



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA
UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL

ANDRÉ RODRIGUES DE VASCONCELOS

ANÁLISE COMPARATIVA DOS MÉTODOS DETERMINÍSTICOS E
PROBABILÍSTICOS NA SEGURANÇA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

CAMPINA GRANDE
2018

ANDRÉ RODRIGUES DE VASCONCELOS

**ANÁLISE COMPARATIVA DOS MÉTODOS
DETERMINÍSTICOS E PROBABILÍSTICOS NA
SEGURANÇA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Universidade Federal
de Campina Grande – UFCG, para
encerramento do componente
curricular e conclusão da graduação
em Engenharia Civil.

Orientador: Prof^ª Dr^ª Carina Silvani

CAMPINA GRANDE – PB
2018

DEDICATÓRIA

Primeiramente, desejo agradecer a meus pais, Rosa e Humberto, que sempre me apoiaram e incentivaram em toda e qualquer tipo de decisão. Minha irmã Simone que sempre esteve ao meu lado para um conforto ou palavra carinhosa. Agradeço também a minha namorada, Laís, que em todos os dias não deixou de acreditar no meu potencial e na minha capacidade de melhorar. Também desejo agradecer aos professores da UFCG, pela motivação e pela demonstração do mundo espetacular que é a engenharia, principalmente à professora Carina, pela sua generosa orientação, pela sua paciência, e por se tornar um ponto de referência no curso como um todo. Aos colegas de turma e de trabalho, que me mostraram como é a vida na engenharia e que me disponibilizaram conhecimentos que levarei sempre comigo.

EPÍGRAFE

“Do or do not, there is no try” (Star Wars)

RESUMO

Este trabalho analisa a segurança das fundações superficiais comparando os métodos determinísticos e probabilísticos. Partindo da dificuldade de se prever o comportamento do solo com métodos determinísticos, os mais utilizados no Brasil, é notória a necessidade de desenvolvimento do conhecimento que abrange a interação entre solo e fundações. Um dos métodos mais utilizados nessa situação consiste no Método das Estimativas Pontuais (MEP). Desta forma, este trabalho tem como objetivo analisar e comparar o emprego dos métodos probabilístico e determinístico na análise da segurança das fundações superficiais, através da aplicação em uma obra localizada no bairro de Manaíra na cidade de João Pessoa. Adotou-se, para desenvolvimento desse trabalho, a seguinte metodologia: revisão de literatura acerca da probabilidade de ruína e do fator de segurança em fundações superficiais, obtenção de dados geotécnicos do local da obra, e análise determinística e probabilística da fundação selecionada. Com o trabalho, concluiu-se que o método determinístico pode não ser o que garanta a maior segurança da fundação, e que os métodos probabilísticos conferem ao projetista uma capacidade bem maior de prever o comportamento do solo, possibilitando a concepção de um projeto mais eficiente, ou seja seguro e econômico.

Palavras-chave: probabilidade de ruína, fator de segurança, determinístico, probabilístico, fundações superficiais

ABSTRACT

This research analyses the safety of foot foundations by comparing deterministic and probabilistic methods. There is a big difficulty in predicting soil behaviour with deterministic methods, but they are the most used in Brazil, because the need for more knowledge development that covers the interaction between soil and foundations is well known. One of the most used probabilistic methods is the Point Estimation Method (PE). In this way, this work analyses and compares the use of probabilistic and deterministic methods in the analysis of the safety of foot foundations in a built in the district of Manáira in the city of João Pessoa. The following methodology was used to develop this work: literature review about the probability of ruin and safety factor in foot foundations, obtaining geotechnical data from the site, and deterministic and probabilistic analysis of the selected foundation. With the work, it was concluded that the deterministic method may not be the best way to guarantees the security of the foundation and that the probabilistic methods give to the designer a much greater capacity to predict the behaviour of the soil, allowing the conception of a more efficient project with economy and security.

Keywords: probability of ruin, safety factor, deterministic, probabilistic, foot foundation

RÉSUMÉ

Ce travail analyse la sécurité des fondations superficielles en comparant des méthodes déterministes et probabilistes. Partant de la difficulté de prédire le comportement du sol avec des méthodes déterministes, les plus utilisées au Brésil, le besoin de développement des connaissances couvrant l'interaction entre le sol et les fondations est bien connu. L'une des méthodes les plus utilisées dans cette situation est la méthode d'estimation par points (MEP). Ainsi, ce travail a pour objectif d'analyser et de comparer l'utilisation de méthodes probabilistes et déterministes dans l'analyse de la sécurité des fondations superficielles, par l'application dans un ouvrage situé dans le quartier de Manáira, dans la ville de João Pessoa. La méthodologie suivante est utilisée pour développer ce travail: revue de la littérature sur la probabilité de ruine et le facteur de sécurité dans les fondations de surface, obtention de données géotechniques sur le site et analyse déterministe et probabiliste de la fondation sélectionnée. Avec le travail, il a été conclu que la méthode déterministe peut ne pas être celle qui garantit une plus grande sécurité des fondations, et que les méthodes probabilistes donnent au concepteur une capacité beaucoup plus grande de prédire le comportement du sol, ce qui permet de concevoir un projet plus efficace, être sûr et économique.

Mots-clés: probabilité de ruine, facteur de sécurité, déterministe, probabiliste, fondations superficielles

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1 – Funções densidades Funções densidades f_R e f_s | 14 |
| Figura 2 – Superfície de ruptura geral..... | 16 |
| Figura 3 – Esquemática da superfície de ruptura do solo..... | 17 |
| Figura 4 – Distribuição estatística das médias das amostras da população X_i | 20 |
| Figura 5 – Distribuição das curvas de solicitações e resistências..... | 21 |
| Figura 6 – Proximidade das curvas devido ao fator de segurança..... | 22 |
| Figura 7 – Influência da área do gráfico na probabilidade de ruína..... | 23 |
| Figura 8 - Disposição dos furos de sondagem do ensaio SPT..... | 27 |
| Figura 9 - Fluxograma de métodos utilizados..... | 30 |
| Figura 10 - Dimensões da sapata..... | 32 |
| Figura 11 - Comparação de probabilidades de Ruína | 37 |
| Figura A1 - Perfil do furo 1..... | 42 |
| Figura A2 - Perfil do furo 02..... | 43 |
| Figura A3 - Perfil do furo 03..... | 44 |
| Figura B1 - Planta de Cargas da edificação..... | 45 |

LITA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 1 - Fatores de capacidade de carga..... | 18 |
| Tabela 2: Fatores de forma de Terzaghi-Peck..... | 18 |
| Tabela 3: Perfis geotécnicos dos furos..... | 28 |
| Tabela 4: Variáveis com médias e desvios padrões..... | 30 |
| Tabela 5: Variáveis com médias e desvios padrões..... | 31 |
| Tabela 6: Determinação da capacidade de carga..... | 34 |
| Tabela 7: Determinação dos fatores de segurança..... | 34 |
| Tabela 8: Determinação da capacidade de carga..... | 35 |
| Tabela 9: Determinação dos fatores de segurança..... | 36 |

SUMÁRIO

| | |
|---|-----------|
| 1. INTRODUÇÃO..... | 11 |
| 1.1. Comentários iniciais..... | 11 |
| 1.2. Tema Objetivo..... | 12 |
| 1.3. Objetivos Gerais..... | 12 |
| 1.4. Objetivos Específicos..... | 12 |
| 1.5. Justificativa..... | 12 |
| 2. REFERENCIAL TEÓRICO..... | 15 |
| 2.1. Incertezas das Características do Solo..... | 15 |
| 2.2. Capacidade de Carga..... | 15 |
| 2.2.1. Método teórico de Terzaghi..... | 17 |
| 2.3. Conceitos básicos de estatística aplicados à geotecnia..... | 19 |
| 2.3.1. Variáveis estatísticas..... | 19 |
| 2.4. Insuficiência do Fator de Segurança Global..... | 21 |
| 2.5. Método das Estimativas Pontuais..... | 23 |
| 2.5.1. Índice de Confiabilidade de Probabilidade de Ruína do MEP..... | 24 |
| 3. METODOLOGIA..... | 26 |
| 3.1. Obtenção de Dados..... | 26 |
| 3.2. Tratamento de Dados..... | 28 |
| 3.2.1. Método determinístico..... | 29 |
| 3.2.1. Método probabilístico..... | 29 |
| 4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS..... | 32 |
| 4.1. Análise Determinística..... | 32 |
| 4.2. Análise Probabilística..... | 33 |
| 4.3. Discussão dos Resultados..... | 37 |
| 5. CONCLUSÕES..... | 39 |
| 6. REFERÊNCIAS..... | 40 |
| ANEXO A: PERFIS DE SPT..... | 42 |
| ANEXO B: PLANTA DE CARGAS..... | 45 |

1. INTRODUÇÃO

1.1. COMENTÁRIOS INICIAIS

A estabilidade é uma condição buscada por todas as obras de engenharia. Suportar todos e quaisquer esforços provenientes de utilização ou tempo sem oferecer nenhuma sensação de instabilidade ou risco. Para que as atividades as quais o empreendimento pretende exercer sejam executadas da maneira mais confortável pelos usuários finais.

Quando é feita uma análise detalhada da estrutura, diversos elementos possuem suas probabilidades de falha. Dentre todos esses elementos, a fundação é onde este risco é mais alto. Este alto risco é ocasionado pela interação direta da fundação com o solo (elemento natural com alta variabilidade de características), e devido à dificuldade de uma inspeção adequada, pois a mesma encontra-se enterrada.

O solo é um material natural de origem variada, dependendo da sua evolução pedológicas, características como coeficiente de permeabilidade e resistência não drenada, serão bem distintas, mesmo considerando um espaço geográfico pequeno. Essa impossibilidade de caracterizar o solo com precisão faz com que esse elemento seja considerado uma das maiores incógnitas desde o nascimento da engenharia. Felizmente nos últimos anos a geotecnia vem evoluindo a grandes passos, definindo métodos mais detalhados que nos permitem aproximações do comportamento do solo quando submetidos a cargas específicas.

Como esse conhecimento deve evoluir, alguns conceitos antiquados devem ser superados, para dar lugar a métodos e estudos que nos deem parâmetros mais próximos da realidade. Para que, cada vez mais, possa se ter informações precisas sobre o solo em questão, e assim, contribuir para elevar a segurança do empreendimento e diminuir as chances de acidentes decorrentes de erros de cálculos.

Atualmente o modelo em uso para assegurar a segurança de uma fundação é o método determinístico, onde é calculada a média das solicitações da estrutura e a média das resistências do solo, para determinar o fator de segurança da fundação. Esse modelo, apesar de ser consolidado, carece de informações mais precisas, principalmente levando em consideração a já citada imprevisibilidade do solo. Essa carência de informações decorre da

utilização de parâmetros exatos e únicos para representar cada um dos materiais (AOKI E CINTRA, 2010).

A evolução da tecnologia permitiu a incorporação de modelos estatísticos aos estudos dos solos, através do método probabilístico de segurança do solo e do cálculo da probabilidade de ruína. Esse método utiliza a variabilidade de características do solo, assim como a variabilidade das solicitações estruturais para criar funções, e dessas pode-se averiguar a probabilidade de ruína da edificação, e assim tomar as devidas providências para assegurar a segurança da mesma.

