



NOELY NOGUEIRA VIEIRA

**PROBABILIDADE DE RUÍNA EM ESTACAS E EFEITO DE
GRUPO NO RECALQUE**

**LAVRAS-MG
2023**

NOELY NOGUEIRA VIEIRA

**PROBABILIDADE DE RUÍNA EM ESTACAS E EFEITO DE GRUPO NO
RECALQUE**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel.

Prof^ª. Raquel Mariano Linhares, D.Sc.

Orientadora

**LAVRAS-MG
2023**

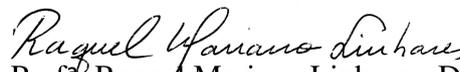
NOELY NOGUEIRA VIEIRA

PROBABILIDADE DE RUÍNA EM ESTCAS E EFEITO DE GRUPO NO RECALQUE

PROBABILITY OF PILE RUIN AND GROUP EFFECT ON SETTLEMENT

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel.

APROVADA em 27 de fevereiro de 2023.


Prof.^a Raquel Mariano Linhares, D.Sc.

Orientadora

**LAVRAS-MG
2023**

*À minha mãe Lidia pelo doce apoio e carinho
durante esses anos.
Ao meu pai Liovaldi que sempre buscou de
tudo para que isso se realizasse.
Dedico*

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à Deus, que em sua infinita bondade, me cuidou e deu forças para que esse trabalho pudesse ser realizado.

Aos meus pais, Lidia e Liovaldi, por não medirem esforços para que a trajetória fosse concluída.

Aos meus irmãos e suas esposas, que sempre me incentivaram de forma ímpar e me apoiaram com muito amor e carinho.

Ao Mateus, pelo apoio e compreensão durante esse período.

Às amigas de curso, que por diversas vezes me ajudaram e me incentivaram a chegar até aqui.

À minha orientadora, que de forma singular, me acompanhou durante todo o desenvolvimento desse trabalho.

E a todas as pessoas, que de forma direta ou indireta colaboraram para essa etapa pudesse ser concluída.

RESUMO

As fundações são parte fundamental do projeto de uma edificação. Elas são as responsáveis por distribuir as tensões provenientes da estrutura e as descarregar no solo; devem ser dimensionadas e avaliadas pelo profissional responsável. É dever do engenheiro ter a consciência do risco existente em cada projeto, como apresenta a Norma Técnica Brasileira. De acordo com a norma, o projeto é dimensionado e verificado com valores médios de solicitação e resistência e têm um coeficiente de segurança definido. Alguns autores defendem que a análise de confiabilidade deve ser feita de forma probabilística, o que considera todos os valores e não apenas a média. Assim, o presente trabalho teve como objetivo o dimensionamento das fundações para um projeto da cidade de Lavras e analisar a sua probabilidade de ruína. Também foi verificado o efeito de grupo no recalque das estacas, visto que há um limite pertinente para esse tipo de deformação da estrutura. Para ambos os casos, tanto probabilidade de ruína quanto efeito de grupo, foi determinada a capacidade de carga para a fundação por hélice contínua através de métodos semiempíricos, tendo os valores dos boletins de sondagem fornecidos.

Palavras-chave: Fundações profundas, estaca hélice contínua, probabilidade de ruína, recalque, efeito de grupo.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Exemplos de fundações profundas: (a) estaca; (b) tubulão.	12
Figura 2 – Exemplos de fundações superficiais.	13
Figura 3 – Tipos de estacas: (a) metálica; (b) pré-moldada de concreto vibrado; (c) pré-moldada de concreto centrifugado; (d) tipo Franki e Strauss; (e) tipo raiz; (f) escavada.	14
Figura 4 – Parcelas de resistência em estacas.	15
Figura 5 – Curva de densidade de probabilidade de sollicitação e resistência.	22
Figura 6 – Curva de probabilidade de ruína.	23
Figura 7 – Recalque em estacas.	24
Figura 8 – Tipos de recalques.	25
Figura 9 - Danos associados às distorções angulares.	26
Figura 10 – Diagrama de esforço normal da estaca.	27
Figura 11 – Propagação de tensão pela reação de ponta.	28
Figura 12 – Tensões devido às cargas laterais.	29
Figura 13 –Mobilização de tensões de: (a) uma estaca individual; (b) um grupo de estacas.	30
Figura 14 – Posição de cada furo de sondagem.	37
Figura 15 – Área de influência de cada boletim de sondagem.	37

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fatores de correção $F1$ e $F2$.	17
Tabela 2 - Coeficiente K e razão de atrito α .	18
Tabela 3 – Coeficiente característico do solo.	20
Tabela 4 – Fator α .	20
Tabela 5 – Fator β .	20
Tabela 6 – Critério de parada das estacas.	21
Tabela 7 – Limites para a probabilidade de ruína.	24
Tabela 8 – Módulo de elasticidade do concreto.	28
Tabela 9 – Módulo de deformabilidade do solo.	30
Tabela 10 – Fatores que podem interferir no efeito de grupo em estacas.	31
Tabela 11 – Carga nos pilares e suas seções (continua).	35
Tabela 12 – Cargas para dimensionamento de estacas escavadas.	38
Tabela 13 – Peso específico de solos arenosos (Godoy, 1972).	39
Tabela 14 – Capacidade de carga por Aoki – Velloso (1975).	40
Tabela 15 – Capacidade de carga por Décourt – Quaresma (1978).	41
Tabela 16 – Profundidade de assentamento das estacas.	42
Tabela 17 – Parâmetros de probabilidade de ruína obtido para todas as estacas.	43
Tabela 18 - Parâmetros de probabilidade de ruína obtido para as estacas selecionadas.	44
Tabela 19 – Recalque das estacas (continua).	45
Tabela 20 – Recalque das estacas (conclusão).	46
Tabela 21 – Estacas por bloco (Aoki – Velloso).	47
Tabela 22 - Estacas por bloco (Décourt – Quaresma).	48
Tabela 23 – Recalque do grupo.	48

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
2	REFERENCIAL TEÓRICO	12
2.1	Fundações	12
2.2	Estacas	13
2.2.1	Materiais	13
2.2.2	Tipos de execução	14
2.3	Capacidade de carga de estacas	15
2.3.1	Conceitos gerais	15
2.3.2	Aoki–Velloso (1975)	17
2.3.3	Décourt–Quaresma (1978)	19
2.4	Metodologias de projeto	21
2.5	Probabilidade de ruína	22
2.6	Recalque do solo em estacas	24
2.7	Estimativa de recalques em estacas	26
2.8	Efeito de grupo de estacas na estimativa de recalques	30
3	MATERIAL E MÉTODOS	35
3.1	Capacidade de carga	36
3.2	Probabilidade de ruína	38
3.3	Recalque	38
3.4	Efeito de grupo de estacas	39
4	RESULTADOS	40
4.1	Capacidade de carga	40
4.2	Probabilidade de ruína	41
4.3	Recalque	45
4.4	Efeito de grupo de estacas	46
5	CONCLUSÃO	49

REFERÊNCIAS	50
ANEXO A – PLANTA DE FÔRMAS	51
ANEXO B – SPT 01	52
ANEXO C – SPT 02	53

1 INTRODUÇÃO

Em qualquer estrutura é preciso garantir que, a partir das condições de uso, seja projetada e executada visando segurança, funcionalidade e durabilidade. Para o projeto de fundações, parte pioneira da execução, não deve ser diferente.

A fundação tem a finalidade de descarregar as tensões provenientes da estrutura no solo. Segundo a NBR 6122 (ABNT,2019) as mesmas devem ser projetadas garantindo que a tensão admissível seja menor que a tensão solicitante. Essa verificação é feita com base em valores médios, tanto de resistência quanto de solicitação e devem atender ao Estado Limite Último (ELU) e o Estado Limite de Serviço (ELS). O ELU se refere ao colapso da estrutura, onde sua utilização fica impedida. O ELS diz respeito aos deslocamentos aceitáveis para utilização segura da estrutura.

Com o correto dimensionamento das fundações, recalques excessivos podem ser previstos e, conseqüentemente prevenidos, e assim as deformações das estruturas serão reduzidas ao máximo.

O papel do engenheiro de fundações, deve ser, portanto, o correto e seguro dimensionamento e análise de risco. Cintra (2018) defende a avaliação de riscos a partir da análise estatística dos valores de resistência e solicitação e, ainda, que é dever informar o consumidor dos riscos existentes, ainda que fatores normativos sejam atendidos.

A norma brasileira também demonstra a existência dos riscos e aponta sua posição.

Reconhecendo que a engenharia geotécnica não é uma ciência exata e que riscos são inerentes a toda e qualquer atividade que envolva fenômenos ou materiais da Natureza, os critérios e procedimentos constantes desta Norma procuram traduzir o equilíbrio entre condicionantes técnicos, econômicos e de segurança usualmente aceitos pela sociedade na data de sua publicação. Nos projetos civis que envolvem mecânica dos solos e mecânica das rochas, o profissional habilitado com notória competência é o profissional capacitado a dar tratamento numérico ao equilíbrio mencionado. (NBR 6122, 2010, p. 13)

Sabendo disso, no presente trabalho será avaliada probabilidade de ruína de fundações por estacas hélice contínua e também o efeito do acréscimo de estacas por bloco de coroamento no recalque.

O objetivo geral é dimensionar a fundação por estacas de uma edificação de uso coletivo, de dois pavimentos. Obter a probabilidade de ruína a partir da capacidade de carga, onde será calculada por métodos semiempíricos e estimar os recalques das estacas isoladas e do grupo.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

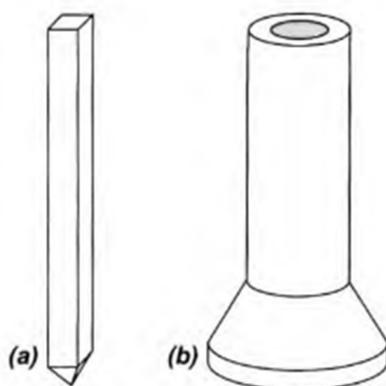
2.1 Fundações

Fundação é a parte da infraestrutura responsável pela distribuição das cargas provenientes de uma edificação para o subsolo. É de suma importância seu projeto adequado e sua boa execução, pois ela quem garante a segurança de toda a estrutura que nela está apoiada.

