

ANÁLISE DA PROBABILIDADE DE RUÍNA DE ESTACAS ESCAVADAS EM RELAÇÃO AO SPT NO MUNICÍPIO DE CIANORTE/PR.

ANALYSIS OF THE PROBABILITY OF RUIN OF EXCAVATED PILES IN RELATION TO THE SPT IN THE MUNICIPALITY OF CIANORTE/PR.

MURILO SANTOS SOUZA¹ – murilostssantos@gmail.com
ANDRÉ KAZUHIRO SHIOTANI² – andre.shiotani@umfg.edu.br

1. Acadêmico do curso de graduação do curso em Engenharia Civil da Faculdade UMFG.
2. Professor Orientador. Faculdade UMFG - Rod PR-082 KM 468 - Lote 45/46 - Gleba, R. Ribeira, Cianorte - PR, 87200-000.

Recebido em 05/12/2024. Publicado em 03/02/2025

RESUMO

Usualmente, na engenharia de fundações, utiliza-se métodos determinísticos para analisar a confiabilidade das estruturas, desconsiderando a variabilidade da solicitação e resistência inerente aos elementos de fundações. O presente trabalho consiste em avaliar a confiabilidade de estacas escavadas em relação ao SPT no município de Cianorte/PR, por meio da análise probabilística de ruína, considerando as variabilidades. Para obter dados de resistência, empregaram-se métodos semiempíricos para estimar a capacidade de carga. A partir dos valores de capacidade de carga, foi possível obter os parâmetros de resistência. Já para obter dados de solicitação, foi realizada uma simulação de um edifício no software TQS, sendo possível extrair todas as reações para as estacas do bloco analisado. Assim, foram obtidos os parâmetros de solicitação. A interseção das curvas de distribuição normal de solicitação de cada estaca com a curva de distribuição normal de resistência foi realizada para análise dos parâmetros. Para a análise de probabilidade ruína, utilizou-se a metodologia dos autores Cintra e Aoki (2010). As interseções das curvas de distribuição normal demonstraram como as características dessas curvas influenciam nos valores do fator de segurança, índice de confiabilidade e probabilidade de ruína. Os resultados de probabilidade de ruína encontrados que variaram de 6% a 9%, evidenciam a importância de considerar a variabilidade para analisar a confiabilidade de fundações. Por fim, conclui-se que apenas o uso de métodos determinísticos é insuficiente para avaliar a confiabilidade de fundações.

Palavras-Chave: análise probabilística; confiabilidade; fundações; probabilidade de ruína; variabilidade.

ABSTRACT

Usually, in foundation engineering, deterministic methods are used to analyze the reliability of structures, disregarding the variability of demand and resistance inherent in the foundation elements. This study aims to assess the reliability of excavated piles in relation to the SPT in the municipality of Cianorte/PR, by means of probabilistic failure analysis, taking into account variability. To obtain resistance data, semi-empirical methods were used to estimate the load capacity. From the load capacity values, it was possible to obtain the resistance parameters. To obtain load data, a simulation of a building was carried out in the TQS software, making it possible to extract all the reactions for the piles in the block analyzed. In this way, the stress parameters were obtained. The normal load distribution curves for each pile were intersected with the normal resistance distribution curve to analyze the parameters. The methodology used by the authors Cintra and Aoki (2010) was used to

analyze the probability of failure. The intersections of the normal distribution curves showed how the characteristics of these curves influence the values of the safety factor, reliability index and probability of failure. The probability of failure results found, which ranged from 6% to 9%, highlight the importance of considering variability when analyzing the reliability of foundations. Finally, it can be concluded that the use of deterministic methods alone is insufficient to assess the reliability of foundations.

Keywords: probabilistic analysis; reliability; foundations; probability of failure; variability.

1 INTRODUÇÃO

A engenharia não consegue dominar todas as incertezas existentes nas resistências dos materiais e solicitações para realizar um cálculo completamente isento de falhas (Rubatino, Batista e Duarte, 2022). E quando se trata da engenharia de fundações, é necessário que a verificação da confiabilidade seja realizada de forma a considerar a variabilidade da solicitação e seus parâmetros para os elementos de fundações. Da mesma forma, é imprescindível levar em conta a variabilidade da resistência e seus parâmetros, tendo em vista que a heterogeneidade do solo e as incertezas nele contidas influenciam diretamente a resistência dos elementos de fundação.

De acordo com Boni (2018), a confiabilidade tem por definição a medida probabilística na qual proporciona a garantia de um sistema, sendo avaliada em termos de uma medida matemática da possibilidade da violação dos estados limites. A confiabilidade nos projetos de engenharia é um aspecto primordial. É de fundamental importância prezar pela segurança na utilização de uma estrutura, garantindo que ela proporcione conforto aos usuários.

Em uma edificação, todos os elementos estruturais que a compõem apresentam um determinado grau de falibilidade. Entretanto, o elemento estrutural de maior complexidade, quando se trata da ocorrência de uma possível falha, é o elemento de fundação. De acordo com Vasconcelos (2018), a fundação possui alto risco de falha devido a sua interação direta com o solo e a dificuldade dela ser inspecionada. Sendo assim, a probabilidade de ruína dos elementos de fundação precisa ser mensurada para garantir a confiabilidade das estruturas.

A ABNT NBR 6122 (2019), norma brasileira que rege o projeto e a execução de fundações, não estabelece valores máximos em relação à probabilidade de ruína de um elemento de fundação. Cabe ao projetista determinar o valor da probabilidade de ruína implícita na utilização dos fatores de segurança normatizados e, em seguida, solicitar ao proprietário a decisão sobre o risco aceitável para cada fundação por estacas (Cintra e Aoki, 2010).

Segundo Vasconcelos (2018), o atual modelo usado para garantir a segurança de uma fundação é o método determinístico, que leva em consideração a média das solicitações da estrutura e a média

das resistências do solo, para que seja determinado o fator de segurança para uma fundação. Desse modo, o modelo atual não considera a variação dos parâmetros intrínsecos à solicitação da estrutura de fundação e à resistência do solo, pois utiliza valores fixos de fator de segurança.

Segundo Cintra e Aoki (2010), as normas dos países do hemisfério norte já exigem a conferência da probabilidade de ruína das estruturas simultaneamente com a verificação dos fatores de segurança parciais, a norma do Eurocode é um exemplo de norma que contém essa exigência.

Portanto, as normas brasileiras carecem de exigências para que os cálculos de probabilidade de ruína sejam realizados de forma adequada. Assim, é necessário que, com o avanço da tecnologia e das pesquisas inerentes ao estudo das estruturas e dos solos, seja aplicado no Brasil a abordagem probabilística para ser conhecido o risco de ruína para as fundações.

Diante do exposto, o presente trabalho tem como objetivo principal realizar a análise da probabilidade de ruína em estacas escavadas, com base em relatórios de ensaios SPT no município de Cianorte/PR. Além disso, tem como objetivo específico demonstrar como a variabilidade da solicitação e da resistência influencia a confiabilidade dos elementos de fundação.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Segurança em projetos de engenharia

Segundo Pereira (2020), quando se trata de segurança em estruturas, é indispensável levar em consideração as ações oriundas da superestrutura, visto que a partir delas será possível estabelecer critérios e definições das ações e das resistências que serão analisados no projeto de uma edificação. A ABNT NBR 8681 (2003), norma brasileira que trata do procedimento para ações e segurança nas estruturas, define que as ações nas estruturas podem ser permanentes, variáveis e excepcionais.

Além disso em projetos geotécnicos existe a presença de incertezas pertinentes ao solo. As incertezas sempre estiveram presentes nos projetos geotécnicos, muito devido a heterogeneidade do solo (Santos, 2018).

Para analisar e verificar a segurança dos projetos de engenharia, foram desenvolvidos alguns métodos, entre eles o método da tensão admissível e o método dos limites. Esses métodos são usados para avaliar a segurança das estruturas, considerando as ações de solicitação e resistência. No caso do método da tensão admissível, são aplicados fatores de segurança, enquanto, no método dos limites, utilizam-se coeficientes de ponderação.

De acordo com Santos (2007), o critério da tensão admissível foi utilizado inicialmente para a avaliação da segurança das estruturas, tal método preconiza que em nenhum ponto de uma estrutura, a tensão atuante pode ultrapassar a tensão admissível do material.

Além disso, sabe-se que, com as inovações que ocorreram ao longo do tempo na construção civil, como a evolução dos materiais e o desenvolvimento de novas metodologias para atender às obras de maior porte, foi necessária a criação de métodos mais abrangentes para a avaliação da segurança das estruturas. Segundo Santos (2018), a evolução dos materiais juntamente com a necessidade edificações de maior porte, fez-se necessário o desenvolvimento do método dos estados limites. O autor Santos (2007) afirma que o método dos estados limites possibilita a majoração das ações, assim como a minoração das resistências.