1.2. TEMA

O tema desse documento consiste em comparar modelos de cálculos determinísticos com os modelos probabilísticos de fundações superficiais.

1.3. OBJETIVOS GERAIS

O objetivo geral deste Trabalho de Conclusão de Curso é realizar uma análise do método determinístico, atualmente mais utilizado no Brasil, para atestar a segurança das fundações e expor uma alternativa mais segura para o cálculo em questão, o estudo da probabilidade de ruína.

1.4. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analisar o método de cálculo determinístico para a probabilidade de ruína das fundações;
- Analisar o método de cálculo probabilístico das mesmas fundações;
- Realizar a comparação entre os dois casos e definir qual método proporciona uma maior segurança para a edificação;

1.5. JUSTIFICATIVA

Um desabamento pode ocasionar consequências graves, em alguns casos fatais. Quando compatibilizado o número de edifícios, empreendimentos e grandes obras que estão em construção, o tamanho do risco que existe caso haja alguma falha na construção é considerável. Tendo em vista essa situação a contínua busca por um aprimoramento do

conhecimento na área geotécnica é essencial, principalmente quando falamos da ruptura de elementos estruturais.

Segundo Sandoval (2012), a estabilidade de uma fundação se deve à relação de forças atuantes nessa, tal relação é expressa através de um fator de segurança, que pode ser observado na Equação 1 abaixo:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} = 1 \quad (1)$$

$FS > 1,0$ – Obra estável

$FS = 1,0$ – Ocorre ruptura por escorregamento

$FS < 1,0$ – Não tem significado física

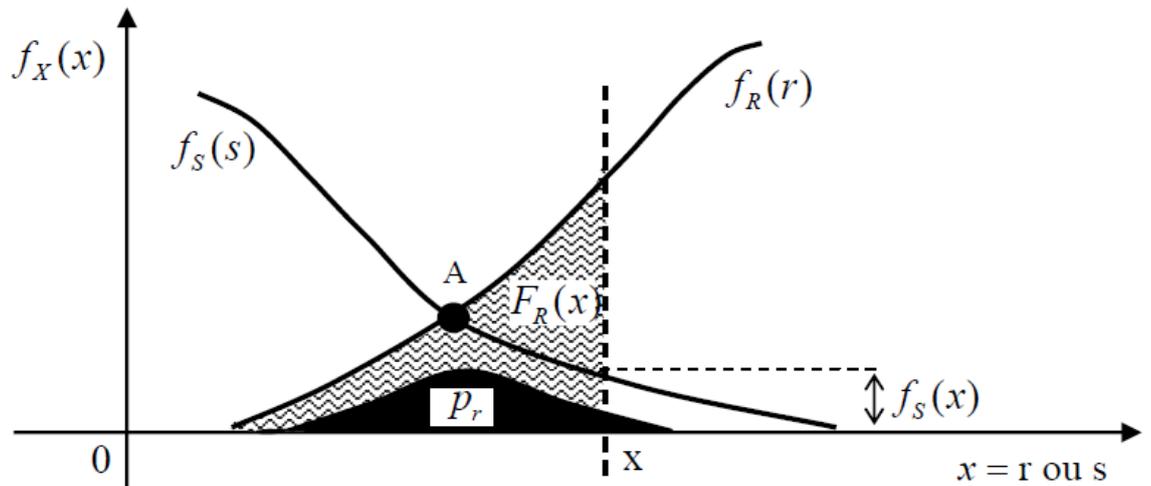
Como se pode ver na Equação 1, uma vez que as tensões de mobilização (τ_{mob}) ou desestabilizadoras tornam-se maiores que as tensões resistentes (τ_f), o solo em torno da fundação sofrerá movimentação, caso se mantenham menores, o solo não se movimentará, e, conseqüentemente, a sapata estará segura (GERSCOVICH, 2009). Ressalta-se que quando aplicado de forma prática o fator de segurança deve ser de pelo menos 3,0, como recomenda a NBR 6122:2010, que trata de projeto e execução de fundações (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6122, 2010).

Segundo Sandoval (2012), as incertezas são inevitáveis na geotecnia, por causa dos materiais de origem natural com que a mesma trabalha. Assim uma evolução na segurança do cálculo de interação entre estrutura e solo pode ser um ótimo caminho para minimizar ainda mais os riscos, pois que qualquer empreendimento venha a ruir, mesmo com o cuidado de utilizar o fator de segurança maior que o recomendado ($FS = 3$), assim é necessário que seja feita uma análise mais aprofundada dessas incertezas, para que a segurança seja completamente assegurada, e um método que analisa bem essa situação é o da probabilidade de ruína, que da Silva (2004) e Aoki e Cintra (2010) abordam em suas obras.

Segundo da Silva (2004), a probabilidade de ruína é obtida da relação existente entre a solicitação S e a resistência R . Este evento ocorre quando $R - S < 0$ ou $R / S < 1$. A probabilidade de ruína é definida como a integral de zero a infinito do produto das funções F_R e f_s , como mostra a Equação 2 e a Figura 1.

$$p_r = \int_0^{\infty} F_R(x) f_s(x) dx \quad (2)$$

Figura 1 – Funções densidades f_R e f_S



Fonte: DA SILVA (2004)

No ponto A da Figura 1, $f_R(r)$ e $f_S(s)$ são iguais. A área em preto representa a probabilidade de ruína p_r , região sob as curvas de resistência à esquerda do ponto A e solicitação à direita do mesmo ponto. Quanto maior a área sob esta curva, maior a probabilidade de ruína, ou seja, menor a confiabilidade da fundação (DA SILVA, 2004).

2. REFERÊNCIAL TEÓRICO

2.1. INCERTEZAS DAS CARACTERÍSTICAS DO SOLO

Considerando estruturas que interagem diretamente com o solo, deparar-se com incertezas que podem comprometer a segurança desses elementos estruturais. Segundo Morgenstern (1995), Flores (2008) e Tenório (2017), tais incertezas podem ser categorizadas da seguinte forma:

- Incerteza nos parâmetros: Se refere há não homogeneidade do solo, causando uma divergência entre os parâmetros coletados e os que realmente caracterizam o solo em estudo.
- Incerteza nos modelos: Os modelos atualmente aplicados em estabilidade do solo podem ser caracterizados como imprecisos devido as diversas simplificações e aproximações.
- Incerteza humana: Erros que são cometidos no ato da estudos de amostras, devido à falta de informação do executor, uma má comunicação, ou por negligência do responsável pela coleta. Devido à dificuldade de quantificar a incerteza humana, a mesma é costumeiramente descartada.

Segundo as normas brasileiras, principalmente a NBR 6122/2010 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2002, p. 13), o principal meio de assegurar a estabilidade de uma fundação é por meio da carga admissível, utilizando o fator de segurança global. Esse conceito se encontra ultrapassado, pois garantir, com tão poucas informações, a estabilidade da relação entre fundação e solo de maneira determinística, onde há diversas incertezas, seria imprudente.

Segundo Aoki (2010), não se considera-se mais que os fatores de segurança maiores que 1 retirados dos estudos determinísticos não garantam a ausência do risco de ruína. Por isso se faz necessária uma análise da probabilidade de ruína da fundação, por meio da análise de confiabilidade.

2.2. CAPACIDADE DE CARGA

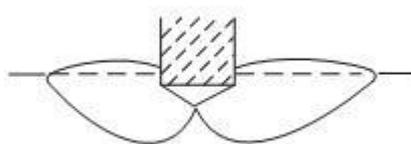
Considerando que uma sapata de concreto armado em um maciço de solo sofre a aplicação de uma carga proveniente da estrutura da obra, essa carga (P) mobilizará as tensões resistentes desse solo que está com contato com a sapata. Com o aumento dessa carga P, irá

surgir uma superfície potencial de ruptura no interior do maciço de solo, imediatamente antes da ruptura, o solo exercerá sua resistência máxima no sistema sapata-solo, essa resistência é denominada capacidade de carga, onde é representada por σ_r (AOKI e CINTRA – 2010).

Tal ruptura tem a possibilidade de ocorrer de duas formas, a ruptura frágil, onde a sapata tende a girar, levantando uma porção do solo para a superfície, denominada por Vesic em 1975 de ruptura geral. Outra forma de ruptura é a dúctil, onde a sapata se desloca para baixo, sem rotacionar em nenhuma direção, Vesic chamou essa ruptura de ruptura por puncionamento.

A ruptura geral acontece em solos com maior resistência que possuem sapatas consideravelmente rasas, segundo Aoki e Cintra (2010), é caracterizada como uma ruptura súbita e catastrófica, ocasionando o tombamento da sapata e conseqüentemente uma elevação na superfície do terreno. Sua superfície de ruptura é contínua, desde uma base lateral da sapata, até o terreno da base oposta, como pode-se observar na figura 2.

Figura 2: Superfície de ruptura geral



Fonte: VESIC (1975)

Em solos menos resistentes, ocorre a ruptura por puncionamento, onde no lugar de um tombamento, há uma penetração da sapata por inteiro devido à deformação do solo. A carga de ruptura é superada no momento em que o solo não suporta mais as tensões de cisalhamento exercidas.

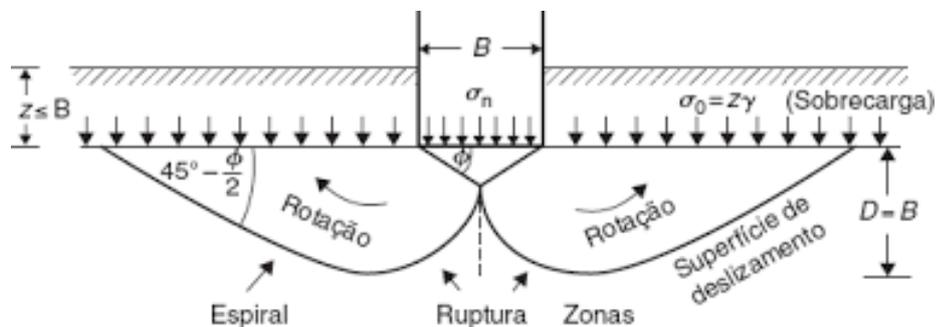
Entre os dois casos observados, Vesic (1975) considera uma ruptura local, que ocorre justamente em solos com uma resistência mediana, com média capacidade ou consistência, como areias compactas, por exemplo. Nessa situação, não há características típicas, assim sendo determinado como um caso intermediário entre os dois tipos de ruptura vistos anteriormente.