Conforme a NBR 6122 – Projeto e execução de fundações (ABNT, 2019), as fundações estão divididas em dois grandes grupos, sendo profundas ou rasas, essas últimas também chamadas de diretas ou superficiais. A diferença entre os dois grupos se dá pela área da base, profundidade de assentamento e método de transmissão de cargas. As fundações profundas estão apoiadas em uma profundidade maior que oito vezes a sua menor dimensão vista em planta ou, então, de no mínimo, três metros; podem transmitir as cargas pela lateral, pela ponta ou por uma combinação das duas. Dentro desse grupo de fundações estão as estacas e os tubulões (Figura 1). Conforme NBR 6122 (ABNT, 2019), a principal diferença entre estacas e tubulões é que as primeiras são elementos executados por equipamentos e maquinários sem qualquer etapa de execução que necessite de trabalho manual; já na segunda, é exigido que ocorra um operador faça o alargamento da base ou ao menos a limpeza no fundo da escavação.

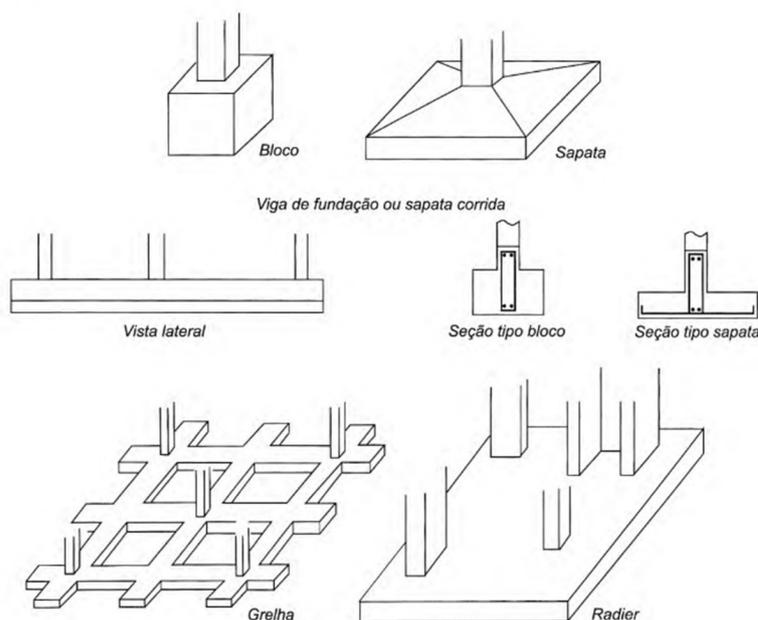
As fundações rasas são assim denominadas pelo fato de a base estar assente em uma profundidade inferior a duas vezes sua menor dimensão em planta. Dentro desse grupo estão blocos, sapatas, sapatas corridas, grelhas, sapatas associadas e radier (Figura 2).

Figura 1 – Exemplos de fundações profundas: (a) estaca; (b) tubulão.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Figura 2 – Exemplos de fundações superficiais.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

2.2 Estacas

As estacas podem ser executadas de diferentes formas e com diversos materiais, cada uma tendo sua particularidade e conformação para cenários construtivos distintos, adaptando-se a maquinário e materiais disponíveis, possibilidade de transporte, tipos de solo, tensão admissível e profundidade de execução.

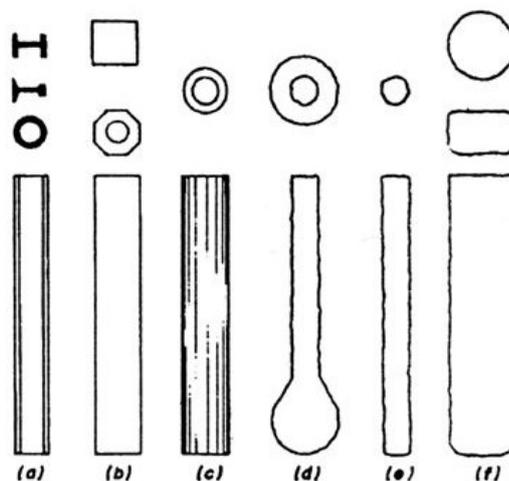
2.2.1 Materiais

Segundo a NBR 6122 (ABNT,2019), há uma vasta diversidade de materiais para execução de estacas. A seguir, são apresentados os materiais mais usuais no Brasil.

A estaca de madeira é comumente utilizada para obras provisórias, devido a sua degradação facilitada em contato com água ou outros agentes, como cupins, por exemplo. Sua aplicação está limitada ao tratamento que a peça de madeira recebe. Já a estaca metálica pode apresentar diferentes formas e perfis, possuir elevada resistência e ser transportada facilmente até o canteiro de obras, o que se reflete no crescimento de sua utilização. Uma de suas desvantagens ainda é o seu custo, que em comparação com outros materiais, é bastante elevado em algumas partes do país.

Outro material bastante utilizado é o concreto pré-moldado, podendo ser moldado em usina ou no próprio canteiro de obras, e pode ser classificado quanto à sua forma de execução (concreto vibrado, centrifugado ou extrusado) ou quanto à armadura (armado ou protendido). Apresenta diferentes formas e atravessa camadas de solo mole com facilidade (Figura 3).

Figura 3 – Tipos de estacas: (a) metálica; (b) pré-moldada de concreto vibrado; (c) pré-moldada de concreto centrifugado; (d) tipo Franki e Strauss; (e) tipo raiz; (f) escavada.



Fonte: Hachich et al. (2019).

2.2.2 Tipos de execução

São duas as maneiras de execução de estacas, podendo ser de deslocamento ou de substituição, sendo a diferença entre elas a retirada ou não de solo.

Nas estacas de deslocamento ou estacas cravadas, o solo se desloca à medida em que é escavado, para dar espaço à estaca que será colocada, não havendo a necessidade de retirada manual do solo. Segundo Velloso e Lopes (2010) a cravação de estacas pode ser de grandes deslocamentos, em tubos com ponta fechada, por exemplo, ou de pequenos deslocamentos.

Dentro da categoria de estacas cravadas estão as de madeira, metálicas e concreto. Estas últimas podem ser apoiadas, moldadas *in situ* – como as do tipo Franki, que são executadas conforme o comprimento necessário –, e a pré-moldada de concreto armado, a mais comum dessa classificação.

Na execução das estacas por substituição ou escavadas, o solo é retirado para dar espaço à estaca, o que pode diminuir as tensões no solo, desconfinando-o. Na remoção do solo em estacas escavadas, pode existir ou não a aplicação de materiais para revestir a parede da estaca e pode ser feita com ou sem aplicação de fluidos estabilizantes. Nessa categoria estão as estacas tipo broca, como a tipo hélice contínua e Strauss, conforme Décourt em Hachich et al. (1998).

A estaca hélice contínua é feita por meio da introdução, por rotação, de um trado helicoidal no terreno e injeção de concreto simultânea à retirada do trado. Para a execução desse tipo é preciso ter cuidado e garantir que a velocidade de rotação e de penetração do trado e a pressão no concreto sejam controladas.

Outros tipos de estaca escavadas são as estacas raiz, as microestacas injetadas e as estacas de reação (tipo mega ou prensada).

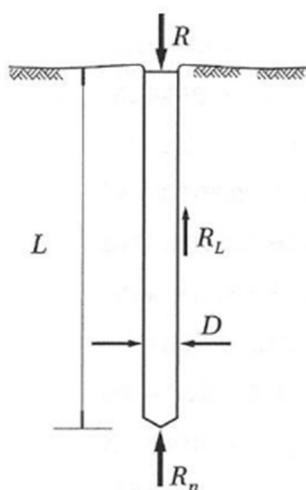
2.3 Capacidade de carga de estacas

2.3.1 Conceitos gerais

Para compreender melhor como se dá a resistência de uma fundação por estaca e seu comportamento em relação aos possíveis modos de colapso, à carga que pode ser suportada e até mesmo os deslocamentos previstos, é preciso entender o que é a capacidade de carga da fundação.

A capacidade de carga é a máxima resistência apresentada pela fundação, ou seja, é o maior valor de tensão que o sistema pode atingir antes da ruptura. Com a ação das cargas provenientes da estrutura, pode haver a mobilização da fundação tanto por adesão quanto por atrito lateral (CINTRA; AOKI, 2010) entre o fuste e o solo e, também, por tensões resistentes na ponta da estaca. Logo, aqui tem-se duas possíveis parcelas de resistência da estaca: por atrito lateral e por resistência de ponta [Figura 4 e EQUAÇÃO (1)].

Figura 4 – Parcelas de resistência em estacas.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

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

Onde:

R = Capacidade de carga da fundação;

R_L = Capacidade de carga ao longo do fuste ou resistência lateral;

R_p = Capacidade de carga da base ou resistência de ponta.

Para encontrar a resistência de ponta, multiplicam-se a resistência unitária de ponta (r_p) pela área da base (A_p), que varia conforme a seção [EQUAÇÃO (2)].

$$R_p = r_p A_p \quad (2)$$

Já para a resistência lateral, multiplicam-se o perímetro da estaca (U) pelo somatório da multiplicação das parcelas de resistência lateral unitária de cada segmento da estaca em camadas de solos diferentes (r_L) e os seus respectivos comprimentos (Δ_L) [EQUAÇÃO (3)].

$$R_L = U \sum (r_L \Delta_L) \quad (3)$$

Logo, a equação de capacidade de carga pode ser escrita da seguinte maneira [EQUAÇÃO (4)].

$$R = U \sum (r_L \Delta_L) + r_p A_p \quad (4)$$

Em algumas metodologias de cálculo, primeiro estima-se o valor da capacidade de carga para posteriormente estimar o comprimento da estaca.

Na literatura há diferentes meios para se definir a capacidade de carga, sejam por métodos empíricos, semiempíricos ou dinâmicos.

Nos métodos empíricos, estima-se a capacidade de carga por meio da classificação das camadas de solo atravessadas pela estaca. Esse tipo de método é mais grosseiro e não promove segurança ao calculista, pois, a classificação é subjetiva e pode variar conforme o observador.