2.1.1 Método da tensão admissível

Em uma estrutura de uma edificação, a capacidade de carga não será a mesma para todos os elementos de fundação, tendo em vista que a variabilidade do solo e a distribuição das cargas oriundas da estrutura irá influenciar na capacidade de carga de cada elemento de fundação. Na análise feita por Cintra, Aoki e Albiero (2011), os autores afirmam que na aplicação do método da tensão admissível, não será adotado um valor médio da capacidade de carga para toda obra, mas sim um valor médio para cada região representativa.

O conceito de tensão admissível (σ_a) é dado pela razão entre a tensão de ruptura média ($\sigma_{r,med}$) e o fator de segurança (F_S), a tensão admissível precisa ser menor ou igual a essa razão. A equação (01) define essa relação.

$$\sigma_a \leq \frac{\sigma_{r,med}}{F_S} \quad (01)$$

Nesse método, embora se reconhecesse implicitamente que materiais com propriedades mais variáveis mereciam maiores coeficientes de segurança, tais coeficientes não eram calculados com base em algum modelo probabilista (Santos, 2007).

2.1.2 Método dos estados limites

Segundo a ABNT NBR 6122 (2019), a segurança nas fundações precisa ser estudada através de duas análises correspondentes aos estados limites últimos e aos estados limites de utilização. Os estados limites de utilização também podem ser conhecidos por estados limites de serviço.

De acordo com a ABNT NBR 8681 (2003), os estados limites últimos podem ser definidos como os estados que, em sua ocorrência, podem determinar a paralisação total ou parcial de uma construção.

Ainda de acordo com a ABNT NBR 8681 (2003), os estados limites de serviço podem ser definidos como os estados que, em sua ocorrência, repetição ou duração, podem gerar danos na estrutura, comprometendo o uso e sua durabilidade.

Quanto à verificação de segurança no método dos estados limites, a ABNT NBR 8681 (2003) aborda requisitos de segurança que envolvem critérios construtivos e analíticos. Os requisitos construtivos referem-se a exigências relacionadas ao tipo de construção e aos materiais empregados, enquanto os requisitos analíticos decorrem da análise estrutural.

A ABNT NBR 8681 (2003) estabelece que os requisitos de segurança relativos a cada um dos possíveis estados limites de uma estrutura, podem ser expressos pela desigualdade definida pela equação (02). Theta (θ) é dado como a relação entre resistência e solicitação.

$$\theta (F_d, f_d, a_d, \mu_d, C) \geq 0 \quad (02)$$

Onde:

F_d = valores de cálculo das ações;

f_d = valores de cálculo das propriedades dos materiais, inclusive das resistências;

a_d = valores de cálculo dos parâmetros que descrevem a geometria da estrutura;

μ_d = valores de cálculo dos coeficientes que cobrem as incertezas do método de cálculo adotado;

C = constantes empregadas, inclusive como restrições preestabelecidas no projeto.

Já a ocorrência dos estados limites é expressa pela igualdade que é dada pela equação (03).

$$\theta (F_d, f_d, a_d, \mu_d, C) = 0 \quad (03)$$

Para as condições usuais de segurança dos estados limites, a norma estabelece a desigualdade expressada pela equação (04).

$$\theta (S_d, R_d) \geq 0 \quad (04)$$

Onde:

S_d = valores de cálculo dos esforços atuantes;

R_d = valores de cálculo dos correspondentes esforços resistentes.

S_d e R_d , são dados pela equação (05) e (06) respectivamente.

$$S_d = S (F_d, a_{sd}, \mu_{sd}, C_S) \quad (05)$$

$$R_d = R (f_d, a_{Rd}, \mu_{Rd}, C_R) \quad (06)$$

Na verificação da segurança dos esforços atuantes para os estados limites últimos, as condições de segurança se tornam simplificada, conforme é expresso na equação (07).

$$R_d \geq S_d \quad (07)$$

Segundo a ABNT NBR 8681 (2003), na determinação de S , geralmente considera-se apenas o carregamento normal, exceto em indicações normativas em relação aos materiais ou tipo de construção que dizem ao contrário, ou por exigências do proprietário ou autoridades governamentais.

Em casos em que for calculado o esforço atuante em regime elástico linear, o coeficiente de ponderação γ_f poderá ser aplicado a ação característica ou também ser aplicado diretamente ao esforço característico. As equações (08) e (09) demonstram as duas maneiras de aplicar o coeficiente de ponderação γ_f para o cálculo do esforço atuante em regime elástico linear.

$$S_d = S (\gamma_f F_k) \quad (08)$$

$$S_d = \gamma_f S_k = \gamma_f S (F_k) \quad (09)$$

Onde:

F_k = valor característico da ação;

S_k = esforço característico da ação.

No cálculo do esforço atuante através do processo não linear, o coeficiente γ_f será aplicado ao valor característico da ação, conforme indica a equação (08).

O cálculo do esforço atuante quando não tiver linearidade geométrica, ou seja, quando o comportamento estrutural passa a não ser linear devido a alteração da geometria do sistema, será aplicado os coeficientes parciais de γ_f , sendo aplicado o coeficiente γ_{f3} na solicitação calculada e a

ação característica multiplicada por γ_{f3} e ψ_0 , conforme expressa a equação (10).

$$S_d = \gamma_{f3} S (\gamma_{f1} \psi_0 F_k) \quad (10)$$

Por fim terá as condições usais de verificação da segurança pertinentes aos estados limites de serviço, que são dadas pela desigualdade expressa pela equação (11).

$$S_d \leq S_{lim} \quad (11)$$

Onde:

S_d = valores de cálculo dos efeitos estruturais de interesse, calculados com $\gamma_f = 1,0$;

S_{lim} = valores limites adotados para esses efeitos.

2.2 Estimativa da capacidade de carga

Segundo Cintra e Aoki (2010), a capacidade de carga do elemento de fundação por estaca, é definida como o valor da força correspondente à máxima resistência que o sistema pode oferecer, ou também o valor representativo da condição de ruptura do sistema, em termos geotécnicos.

Para realizar o cálculo da estimativa de capacidade de carga do solo podem ser utilizados os métodos estáticos, que são subdivididos em métodos teóricos e métodos semiempíricos, aplicando neles os dados intrínsecos ao solo e o tipo de fundação que será adotado.

Na comparação entre o uso desses métodos, os métodos teóricos possuem desvantagens em relação aos métodos semiempíricos, isso se deve ao fato de os métodos teóricos serem fonte de algumas incertezas, esses métodos são caracterizados pela adoção de coeficientes de segurança com altos valores. Os métodos teóricos apresentam como limitação terem sido formulados com base na Mecânica dos Solos, sendo aplicáveis aos casos de solos puramente argilosos ou arenosos (Boni, 2018).

Já para a utilização dos métodos semiempíricos, tem-se a aplicação de propriedades e parâmetros do solo com base na mecânica dos solos, juntamente com a aplicação de correlações empíricas aos ensaios realizados *in situ*, onde são obtidos parâmetros de resistência do solo.

Uma vez que as formas teóricas geralmente não são confiáveis na previsão da capacidade de carga de fundações por estacas, muitos autores têm proposto métodos baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ* e ajustados com provas de carga (Cintra e Aoki, 2010).

Segundo Cintra e Aoki (2010), a capacidade de carga pode ser obtida pelo equilíbrio de forças

entre as parcelas de resistência lateral (R_L) e a resistência de ponta (R_P). Está descrito na equação (12) esse equilíbrio de forças, onde R é a resistência total, ou seja, a capacidade de carga.

$$R = R_L + R_P \quad (12)$$

Foi expresso na equação (12) a maneira que é obtido a capacidade de carga, as parcelas R_L e R_P utilizadas no equilíbrio de forças, são dadas respectivamente pelas equações (13) e (14).

$$R_L = U \Sigma (r_L \Delta_L) \quad (13)$$

$$R_P = r_P A_P \quad (14)$$

Onde:

U = perímetro da seção transversal do fuste;

r_L = resistência lateral em unidades de tensão;

Δ_L = altura da espessura das camadas de solo;

r_P = resistência de ponta em unidades de tensão;

A_P = área da seção transversal da ponta.

As estacas podem possuir seção transversal circular ou quadrada, sendo assim as variáveis geométricas U e A_P são calculadas de maneira distinta para cada tipo de seção transversal. As equações (15) e (16) irão demonstrar como é calculado U e A_P para seção transversal circular, e as equações (17) e (18) irão demonstrar como é calculado para seção transversal quadrada.

$$U = \pi D \quad (15)$$

$$A_P = \frac{\pi D^2}{4} \quad (16)$$

$$U = 4 D \quad (17)$$

$$A_P = L^2 \quad (18)$$

Onde:

D = diâmetro da seção transversal da estaca;

L = comprimento do lado da seção transversal quadrada.