2.2.1. Método teórico de Terzaghi

Segundo Aoki e Cintra (2010), Karl Terzaghi foi o pioneiro no desenvolvimento de uma teoria de capacidade de carga, e em seu livro de 1943, onde consta a Figura 3, demonstrando o comportamento do solo em presença de uma carga externa. Assim, para calcular tais capacidades, considera-se as seguintes hipóteses:

- Trabalhar-se com uma sapata corrida, onde o seu comprimento é consideravelmente maior que sua largura ($L > 5B$)
- A profundidade de embutimento será menor que a largura da sapata ($h < B$)
- O maciço de solo em questão é pouco deformável (Rígido)

Figura 3: Esquemática da superfície de ruptura do solo



Fonte: TERZAGHI (1943)

Após considerar situações onde o solo é sem peso e há a sapata à superfície, onde o solo é não coesivo e sem peso à superfície, e onde o solo é não coesivo e há sapata à superfície, Terzaghi chegou à seguinte equação:

$$\sigma_r = c N_c S_c + q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad (3)$$

Onde:

c é a coesão (kPa);

q é a sobrecarga (kPa);

γ é o peso específico efetivo (kN/m³);

B é o comprimento da base (m).

A três parcelas representam, respectivamente, as contribuições de coesão, sobrecarga e peso específico. Os fatores de capacidade de carga (N_c , N_q e N_γ) são adimensionais e dependem exclusivamente do ângulo de atrito do solo (ϕ), de acordo com a Tabela 1 a seguir:

Tabela 1 - Fatores de capacidade de carga

| ϕ | N_c | N_q | N_γ | ϕ | N_c | N_q | N_γ |
|--------|--------|-------|------------|--------|--------|--------|------------|
| 0 | 5,14 | 1,00 | 0,00 | 29 | 27,86 | 16,44 | 19,34 |
| 5 | 6,49 | 1,57 | 0,45 | 30 | 30,14 | 18,40 | 22,40 |
| 10 | 8,35 | 2,47 | 1,22 | 31 | 32,67 | 20,63 | 25,99 |
| 15 | 10,98 | 3,94 | 2,65 | 32 | 35,49 | 23,18 | 30,22 |
| 16 | 11,63 | 4,34 | 3,06 | 34 | 42,16 | 2,44 | 41,06 |
| 17 | 12,34 | 4,77 | 3,53 | 35 | 46,12 | 33,30 | 48,03 |
| 18 | 13,10 | 5,26 | 4,07 | 36 | 50,59 | 37,75 | 56,31 |
| 19 | 13,93 | 5,80 | 4,68 | 37 | 55,63 | 42,92 | 66,19 |
| 20 | 14,83 | 6,40 | 5,39 | 38 | 61,35 | 38,93 | 78,03 |
| 21 | 15,82 | 7,07 | 6,20 | 39 | 67,87 | 55,96 | 92,25 |
| 22 | 16,88 | 7,82 | 7,13 | 40 | 75,31 | 64,20 | 109,41 |
| 23 | 18,05 | 8,66 | 8,20 | 41 | 83,86 | 73,90 | 130,22 |
| 24 | 19,,32 | 9,60 | 9,44 | 42 | 93,71 | 85,38 | 155,55 |
| 25 | 20,72 | 10,66 | 10,88 | 43 | 105,11 | 99,02 | 186,54 |
| 26 | 22,25 | 11,85 | 12,54 | 44 | 118,37 | 115,31 | 224,64 |
| 27 | 23,94 | 13,20 | 14,47 | 45 | 133,88 | 134,88 | 271,76 |
| 28 | 25,80 | 14,72 | 16,72 | | | | |

Fonte: TERZAGHI E PECK (1967)

Os coeficientes S_c , S_q , e S_γ são denominados fatores de forma, cujos valores são reunidos na Tabela 2 e são utilizados para corrigir o formato da sapata.

Tabela 2: Fatores de forma de Terzashi-Peck

| Sapata | S_c | S_q | S_γ |
|--|------------------------|------------------------------------|----------------|
| Corrida (lado B) | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Retangular (B=L) | $1 + (B/L)(N_q / N_c)$ | $1 + (B/L) \operatorname{tg} \phi$ | $1 - 0,4(B/L)$ |
| Circular ou quadrada (B = diâmetro) | $1 + (N_q / N_c)$ | $1 + \operatorname{tg} \phi$ | 0,60 |

Fonte: CINTRA E AOKI – 2010

2.3. CONCEITOS BÁSICOS DE ESTATÍSTICA APLICADOS À GEOTECNIA

Segundo RIBEIRO (2004), a análise probabilística consiste na previsão comportamental de algum determinado processo aleatório, normalmente físico que é determinado por um mecanismo de casualidade, seja parcial ou totalmente.

Ainda segundo RIBEIRO (2004), o resultado de algum experimento é chamado de variável aleatória, podendo ser discreta, quando assume apenas certos valores específicos, ou contínua, quando pode assumir qualquer valor dentro de um intervalo.

O universo de estudo pode ser definido como sendo os argumentos relacionados ao resultado do experimento, que são denominados objeto de estudo estatístico. Já a população é o conjunto dos argumentos de mesma característica (desde que possam ser mensurados). Uma ou mais população constituem em um universo (FABRICIO, 2006).

Para o nosso caso de análise da probabilidade de ruína em uma fundação por sapatas o universo consiste nas características mecânicas geotécnicas e hidrológicas do solo, e qualquer outra propriedade que venha a influenciar a estabilidade da fundação. Exemplo de população são: geometria sapata, os ângulos de atrito e coesões.

2.3.1 Variáveis estatísticas

Média ou valor esperado de uma função probabilidade

Segundo AVELINO (2006) define-se média de uma variável aleatória X, possuindo uma determinada distribuição como:

$$E[X] = \sum_1^n x_i p_x(x_i) \quad \text{para distribuições discretas} \quad (4)$$

$$E[X] = \int_a^b x f_x(x) dx \quad \text{para distribuições contínuas} \quad (5)$$

Onde: n = número de resultados do espaço amostral discreto

a, b = limites inferior e superior da função de densidade de probabilidade contínua

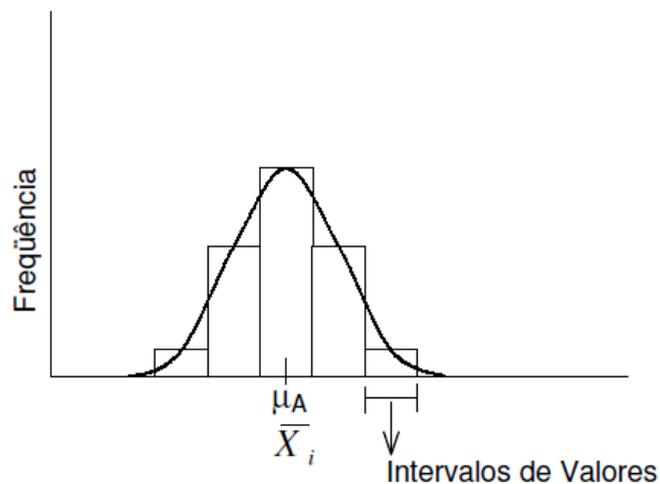
x = valor da variável aleatória

p = probabilidade associada ao resultado

$f_x(x)$ = função de densidade de probabilidade (fdp)

Se forem realizadas várias séries de determinações com “n” números de medidas aleatórias de uma mesma população, pode se calcular a média para cada série de medidas. Com os valores das médias aritméticas das amostras, obtém-se o histograma da Figura 4, no eixo horizontal estão os valores de intervalos das médias \bar{X}_i , e no eixo vertical as percentagens de valores que ocorrem em cada intervalo (FABRÍCIO, 2006):

Figura 4 – Distribuição estatística das médias das amostras da população \bar{X}_i



Fonte: AOKI E CINTRA (2010)

Variância

Ainda segundo AVELINO (2006), pode-se definir a variância de uma variável aleatória X da seguinte forma:

$$V[X] = \sum_1^n (x_1 - \bar{X})^2 p_x(x_i) \quad \text{para distribuições discretas} \quad (6)$$

$$V[X] = \int_a^b (x - \bar{X})^2 f_x(x) dx \quad \text{para distribuições contínuas} \quad (7)$$

Onde: $\bar{X} = E[X]$

Desvio padrão:

O desvio padrão da variável aleatória X é definido por Avelino (2006) como:

$$\sigma[X] = \sqrt{V[X]} \quad (8)$$

2.4. INSUFICIENCIA DO FATOR DE SEGURANÇA GLOBAL

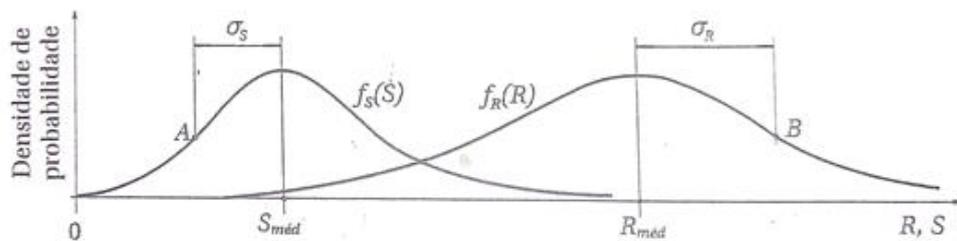
Considerando uma fundação com sapatas de mesma seção transversal, em cada elemento da fundação teremos dados de capacidade de carga (R) e de carga atuante (S) (AOKI E CINTRA 2010).

Assim, para determinar o Fator de Segurança Global (F_s), utiliza-se a relação entre os valores médios de resistência ($R_{méd}$) e de solicitação ($S_{méd}$), na forma:

$$F_s = \frac{R_{méd}}{S_{méd}} \quad (9)$$

Durante toda a formação em engenharia dissemina-se a ideia que esse problema é determinista, que caso o fator de segurança desejado seja atingido, a estrutura está completamente a salvo de qualquer futura falha, mas a realidade é que nas fundações, há uma grande variabilidade nos valores de R e S, como se pode observar na Figura 5, onde os pontos de inflexão de cada curva representam os desvios padrão respectivos.

Figura 5 – Distribuição das curvas de solicitações e resistências



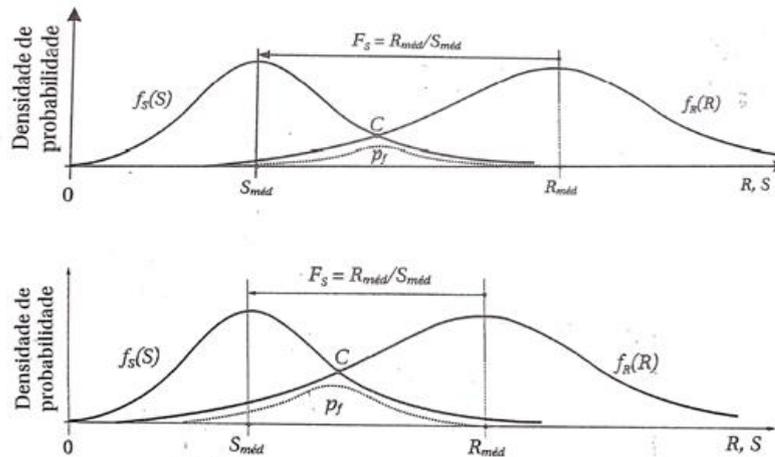
Fonte: AOKI E CINTRA (2010)

O que pode se atestar com o valor do Fator de Segurança em mãos é que, segundo Aoki e Cintra (2010), o mesmo não só indica o afastamento entre valores de solicitação e resistência, mas também indica o afastamento das curvas entre si, ou seja, quanto maior o F_s , maior a distância entre elas.