Já os métodos semiempíricos se baseiam em relações empíricas com resultados obtidos em campo, por meio de ensaios como o SPT (*Standard Penetration Test* – Teste Padrão de Penetração), que relaciona a resistência à cravação de uma amostrador ao número de golpes aplicados para penetrá-lo em um metro de solo, e o CPT (*Cone Penetration Test* – Teste de Penetração do Cone), que mede a resistência à cravação lateral e de ponta de um cone cravado continuamente a uma velocidade constante no solo. Como exemplos, tem-se os métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996).

Essas equações são as mais comumente utilizadas para cálculo da capacidade de carga, pois além de sua confiança estar associada aos testes *in loco*, elas aplicam fatores de correção usados para considerar uma possível diferença entre a formulação teórica e a execução da fundação. Dentro do método de Aoki-Velloso (1975), há fatores de correção tanto para a resistência de ponta quanto para o atrito lateral e variam conforme o tipo de estaca. Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996) também introduzem fatores para diferentes tipos de estacas e solos. Todos esses parâmetros citados nesses métodos são tabelados.

Já os métodos dinâmicos estimam a capacidade de carga em estacas cravadas à percussão e se baseiam no comportamento observado durante a execução da estaca. Dentro desse modelo estão observações dinâmicas de nega (cravação após dez golpes do bate-estacas) e repique (retorno elástico da estaca à cravação). Essas observações podem ser feitas manualmente ou por instrumentos eletrônicos.

As formulações dinâmicas utilizam fatores de segurança relacionados à resistência dinâmica da cravação das estacas, o que difere dos métodos semiempíricos, que utilizam fórmulas estáticas. Dois principais conceitos nas formulações dinâmicas são a conservação de energia, ou seja, a energia potencial do martelo de cravação, e a lei do choque de Newton, equação que estabelece uma certa perda de energia quando dois corpos se chocam.

2.3.2 Aoki–Velloso (1975)

A partir da Equação (4), Aoki e Velloso (1975) definiram os valores de r_p e r_L tendo como base o CPT, através da resistência de ponta do cone (q_c) e do valor do atrito lateral (f_s) medidos durante o ensaio de penetração [EQUAÇÕES (5) e (6)].

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (5)$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (6)$$

Onde:

F_1 e F_2 = fatores de correção que dependem do tipo de estaca (Tabela 1).

Tabela 1 – Fatores de correção F_1 e F_2 .

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,50	2F1
Metálica	1,75	2F1
Pré-moldada	1+D/0,8	2F1
Escava	3,00	2F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,00	2F1

Fonte: Adaptado de Aoki e Velloso (1975).

Em vista da aplicação corriqueira do SPT no Brasil, foi feita uma correlação para aplicar os valores de N_{SPT} nas equações [EQUAÇÃO (7)].

$$q_c = KN_{SPT} \quad (7)$$

Onde K é um coeficiente de adaptação que varia conforme o tipo de solo (Tabela 2).

É possível estabelecer uma relação também para o atrito lateral introduzindo um parâmetro α [EQUAÇÃO (8)].

$$f_s = \alpha q_c = \alpha K N_{SPT} \quad (8)$$

Tabela 2 - 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).

Fazendo-se as devidas substituições, chega-se nas Equações (9) e (10).

$$r_p = \frac{K N_p}{F_1} \quad (9)$$

$$r_L = \frac{\alpha K N_L}{F_2} \quad (10)$$

Onde N_p é o valor na cota de apoio da estaca e N_L o valor médio da camada de solo com espessura L .

Por fim, tem-se, então, a fórmula final para a capacidade de carga [EQUAÇÃO (11)].

$$R = \frac{K N_p}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha K N_L \Delta_L) \quad (11)$$

Obtido o valor da capacidade de carga, é preciso calcular a carga admissível da estaca, que é a verificação do Estado Limite Último (ELU) [(EQUAÇÃO (12))].

$$P_a = \frac{R}{F_S} \quad (12)$$

A NBR 6122 (ABNT 2019) estabelece um fator de segurança global igual a 2,0 para fundações profundas.

Para determinar a carga admissível pelo método Aoki–Velloso (1975), adota-se o fator de segurança de 2,0, tanto para a resistência de ponta quanto para a resistência lateral [EQUAÇÃO (13)].

$$P_a = \frac{R_L + R_p}{2} \quad (13)$$

2.3.3 Décourt–Quaresma (1978)

Décourt e Quaresma (1978) determinam o valor médio da resistência lateral ao longo do fuste (N_L) por uma tabela, onde não há distinção do tipo de solos. Já Décourt (1982) apresenta a Equação (14) e estabelece limites de $3 \leq N_L \leq 50$ para estacas cravadas e de $3 \leq N_L \leq 15$ para estacas Strauss, onde N_L é obtido no SPT.

$$r_L = 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (14)$$

Para a resistência de ponta, utiliza-se a Equação (15).

$$r_p = C N_p \quad (15)$$

Onde:

C = coeficiente característico do solo (Tabela 3);

N_p = valor médio obtido a partir de três valores: valor do N_{SPT} na ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior à ponta.

Para chegar à equação final da capacidade de carga [EQUAÇÃO (16)], Décourt (1996) introduz valores de α e β , que variam conforme o tipo de estaca (Tabela 4 ETabela 5).

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) UL \quad (16)$$

Na equação encontram-se parâmetros geométricos, área de ponta (A_p), perímetro (U) e comprimento (L), que dependem da forma e dimensão da estaca estudada.

Tabela 3 – Coeficiente característico do solo.

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

Fonte: Adaptado de Décourt e Quaresma (1978).

Tabela 4 – Fator α .

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (betonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3	0,85	1,0
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3	0,6	1,0
Areias	0,5	0,5	0,3	0,5	1,0

Fonte: Décourt (1996).

Tabela 5 – Fator β .

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (betonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8	0,9	1,0	1,5	3,0
Solos intermediários	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	0,5	0,6	1,0	1,5	3,0

Fonte: Décourt (1996).

Ao contrário de Aoki-Velloso, Décourt e Quaresma (1978) determinam fatores de segurança diferentes para as parcelas de resistência de ponta e lateral, conforme demonstra a Equação (17).

$$P_a = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,3} \quad (17)$$

2.4 Metodologias de projeto

Para definir a capacidade de carga das estacas, Cintra e Aoki (2010) propuseram uma prática para trabalhar com uma sondagem média. Essa prática é comumente utilizada em projetos e é dividida em três metodologias dependentes entre si, que levam em conta fatores de limitação do terreno e do próprio tipo de estaca.

Na primeira metodologia de projeto, com um diâmetro sugerido, adota-se a carga de catálogo (P_e) como a carga de projeto (P_a) e encontra-se, por tentativas de aplicação das equações dos métodos semiempíricos, um comprimento L a partir da resistência, como mostra a Equação (18).

$$P_a = P_e = \frac{R}{FS} \quad (18)$$

A segunda metodologia sugere que seja adotado um $L_{máx}$ por limitação de equipamento ou por presença do nível d'água e a partir disso seja calculada a tensão admissível.

Na terceira metodologia é utilizado o critério de parada por limitação do N_{SPT} conforme a Tabela 6. Com o limite de N_{SPT} que varia conforme o tipo de estaca, adota-se, como na segunda metodologia, um $L_{máx}$ e calcula-se a tensão admissível.

Tabela 6 – Critério de parada das estacas.

Tipo de estaca		N _{Limite}
Pré-moldada de concreto	Ø<30cm	15<N _{SPT} <25
		∑ N _{SPT} =80
Perfil metálico	Ø≥30cm	25< N _{SPT} ≤35
		25< N _{SPT} ≤55
Tubada (oca, ponta fechada)		20< N _{SPT} ≤40
Strauss		10< N _{SPT} ≤25
Franki	solos arenosos	8< N _{SPT} ≤15
	solos argilosos	20< N _{SPT} ≤40
Estação e diafragma, com lama bentonítica		30< N _{SPT} ≤80
Hélice contínua		20< N _{SPT} ≤45
Ômega		20< N _{SPT} ≤40
Raiz		N _{SPT} ≥60

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

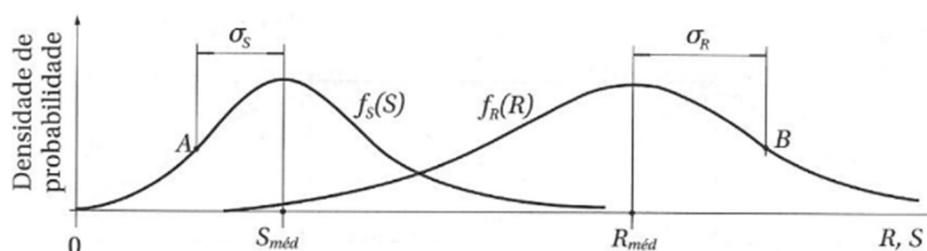
Sempre no projeto de estacas é preciso utilizar as três metodologias e encontrar valores de comprimento que atendam a todas elas.

2.5 Probabilidade de ruína

Nos últimos anos, vem crescendo a utilização da estimativa da capacidade de carga por meio da probabilidade de ruína de uma estaca, usando análise de confiabilidade. Apesar de não estar estabelecida na NBR 6122 (ABNT, 2019), a análise probabilística se mostra interessante ao se pensar em contratos de seguro ou planos de emergência para edificações (VELLOSO E LOPES, 2010).

Partindo-se do pressuposto de que em toda fundação há um risco de ruína, torna-se importante adotar uma probabilidade de falha máxima (CINTRA; AOKI, 2010) para que esse risco satisfaça um valor considerado aceitável. Dada a variação de solicitação e de resistência de cada estaca, é possível fazer uma análise estatística e construir curvas de densidade de probabilidade, conforme ilustra a Figura 5. Nela estão representados os valores médios de solicitação ($S_{méd}$) e resistência ($R_{méd}$), os pontos de inflexão das curvas e os desvios-padrões (σ_S e σ_R) de cada curva.