A área da seção transversal da ponta para as estacas do tipo Franki é calculado de maneira específica, pois essas estacas possuem sua ponta alargada, ou seja, a base alargada. Segundo Cintra e Aoki (2010), a área da seção transversal da ponta será calculada a partir do volume da base alargada (V). Fica explícito na equação (19) como é realizado o cálculo.

$$A_P = \pi \left[\frac{3V}{4\pi} \right]^{2/3} \quad (19)$$

O volume da ponta ou base alargada (V) é dado em função do diâmetro do tubo Franki. A tabela 01 irá demonstrar os valores usuais de volume da ponta ou base alargada em relação ao diâmetro do tubo Franki.

Tabela 01 - Valores usuais de V em função do diâmetro do tubo Franki

Diâmetro do tubo (cm)	Volume da base V (m ³)
35	0,18
40	0,27
45	0,36
52	0,45
60	0,60

Fonte: Aoki e Velloso (1975, *apud* Cintra e Aoki, 2010, p.13)

Por fim, sendo expresso as parcelas R_L e R_P , conclui-se que fórmula para estimativa da capacidade de carga é dada pela adição expressa na equação (20). Assim, a partir dessa equação cada método irá aplicar as suas especificidades para obter a capacidade de carga para as estacas.

$$R = U \Sigma (r_L \Delta_L) + r_P A_P \quad (20)$$

2.3 Métodos semiempíricos

Para a efetiva aplicação dos métodos semiempíricos, são realizadas correlações empíricas a partir de dois ensaios *in situ*, o ensaio de simples reconhecimento (SPT) e o ensaio de penetração do

cone (CPT). No Brasil o ensaio mais utilizado é o SPT. Cabe mencionar, que a sigla SPT origina-se do termo em inglês *Standart Penetration Test*, enquanto a sigla CPT deriva do termo em inglês *Cone Penetration Test*.

Para aplicação dos métodos semiempíricos em estacas, os parâmetros das parcelas de resistência lateral (R_L) e a resistência de ponta (R_P), são utilizados constantemente nos principais métodos semiempíricos brasileiros, sendo eles o Método Aoki-Velloso (1975), o Método Décourt-Quaresma (1978) e o Método Teixeira (1996).

2.3.1 Método Aoki-Velloso (1975)

O método Aoki-Velloso pode ser aplicado a partir de correlações com os ensaios CPT e SPT, portanto será descrito as especificidades da aplicação em relação a esses dois ensaios.

As parcelas R_L e R_P através do presente método são expressas respectivamente pelas equações (21) e (22).

$$R_L = U \sum (r_L \Delta_L) \quad (21)$$

$$R_P = r_P A_P \quad (22)$$

Para aplicação do método, inicialmente a resistência lateral em unidades de tensão (r_L) e resistência de ponta em unidades de tensão (r_P) são correlacionadas ao ensaio CPT, para assim obter os valores da resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário na luva (f_s). A definição de r_L e r_P serão dadas de modo respectivo, a partir das equações (23) e (24).

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (23)$$

$$r_P = \frac{q_c}{F_1} \quad (24)$$

Os fatores F_1 e F_2 são fatores de correção definidos pela tabela 02. De acordo com Cintra e Aoki (2010), são fatores que levam em consideração a diferença do comportamento entre estaca (protótipo) e o cone do ensaio CPT (modelo), além disso considera-se a influência de cada tipo de estaca.

Tabela 02 - Fatores de correção F1 e F2 atualizados

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	2 F1
Metálica	1,75	2 F1
Pré-moldada	1+D/0,80	2 F1
Escavada	3	2 F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2	2 F1

Fonte: Aoki e Velloso (1975, *apud* Cintra e Aoki, 2010, p.26)

Como foi supracitado, para aplicação desse método temos especificidades em relação aos tipos de ensaios, sendo uma das especificidades a correlação de r_L e r_P com o ensaio CPT. Entretanto no Brasil o ensaio CPT não possui uma ampla utilização, sendo mais utilizado o ensaio SPT. Sendo assim é feito uma substituição de ensaio para encontrar os valores de resistência de ponta (q_c) e do atrito lateral unitário na luva (f_s), onde para encontrar esses valores são utilizadas correlações com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) que são obtidos por meio do ensaio SPT. Nas equações (25) e (26), segue a exemplificação da substituição citada com as correlações.

$$q_c = K N_{SPT} \quad (25)$$

$$f_s = \alpha K N_{SPT} \quad (26)$$

O coeficiente (K) e a razão de atrito (α) e são obtidos em função do tipo de solo envolvido, sendo os seus valores contidos na tabela 03.

Tabela 03 - 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: Aoki e Velloso (1975, *apud* Cintra e Aoki, 2010, p.25)

Sendo feita a substituição pela correlação com o N_{SPT} , as equações para r_p e r_L serão reescritas, ficando da seguinte maneira nas equações (27) e (28).

$$r_p = \frac{K N_p}{F_1} \quad (27)$$

$$r_L = \frac{\alpha K N_L}{F_2} \quad (28)$$

Onde N_p é definido como o valor da resistência a penetração na cota de apoio da ponta da estaca, e N_L é definido como o índice de resistência à penetração média na camada de solo de espessura Δ_L , ou seja, é o valor médio de todos os N_{SPT} ao longo do fuste definido para a estaca. Esses valores são extraídos a partir das sondagens realizadas no ensaio SPT.

Por fim com todas as correlações citadas anteriormente, a equação final a ser utilizada para o cálculo da capacidade de carga no método Aoki-Velloso, fica explícito na equação (29).

$$R = \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha K N_L \Delta_L) + \frac{K N_p}{F_1} \quad (29)$$

2.3.2 Método Décourt-Quaresma (1978)

Para o método Décourt-Quaresma as parcelas R_L e R_p para a estimativa da capacidade de carga são dadas pelas equações (30) e (31) respectivamente.

$$R_L = r_L U L \quad (30)$$

$$R_p = r_p A_p \quad (31)$$

Para o cálculo de r_L é levado em consideração o valor médio do índice de resistência a penetração do SPT ao longo do fuste (N_L), porém o presente método não considera os valores de N_{SPT} utilizados para encontrar a parcela do valor de resistência de ponta. No cálculo de N_L , adotam os limites $N_L \geq 3$ e $N_L \leq 15$ e não consideram os valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta (Cintra e Aoki, 2010). O cálculo de r_L se dá pela equação (32).

$$r_L = 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (32)$$

Já a capacidade de carga junto à ponta ou base da estaca (r_p) é dada pela equação (33).

$$r_p = C N_p \quad (33)$$

Onde C é o Coeficiente de característica do solo, ele é adotado a partir do tipo solo, os valores para C são dados são pela tabela 04.

Tabela 04 - Coeficiente Característico do Solo C

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

Fonte: Décourt e Quaresma (1978, *apud* Cintra e Aoki, 2010, p.27)

Já o N_p para o presente método se dá pela equação (34), onde é calculado o valor médio do índice de resistência a penetração na ponta da estaca, sendo diferente do método Aoki-Velloso. Segundo Cintra e Aoki (2010), N_p pode ser encontrado através do valor correspondente ao nível da ponta ou base, e os valores imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

$$N_p = \frac{N_{im,inf} + N_{ponta} + N_{im,sup}}{3} \quad (34)$$

Enfim para calcular a estimativa da capacidade de carga pelo método Décourt-Quaresma, a definição é dada pela equação (35).

$$R = \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U L + \alpha C N_p A_p \quad (35)$$

Em que o valor de α se dá a partir do tipo de estaca adotado e o tipo de solo onde será aplicada a estaca. Os valores são dados pela tabela 05.

Tabela 05 - Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em Geral	Escavada bentonita	Hélice contínua	Raiz	Injetada sobre altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3	0,85	1
Solos Intermediários	0,6	0,6	0,3	0,6	1
Areias	0,5	0,5	0,3	0,5	1

Fonte: Décourt (1996, *apud* Cintra e Aoki, 2010, p.28)

O valor de β é obtido a partir do tipo de estaca adotado e do tipo de solo onde será aplicada à estaca. Os valores presentes na tabela 06 são os valores utilizados para aplicação nessa equação.