Na figura 6 pode-se notar que existe uma região abaixo do ponto C, onde as solicitações S são maiores que as resistências R, o que caracteriza uma ruína ou falha. Assim Aoki (2010) concluiu que essa região pontilhada, justamente na área de superposição das

curvas seria a curva de densidade de probabilidade de ruína, e que a probabilidade total de ruína (p_f) é dada pela integral da curva de densidade de probabilidade de ruína, como mostra a Equação 10:

Figura 6 – Proximidade das curvas devido ao fator de segurança



Fonte: AOKI E CINTRA(2010)

$$p_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_S(S)F_R(S)dS \quad (10)$$

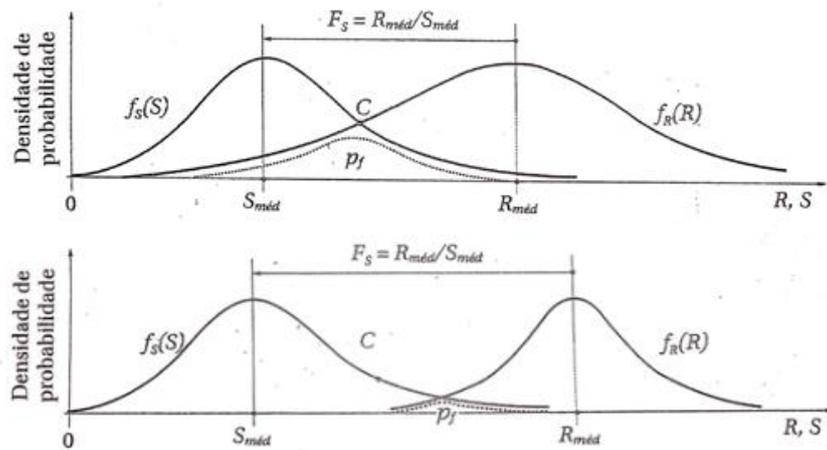
A expressão representa a convolução das funções $F_R(S)$ e $f_S(S)$, onde $F_R(S)$ é a distribuição acumulada de $F_R(S)$, condicionada por valores da função $f_S(S)$. Após o ponto C da Figura 7, os valores de probabilidade de ocorrência de R são maiores do que S e, no cálculo de $F_R(S)$ deve-se limitar o valor $F_R(S)$ ao valor de $f_S(S)$ disponível. Esta limitação condiciona a convolução.

Ainda na figura 7, observa-se que ao passo que se aumenta o fator de segurança, mais afastadas estão as curvas, conseqüentemente a curva de densidade de probabilidade de ruína diminui, sendo fácil de concluir que existe uma relação direta entre fator de segurança e probabilidade de ruína. Portanto em toda a fundação, caracterizadas as variabilidades de R e S, a cada valor especificado de F_s automaticamente está implícita uma probabilidade de ruína.

Além das duas variáveis já bem determinadas até aqui (F_s e p_f), precisamos observar que elas não são as únicas que definem a curva de densidade de probabilidade de ruína, pois variações nas curvas mudam a área do gráfico de p_f , como fica claro na figura 7, uma curva com variação lateral menor (mais curta), faz com que a curva abaixo do ponto C seja menor,

diminuindo assim a probabilidade de ruína. Para levar em consideração essa variação da curva, basta considerar os coeficientes de variação, chegando assim, às quatro variáveis do problema: F_s , p_f , σ_s e σ_R .

Figura 7 – Influência da área do gráfico na probabilidade de ruína



Fonte: AOKI E CINTRA (2010)

2.5. MÉTODO DAS ESTIMATIVAS PONTUAIS (MEP)

De acordo com Gerscovich (2009), a análise probabilística representa melhor a estabilidade de um maciço de solo, pois, segundo Guedes (1997), os modelos determinísticos utilizam parâmetros que possuem muitas incertezas, onde ainda possuem um processo de aquisição pouco preciso.

Tendo essa consciência, utiliza-se a análise probabilística para se determinar a probabilidade de ruína de um maciço de solo. Os métodos probabilísticos mais utilizados na geotecnia são: o método do segundo momento de primeira ordem, o método das estimativas pontuais e a simulação de Monte Carlo (FABRÍCIO, 2006). Destes o único método exato é a simulação de Monte Carlo. Contudo, para o desenvolvimento do presente trabalho, utilizou-se a análise gerada pelo método das estimativas pontuais, que de acordo com Tenório (2017), possui uma boa precisão de resultados, e possui uma necessidade de processamento consideravelmente menor.

Segundo Tenório (2017), o método das estimativas pontuais é baseado na variação, em mais ou menos o desvio padrão, dos argumentos usados para o cálculo do fator de segurança. Ainda segundo Tenório (2017), a Equação (11) ilustra matematicamente o cálculo dos fatores de segurança:

$$FS = f(A_i \pm S_i ; \dots ; A_n \pm S_n) \quad (11)$$

Onde:

A_i = argumentos do fator de segurança;

S_i = desvio padrão do argumento

Segundo Fabrício (2006), Os momentos probabilísticos dos fatores de segurança, média e desvio padrão, serão dados pelas seguintes equações, equação (12) e equação (13):

$$E(FS) = \frac{\sum_{i=1}^N FS_i}{N} \quad (12)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N FS_i^2}{N} - |E(FS)|^2} \quad (13)$$

Onde:

$E(FS)$ é a média da amostra

S é o desvio padrão da amostra

2.5.1. Índice de Confiabilidade de Probabilidade de Ruína do MEP

Fabrício (2006) diz que o fator de segurança se comporta como uma variável aleatória, que segue a distribuição de probabilidade normal. Segundo os estudos de Aoki e Cintra (2010), o índice de confiabilidade pode ser definido como:

$$\beta = \frac{1 - 1/FS}{\sqrt{v_r^2 + \left(\frac{1}{FS}\right)^2 v_s^2}} \quad (14)$$

Onde:

β = índice de confiabilidade

$$V_R = \frac{\sigma_R}{R_{méd}} = \text{coeficiente de variação da resistência} \quad (15)$$

$$V_s = \frac{\sigma_s}{S_{méd}} = \text{coeficiente da variação da solicitação} \quad (16)$$

Para Fabrício (2006), a probabilidade de ruptura (pr) é definida por:

$$Pr = \int_{-\infty}^1 \frac{1}{S_{FS} \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(FS-\overline{FS})^2}{2S_{FS}^2}} dFS = 1 - \int_{-\infty}^{\beta} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}} dz \quad (17)$$

$$Pr = 1 - \int_{-\infty}^{\beta} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}} dz$$

Onde:

S_{FS} = desvio padrão dos fatores de segurança

Pr = probabilidade de ruptura;

FS = fator de segurança;

\overline{FS} = média dos fatores de segurança.

3. METODOLOGIA

Com o propósito de atingir os objetivos do trabalho, realizaram-se pesquisas bibliográficas a fim de se conhecer e detalhar o tema escolhido, estabilidade de fundações, utilizando-se de conceitos e teorias que dão fundamento ao trabalho exploratório, com o objetivo de proporcionar embasamento teórico para descrição e análise dos resultados e discussões.

A revisão bibliográfica foi desenvolvida com base em livros, manuais técnicos, monografias, normas da ABNT (como a NBR 6122/2010, NBR 6484/2001, NBR 13441/1995) e documentos técnicos por meio eletrônico conforme referenciados.

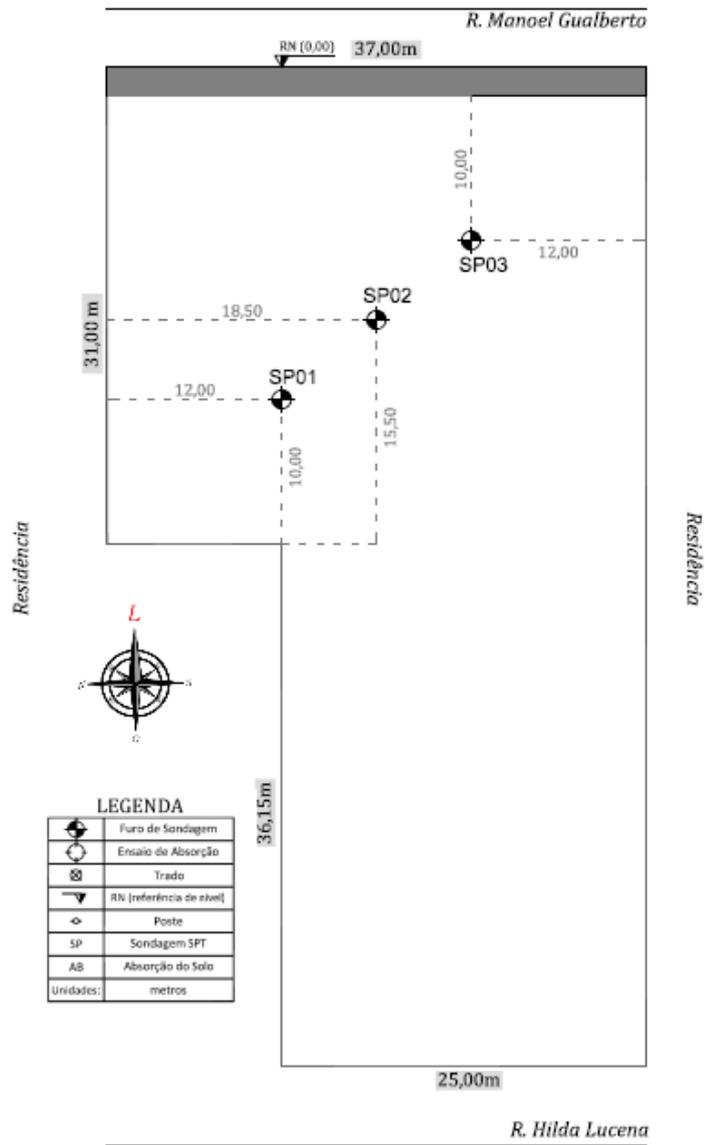
3.1. OBTENÇÃO DE DADOS

O objeto de estudo será um empreendimento residencial localizado em João Pessoa – PB, localizado na Rua Cel. Severino Lucena, s/n, Manaíra, com os dados de sondagem sendo obtidos em 27 de abril de 2015. Como parâmetros da fundação, serão obtidos as dimensões e materiais utilizados na confecção das sapatas do empreendimento, para o solo, serão obtidos o N resultante do ensaio SPT e a resistência não drenada para o solo em estudo.

Os parâmetros do solo foram obtidos através de uma sondagem da empresa CONCRESOLO, onde foram executados três ensaios de sondagem SPT, dispostos no terreno de acordo com a Figura 8. Os perfis geotécnicos dos furos de sondagem são apresentados na Tabela 3 e os boletins de sondagens encontram-se no Anexo A.

Depois de estudados os perfis previamente apresentados, levando em consideração a evolução da resistência do solo ao aumentar da profundidade, define-se o local ideal para a implantação da fundação em torno de 5m.