Figura 5 – Curva de densidade de probabilidade de solicitação e resistência.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

O fator de segurança global envolve apenas os valores médios de solicitação e resistência, sem considerar a variabilidade de cada uma delas [EQUAÇÃO (19)]. Contudo, os cálculos devem ser feitos considerando a variabilidade dos valores das ações. Cintra e Aoki (2010) propõem a inclusão de uma curva de densidade de probabilidade de ruína (p_f) que estabelece essa variabilidade. As curvas estão intimamente relacionadas: quanto menor o fator de segurança maior será a probabilidade de ruína.

$$F_s = \frac{R_{méd}}{S_{méd}} \quad (19)$$

Em que:

F_s = Fator de segurança global;

$R_{méd}$ = Valor médio de resistência;

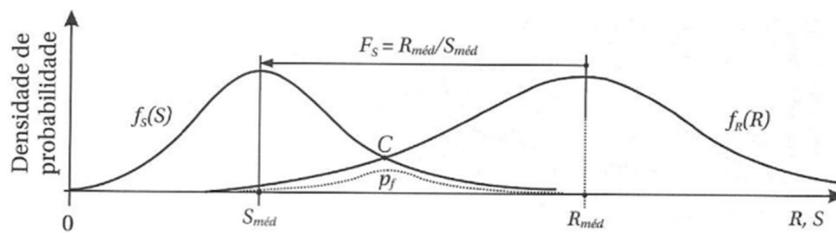
$S_{méd}$ = Valor médio de solicitação.

Além dos valores de desvio padrão, a variabilidade de solicitação (v_S) e de resistência (v_R) também podem ser levados em consideração [EQUAÇÕES (20) e (21)].

$$v_S = \frac{\sigma_S}{S_{méd}} \quad (20)$$

$$v_R = \frac{\sigma_R}{R_{méd}} \quad (21)$$

Figura 6 – Curva de probabilidade de ruína.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

A probabilidade de ruína (p_f) é a área logo abaixo da interseção entre as curvas de solicitação e resistência (Figura 6).

Com isso, é possível estabelecer que a probabilidade de ruína se relaciona com o fator de segurança e com os coeficientes de variação de solicitação e resistência. Ainda, pode-se definir uma margem de segurança ($f_z(Z)$) para a diferença de variação [EQUAÇÃO (22)].

$$f_z(Z) = f_R(R) - f_S(S) \quad (22)$$

Uma curva para a margem de segurança também pode ser definida a partir de valores de média (μ_m) e desvio padrão (σ_m), pelas Equações (23) e (24).

$$\mu_m = \mu_R - \mu_S \quad (23)$$

$$\sigma_m = (\sigma_R^2 + \sigma_S^2)^{0,5} \quad (24)$$

Por meio de substituições matemáticas, introdução do índice de confiabilidade (β) por Cardoso e Fernandes (2001) [Equação (25)] e pela demonstração de Ang e Tang (1984) [Equação (26)], Cintra e Aoki (2010) chegam até a equação de probabilidade de falha com o uso de softwares de tratamentos de dados [Equação (27)], estabelecendo, também, uma relação entre o índice de confiabilidade e o inverso da probabilidade de ruína (N) [EQUAÇÃO (28)].

$$\beta = \frac{1 - \frac{1}{F_S}}{\sqrt{v_R^2 + \left(\frac{1}{F_S}\right)^2 v_S^2}} \quad (25)$$

$$p_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (26)$$

$$p_f = 1 - \text{DIST.NORMAL}(\beta; 0; 1; \text{VERDADEIRO}) \quad (27)$$

$$N = \frac{1}{p_f} \quad (28)$$

Outra alternativa para estimar o índice de confiabilidade (β) é através da curva de margem de segurança de média e desvio padrão, como mostra a Equação (29).

$$\beta = \frac{\mu_m}{\sigma_m} \quad (29)$$

A norma brasileira não afirma de forma clara qual o limite aceitável para a probabilidade de ruína em fundações, entretanto, alguns autores demonstram esses limites. A Tabela 7 apresenta os valores propostos por Meyerhof (1995).

Tabela 7 – Limites para a probabilidade de ruína.

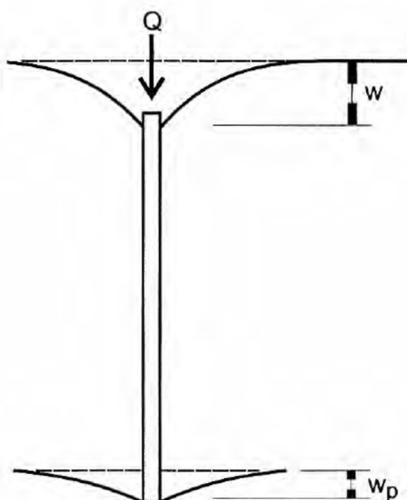
Tipo de fundação	Probabilidade de ruína
Obra de terra	1×10^{-3}
Fundações “Offshore”	1×10^{-2}
Fundações convencionais	1×10^{-4}

Fonte: Meyerhof (1969).

2.6 Recalque do solo em estacas

Rebello (2008) define o recalque como a deformação ocorrida no solo devido às cargas em que este está submetida. Velloso e Lopes (2010) definem recalque como o deslocamento ou deformação vertical para baixo, caso contrário, é chamado de levantamento. No caso de estacas, essa deformação se deve à transmissão de cargas da superestrutura para o subsolo (Figura 7).

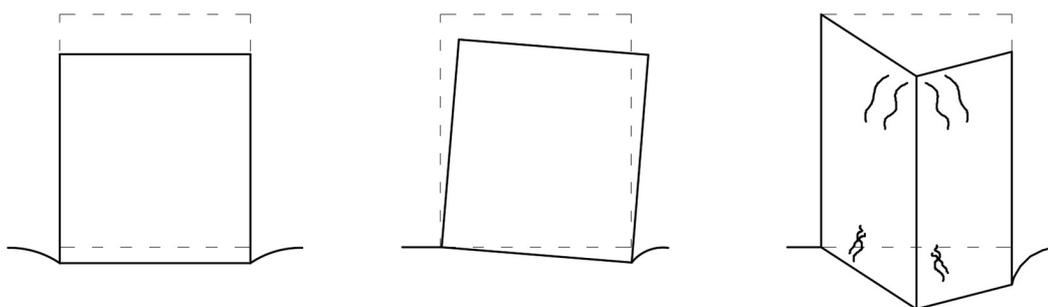
Figura 7 – Recalque em estacas.



Fonte: Vesic (1977).

Existem três diferentes tipos de recalques, sendo eles: recalque uniforme ou absoluto, diferencial e distorcional. O uniforme é quando toda a fundação se desloca com a mesma intensidade em todos os pontos da estrutura, a superestrutura cede e causa um rebaixamento do nível térreo. Neste caso, não há prejuízo para a edificação. O diferencial se define como quando uma parte da estrutura se deforma com proporção diferente de outra parte (Figura 8), sendo os indícios desse tipo de recalque visíveis nas alvenarias de vedação. Já o distorcional se dá pela diferença de recalques em determinados pontos da estrutura, em relação à distância entre eles.

Figura 8 – Tipos de recalques.



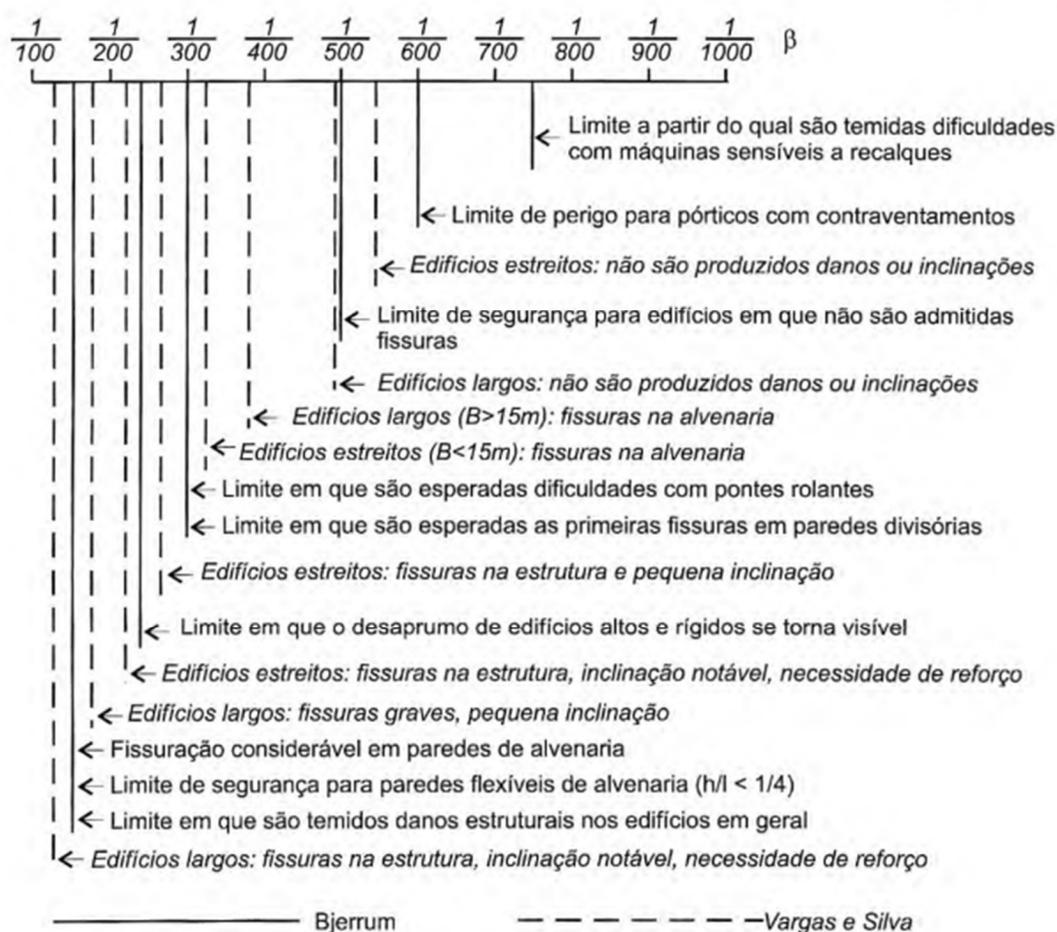
Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010).

Santana (2008) reforça a importância de se realizarem estimativas de recalque para a segurança do empreendimento. Conforme NBR 6122 (ABNT 2019), ao se fazer o dimensionamento da fundação, é preciso levar em conta os critérios do estado limite último (ELU) e os estados limites de serviço (ELS), garantindo o conforto e a segurança visual dos usuários da edificação. Isso se faz importante devido aos problemas que podem acabar advindo de cada tipo de recalque, que provoca um tipo de dano na estrutura.