Tabela 06 - Valores do fator β função do tipo

Tipo de solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em Geral	Escavada bentonita	Hélice contínua	Raiz	Injetada sobre altas pressões
Argilas	0,8	0,9	1	1,5	3
Solos Intermediários	0,65	0,75	1	1,5	3
Areias	0,5	0,6	1	1,5	3

Fonte: Décourt (1996, *apud* Cintra e Aoki, 2010, p.28)

2.3.3 Método Teixeira (1996)

Segundo Cintra e Aoki (2010), Teixeira (1996) baseou-se na utilização de outros métodos semiempíricos, como por exemplo Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, para propor uma equação de modo unificado para o cálculo da capacidade de carga, sendo ela em função dos parâmetros α e β . Na equação (26) fica explícito a proposta de Teixeira (1996).

$$R = R_p + R_L = \alpha N_p A_p + \beta N_L U L \quad (36)$$

Onde:

N_p = valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo;

N_L = valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca.

Percebe-se que o valor de N_p é calculado de uma maneira distinta de método Aoki-Velloso e o método Décourt-Quaresma, enquanto o valor de N_L é calculado da mesma maneira que o método Aoki-Velloso.

Os valores do parâmetro α , ou seja, os valores relativos à resistência de ponta, são dados pela tabela 07. Esses valores são pertinentes ao tipo de estaca adotado e ao tipo de solo que a estaca será aplicada.

Tabela 07 – Valores do parâmetro α

Solo ($4 < N_{SPT} < 40$)	Tipo de Estaca - 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: Teixeira (1996, *apud* Cintra e Aoki, 2010, p.30)

E o parâmetro β concerne à resistência do atrito lateral, os valores desse parâmetro ficam em função do tipo de estaca escolhido e não depende do tipo de solo. Na tabela 08 são apresentados os valores desse parâmetro.

Tabela 08 - Valores do parâmetro β

Tipo de estaca	β (kPa)
Pré-moldada e perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Teixeira (1996, *apud* Cintra e Aoki, 2010, p.30)

2.4 Probabilidade de ruína

A tradição brasileira de projeto geotécnico de fundações por estaca consiste na determinação da carga admissível utilizando o conceito de fator da segurança global (Cintra e Aoki, 2010). Entretanto, é pouco aconselhável levar em consideração somente os fatores de segurança, pois eles podem não ser suficiente para garantir confiabilidade de uma fundação, tendo em vista que o solo possui muitas incertezas.

Segundo Pereira (2020), foi adotado uma ideia onde se o coeficiente de segurança possuir um alto valor, a obra irá ter segurança a possíveis danos e conseqüentemente não irá possuir chances de colapso. Assim surge a necessidade de que seja feita a análise da probabilidade da ruína, de modo que confiabilidade das fundações não esteja somente baseada nos fatores de segurança definidos por norma, mas que seja levado em consideração na análise a variância dos fatores intrínsecos aos elementos de fundação.

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).

2.4.1 Confiabilidade das fundações

O estudo sobre métodos probabilísticos para cálculos de fundações se faz necessário uma vez que o risco de estrutura entrar em colapso jamais será nulo, por mais que no dimensionamento as ações sejam majoradas e as resistências minoradas (Rubatino, Batista e Duarte, 2022). Portanto, surge a necessidade de quantificar a probabilidade de um acontecimento que possa trazer danos aos elementos de fundação venha acontecer, para que assim seja garantida a segurança na utilização da estrutura que compõe a edificação em si.

A Teoria da Confiabilidade aplicada à engenharia geotécnica pode ser utilizada, portanto, para a quantificação de probabilidades de falha, considerando a incertezas dos parâmetros e modelo. (Boni,

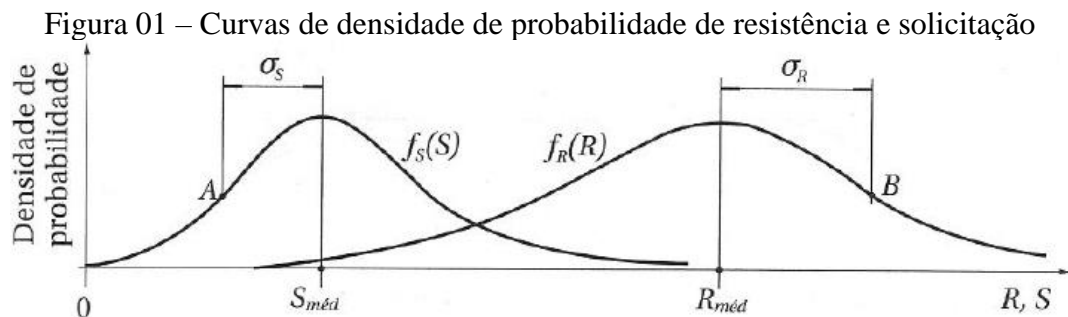
2018).

Uma abordagem probabilística, através de cálculos de confiabilidade, fornece um meio de avaliar os efeitos combinados das incertezas e, um meio de distinguir quais incertezas tem um impacto maior na segurança da obra (Ramirez, 2016).

2.4.2 Insuficiência do fator de segurança global

Em um projeto de fundações devido as especificidades do dimensionamento da estrutura e das propriedades variáveis intrínsecas ao solo do local de aplicação dos elementos de fundação, em cada elemento isolado de fundação terá uma capacidade de carga e uma solicitação. Segundo Cintra e Aoki (2010), se for considerado todas as estacas de uma certa seção transversal de uma fundação, cada elemento de fundação por estaca isolado irá ter o valor da capacidade de carga (resistência R) e a carga atuante (solicitação S).

Dada a variabilidade existente tanto para resistência (R), como para solicitação (S), podemos fazer uma análise estatística e construir as curvas das funções de densidade de probabilidade de resistência $f_r(R)$ e de solicitação $f_r(S)$ (Cintra e Aoki, 2010). Segue ilustração da análise estatística com as curvas na figura 01.



Na figura 01 está contida a representação dos valores médio de solicitação ($S_{méd}$) e de resistência ($R_{méd}$), a inflexão das curvas de solicitação (S) e resistência (R) representada pelos pontos A e B, além da representação dos valores de desvio padrão que são dados por σ_S e σ_R , eles mensuram a dispersão em relação ao valor médio das variáveis independentes aleatórias S e R .

Segundo Cintra e Aoki (2010), a dispersão do mesmo modo poderá ser obtida pelos coeficientes de variação. Sendo a dispersão ou variabilidade, à razão entre o desvio padrão e a média (Pereira, 2020). Na equação (27) e (28) temos como é dado v_S e v_R .

$$v_S = \frac{\sigma_S}{S_{méd}} = \text{coeficiente de variação da solicitação} \quad (27)$$

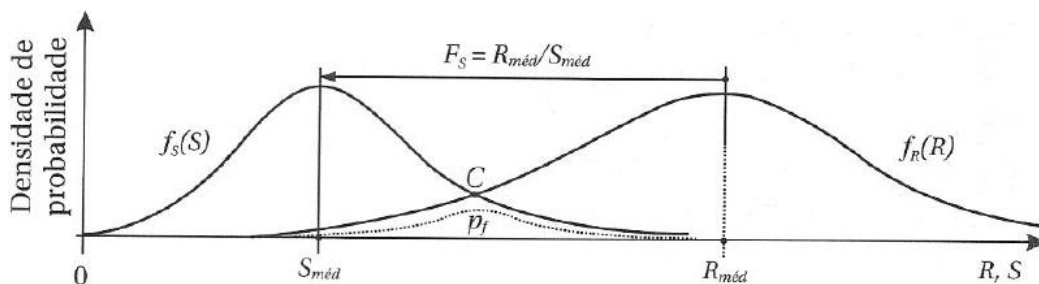
$$v_R = \frac{\sigma_R}{R_{méd}} = \text{coeficiente de variação da resistência} \quad (28)$$

Entretanto, a maneira usual de calcular o fator de segurança global (F_S) leva somente em consideração os valores médios de resistência ($R_{méd}$) e de solicitação ($S_{méd}$), não levando em consideração as variações. A relação para o cálculo do fator de segurança global é dada pela equação (29).

$$F_S = \frac{R_{méd}}{S_{méd}} \quad (29)$$

Portanto, como demonstrado na equação (14), não é considerado a variabilidade, dessa forma caracterizando a relação como determinista, onde não haveria a hipótese de ruína da fundação. De acordo com Cintra e Aoki (2010), sempre haverá variabilidade nos valores de R e S , pode-se constatar que o fator de segurança global indicará não só o distanciamento entre os valores médio de resistência de solicitação, mas o próprio afastamento entre as curvas ou a posição relativa entre elas.