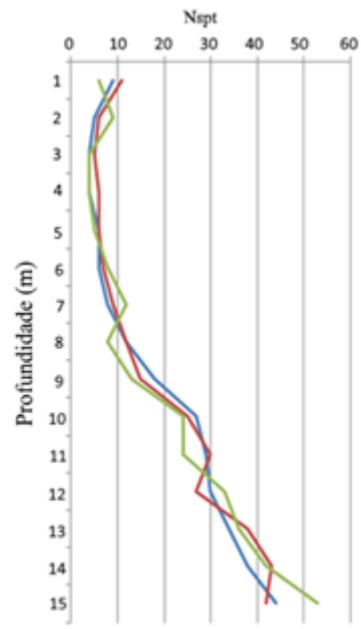
Figura 8: Disposição dos furos de sondagem do ensaio SPT



Fonte: RELATÓRIO GEOTÉCNICO LOCAL (2017)

Tabela 3: Perfis geotécnicos dos furos.

| Profundidade | Tipo | Nspt | | |
|--------------|---|------|------|------|
| | | SP01 | SP02 | SP03 |
| 1 | Areia fina, siltosa; cor marrom | 9 | 11 | 6 |
| 2 | Silte argiloso; cor marrom claro | 5 | 6 | 9 |
| 3 | | 4 | 5 | 4 |
| 4 | | 4 | 6 | 4 |
| 5 | | 6 | 6 | 5 |
| 6 | | 6 | 7 | 8 |
| 7 | | 8 | 9 | 12 |
| 8 | | 12 | 12 | 8 |
| 9 | Silte argilo-arenoso; cor vermelho | 18 | 15 | 13 |
| 10 | | 27 | 25 | 24 |
| 11 | | 29 | 30 | 24 |
| 12 | Silte argilo-arenoso; com veio de laterita; cor variegada | 30 | 27 | 33 |
| 13 | | 34 | 38 | 36 |
| 14 | | 38 | 43 | 42 |
| 15 | | 44 | 42 | 53 |



Obs: Nível d'água não encontrado

Fonte: RELATÓRIO GEOTÉCNICO LOCAL (2017)

3.2. TRATAMENTO DE DADOS

Com todos os dados anteriormente citados obtidos, foram executados cálculos para determinar a segurança da estrutura em questão, levando em consideração a análise determinística e a probabilística.

Em posse dos devidos dados, foi feita uma análise da probabilidade de ruína das fundações do empreendimento com base no método probabilístico explicado por Aoki e Cintra (2010) e no item 1.4., verificando a real situação da estabilidade do objeto de estudo, e por fim comparando o método determinístico com o método probabilístico.

Para as análises, estudou-se a planta de cargas apresentada no Anexo B e foi selecionado o pilar P2 para a determinação de seu fator de segurança e sua probabilidade de ruína.

3.2.1. Método determinístico

Para a realização da análise determinística, utilizou-se a análise do Fator de Segurança, segundo Aoki e Cintra (2010) e NBR 6122:2010, para os valores médios do Nspt da camada de assentamento da sapata, peso específico do solo e carga incidente no pilar em questão.

A capacidade de carga do solo foi obtida pelo método de Terzaghi, conforme apresentado no item 2.2.1. Onde se utilizou da Equação 3 para determinar tal capacidade. Buscou-se um fator de segurança igual ou maior que 3 em consonância com NBR 6122: 2010.

3.2.2. Método Probabilístico

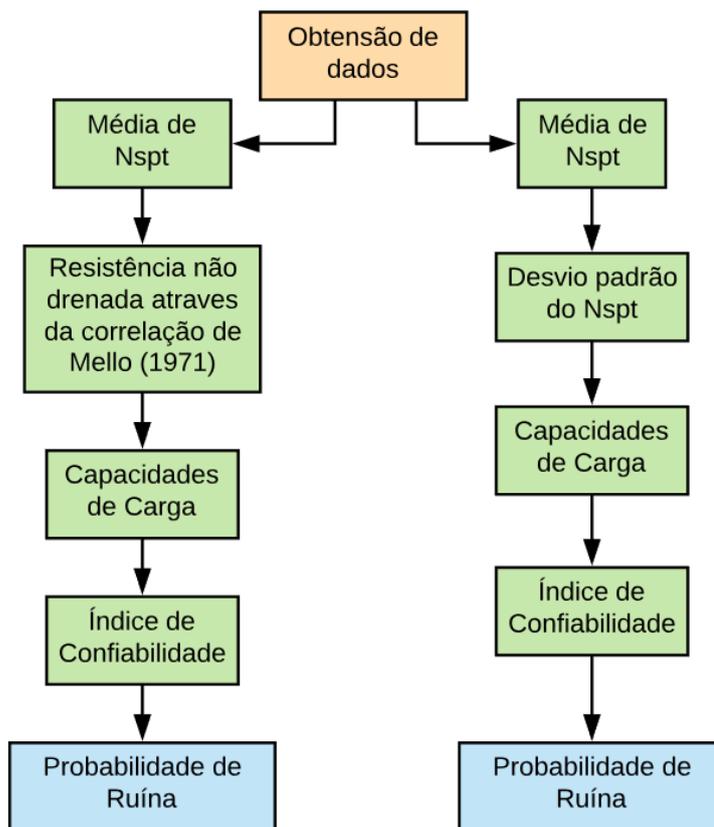
Para a análise probabilística realizada pelo método das estimativas pontuais, como foi visto na seção 2.4, demanda-se a média e o desvio padrão de todas as variáveis aleatórias consideradas, isto é, os argumentos que alimentam os métodos determinísticos. Para o desenvolvimento desse trabalho tomou-se como variáveis a resistência não drenada (S_u), obtida do ensaio SPT, peso específico natural do solo e a solicitação da edificação. Segundo Morales (2013), essas três variáveis têm grande importância na determinação da probabilidade de falha, pois possuem grande variabilidade.

Foram feitas duas análises dos dados para que se houvessem condições de simular uma maior quantidade de situações desfavoráveis para a fundação. Para o primeiro caso, calculou-se a média dos Nspt e a partir dessa média, obteve-se o desvio padrão correspondente. De posse do Nspt médio, determinou-se a capacidade de carga do terreno, o índice de confiabilidade e conseqüentemente a probabilidade de ruína da fundação em estudo.

No segundo caso, trabalhou-se com a proposição de Mello (1971), onde tem-se que a coesão (S_u) é consequência da multiplicação do Nspt por valores entre 0,2 e 20. De posse da coesão, obteve-se a capacidade de carga, e assim a probabilidade de ruína do caso em estudo.

Para facilitar a visualização, foi feito um fluxograma ilustrando o caminho dos métodos utilizados, como pode-se observar na Figura 9

Figura 9 – Fluxograma de métodos utilizados



Fonte: Próprio autor

Para uma análise mais específica, escolheu-se estudar o pilar P2, que possui uma carga de 1300 kN (mais próximo da média de todos os pilares – 1403 kN) e dimensões de 60 x 25cm. Sobre o peso específico do solo, utilizou-se a variação entre 17 kN/m³ e 20 kN/m³, que segundo Pinto (2009), são valores adequados para o solo de silte argiloso, como é o caso.

Para o primeiro caso, onde se utilizou dos desvios padrões dos Nspt's, foi feita a Tabela 4 com os dados de Nspt, peso específico, solicitações e seus respectivos pesos específicos

Tabela 4: Variáveis com médias e desvios padrões

| | Nspt | γ_n (kN/m ³) | S (kPa) |
|----------------------------|-------|---------------------------------|---------|
| Média | 5,667 | 18,5 | 111,91 |
| Desvio Padrão (σ) | 0,578 | 1,5 | 0,1 |

Fonte: Próprio autor

Para o segundo caso, onde se utilizou os desvios padrões das coesões, como foi dito anteriormente, multiplicando o $N_{spt_{m\u00e9dio}}$ por constantes entre 0,2 e 20 (MELLO 1971), assim, obteve-se a Tabela 5.

Tabela 5: Vari\u00e1veis com m\u00e9dias e desvios padr\u00e3es

| | Su (kPa) | γ_n (kN/m ³) | S (kPa) |
|--------------------------------|----------|---------------------------------|---------|
| M\u00e9dia | 57,80 | 18,5 | 111,91 |
| Desvio Padr\u00e3o(σ) | 56,67 | 1,5 | 0,1 |

Fonte: Pr\u00f3prio autor

Com os valores m\u00e9dios e desvios padr\u00e3es definidos, foi feito uma sequ\u00eancia de itera\u00e7\u00f5es, combinando as coes\u00f5es e pesos espec\u00edficos para determinar nove valores de capacidade de carga. Depois de determinadas as capacidades de carga, utilizamos a Equa\u00e7\u00e3o 1, com os valores m\u00e9dios e desvios padr\u00e3es da solicita\u00e7\u00e3o para chegar a 27 fatores de seguran\u00e7a, onde j\u00e1 podia-se observar a menor seguran\u00e7a de algumas situa\u00e7\u00f5es.

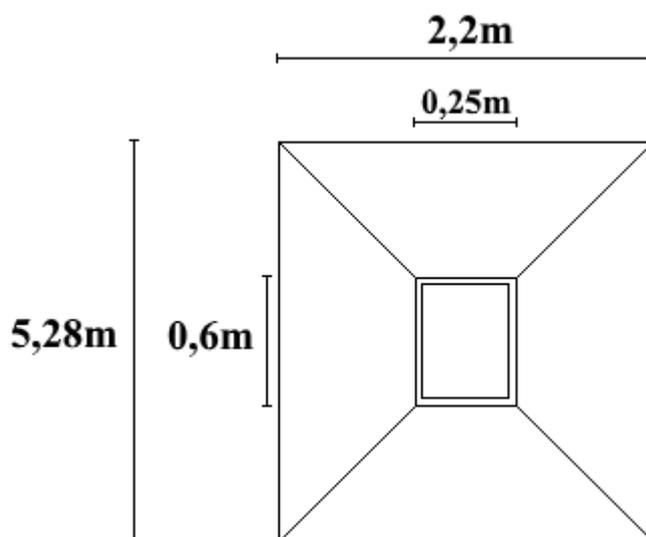
Para determinar a probabilidade de ru\u00edna, utilizou-se do m\u00e9todo descrito por Aoki e Cintra (2010), onde, de posse dos desvios padr\u00e3es e valores m\u00e9dios, pode-se determinar os coeficientes de varia\u00e7\u00e3o, tanto da resist\u00eancia, quanto da varia\u00e7\u00e3o, seguindo as equa\u00e7\u00f5es (14), (15), (16) e (17).

4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1. Análise Determinística

Para o pilar P2, com carga de 1300 kN, dimensionou-se uma sapata segundo a Equação (3), de Terzaghi (1975). A determinação da menor dimensão da sapata foi executando por um processo de iterativo, pois a capacidade de carga pela teoria de Terzaghi (1975) depende do menor lado da sapata. A maior dimensão da sapata foi calculada seguindo a proporção determinada pelas dimensões do pilar associado, para que o centro de gravidade da sapata coincida com o centro de gravidade do pilar. Buscou-se que sua capacidade de carga ocasionasse um FS maior que 3, como orienta NBR 6122:2010 e conforme item 2.2.1., chegando, assim, aos valores demonstrados na Figura 9.