O recalque uniforme é o causador de danos estéticos, como desaprumos e inclinações, e funcionais na estrutura, a depender de sua proporção. O diferencial também causa danos funcionais; já o recalque distorcional é capaz de causar danos estruturais, como trincas e fissuras de maior magnitude, que exigem maiores esforços para reparo.

É importante ressaltar que toda e qualquer fundação pode e vai recalcar, porém, é preciso considerar o limite aceitável dessa mobilização de solo e de fundação. Velloso e Lopes (2010) apresentam limites que correlacionam o recalque distorcional, a função da estrutura e os danos comumente observados, elaborados por Bjerrum (1963) e Vargas e Silva (1973) (Figura 9).

Figura 9 - Danos associados às distorções angulares.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

2.7 Estimativa de recalques em estacas

Para estimar recalques em estacas, podem ser utilizados métodos racionais e semiempíricos. Os primeiros são baseados na Teoria da Elasticidade, funções de transferência de carga ou métodos numéricos, e os últimos nos ensaios de penetração CPT e SPT.

Dentre os métodos baseados na Teoria da Elasticidade, estão as contribuições de Poulos e Davis (1980), que utilizam processos numéricos para relacionar carga-recalque e Randolph (1977) que separa a transferência de carga pelo fuste e pela base.

Como exemplo dos métodos numéricos, tem-se Aoki e Lopes (1975), que apresentam equações para estimar tanto o recalque quanto as tensões pelo fuste e pela base das estacas. As funções de transferência precedem as equações e proposições do método dos elementos finitos, que utiliza ferramentas computacionais para resolução das análises.

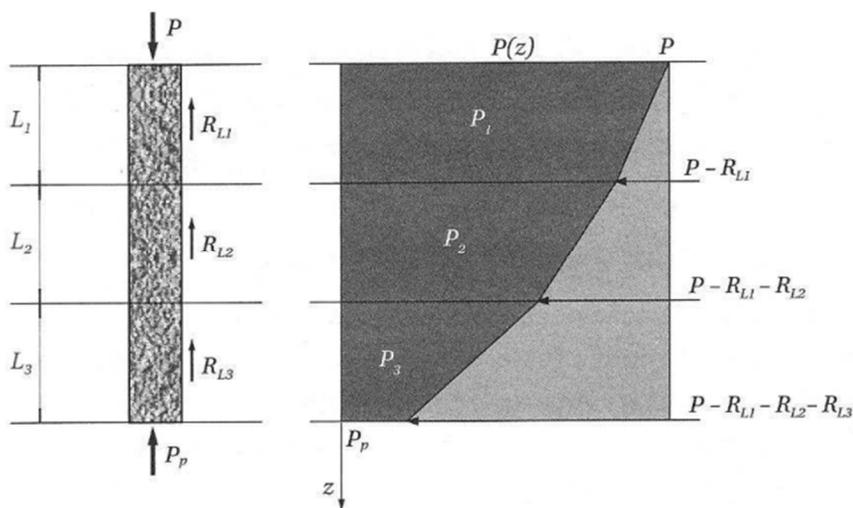
A proposição feita por Cintra e Aoki (2010) apresenta dois tipos de deformações provocados pelo recalque: o encurtamento da própria estaca, chamada de encurtamento elástico (ρ_e) devido à compressão sofrida pela estaca, e a deformação vertical do solo na base da estaca, resultando também em recalque (ρ_s).

Considerando os dois efeitos, tem-se o recalque total sofrido pela cabeça da estaca [EQUAÇÃO (30)].

$$\rho_t = \rho_e + \rho_s \quad (30)$$

Para calcular cada parcela do encurtamento elástico é preciso ter conhecida a capacidade de carga (R) e a resistência lateral (Figura 10), pois o encurtamento é um valor entre ambos.

Figura 10 – Diagrama de esforço normal da estaca.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Aplicando a Lei de Hooke, encontra-se então o encurtamento elástico da estaca [EQUAÇÃO (31)].

$$\rho_e = \frac{1}{AE_c} \sum (P_i L_i) \quad (31)$$

Onde:

A = área da seção transversal do fuste;

E_c = módulo de elasticidade do concreto;

P = esforço normal no segmento da estaca;

L = comprimento do segmento.

Para os valores do módulo de elasticidade do concreto, tem-se os seguintes valores (Tabela 8):

Tabela 8 – Módulo de elasticidade do concreto.

Tipo de estaca	Módulo de elasticidade
Pré-moldada	28 a 30 GPa
Hélice contínua, Franki, estação	21 GPa
Strauss, escavada a seco	18 GPa

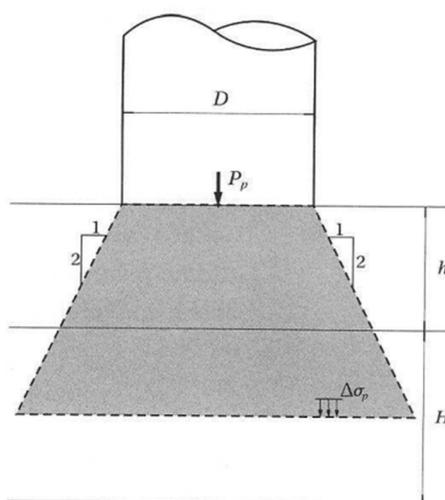
Fonte: Cintra e Aoki (2010).

A parcela referente ao deslocamento do solo (ρ_s), Vesic (1975) propõe que pode ser dividido em duas parcelas, devido à reação de ponta (ρ_P) e lateral (ρ_L), devido às cargas aplicadas [EQUAÇÃO (32)].

$$\rho_s = \rho_P + \rho_L \quad (32)$$

Com a metodologia de Aoki (1974) é possível equacionar uma expressão que encontre o recalque do solo (ρ_s). Para isso é preciso considerar uma força vertical P_p , que atua sobre uma camada H de alguma espessura, com uma distância de aplicação (h), como mostra a Figura 11.

Figura 11 – Propagação de tensão pela reação de ponta.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

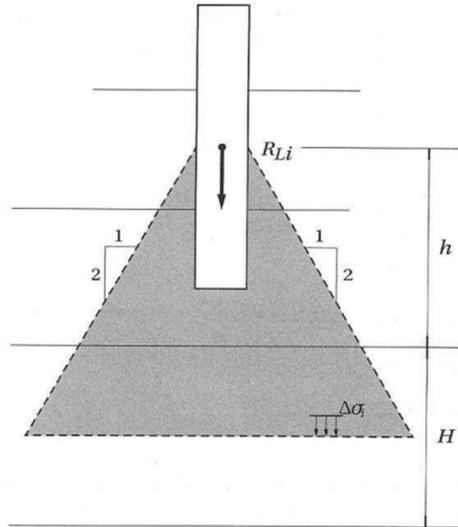
Assim, a tensão na camada média é dada pela Equação (33).

$$\Delta\sigma_p = \frac{4P_p}{\pi \left(D + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad (33)$$

Sendo D o diâmetro da base da estaca.

Ainda, há um acréscimo de tensão devido às reações laterais (Figura 12) aplicadas verticalmente para baixo, sendo assim, a Equação (34) apresenta o cálculo para essas condições.

Figura 12 – Tensões devido às cargas laterais.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

$$\Delta\sigma_i = \frac{4R_{Li}}{\pi \left(D + h + \frac{H}{2} \right)^2} \quad (34)$$

Portanto, levando em conta agora os acréscimos de tensões laterais e a força P_p , todo o acréscimo de tensões é dado pela Equação (35).

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum \Delta\sigma_i \quad (35)$$

Com a Teoria da Elasticidade Linear pode-se, enfim, estimar o recalque do solo (ρ_s) [EQUAÇÃO (36)].

$$\rho_s = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} H \right) \quad (36)$$

Em que E_s é o módulo de deformabilidade do solo e pode ser calculado conforme a Equação (37).

$$E_s = E_0 \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad (37)$$

Onde:

E_0 = módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca;

σ_0 = tensão geostática no centro da camada;

n = expoente que está relacionado ao solo: $n = 0,5$ para materiais granulares; $n = 0$ para argilas duras e rijas.

Aoki (1984) aponta os seguintes valores para E_0 (Tabela 9):

Tabela 9 – Módulo de deformabilidade do solo.

Tipo de estaca	Módulo de deformabilidade
Cravadas	$6KN_{SPT}$
Hélice contínua	$4KN_{SPT}$
Escavadas	$3KN_{SPT}$

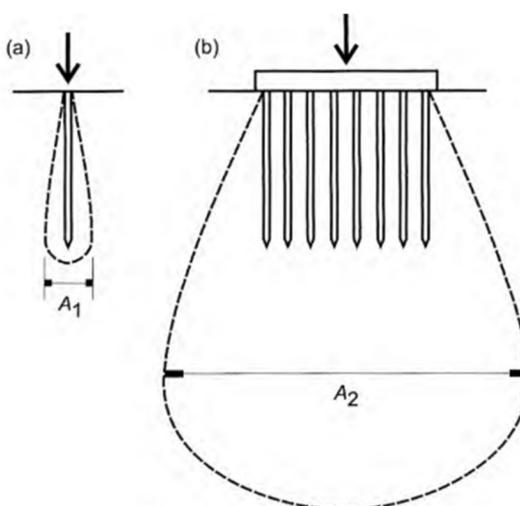
Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Sendo K o coeficiente variante conforme tipo de solo, seguindo o método de Aoki (1975) (Tabela 2).

2.8 Efeito de grupo de estacas na estimativa de recalques

Segundo Velloso e Lopes (2010, p. 378), “frequentemente, são utilizados grupos de estacas verticais para absorver forças horizontais” (Figura 13). A NBR 6122 (ABNT 2019) preconiza que uma estaca inserida em um grupo se comporta de maneira diferente de estacas isoladas e que, por conta da superposição de tensões advindas das estacas, o recalque observado em um grupo é diferente do esperado para estacas isoladas. Cintra e Aoki (2010) afirmam que os grupos de estacas apresentam recalques superiores às estacas isoladas, submetidas a mesma carga.

Figura 13 –Mobilização de tensões de: (a) uma estaca individual; (b) um grupo de estacas.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Rebello (2008) apresenta o bloco de fundações, elemento que transmite a carga de um pilar até o conjunto de estacas, que também se conhece como bloco de estacas ou de coroamento. Para determinar a forma, dimensão e a quantidade de estacas em um bloco de coroamento, é preciso considerar alguns fatores, como forma e dimensões dos pilares e quantidade de estacas em cada bloco (Tabela 10).