Figura 02 – Curva de Probabilidade de Ruína



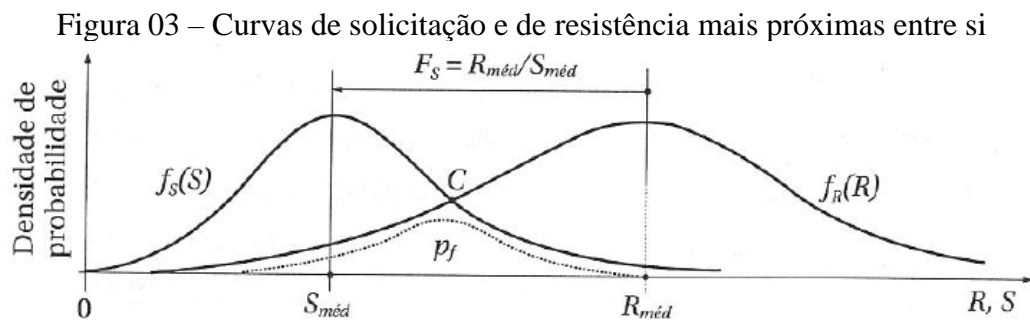
Fonte: Cintra e Aoki (2010)

A figura 02 representa a interseção das curvas $f_S(S)$ e $f_R(R)$ no ponto C, é possível notar pontos onde a solicitação é maior que a resistência, assim pode-se identificar uma situação de ruína. A curva pontilhada na figura, representa a curva de densidade da probabilidade de ruína, na região de superposição, que fica localizada abaixo da curva de resistência à esquerda do ponto C e abaixo da curva de solicitação à direita desse ponto. A área que fica abaixo da linha pontilhada corresponde a probabilidade total de ruína (p_f), para encontrar essa área utiliza-se a integral da curva de densidade de probabilidade de ruína, que é dada pela equação (30).

$$p_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_s(S) F_r(S) d_S \quad (30)$$

Em que, $F_r(S)$ é a distribuição acumulada de probabilidade de resistência $f_r(S)$, condicionada por valores da função de solicitações $f_s(S)$.

Na figura 03 temos a representação, onde as curvas de solicitação e de resistência foram aproximadas, conseqüentemente diminuindo o fator de segurança global.



Fonte: Cintra e Aoki (2010)

É notório que com a aproximação das curvas de solicitação e de resistência, haverá uma maior probabilidade de ruína. Cintra e Aoki (2010) afirmam que quanto menor o fator de segurança global, maior será a probabilidade de ruína, e o mesmo ao contrário, quanto maior for o fator de segurança global menor será a probabilidade de ruína.

2.4.3 Análise probabilística

Os métodos probabilísticos são ferramentas que permitem a avaliação do comportamento das variáveis envolvidas no projeto geotécnico, variáveis essas que influenciam na variabilidade das ações e das resistências (Cortez, 2022). Os métodos determinísticos não consideram a variabilidade das ações e das resistências envolvidas em uma estrutura, pois a solicitação e a resistência são analisadas a partir de valores fixos, sendo assim os métodos probabilísticos possuem maior abrangência.

A fim de demonstrar uma abordagem probabilística, por meio dos cálculos de confiabilidade poderia fornecer uma forma de avaliar os efeitos combinados das incertezas e identificar quais incertezas teriam um impacto maior sobre a segurança de uma estrutura de contenção, Ramirez (2016) pode concluir que através da análise da confiabilidade é possível identificar como cada parâmetro geotécnico pode influenciar no cálculo do fator de segurança global (F_S), de modo que fique destacado os parâmetros que devem possuir maior atenção.

Buscando avaliar a probabilidade de falha de cada estaca de um determinado projeto, Boni (2018) utilizou uma abordagem probabilística do projeto de fundações por estacas escavadas, através da teoria da confiabilidade, onde os parâmetros de resistência do sistema estaca-solo e os carregamentos atuantes foram considerados como variáveis aleatórias, para assim avaliar a probabilidade de falha para cada estaca. Dessa maneira o autor pode chegar à conclusão de que na aplicação de técnicas para quantificação da confiabilidade, é proporcionado a prática de fundações de forma mais segura e uma maior consciência dos riscos envolvidos, por meio da verificação de valores aceitáveis de probabilidade de ruína para as estacas isoladas.

A procura de verificar os valores da probabilidade de ruína (p_f) de elementos de fundação em casos de obras, os autores Cintra e Aoki (2010) fizeram uma análise para calcular a probabilidade de ruína (p_f) levando em consideração o índice de confiabilidade (β). Os valores de índice de confiabilidade (β) são dados pela equação (31), que relaciona o fator de segurança e os coeficientes de variação de solicitação (v_S) e resistência (v_R).

$$\beta = (1 - 1/F_S) / [v_R^2 + (1/F_S)^2 v_S^2]^{0,5} \quad (31)$$

Sendo encontrado o valor de β , basta aplicar a expressão do software Excel que é descrita pela equação (32) para encontrar o valor de probabilidade de ruína (p_f).

$$p_f = 1 - \text{DIST.NORM}(\beta; 0; 1; \text{VERDADEIRO}) \quad (32)$$

Por fim, com os resultados obtidos após a aplicação dessas equações, os autores puderam fazer a análise de probabilidade de ruína dos elementos de fundação que constituem as obras que foram analisadas e encontrar os respectivos valores de probabilidade de ruína para cada obra respectivamente. Portanto, é imprescindível que haja a consciência de que sempre existirá um risco de ruína nas fundações (Basto, 2019).

Mesmo na literatura, ainda não há prescrições para elementos isolados de fundações por estacas, mas apenas referências à probabilidade de ruína de obras de fundação (Cintra e Aoki, 2010). Como já citado no presente trabalho, a ABNT NBR 6122 (2019) não preconiza valores máximos de probabilidade de ruína, porém alguns autores fazem referência a ela. Para Lumb (1966), os valores sugeridos de risco para a estabilidade de fundações são na ordem de 1/1.000 a 1/100.000. Por outro lado, Meyerhof (1969) pondera que no uso de fatores de segurança com o valor de 2 a 3, resultam em uma probabilidade de ruína na ordem de 1/1.000 e 1/10.000. Já Whitman (1984) considera que um

risco admissível em fundações seria na ordem de 1/100 a 1/1.000.

3 MATERIAL E MÉTODOS

3.1 Obtenção de dados

3.1.1 Obtenção dos dados de resistência

Para o levantamento de dados e parâmetros referente a resistência do solo foi utilizado um ensaio SPT que foi realizado em uma área de 12.861,14 m² localizada na Zona 6 do município de Cianorte/PR. A investigação geotécnica do local possui 20 furos de sondagem a percussão que foram distribuídos pela área investigada.

A partir dos resultados do ensaio SPT em cada furo de sondagem foram extraídos dados para serem utilizados no presente trabalho, os dados que foram extraídos são os tipos de solos e as respectivas profundidades de suas camadas e o índice de resistência à penetração (N_{SPT}), esses dados serão aplicados no cálculo da estimativa da capacidade de carga para os elementos de fundação através dos métodos semiempíricos apresentados no presente trabalho.

Para ser feito o cálculo da estimativa de capacidade de carga os dados característicos dos elementos de fundação foram definidos como estacas do tipo escavada, possuindo o diâmetro de 30 centímetros e o comprimento de 12 metros.

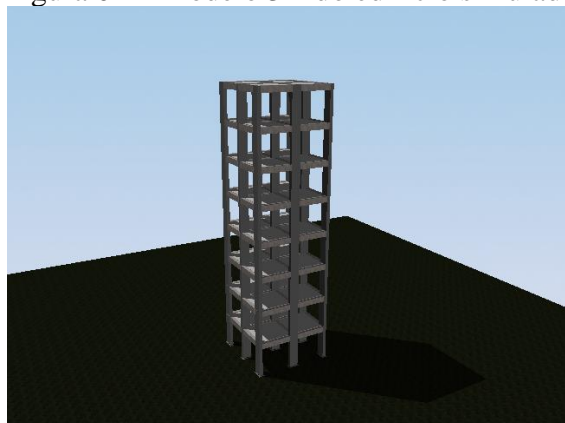
Após ser feito o cálculo da estimativa da capacidade de carga para todos os métodos semiempíricos, com os resultados em mãos foi possível obter os parâmetros da resistência do solo para serem aplicados na análise probabilísticas. Os parâmetros obtidos foram a resistência média do solo ($R_{méd}$), desvio padrão da resistência do solo (σ_R) e o coeficiente de variação da resistência (v_R).

Todos os cálculos de estimativa de capacidade de carga através dos métodos semiempíricos e os parâmetros de resistência do solo foram realizados através do software Excel.

3.1.2 Obtenção dos dados de solicitação

Já para a estimativa dos parâmetros de solicitação, foi utilizado o software TQS para simular o comportamento de elementos de fundação do tipo estacas escavadas que compõe a estrutura de um edifício com 8 pavimentos, sendo 7 pavimentos tipo e o pavimento térreo, de modo que seja possível extrair todas as combinações de reações verticais que solicitam as estacas escavadas. Segue imagem do edifício que foi simulado através do software TQS na figura 04.