Figura 10 - Dimensões da sapata



Fonte: Próprio autor

Para a sapata determinada, segue os cálculos da capacidade de carga da mesma:

$$N_{spt_{m\u00e9dio}} = 5,667$$

$$N_{\gamma} = 0,07$$

$$B = 2,2m$$

$$S_c = 1,08$$

$$L = 5,28$$

$$S_q = 1,01$$

$$N_c = 5,38$$

$$S_{\gamma} = 0,83$$

$$N_q = 1,09$$

Considerando $S_u = 10 \times N_{spt}$, temos:

$$S_u = 56,67 \text{ kPa}$$

$$\gamma_n = 18,5 \text{ kPa}$$

$$q = 18,5 \text{ kPa}$$

Assim, utilizando a equação (3):

$$\sigma_R = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

$$\sigma_R = 352,12 \text{ kPa}$$

Determinando tensão solicitante:

$$\sigma_S = \frac{1300 \text{ kN}}{11,616 \text{ m}^2} = 111,915 \text{ kPa}$$

Determinando Fator de Segurança

$$FS = \frac{352,12 \text{ kPa}}{111,915 \text{ kPa}} = 3,146$$

Segundo a NBR 6122:2010, a fundação está segura, pois possui um valor de FS superior a 3.

4.2. Análise Probabilística.

Como mencionado na seção 3.2.2, a análise probabilística foi executada de duas formas, uma determinando o desvio padrão do N_{spt} , e outra determinando o desvio padrão de S_u . Para a primeira forma, seguindo Aoki e Cintra (2010), determinou-se 9 capacidades de carga, fazendo iterações entre $N_{spt,médio} \pm \sigma_{N_{spt,médio}}$ (desvio padrão do $N_{spt,médio}$) e $\gamma_n \pm \sigma_{\gamma_n}$ (desvio padrão do peso específico natural) Os resultados estão dispostos na tabela 6.

Tabela 6: Determinação da capacidade de carga

| Capacidade de carga | $N_{spt_{médio}} - \sigma_{N_{spt_{médio}}}$ = 5,089 | $N_{spt_{médio}} = 5,667$ | $N_{spt_{médio}} + \sigma_{N_{spt_{médio}}}$ = 6,244 |
|--|---|---------------------------|---|
| $\gamma_n - \sigma_{\gamma_n} = 17 \text{ kN/m}^3$ | 316,66 kPa | 350,38 kPa | 384,04 kPa |
| $\gamma_{n_{médio}} = 18,5 \text{ kN/m}^3$ | 318,4 kPa | 352,12 kPa | 385,78 kPa |
| $\gamma_n + \sigma_{\gamma_n} = 20 \text{ kN/m}^3$ | 320,14 kPa | 353,86 kPa | 387,53 kPa |

Fonte: Próprio autor

Com as capacidades definidas, utilizou-se das solicitações e seu desvio padrão, seguindo Terzaghi (1975), para determinar os 27 fatores de segurança. Os resultados estão dispostos na tabela 7.

Tabela 7: Determinação dos fatores de segurança

| Capacidade de Carga | $(\sigma_{S_{médio}} - \sigma_s)$ = 100,72 kPa | $\sigma_{S_{médio}}$ = 111,91 kPa | $(\sigma_{S_{médio}} + \sigma_s)$ = 123,11 kPa |
|---------------------|---|--------------------------------------|---|
| 316,66 kPa | 3,144 | 2,830 | 2,572 |
| 318,4 kPa | 3,161 | 2,845 | 2,586 |
| 320,14 kPa | 3,179 | 2,861 | 2,600 |
| 350,38 kPa | 3,479 | 3,131 | 2,846 |
| 352,12 kPa | 3,496 | 3,146 | 2,860 |
| 353,86 kPa | 3,513 | 3,162 | 2,874 |
| 384,04 kPa | 3,813 | 3,432 | 3,119 |
| 385,78 kPa | 3,830 | 3,447 | 3,134 |
| 387,53 kPa | 3,848 | 3,463 | 3,148 |

Fonte: Próprio autor

Determinação do índice de confiabilidade (β):

Desvio padrão das capacidades de Carga:

$$\sigma_{\text{capacidade carga}} = 29,217 \text{ kPa}$$

Coefficiente de variação da resistência (v_R), pela equação (14)

$$\frac{\sigma_R}{R_{méd}} = \frac{29,217}{532,12} = 0,083$$

Coefficiente de variação da solicitação (v_S), pela equação (15)

$$\frac{\sigma_s}{S_{méd}} = \frac{130}{1300} = 0,1$$

Utilizando a equação (13), tem-se que:

$$\beta = 7,678$$

Aplicando β em (16), determinamos a probabilidade de ruína (pr) como:

$$Pr = 8,10 \times 10^{-15}$$

Para uma segunda análise, foi utilizada a proposição de Mello (1971) para determinar a coesão do solo, como já mostrado na seção 3.2.2., onde se estima o valor da mesma entre 0,2 e 20 vezes o N_{spt} , assim determinando as coesões médias ($Su_{m\u00e9dio}$) e seu desvio padr\u00e3o (σ_{su})

$$Su_{m\u00e9dio} = N_{spt_{m\u00e9dio}} * 10,2 = 5,667 * 10,2 = 57,8 \text{ kPa}$$

$$Su_{m\u00e9dio} + \sigma_{su} = N_{spt_{m\u00e9dio}} * 20 = 5,667 * 20 = 113,34 \text{ kPa}$$

$$Su_{m\u00e9dio} - \sigma_{su} = N_{spt_{m\u00e9dio}} * 0,2 = 5,667 * 0,2 = 1,13 \text{ kPa}$$

Sabendo os valores de $Su_{m\u00e9dio}$ e σ_{su} , e ainda de posse dos valores do peso espec\u00edfico natural e de seu desvio padr\u00e3o, calcula-se as capacidades de carga do solo, que est\u00e3o demonstradas na Tabela 8.

Tabela 8: Determina\u00e7\u00e3o da capacidade de carga

| Capacidade de Carga | $Su_{m\u00e9dio} - \sigma_{su} = 1,13$ kPa | $Su_{m\u00e9dio} = 57,8$ kPa | $Su_{m\u00e9dio} + \sigma_{su} =$ 113,34 kPa |
|--|---|------------------------------|---|
| $\gamma_n - \sigma_{\gamma n} = 17 \text{ kN/m}^3$ | 26,35 kPa | 357,55 kPa | 681 kPa |
| $\gamma_{n_{m\u00e9dio}} = 18,5 \text{ kN/m}^3$ | 28,09 kPa | 358,71 kPa | 682,74 kPa |
| $\gamma_n + \sigma_{\gamma n} = 20 \text{ kN/m}^3$ | 29,83 kPa | 360,46 kPa | 684,49 kPa |

Fonte: Pr\u00f3prio autor

De modo an\u00e1logo ao executado anteriormente, utiliza-se os valores rec\u00e9m encontrados da capacidade de carga para determinar 27 fatores de seguran\u00e7a, os resultados est\u00e3o dispostos na tabela 9.

Tabela 9: Determinação dos fatores de segurança

| Capacidade de Carga | $(\sigma_{S_{\text{médio}}} - \sigma_s)$ = 100,72 kPa | $\sigma_{S_{\text{médio}}}$ = 111,91 kPa | $(\sigma_{S_{\text{médio}}} + \sigma_s)$ = 123,11 kPa |
|---------------------|--|---|--|
| 26,35 kPa | 0,262 | 0,235 | 0,214 |
| 28,09 kPa | 0,279 | 0,251 | 0,228 |
| 29,83 kPa | 0,296 | 0,267 | 0,242 |
| 357,55 kPa | 3,550 | 3,195 | 2,904 |
| 358,71 kPa | 3,561 | 3,205 | 2,914 |
| 360,46 kPa | 3,579 | 3,221 | 2,928 |
| 681 kPa | 6,761 | 6,085 | 5,532 |
| 682,74 kPa | 6,779 | 6,101 | 5,546 |
| 684,49 kPa | 6,796 | 6,116 | 5,560 |

Fonte: Próprio autor

Determinação do índice de confiabilidade (β):

Desvio padrão das capacidades de Carga:

$$\sigma_{\text{capacidade carga}} = 267,27 \text{ kPa}$$

Coefficiente de variação da resistência (v_R), pela equação (14)

$$\frac{\sigma_R}{R_{\text{méd}}} = \frac{267,27}{358,71} = 0,745$$

Coefficiente de variação da sollicitação (v_S), pela equação (15)

$$\frac{\sigma_s}{S_{\text{méd}}} = \frac{130}{1300} = 0,1$$

Utilizando a equação (13), tem-se que:

$$\beta = 1,122$$

Aplicando β em (16), determinamos a probabilidade de ruína (pr) como:

$$Pr = 0,1308$$

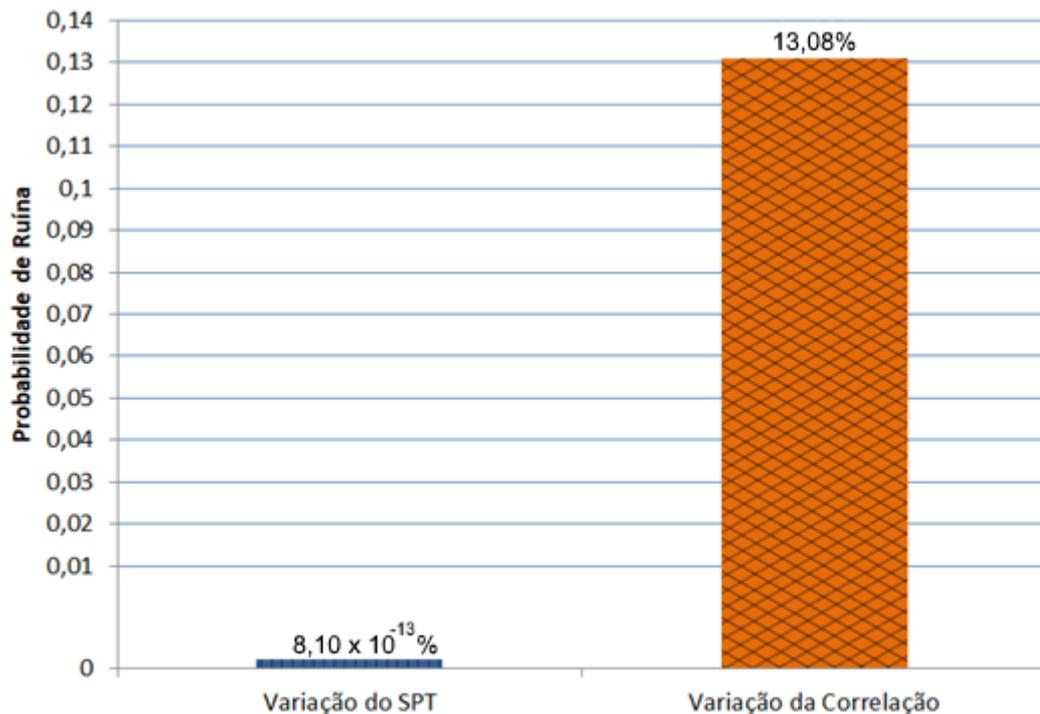
4.3. Discussão dos Resultados

Como a norma brasileira de projeto e execução de fundações não estabelece valores máximos para a probabilidade de ruína, é função do projetista determinar o valor adequado para a mesma, fazendo uso de fatores de segurança normatizados (AOKI E CINTRA 2010)

No entanto, existe na literatura, autores que desenvolveram sugestões de valores a serem respeitados, como Lumb (1966, apud AOKI E CINTRA 2010), que estipula valores entre 1/1.000 e 1/100.000. Meyerhof (1969, apud AOKI E CINTRA 2010) acredita que os fatores de segurança de 2 a 3 utilizados nos projetos correspondam a uma probabilidade de ruína na faixa de 1/1.000 a 1/10.000, e para Whitman (1984, apud AOKI E CINTRA 2010), o risco admissível para fundações deve ser entre 1/100 a 1/1.000.