Para estimar quantas estacas terá cada bloco de coroamento, utiliza-se a Equação (38).

$$n^{\circ} \text{ de estacas} = \frac{\text{carga no pilar}}{\text{carga admissível}} \quad (38)$$

Tabela 10 – Fatores que podem interferir no efeito de grupo em estacas.

Variável	Efeito
Número de estacas	O efeito de grupo é tão mais acentuado quanto maior o número de estacas do grupo.
Eslbeltez relativa	Quanto mais esbeltas as estacas em um grupo, mais pronunciado é o efeito de grupo.
Coefficiente de Poisson	Quanto menor o coeficiente de Poisson do solo, mais acentuado é o efeito de grupo.
Profundidade relativa	O aumento da profundidade relativa (relação entre espessura da camada compressível e comprimento da estaca) induz maior interação entre as estacas, acentuando o efeito de grupo.
Geometria do grupo	Além do número de estacas de um grupo, sua distribuição tem influência no efeito de grupo, já que interfere na distribuição de tensões no solo.
Compressibilidade relativa estaca-solo	O aumento da compressibilidade relativa estaca-solo incrementa a interação entre estacas no caso de estacas flutuantes e a reduz no caso de estacas de ponta.
Modo de transferência de carga da estaca ao solo	Estacas que transferem mais carga ao solo pelo fuste que pela ponta têm efeito de grupo mais pronunciado.
Efeito de instalação da estaca	A instalação de uma estaca altera as propriedades do solo. Esse efeito é ainda mais pronunciado na instalação de um grupo. Assim o grupo pode ter recalques maiores, ou eventualmente menores, que a estaca isolada submetida a carregamento equivalente.

Fonte: Santana (2008).

A eficiência (η) do bloco de estacas se calcula como demonstra a Equação (39), podendo variar conforme os fatores apresentados na Tabela 10.

$$\eta = \frac{R_g}{\sum R_i} \quad (39)$$

Em que:

R_g = capacidade de carga do grupo de estacas;

R_i = capacidade de carga do elemento isolado de fundação.

Existem dois tipos de métodos disponíveis para estimar o recalque dos grupos de estacas: os empíricos e os elásticos.

Nos métodos empíricos, é preciso atentar-se às condições de aplicação específicas dos métodos e podem apresentar resultados destoantes em certos casos (Velloso e Lopes, 2010).

Alguns autores definiram a razão (ξ) entre o recalque do grupo (ρ_G) e de uma única estaca (ρ_G).

Skempton (1953) propôs a Equação (40), onde B_g é a dimensão transversal do grupo de estacas.

$$\xi = \left(\frac{4B_g + 3}{B_g + 4} \right)^2 \quad (40)$$

Meyerhof (1959) apresentou uma equação mais completa, que considera o espaçamento entre as estacas [EQUAÇÃO (41)].

$$\xi = \frac{\zeta \left(5 - \frac{\zeta}{3} \right)}{\left(1 + \frac{1}{\eta_r} \right)^2} \quad (41)$$

Onde:

ζ = razão entre o espaçamento entre estacas (s) e o diâmetro das estacas (B), sendo calculado como $\zeta = s/B$;

η_r = número de linhas de estacas em um bloco quadrado.

Já Vesic (1969) indicou o seguinte cálculo [EQUAÇÃO (42)].

$$\xi = \sqrt{\frac{B_g}{B}} \quad (42)$$

Com a reordenação da equação, obtém-se o recalque do grupo como mostra a Equação (43).

$$\rho_G = \rho_i \sqrt{\frac{B_g}{B}} \quad (43)$$

Fleming *et al.* (1985) em um estudo mais recente que o de seus companheiros, definiu a razão do recalque conforme a Equação (44).

$$\xi = n^\eta \quad (44)$$

Em que:

n = número de estacas no grupo;

η = coeficiente que deve variar entre 0,4 e 0,6.

Com o rearranjo da Equação (44), chega-se no recalque do grupo (ρ_G), conforme Equação (45).

$$\rho_G = \rho_i n^\eta \quad (45)$$

Poulos (1989) complementou a equação de Fleming *et al.* (1985) e sugeriu um expoente de 0,33 para o grupo executado em areia e 0,50 em argila.

Já os métodos elásticos são mais utilizados quando o distanciamento entre as estacas é maior, isso possibilita que cada estaca trabalhe melhor.

Poulos e Davis (1980) aplicaram metodologias tanto para interação entre duas estacas, quanto para um grupo de estacas. Os grupos de estacas foram separados entre aqueles com estacas iguais, conforme Equação (46) e para estacas com cargas diferentes no mesmo grupo [EQUAÇÃO (47)].

$$w_i = w_1 \left[\sum_{j=1}^n (Q_j \alpha_{ij}) + Q_i \right] \quad (46)$$

Onde:

w_1 = recalque de uma estaca isolada;

Q_j = carga na estaca j ;

α_{ij} = fator de interação entre as estacas i e j .

$$w_k = \sum_{j=1}^n (w_{1j} Q_j \alpha_{kj}) + w_{1k} Q_k \quad (47)$$

Onde:

w_{1j} = recalque da estaca isolada j ;

Q_k = carga na estaca k ;

α_{kj} = fator de interação entre as estacas k e j, conforme parâmetros da estaca j.

O método de Aoki e Lopes (1975) propõe o cálculo de recalques tanto para estacas de seção circular quanto retangular e não leva em consideração a contribuição do bloco de coroamento.

Há ainda métodos que consideram a contribuição do bloco de coroamento, a influência do número de estacas, e que pode reduzir o recalque devido sua atuação no solo.

Randolph (1983, 1994) propôs um método de cálculo que analisa o grupo de estacas como um radier estaqueado. Para essa análise ele levou em conta um coeficiente de interação entre as estacas e o bloco. Fatores de forma da estaca e do bloco interferem nos valores de rigidez e, conseqüentemente, no recalque final do grupo.

3 MATERIAL E MÉTODOS

Foi utilizada uma edificação multifamiliar de três pavimentos a ser construída na cidade de Lavras para o dimensionamento da fundação por estacas. A Tabela 11 mostra as seções dos pilares e suas respectivas cargas. No Anexo A consta a planta de fôrmas, e nos Anexos B e C estão os boletins das sondagens SPT do furo 1 e do furo 2, respectivamente.

Tabela 11 – Carga nos pilares e suas seções (continua).

Pilar	Seção	Carga (tf)	Carga (kN)
P1	14x30	0,5	4,90
P2	14x30	0,4	3,92
P3	14x30	0,4	3,92
P4	14x30	0,8	7,85
P5	14x30	0,4	3,92
P6	14x30	0,4	3,92
P7	14x30	0,5	4,90
P9	14x40	6,7	65,70
P10	14x40	13,5	132,39
P11	14x40	12,8	125,52
P12	14x40	15,5	152,00
P13	14x40	6,6	64,72
P15	14x40	16,2	158,87
P16	19X40	31,9	312,83
P17	19X40	28,3	277,53
P18	19X40	32,9	322,64
P19	14x40	12,5	122,58
P21	14x40	8,5	83,36
P22	14x40	9,6	94,14
P23	19x50	22,9	224,57
P24	19X40	39,2	384,42
P25	14X30	0,9	8,83
P26	19X40	11,1	108,85
P27	19X50	18,8	184,36
P28	19x40	20,1	197,11

Fonte: Da autora (2023).

Tabela 11 – Carga nos pilares e suas seções (conclusão).

Pilar	Seção	Carga (tf)	Carga (kN)
P30	14x40	8	78,45
P31	14x40	19,5	191,23
P32	24x60	45,3	444,24
P33	24x60	31	304,00
P35	14x40	15,3	150,04
P36	19x40	19,8	194,17
P37	24x50	20,1	197,11
P39	14x40	8,8	86,30
P40	14x40	13,2	129,45
P41	24x45	19,6	192,21
P42	14x30	0,7	6,86
P43	14x30	0,7	6,86
P44	14x30	0,6	5,88
P45	14x30	0,6	5,88

Fonte: Da autora (2023).

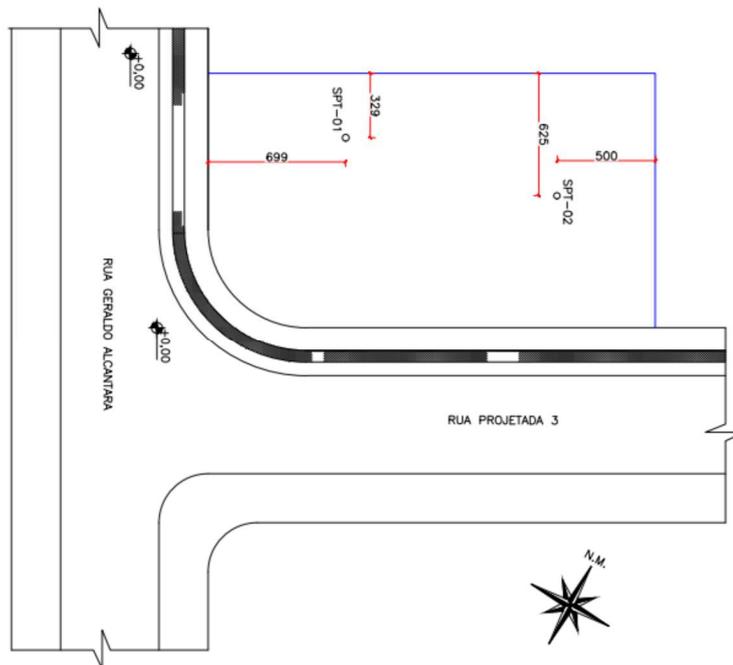
3.1 Capacidade de carga

As fundações profundas devem ser adotadas quando não há a possibilidade das fundações superficiais atenderem tecnicamente a resistência necessária.

Foi escolhida estaca do tipo hélice contínua, que ultrapassa o nível d'água (NA à 4,5 e 6,0 m de profundidade nos boletins 1 e 2, respectivamente), respeitando a segunda metodologia de dimensionamento proposta por Aoki e Cintra (2010). Além disso, a estaca hélice contínua suporta as cargas provenientes dos pilares, há disponibilidade de aparelhos na região da construção e não promove grandes interferências nas construções e terrenos vizinhos.