Figura 04 – Modelo 3D do edifício simulado

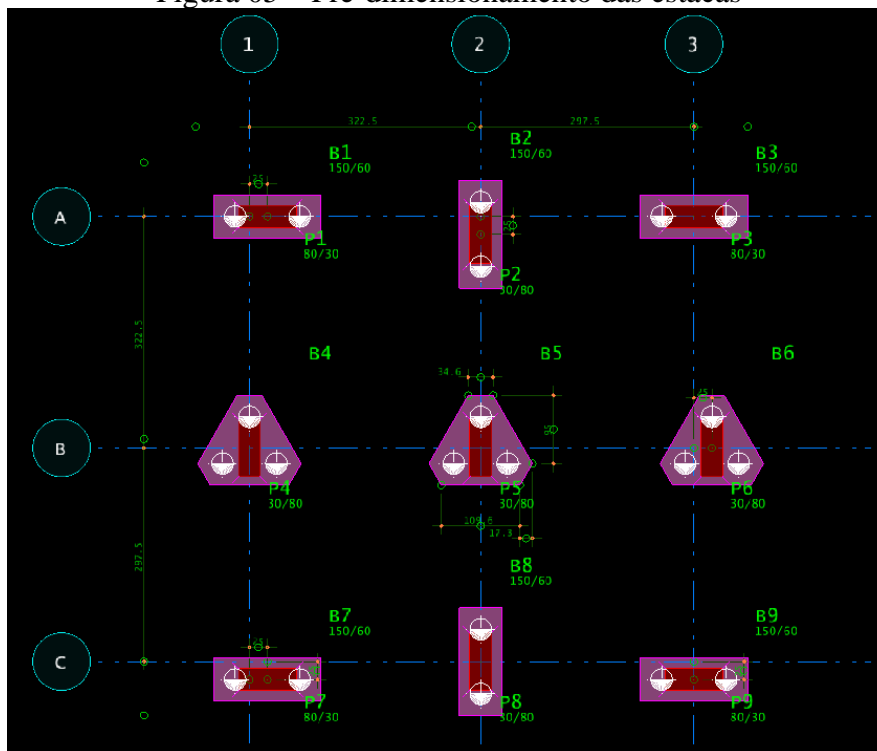


Fonte: Elaborado pelo autor (2024).

O edifício simulado possui 9 pilares, onde cada um deles possui um bloco de estacas escavadas para poder transmitir a sua respectiva carga axial, para o presente trabalho optou-se em analisar o bloco de estacas que atende as solicitações do pilar 5, ou seja, o pilar central do edifício.

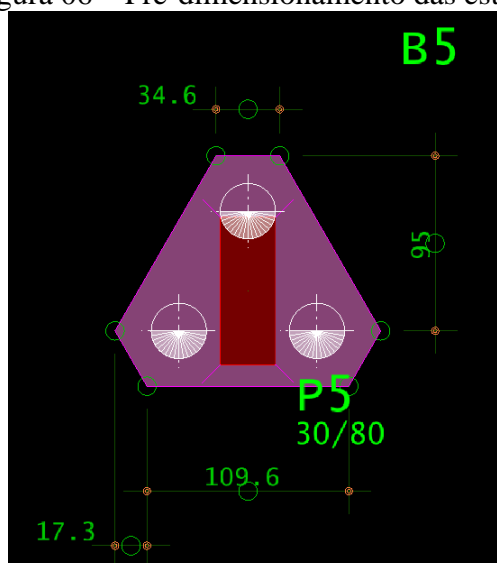
Para o dimensionamento das estacas escavadas, foi utilizado a função que o software TQS possui em pré-dimensionar as fundações em todos os pilares. Para utilizar essa opção foi necessário inserir o diâmetro da estaca, o seu comprimento e a sua capacidade de carga, o diâmetro e o comprimento foi o mesmo utilizado para calcular a estimativa da capacidade de carga, já a capacidade de carga usual adota para o pré-dimensionamento foi de 600 kN, sendo esse valor definido com base nos valores de estimativa de capacidade encontrado através dos métodos semiempíricos. A figura 05 demonstra as estacas pré dimensionadas e a figura 06 demonstra exclusivamente o bloco de estacas 5 com suas respectivas cotas.

Figura 05 – Pré-dimensionamento das estacas



Fonte: Elaborado pelo autor (2024).

Figura 06 – Pré-dimensionamento das estacas



Fonte: Elaborado pelo autor (2024).

Sendo feito o pré-dimensionamento das estacas, o bloco de estacas 5 passou a possuir 3 estacas para atender aos esforços solicitantes do seu respectivo pilar, em seguida foi realizado o processamento global do modelo estrutural, assim extraiu-se o relatório do software TQS denominado “reações nas estacas”, sendo assim foi obtido todas as reações pertinentes as estacas do bloco 5. Cabe citar que para reações o software faz combinações para todos os carregamentos, sendo inclusas cargas permanentes, cargas acidentais, peso próprio e vento. Além disso faz combinações desconsiderando

a ação do vento, considerando a ação do vento como principal e considerando a ação do vento como secundária. Essas combinações foram feitas para todas as estacas, totalizando em 60 combinações para cada estaca.

Com a obtenção de todas as reações que solicitam as estacas, foi possível obter os parâmetros de solicitação para as estacas escavadas. Os parâmetros obtidos foram a solicitação média ($S_{méd}$), desvio padrão da solicitação (σ_S) e o coeficiente de variação da solicitação (v_S).

Os cálculos dos parâmetros de solicitação para as estacas escavadas também foram calculados pelo software Excel.

3.2 Tratamento de dados

Após serem obtidos os valores de estimativa de capacidade de carga, as reações solicitantes para cada estaca, os parâmetros de resistência e os parâmetros de solicitação para cada estaca, foi gerado através do software Excel o gráfico de histograma e a curva de distribuição normal para a resistência, além disso foram geradas curvas de distribuição normal da solicitação para cada estaca.

Em seguida foi feita a interseção da curva de resistência com cada curva de solicitação das estacas analisadas, desse modo foi realizado a análise das curvas, possibilitando compreender de forma mais visível os parâmetros de resistência e solicitação intrínsecos a elas.

Além disso, também foi aplicado a metodologia de análise para o cálculo da probabilidade ruína dos autores Aoki e Cintra (2010), para assim encontrar o valor de probabilidade de ruína para cada estaca.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A seguir na tabela 09 são apresentados todos os valores de capacidade de carga obtidos pelos métodos semiempíricos Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1966), que foram obtidos através do software Excel.

Tabela 09 – Valores de capacidade de carga obtidos pelos métodos semiempíricos

Sondagem	Capacidade de Carga (kN)		
	Aoki-Velloso (1975)	Décourt-Quaresma (1978)	TEIXEIRA (1996)
1	639,85	502,75	704,62
2	576,27	499,45	695,20
3	383,22	363,05	478,54
4	402,91	415,85	565,20
5	450,06	476,46	682,01

6	510,85	399,17	523,75
7	615,69	509,62	723,46
8	634,22	390,46	636,79
9	501,87	486,26	682,01
10	619,65	513,96	712,15
11	639,85	502,75	704,62
12	383,57	373,41	489,84
13	516,30	488,19	678,24
14	515,45	460,17	625,49
15	511,99	448,96	614,18
16	460,07	423,71	568,97
17	353,52	342,42	433,32
18	236,68	407,13	540,00
19	230,79	425,41	585,45
20	391,51	397,90	531,29

Fonte: Elaborado pelo autor (2024)

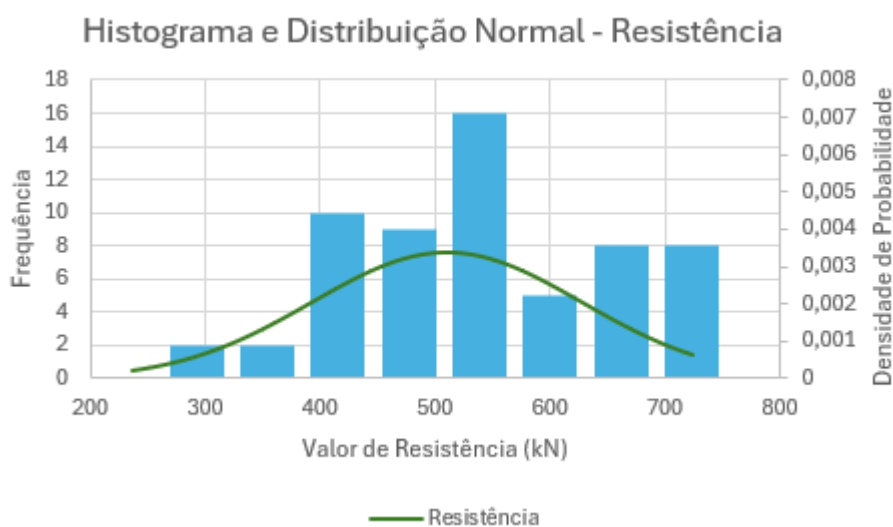
A partir dos valores de capacidade de carga foi possível obter os seguintes parâmetros de resistência apresentados na tabela 10, e gerar o gráfico de histograma e a curva de distribuição normal da resistência que é ilustrado pela figura 07.