A Figura 10 mostra o resultado da pesquisa e nela pode-se observar que, foi encontrado duas probabilidades bem distintas entre si.

Figura 11: Comparação de probabilidades de Ruína



Fonte: Próprio autor

O possível motivo dessa diferença é a dimensão do terreno, que é consideravelmente pequeno, então quando se considera a variação dos Nspt, logo temos um desvio padrão baixo. Podemos observar que, neste caso, a probabilidade de ruína é menor que os limites de

literatura. Porém quando partimos para a correlação entre o N_{spt} e a coesão (S_u), esse desvio padrão cresce bastante, conseqüentemente, a probabilidade de ruína aumenta, podendo ultrapassar os limites seguros.

Sobre o fato de uma probabilidade de ruína, quando considerado o desvio padrão gerado pelo uso de correlações, ter um valor de 0,1308, representa um risco de 13% de que a sapata em questão venha a falhar, e considerando as sugestões de Lumb (1966 apud AOKI E CINTRA 2010), Meyerhof (1969 apud AOKI E CINTRA 2010) e Whitman (1984 apud AOKI E CINTRA 2010), uma probabilidade de ruína na escala de 1/10 é um risco bem considerável para a estrutura em si.

5. CONCLUSÕES

A realização desta pesquisa permite-nos concluir:

- As análises determinísticas podem não ser mais as ferramentas adequadas para garantir a segurança dos projetos de fundações, para isso as análises probabilísticas trazem resultados mais satisfatórios, visto que essas análises consideram as incertezas oriundas da não homogeneidade do solo e a imprecisão na obtenção de parâmetros.
- Os resultados desse trabalho mostram que analisando a probabilidade de ruína considerando a variação do SPT resulta em um risco de falha baixo devido ao baixo valor do desvio padrão do SPT, mas ao considerar a correlação entre SPT e coesão (S_u), a probabilidade de ruína atinge valores preocupantes, representando riscos reais para qualquer edificação;
- Quando se fica preso no limite que a norma solicita, o empreendimento é seguro, isso não se discute, mas o que deve ser analisado bem é que se fossem usados parâmetros com maior confiabilidade, poderíamos fazer estruturas mais eficientes, com a mesma segurança e com uma economia significativamente maior.

5.3. Sugestões para Trabalhos Futuros

- Análise das mesmas condições com o Método de Monte Carlo (considerado o método probabilístico mais preciso);
- Comparação entre análise probabilística e determinísticas de sapatas em um solo arenoso;
- Comparação entre análises probabilística e determinísticas em fundações profundas em um solo arenoso e em um solo argiloso;
- Avaliação econômica dos ganhos gerados com a adoção de métodos de obtenção dos parâmetros de solo com menor desvio padrão.

6. REFERÊNCIAS

AVELINO, Janaina Dias. Análise de desempenho de estavas de fundação em um terreno com presença de solos moles. Rio de Janeiro, 2006. 130 p.

AOKI, Nelson; CINTRA, José Carlos A. **Fundações diretas – Projeto geotécnico.** São Paulo, 2010. 139p.

AOKI, Nelson; CINTRA, José Carlos A. **Fundações por estacas – Projeto geotécnico.** São Paulo, 2010. 95p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122 – Projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro: [s.n.], 2010

CONCRESOLO. **Relatório geotécnico local.** João Pessoa, 2017. 9p.

CUNHA, Albino Joaquim Pimenta da; LIMA, Nelson Araújo; SOUZA, Vicente Custódio **Moreira de. Acidentes estruturais na construção civil.** São Paulo, 1996. 202 p.

DA SILVA, Jefferson Lins. **Metodologia de projeto de fundações por estacas influenciando probabilidade de ruína.** Rio de Janeiro, 2008. 118 p.

FABRICIO, João Vicente Falabella. **Análises probabilísticas da estabilidade de taludes e contenções.** Rio de Janeiro, 2006.

FLORES, Emerson Alex Figueroa. **Análises probabilísticas da estabilidade de taludes considerando a variabilidade espacial do solo.** Rio de Janeiro, 2008. 180 p.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes.** Rio de Janeiro, 2009.

GUEDES, M. C. S. **Considerações sobre análise probabilística da estabilidade de taludes.** 1997. Tese de Doutorado. Pontifical Catholic University, PUC-Rio, Rio de Janeiro.

MELLO, V.F.B. **The standard penetration test**. State-of-the-art Report, IV Panamerican Conf. on Soil Mech. And Found. Engng., Puerto Rico, n.1, p.1-86, 1971.

MORALES, Marlene Susy Tapia. **Análise de confiabilidade de taludes em condições saturadas-não saturadas via análise limite no espaço cônico quadrático**. 2013. Tese de Doutorado. PUC-Rio.

MORGENSTERN, N. R. Managing risk in geotechnical engineering. In: **Proceeding of the 10th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. 1995. p. 102-126.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo, 2009. 367 p

RIBEIRO, Rômulo Castello Henriques. **Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas**. Alagoas, 2004. 164 p.

SANDOVAL, Martin Alexander Purizaga. **Análise probabilística e determinística da estabilidade de taludes**. 2012. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica - PUC-RIO

TENÓRIO, Eduardo Antônio Guimarães. **Comparativo dos métodos probabilísticos de Monte Carlo e estimativas pontuais aplicados a estabilidade de taludes**. Maceió, 2017. 71 p.

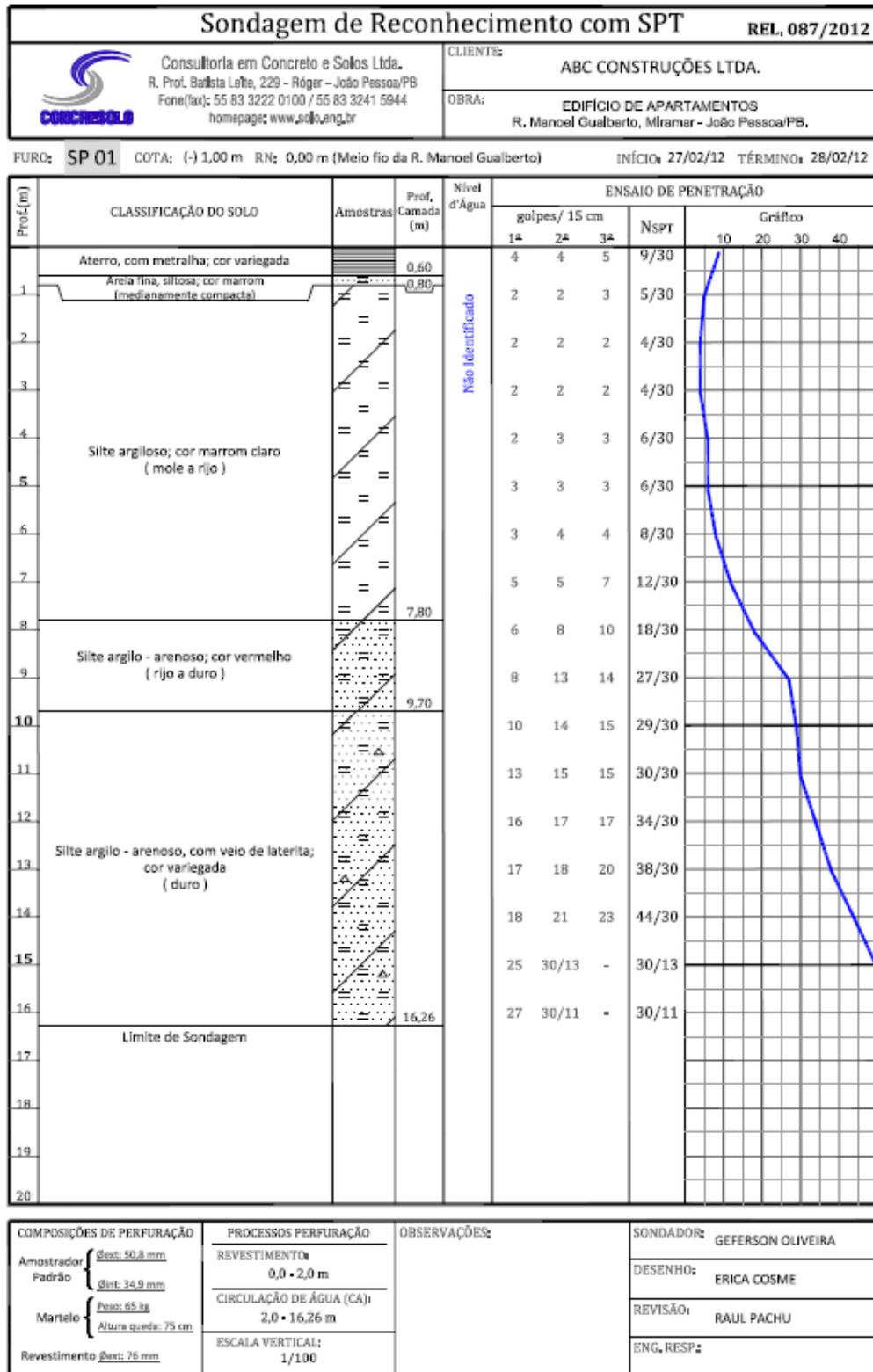
TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics in engineering practice**. New York; John Wiley and Sons, 1943.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. New York: John Wiley and Sons, 1967.