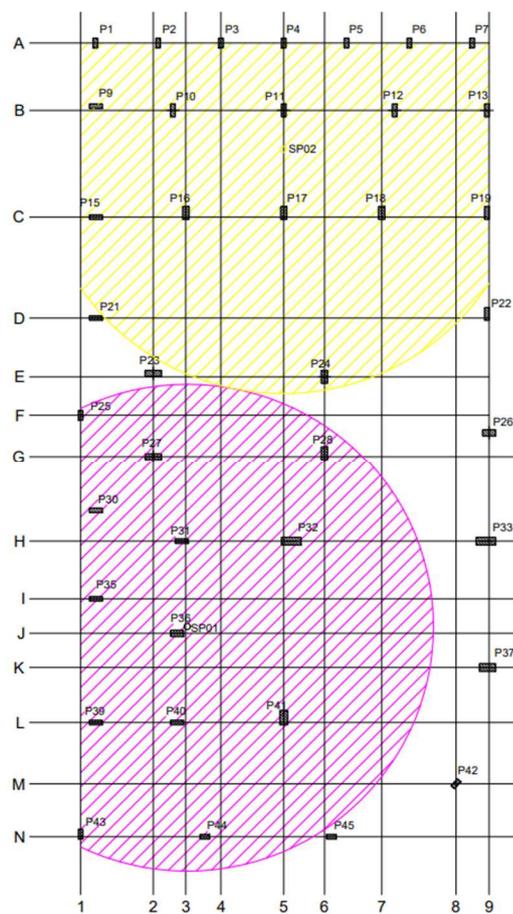
A partir da posição de cada furo de sondagem (Figura 14), a atribuição do boletim de sondagem a cada pilar foi definida por meio da área de influência de cada SPT (Figura 15). Foi traçada uma reta com início e fim em cada um dos dois furos, dois círculos de mesmo raio foram traçados, tendo seu centro no furo, e assim, determinou-se a área de influência de cada um dos boletins de sondagem para cada pilar. Definiu-se como boletim 2 para os pilares P21, P22 e P23 e, boletim 1 para P26, P33, P37, P42 e P45.

Figura 14 – Posição de cada furo de sondagem.



Fonte: Empresa responsável pelo SPT (2023).

Figura 15 – Área de influência de cada boletim de sondagem.



Fonte: Da autora (2023).

Para o cálculo da capacidade de carga, foram aplicados os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978). Estimou-se o diâmetro de 40 cm, valor que suporta as maiores cargas existentes na estrutura e atende o sugerido por Velloso e Lopes (2010) (Tabela 12).

Tabela 12 – Cargas para dimensionamento de estacas escavadas.

Tipo de estaca	Dimensão (cm)	Carga usual (kN)	Carga máxima (kN)
Estaca hélice contínua	Ø 40	600	800
	Ø 60	1400	1800
	Ø 80	2500	3000
	Ø 100	4000	4700

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010).

Para determinar a profundidade de assentamento das estacas, calculou-se a tensão admissível do solo para cada uma das profundidades dos boletins de sondagem, até o último N_{SPT} . Dessa forma, as três metodologias apresentadas por Aoki e Cintra (2010) são satisfeitas.

3.2 Probabilidade de ruína

Para o cálculo da probabilidade de ruína das estacas foram determinadas as curvas de solitação e resistência e a densidade de probabilidade de cada uma delas. Foram calculados os valores de média, desvio padrão, variação, margem e fator de segurança, para, enfim, o cálculo do índice de confiabilidade ser feito e a probabilidade de falha ser definida.

Entretanto, alguns pilares possuem uma carga muito mais baixa do que os demais, o que aumenta significativamente a variabilidade da amostra. Com isso, os pilares que apresentaram uma carga inferior a 10kN foram retirados da amostra e os cálculos das curvas de solitação e resistência, densidade de probabilidade, média, desvio padrão, margem e fator de segurança foram feitos para o novo grupo de dados. Com isso, um novo índice de confiabilidade e probabilidade de ruína puderam ser determinados.

3.3 Recalque

Para estimar o recalque das estacas, utilizou-se a Tabela 13 para o cálculo das tensões geostáticas, que é o produto do peso específico do solo pela altura da camada analisada. Acima do nível d'água foi usado o peso específico úmido, já do nível d'água para baixo, o peso específico submerso. Dessa forma pôde ser calculado a parcela do encurtamento elástico do fuste.

Tabela 13 – Peso específico de solos arenosos (Godoy, 1972).

N _{SPT}	Consistência	Peso específico (kN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
<5	Fofa			
5-8	Pouco compacta	16	18	19
9-18	Medianamente compacta	17	19	20
19-40	Compacta			
>40	Muito compacta	18	20	21

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Para a parcela de recalque do solo, considerou-se um acréscimo de tensões no solo até o indeslocável. Aplicou-se camadas de um metro a partir da cota de base da estaca. No módulo de deformabilidade do solo, usou-se o coeficiente $n=0,5$, para solos granulares.

O recalque foi calculado através do método de Cintra e Aoki (2010) a partir dos valores de resistência dos dois métodos semiempíricos, Aoki – Velloso (1975) e Décourt – Quaresma (1978).

3.4 Efeito de grupo de estacas

Para o estudo do efeito de grupo nos recalques estimados, calculou-se a quantidade de estacas por bloco de coroamento, conforme Equação (38).

O estudo do recalque foi feito a partir da metodologia de Vesic (1969) e de Fleming *et al.* (1985) com a contribuição de Poulos (1989).

Para o cálculo através da metodologia de Vesic (1969) determinou-se estacas com 30 cm de diâmetro e um afastamento de três diâmetros entre elas.

Para a metodologia de Fleming *et al.* (1985), o coeficiente η utilizado foi o de 0,33 sugerido por Poulos (1989) para areias, visto que é o que mais se enquadra no solo do terreno estudado, predominantemente composto por silte arenoso.

4 RESULTADOS

4.1 Capacidade de carga

Os cálculos para a capacidade de carga foram feitos de acordo com a Equação (11) para o método de Aoki – Velloso (1975) e Equação (16) para o de Décourt – Quaresma (1978).

Os resultados de resistência, resistência de ponta e lateral e carga admissível para cada metro de profundidade estão na Tabela 14 e na Tabela 15.

Os maiores valores de resistência de ponta foram obtidos com o método de Aoki – Velloso (1975). Já para a resistência lateral o método de Décourt – Quaresma (1978) é quem apresenta valores superiores.

Já sobre a carga admissível encontrada em cada método, Aoki – Velloso (1975) é o mais conservador. Conforme a profundidade de assentamento da estaca aumenta, apresenta menores valores de carga do que Décourt – Quaresma (1978).

Tabela 14 – Capacidade de carga por Aoki – Velloso (1975).

L (m)	SPT01				SPT02			
	R _P (kN)	R _L (kN)	R (kN)	Pa (kN)	R _P (kN)	R _L (kN)	R (kN)	Pa (kN)
1	103,67	0,00	103,67	51,84	69,12	0,00	69,12	34,56
2	103,67	22,81	126,48	63,24	69,12	15,21	84,32	42,16
3	69,12	34,21	103,33	51,66	103,67	22,81	126,48	63,24
4	138,23	45,62	183,85	91,92	138,23	30,41	168,64	84,32
5	207,35	57,02	264,37	132,18	103,67	57,02	160,69	80,35
6	138,23	91,23	229,46	114,73	138,23	68,42	206,65	103,33
7	138,23	106,44	244,67	122,33	172,79	79,83	252,62	126,31
8	241,90	121,64	363,55	181,77	311,02	91,23	402,25	201,12
9	345,58	136,85	482,42	241,21	449,25	136,85	586,10	293,05
10	483,81	190,07	673,87	336,94	449,25	190,07	639,31	319,66
11	587,48	250,89	838,37	419,18	691,15	250,89	942,04	471,02
12	760,27	319,31	1079,58	539,79	691,15	319,31	1010,46	505,23
13	1416,86	395,34	1812,20	906,10				

Fonte: Da autora (2023).

Tabela 15 – Capacidade de carga por Décourt – Quaresma (1978).

L (m)	SPT01				SPT02			
	R _P (kN)	R _L (kN)	R (kN)	Pa (kN)	R _P (kN)	R _L (kN)	R (kN)	Pa (kN)
1	28,27	12,57	40,84	16,74	28,27	12,57	40,84	16,74
2	28,27	50,27	78,54	45,73	28,27	50,27	78,54	45,73
3	37,70	75,40	113,10	67,42	28,27	75,40	103,67	65,07
4	47,12	100,53	147,65	89,11	37,70	100,53	138,23	86,76
5	47,12	125,66	172,79	108,45	37,70	125,66	163,36	106,09
6	47,12	150,80	197,92	127,78	56,55	150,80	207,35	130,13
7	65,97	205,25	271,22	174,38	84,82	175,93	260,75	156,54
8	94,25	234,57	328,82	204,00	113,10	234,57	347,67	208,71
9	131,95	263,89	395,84	235,98	141,37	263,89	405,27	238,34
10	169,65	335,10	504,75	300,18	169,65	335,10	504,75	300,18
11	254,47	414,69	669,16	382,61	188,50	414,69	603,19	366,12
12	329,87	502,65	832,52	469,12	188,50	502,65	691,15	433,78
13	386,42	653,45	1039,87	599,26	188,50	599,00	787,49	507,89
14	386,42	821,00	1207,42	728,14				

Fonte: Da autora (2023).

Com os valores da capacidade de carga calculados, a profundidade de assentamento de cada estaca foi definida e os valores são apresentados na Tabela 16.

As profundidades são diferentes para algumas estacas, visto que a variabilidade de solicitação do projeto é muito grande. Portanto, visando a execução dessas estacas em campo, padronizou-se, dentro do possível, a profundidade de assentamento de acordo com a carga admissível a cada metro.

4.2 Probabilidade de ruína

A partir dos valores de resistência obtidos pelos métodos semiempíricos, optou-se por usar o calculado por Aoki – Velloso (1975) por ser mais conservador.