Tabela 10 - Parâmetros de resistência

Resistência Média ($R_{méd}$)	Desvio padrão da Resistência (σ_R)	Coefficiente da Variação de Resistência (v_R)
509,61 kN	117,39 kN	0,23

Fonte: Elaborado pelo autor (2024)

Figura 07 – Gráfico de histograma e curva de distribuição normal da resistência



Fonte: Elaborado pelo autor (2024)

Analisando a curva de distribuição normal da resistência, é possível identificar que a curva é

caracterizada por ser mais aberta, portanto a resistência possui uma variabilidade considerável.

A tabela 11 irá apresentar todos as reações obtidas para estaca 1 do bloco 5, a tabela 12 irá apresentar as reações para a estaca 2 do bloco 5 e a tabela 13 irá apresentar todas as reações para a estaca 3 do bloco 5.

Tabela 11 – Reações da estaca 1 do bloco 5

Reações da estaca 1 (kN)				
295	415	304	333	478
333	206	325	276	151
437	311	325	311	333
228	311	304	295	311
333	478	478	325	228
333	130	151	304	415
499	304	333	151	311
151	304	276	478	333
325	333	295	304	333
325	276	311	325	311
276	151	311	325	415
311	478	295	304	228

Fonte: Elaborado pelo autor (2024)

Tabela 12 – Reações da estaca 2 do bloco 5

Reações da estaca 2 (kN)				
295	259	265	333	217
333	363	364	276	412
281	288	287	311	310
385	334	342	295	334
310	217	217	287	385
356	391	412	342	259
238	265	333	412	288
412	342	276	217	356
287	310	295	265	310
364	276	311	364	334
276	412	311	287	259
311	217	295	342	385

Fonte: Elaborado pelo autor (2024)

Tabela 13 – Reações da estaca 3 do bloco 5

Reações da estaca 3 (kN)				
295	259	342	333	217
333	363	287	276	412
281	334	364	311	356
385	288	265	295	288
356	217	217	364	385

310	391	412	265	259
238	342	333	412	334
412	265	276	217	310
364	356	295	342	356
287	276	311	287	288
276	412	311	364	259
311	217	295	265	385

Fonte: Elaborado pelo autor (2024)

Sendo conhecido todas as reações para as estacas analisadas, foi obtido os seguintes valores dos parâmetros de solicitação para cada estaca, conforme a tabela 14.

Tabela 14 – Parâmetros de solicitação para cada estaca

Estaca	Solicitação Média ($S_{méd}$)	Desvio padrão da Solicitação (σ_S)	Coefficiente da Variação da Solicitação (v_S)
1	313,82 kN	85,39 kN	0,27
2	313,50 kN	53,63 kN	0,17
3	314,27 kN	54,74 kN	0,17

Fonte: Elaborado pelo autor (2024)

Analisando os resultados apresentados de parâmetros de solicitação para cada estaca, nota-se que todas as estacas possuíram uma solicitação média ($S_{méd}$) com pouca variação, entretanto, o desvio padrão (σ_S) para estaca 1 foi bem superior em relação as estacas 2 e 3, isso se deve ao fato que a estaca 1 foi solicitada com reações de valores altos, reações de valores médios e com reações de valores baixos conforme a distribuição das reações dada pelo software TQS, no entanto as estacas 2 e 3 foram solicitadas com reações de valores médios. Essa distribuição de reações também foi refletida nos valores de coeficiente da variação da solicitação (v_S), onde a estaca 1 possui um valor 37% maior em relação as outras estacas, sendo assim a estaca 1 possui maior variabilidade de solicitação em relação as outras estacas.

As figuras 08 a 10 irão ilustrar a relação entre a variabilidade da resistência e da solicitação, através da interseção entre as curvas de distribuição normal de solicitação para cada estaca com a curva de distribuição normal de resistência.

Figura 08 – Interseção entre as curvas de distribuição normal da solicitação na estaca 1 com a curva de distribuição normal da resistência.

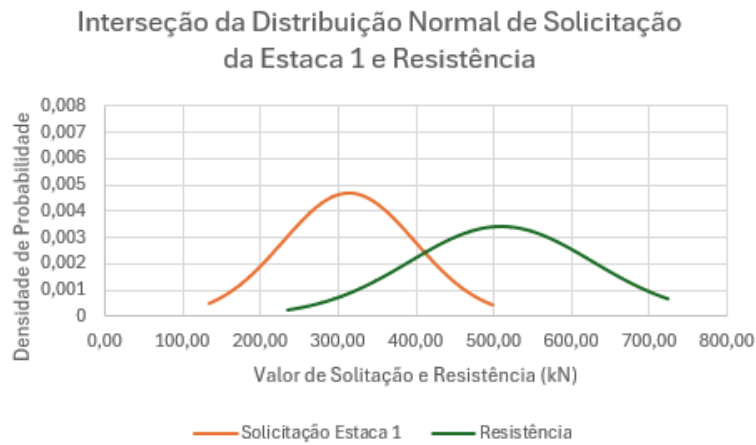


Figura 09 – Interseção entre as curvas de distribuição normal da solicitação na estaca 2 com a curva de distribuição normal da resistência.

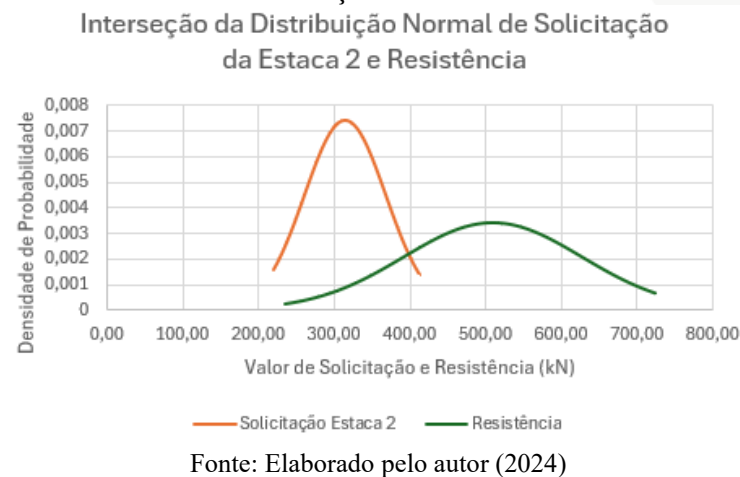
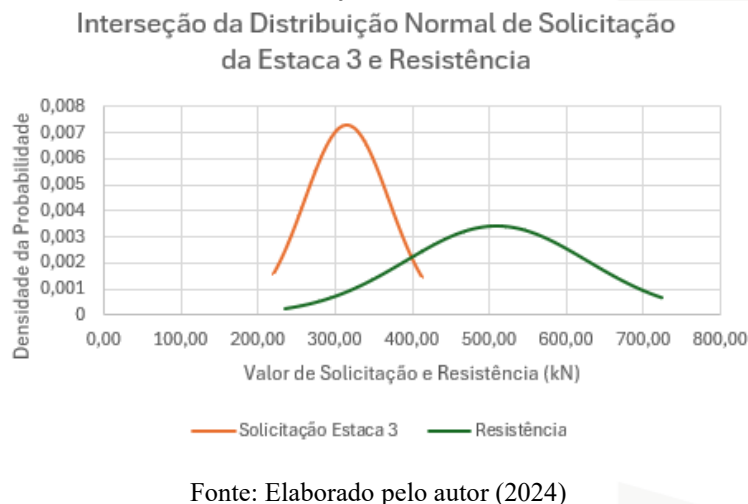


Figura 10 – Interseção entre as curvas de distribuição normal da solicitação na estaca 3 com a curva de distribuição normal da resistência.



Por meio da análise das interseções das curvas de distribuição, pode-se afirmar que os valores obtidos dos parâmetros de resistência e de solicitação são notórios nas ilustrações acima, a curva de solicitação da estaca 1 é mais aberta apresentando assim maior variabilidade, enquanto as outras estacas possuem curvas de solicitação mais fechada.

Através da interseção entre as curvas também é possível concluir que os fatores de segurança (F_S) calculados irão ser valores menos conservadores, isso se deve ao fato de as curvas possuírem pouca distância entre si. Quanto maior o fator de segurança global, maior a distância entre as curvas, e vice-versa (Cintra e Aoki, 2010).