VESIC, A. S. "**Bearing capacity of shallow foundations**", in: WINTERKORN, H.F e FANG, H. Y. (ed). **Foundation Engineering Handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold, Cap 3, p. 121-147, 1975

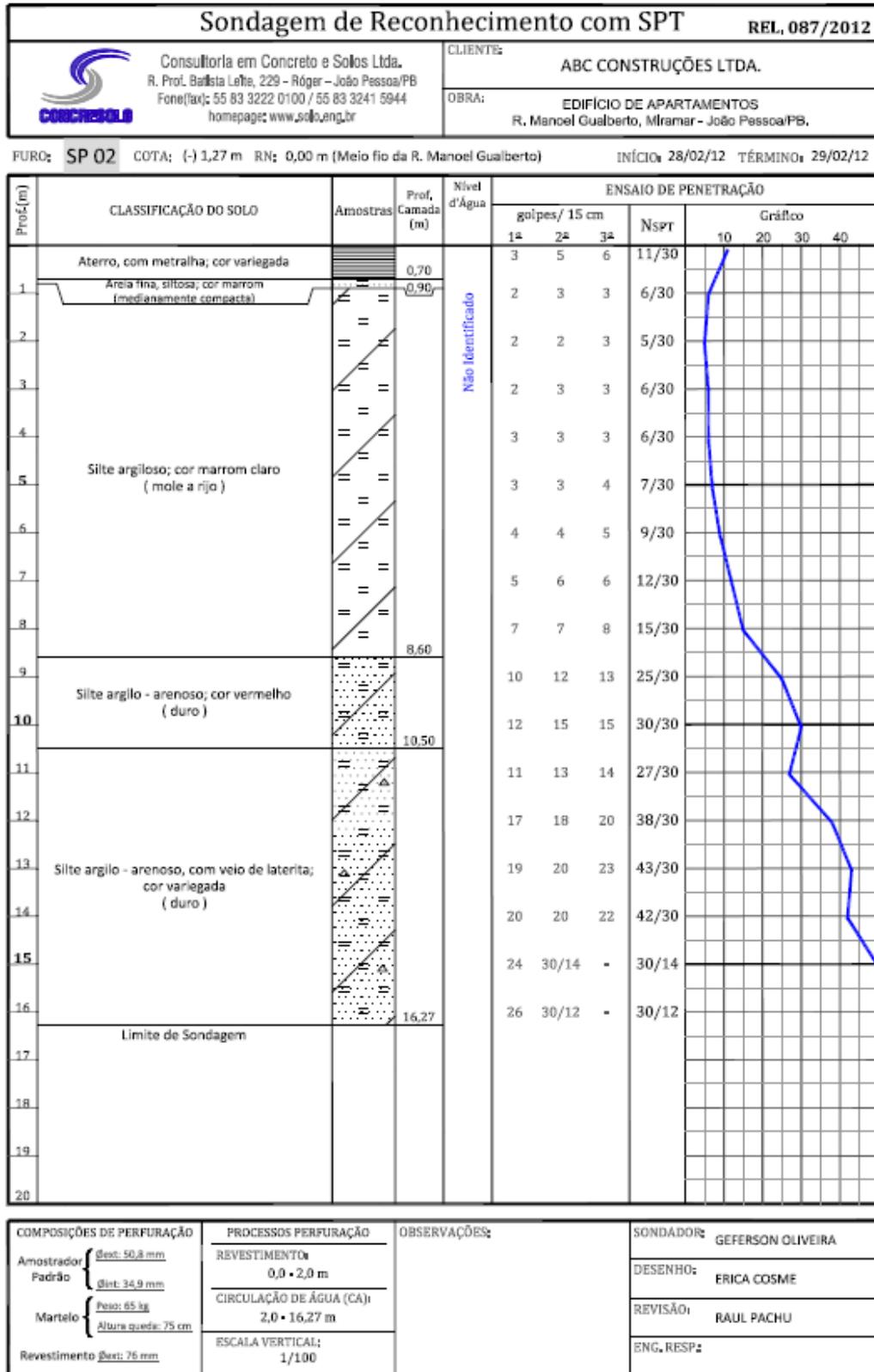
ANEXO A: PERFIS DE SPT

Figura A1: Perfil do furo 01



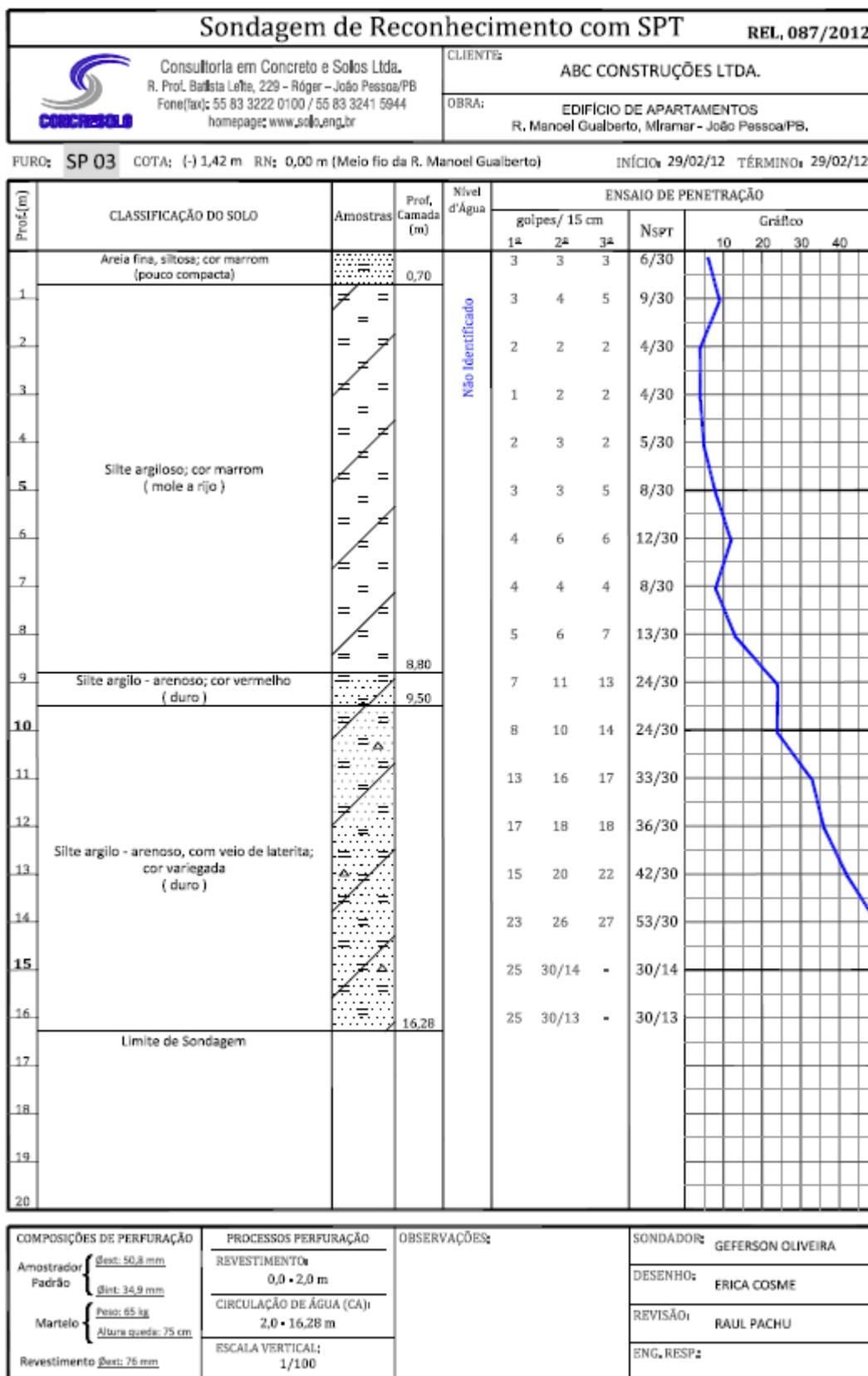
Fonte: RELATÓRIO GEOTÉCNICO LOCAL (2017)

Figura A2: Perfil do furo 02



Fonte: RELATÓRIO GEOTÉCNICO LOCAL (2017)

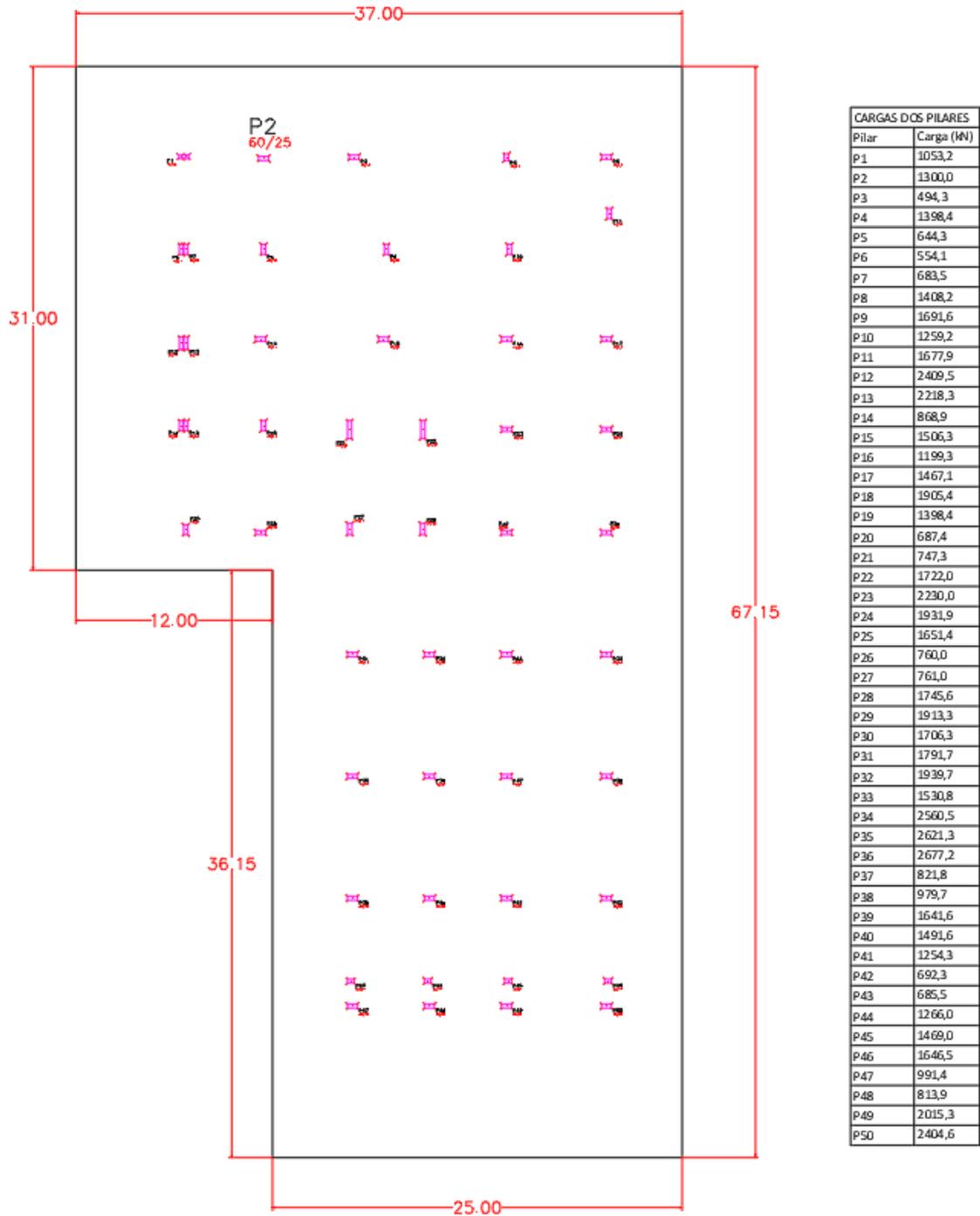
Figura A3: Perfil do furo 03



Fonte: RELATÓRIO GEOTÉCNICO LOCAL (2017)

ANEXO B: PLANTA DE CARGAS

Figura B1: Planta de Cargas da edificação



Fonte: Estudo estrutural da edificação