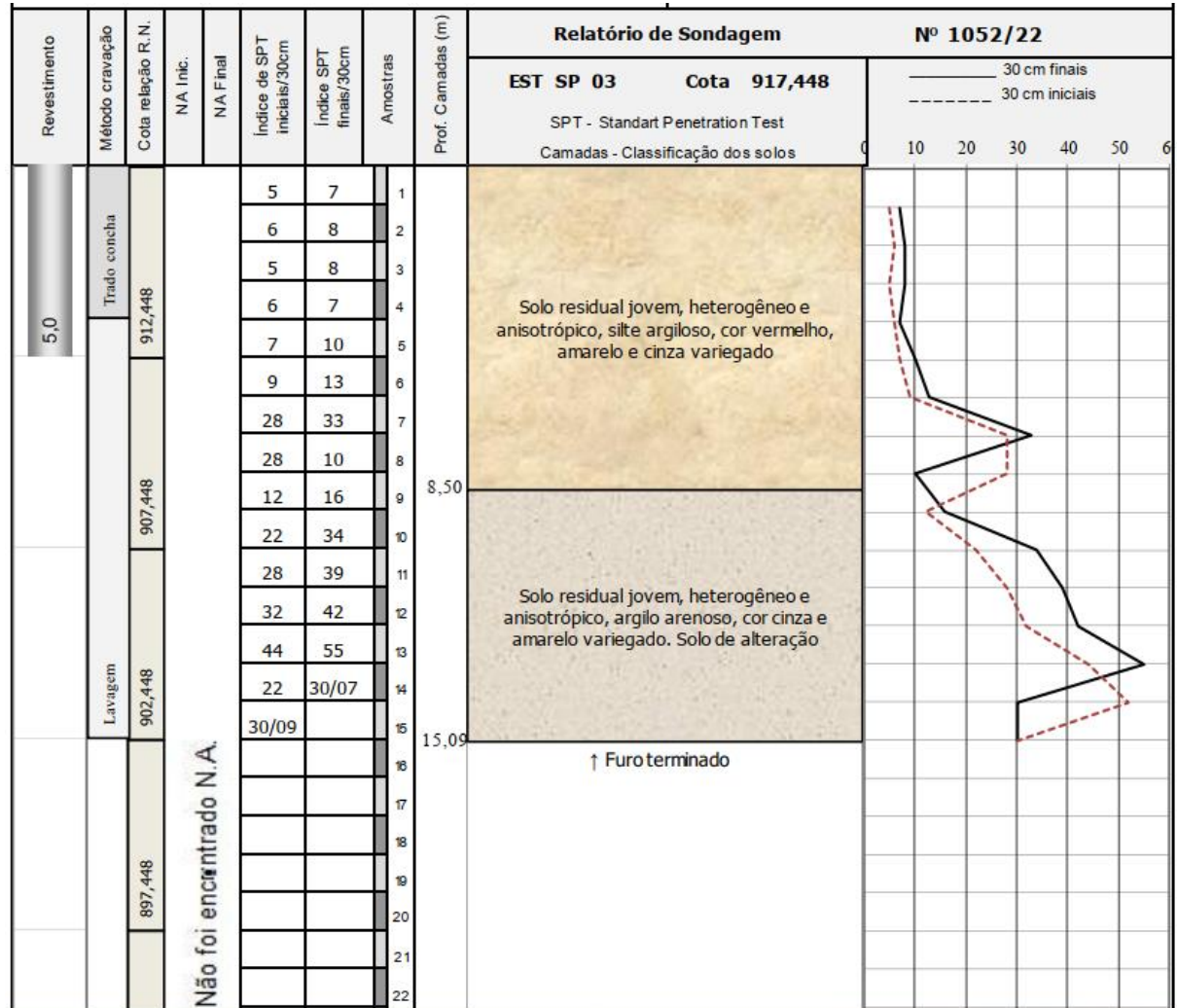
Fonte: Neosolos (2021)

ANEXO C – Relatórios de sondagem SP-02.

Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	NA Inc.	NA Final	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº 1042/22	
									EST SP 01	Cota 914,606	30 cm finais	30 cm iniciais
7,0	Trado concha	909,606	Não foi encontrado N.A.		2	3	1	2,50	Solo residual maduro, homogêneo e isotrópico, argilo silteoso, cor vermelho		—	---
					3	4	2					
	Lavagem	904,606			3	5	3	11,50	Solo residual jovem, heterogêneo e anisotrópico, silte argiloso, cor vermelho e amarelo variegado		—	---
					4	5	4					
					4	6	5					
					5	7	6					
					5	8	7					
					7	10	8					
					7	9	9					
					8	11	10					
					12	15	11					
					30/10		12					
					899,606	13	12,50	Alteração de rocha ↑ Furo impenetrável Lavagem 10 minutos - 02 cm Lavagem 10 minutos - 01 cm Lavagem 10 minutos - 00 cm		—	---	
					894,606	14						
						15						
						16						
						17						
						18						
						19						
						20						
						21						
						22						

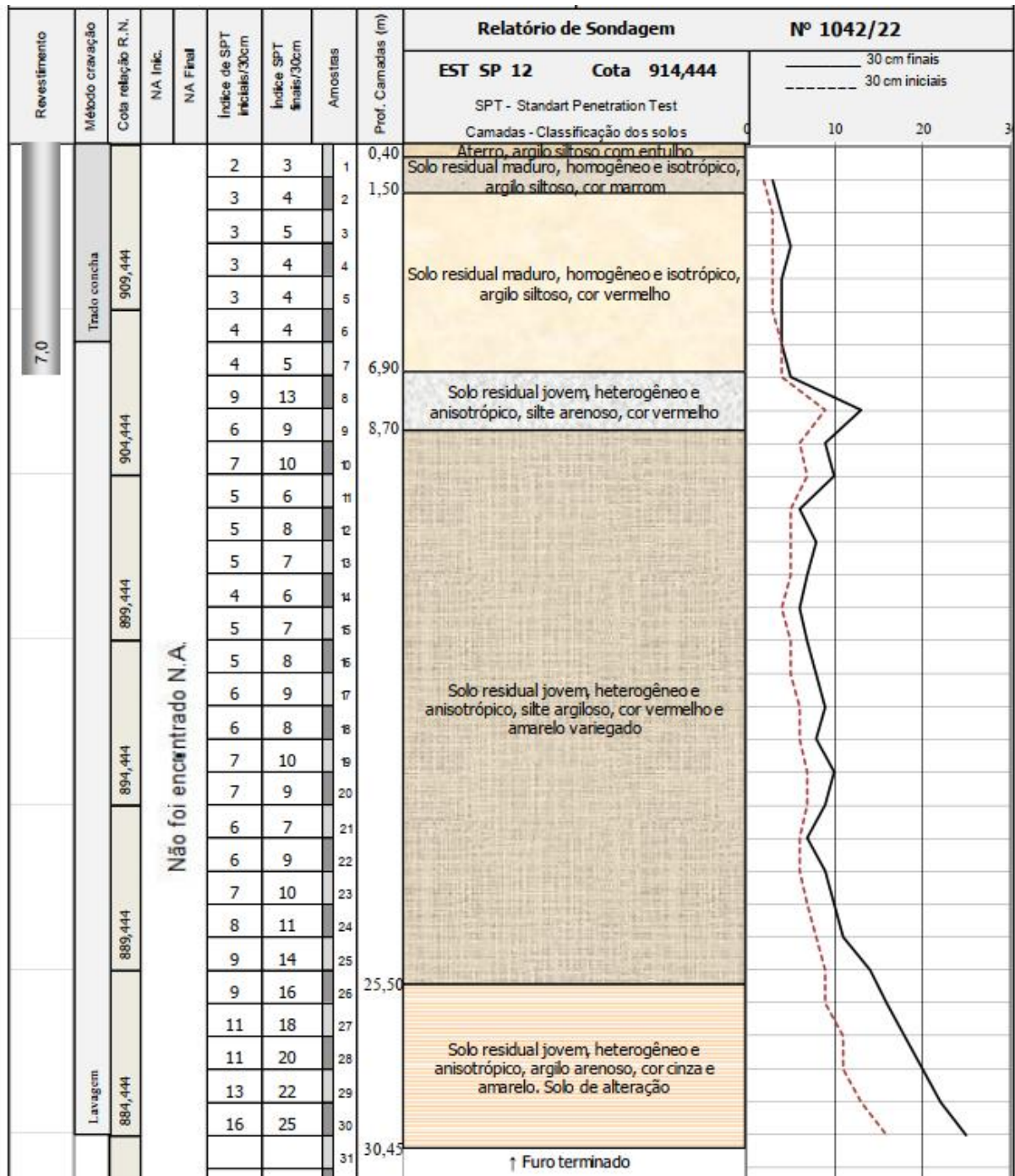
Fonte: Neosolos (2021)

ANEXO D – Relatórios de sondagem SP-03.



Fonte: Neosolos (2021)

ANEXO E – Relatórios de sondagem SP-12.



Fonte: Neosolos (2021)