Por fim, foi aplicado a metodologia de análise para o cálculo da probabilidade ruína (p_f) dos autores Cintra e Aoki (2010), de modo que obteve os valores de fator de segurança (F_S), o índice de confiabilidade (β) e a probabilidade de ruína (p_f) para cada estaca, a tabela 15 irá apresentar todos esses valores para cada estaca que foi analisada.

Tabela 15 – Valores de fator de segurança, o índice de confiabilidade e a probabilidade de ruína

Estaca	Fator de Segurança (F_S)	Índice de Confiabilidade (β)	Probabilidade de Ruína (p_f)
1	1,62	1,35	8,84 %
2	1,63	1,52	6,43 %
3	1,62	1,51	6,58 %

Fonte: Elaborado pelo autor (2024)

Analisando os resultados apresentados, fica notório que os valores de fator de segurança para cada estaca possuem baixa diferença entre si, isso se deve ao fato de as estacas terem pouca variância na solicitação média. Além disso, é possível observar como os parâmetros de solicitação de cada estaca foram refletidos para o índice de confiabilidade e probabilidade de ruína, à estaca 1 possui valores superiores de desvio padrão e coeficiente de variação em relação as estacas 2 e 3, sendo assim o valor do índice de confiabilidade foi menor para estaca 1 e em contrapartida a probabilidade de ruína foi maior para ela. Já as estacas 2 e 3 foi o inverso, elas apresentaram índices de confiabilidade maiores e probabilidades de ruína menores em relação à estaca 1.

Além disso, conclui-se que além do fator de segurança, outro aspecto importante para análise da probabilidade de ruína é o comportamento das curvas de solicitação e resistência. Portanto a probabilidade de ruína não depende só do fator de segurança global (afastamento entre as curvas), mas também das formas da curva de solicitação e resistência (Cintra e Aoki, 2010).

Por fim, pode-se concluir que os valores de probabilidade de ruína encontrado para cada estaca não estão dentro dos limites preconizados pelos autores Lumb (1966), Meyerhof (1969) e Whitman (1984).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Sabe-se que na engenharia de fundações é usual que o projeto de estruturas de fundações seja realizado com base na utilização de métodos semiempíricos para a estimativa da capacidade de carga, juntamente com a aplicação de coeficientes de segurança para garantir a confiabilidade dos elementos de fundação, ou seja, a metodologia utilizada é determinística, não levando em consideração a variabilidade dos fatores de resistência e solicitação envolvidos no projeto. No entanto, o presente trabalho, onde foi realizada a análise probabilística de ruína para um bloco de 3 estacas, de modo que foi possível verificar que todas as estacas analisadas possuem probabilidade de ruína, com seus valores variando de 6% a 9%. Isso demonstra que é necessário fazer a análise probabilística de ruína, para os elementos de fundação, de modo que seja conhecido o risco de ruína e assim os projetistas possam estabelecer se o risco será considerável.

A vista dessa evidência, comprova-se que todo elemento de fundação possui um risco de ruína, ficando a cargo dos projetistas analisarem se ele será aceitável ou não.

Mesmo que a ABNT NBR 6122 (2019) não abrange a análise probabilística de ruína para a verificação da confiabilidade de obras de fundações, essa análise se mostra viável em circunstâncias que se faz necessário avaliar os riscos de ruína e a partir dessa avaliação planejar medidas necessárias para conter os riscos encontrados. Os riscos esperados, decorrentes dessa análise, devem ser cobertos por seguros adequados (Cintra e Aoki, 2010).

Outro ponto evidente a partir do presente trabalho, é que os métodos semiempíricos para estimativa da capacidade de carga, foram sensíveis as variabilidades encontradas no solo, ou seja, as camadas de solo e o índice de resistência à penetração que variaram a cada sondagem. Os resultados dos parâmetros de resistência encontrados, comprovam a variabilidade inerente ao solo que foi usado como base para fazer a análise.

Em virtude dos fatos apresentados, conclui-se que o uso da análise de probabilidade de ruína vista no presente trabalho, permite proporcionar uma garantia de maior segurança na engenharia de fundações. E somente o uso de fatores de segurança dados pela norma não são suficientes para garantir a segurança de obras de fundações frente as variabilidades encontradas. Sendo assim, a análise de probabilidade de ruína emerge na área da engenharia de fundações como uma solução para os projetistas, buscando minorar os riscos envolvidos, possibilitando avaliar a confiabilidade e permitindo medidas que irão contribuir para a viabilidade econômica do projeto.

Para pesquisas futuras, é sugerível que essa análise seja feita com a aplicação de provas de cargas em estacas, solos de outras áreas do município de Cianorte/PR e outras metodologias de análise

probabilísticas.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações: Rio de Janeiro, p. 5-7. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e Segurança nas Estruturas: Rio de Janeiro, p. 1-9. 2003.

BASTO, Thiago Silva Costa de et al. **Análise da confiabilidade de projeto de fundação por estaca escavada, a partir de metodologia semiempírica aplicada em caso real de obra.** 2019. Monografia – Bacharel em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2019. Disponível em:

<https://www.repositorio.ufal.br/bitstream/riufal/5320/1/An%c3%a1lise%20da%20confiabilidade%20de%20projeto%20de%20funda%c3%a7%c3%a3o%20por%20estaca%20escavada%2c%20a%20partir%20de%20metodologia%20semiemp%c3%adrica%20aplicada%20em%20caso%20real%20de%20obra.pdf>. Acesso em: 13 nov. 2024.

BONI, Henrique Svizzero. **Avaliação da segurança de fundações em estacas escavadas de pequeno diâmetro na região de Bauru/SP via teoria da confiabilidade.** 2018. Dissertação – Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2018. Disponível em: <https://repositorio.unesp.br/items/dca50c55-bb4e-4519-85c5-722c5d56c6ec/full>. Acesso em: 19 mar. 2024.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: projeto geotécnico.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações diretas: projeto geotécnico.** São Paulo: Oficina de textos, 2011. 140 p.

CORTEZ, Fábio Lindemberg Coelho. **Análise de confiabilidade da fundação de um viaduto hiperestático: estudo de caso.** 2022. Dissertação – Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2022. Disponível em: https://repositorio.ufrn.br/bitstream/123456789/49985/1/Analiseconfiabilidadefundacao_Cortez_2022.pdf. Acesso em: 08 mar. 2024.

DE SOUZA RUBATINO, Frederico; BATISTA, Saymon Henrique; DUARTE, Leandro Neves. Probabilidade de Ruína: Aplicação dos Métodos de Aoki e Monte Carlo. *In*: Congresso COBRAMSEG, XX, 2022, Campinas. **Anais [...]**. Campinas: Galoá, 2022. p. 2.

PEREIRA, Kimberly Chrystal. **Estudo comparativo de capacidade de carga e probabilidade de ruína de fundações profundas para um edifício em Lambari-MG.** 2020. Monografia – Bacharel em Engenharia Civil, Centro Universitário do Sul de Minas, Varginha, 2020. Disponível em: <http://repositorio.unis.edu.br/bitstream/prefix/1461/1/Kimberly%20Chrystal%20Pereira.pdf>. Acesso em: 19 mar. 2024.

RAMIREZ, Rinaldo Garcia. **Análise de confiabilidade em estruturas de contenção.** 2016.

Dissertação – Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2016. Disponível em: <https://pcv.uem.br/documentos/dissertacao-de-mestrado/rinaldo-garcia-ramirez.pdf>. Acesso em: 19 mar. 2024.

SANTOS, Marcio de Souza. **Inferência bayesiana na avaliação da segurança de fundações em estacas de deslocamento**. 2007. Dissertação – Mestrado em Engenharia de Solos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3145/tde-12072007-170238/publico/DissertacaoInferenciaBayesianaTEXTOFINAL.pdf>. Acesso em: 08 mar. 2024.

Análise da confiabilidade de projetos de fundações por estaca a partir de metodologias semi-empíricas aplicadas em casos reais de obra. 2018. Disponível em: <https://www.repositorio.ufal.br/bitstream/riufal/3690/1/An%20a%20lise%20da%20confiabilidade%20de%20projetos%20de%20funda%20a%20por%20estaca%20a%20partir%20de%20metodologias%20semiemp%20adricas%20aplicadas%20em%20casos%20reais%20de%20obra.pdf>. Acesso em: 19 mar. 2024.

VASCONCELOS, André Rodrigues de et al. **Análise comparativa dos métodos determinísticos e probabilísticos na segurança de fundações superficiais**. 2018. Monografia – Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2018. Disponível em: <http://dspace.sti.ufcg.edu.br:8080/xmlui/bitstream/handle/riufcg/23477/ANDR%20RODRIGUES%20DE%20VASCONTELOS%20-%20TCC%20ENG.%20CIVIL%20CTRN%202018.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 19 mar. 2024.