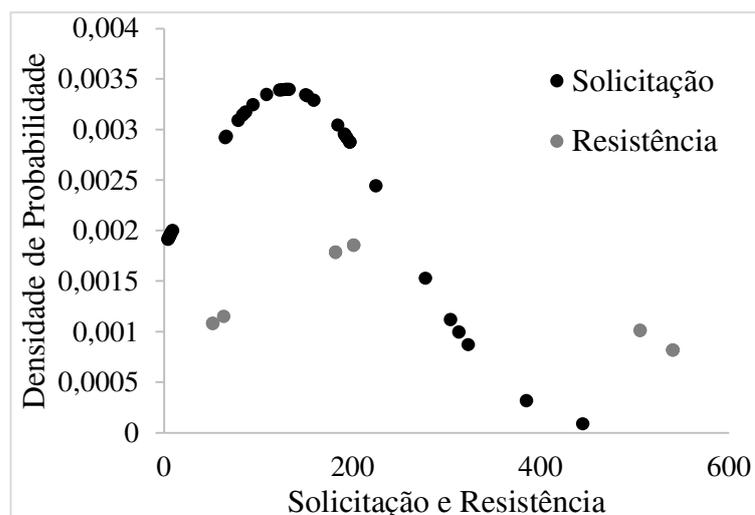
Com os valores de solicitação e resistência, calculou-se os parâmetros para definir a probabilidade de ruína (Tabela 17) e construir o Gráfico 1.

Tabela 16 – Profundidade de assentamento das estacas.

Aoki – Velloso						Décourt – Quaresma					
Pilar	Ensaio	L (m)	Pilar	Ensaio	L (m)	Pilar	Ensaio	L (m)	Pilar	Ensaio	L (m)
P1	2	3	P24	2	12	P1	2	3	P24	2	12
P2	2	3	P25	1	3	P2	2	3	P25	1	3
P3	2	3	P26	1	8	P3	2	3	P26	1	8
P4	2	3	P27	1	12	P4	2	3	P27	1	8
P5	2	3	P28	1	12	P5	2	3	P28	1	8
P6	2	3	P30	1	8	P6	2	3	P30	1	8
P7	2	3	P31	1	12	P7	2	3	P31	1	8
P9	2	8	P32	1	12	P9	2	8	P32	1	11
P10	2	8	P33	1	12	P10	2	8	P33	1	12
P11	2	8	P35	1	12	P11	2	8	P35	1	8
P12	2	8	P36	1	12	P12	2	8	P36	1	8
P13	2	8	P37	1	12	P13	2	8	P37	1	8
P15	2	8	P39	1	8	P15	2	8	P39	1	8
P16	2	12	P40	1	8	P16	2	11	P40	1	8
P17	2	12	P41	1	12	P17	2	11	P41	1	8
P18	2	12	P42	1	3	P18	2	11	P42	1	3
P19	2	8	P43	1	3	P19	2	8	P43	1	3
P21	2	8	P44	1	3	P21	2	8	P44	1	3
P22	2	8	P45	1	3	P22	2	8	P45	1	3
P23	2	12				P23	2	11			

Fonte: Da autora (2023).

Gráfico 1 – Distribuição normal de solicitação e resistência para todos os pilares.



Fonte: Da autora (2023).

Tabela 17 – Parâmetros de probabilidade de ruína obtido para todas as estacas.

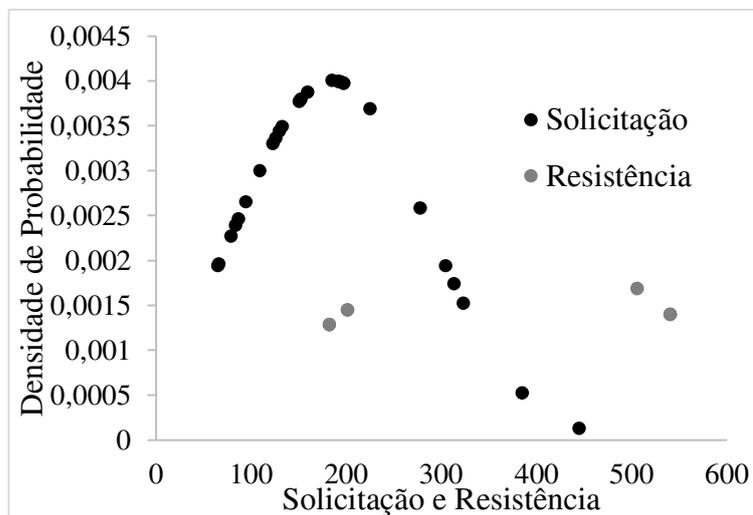
Probabilidade de ruína	
S_{med} (kN)	129,40
σ_s (kN)	117,31
v_s (%)	90,66
R_{med} (kN)	272,38
σ_r (kN)	201,50
v_r (%)	73,98
μ_m (kN)	142,97
σ_m (kN)	233,17
FS	2,10
β	0,61
ρ_f	0,27
N	3,71

Fonte: Da autora (2023).

Nota-se que a área comum abaixo da curva de solicitação e da curva de resistência é consideravelmente grande, o que garante que a probabilidade de ruína desse um resultado de 0,27. Isso garante um N de 3,71, o que significa que, a cada 4 estacas aproximadamente, uma entraria em ruína. Esse valor é extremamente elevado, o projeto analisado conta com 39 estacas, com tais valores, ao menos 9 estacas entrariam em ruína. Porém, notou-se que algumas estacas possuem cargas muito baixas, o que aumenta a variabilidade de solicitação.

De modo a diminuir o elevado índice de ruína, retirou-se da amostra de cálculos os pilares cuja solicitação é menor que 10 kN. Calculou-se novamente os parâmetros baseados na capacidade de carga por Aoki – Velloso (1975) e obteve-se os dados mostrados na Tabela 18 e no Gráfico 2.

Gráfico 2 - Distribuição normal de solicitação e resistência dos pilares selecionados.



Fonte: Da autora (2023).

Tabela 18 - Parâmetros de probabilidade de ruína obtido para as estacas selecionadas.

Probabilidade de ruína	
S_{med} (kN)	184,40
σ_s (kN)	99,51
v_s (%)	53,96
R_{med} (kN)	367,46
σ_r (kN)	169,74
v_r (%)	46,19
μ_m (kN)	183,06
σ_m (kN)	196,76
FS	1,99
β	0,93
ρ_f	0,17
N	5,68

Fonte: Da autora (2023).

Assim, é possível notar que a área da probabilidade de falha no gráfico é consideravelmente menor do que no caso inicial e, conseqüentemente o valor de N é maior. Isso demonstra, que a cada 6 estacas aproximadamente, uma entraria em ruína.

Nesse projeto, que contém 39 estacas, 6 delas entrariam em ruína. O que ainda é um número preocupante, visto que, conforme Tabela 7, o limite da probabilidade deve ser de 0,0004, e o encontrado foi de 0,17.

Para diminuir essa probabilidade, uma sugestão é a adequação da metodologia de capacidade de carga, fazer o cálculo por meio de métodos mais conservadores podem proporcionar um menor índice de probabilidade de ruína.

4.3 Recalque

Para o cálculo do recalque, nas estacas com valor de solicitação menor que a resistência de ponta, a resistência lateral foi desconsiderada, visto que a capacidade de ponta é suficientemente resistente. A partir disso, foram calculados o encurtamento elástico e o recalque do solo para cada estaca e, por fim, o recalque total, como apresenta a Tabela 19.

Tabela 19 – Recalque das estacas (continua).

Pilar	Carga	L (m)	ρ_e (mm)	ρ_s (mm)	ρ_T (mm)
P1	4,90	3	0,01	0,23	0,23
P2	3,92	3	0,01	0,18	0,19
P3	3,92	3	0,01	0,18	0,19
P4	7,85	3	0,01	0,36	0,37
P5	3,92	3	0,01	0,18	0,19
P6	3,92	3	0,01	0,18	0,19
P7	4,90	3	0,01	0,23	0,23
P9	65,70	8	0,10	2,84	2,94
P10	132,39	8	0,12	2,08	2,20
P11	125,52	8	0,11	1,79	1,90
P12	152,00	8	0,15	2,89	3,05
P13	64,72	8	0,10	5,32	5,42
P15	158,87	8	0,16	3,17	3,34
P16	312,83	11	0,40	8,97	9,36
P17	277,53	11	0,34	7,73	8,07
P18	322,64	11	0,41	9,30	9,72
P19	122,58	8	0,11	1,66	1,77
P21	83,36	8	0,13	6,69	6,81
P22	94,14	8	0,14	7,46	7,60

Fonte: Da autora (2023).

Tabela 20 – Recalque das estacas (conclusão).

Pilar	Carga	L (m)	ρ_e (mm)	ρ_s (mm)	ρ_T (mm)
P23	224,57	11	0,26	5,79	6,05
P24	384,42	12	0,51	11,43	11,93
P25	8,83	3	0,01	0,84	0,85
P26	108,85	8	0,09	1,17	1,25
P27	184,36	8	0,20	4,44	4,64
P28	197,11	8	0,22	4,95	5,17
P30	78,45	8	0,12	3,51	3,63
P31	191,23	8	0,21	4,71	4,93
P32	444,24	11	0,60	24,05	24,65
P33	304,00	12	0,38	9,20	9,58
P35	150,04	8	0,15	3,00	3,15
P36	194,17	8	0,22	4,83	5,05
P37	197,11	8	0,22	4,95	5,17
P39	86,30	8	0,13	3,84	3,97
P40	129,45	8	0,12	2,10	2,22
P41	192,21	8	0,22	4,75	4,97
P42	6,86	3	0,01	0,33	0,34
P43	6,86	3	0,01	0,33	0,34
P44	5,88	3	0,01	0,28	0,29
P45	5,88	3	0,01	0,28	0,29

Fonte: Da autora (2023).

Ao analisarem as tabelas é possível notar que o encurtamento das estacas é consideravelmente menor do que o recalque do solo, que contribui com a maior parte para o recalque de cada estaca.

4.4 Efeito de grupo de estacas

A partir do número de estacas por bloco, obtidos pela Equação (38), obteve-se a Tabela 21 para a capacidade de carga obtida através do método de Aoki – Velloso (1975). Já para os cálculos feitos a partir de Décourt – Quaresma (1978), obteve-se a Tabela 22.

Apenas com a capacidade de carga obtida por Décourt – Quaresma (1978), ilustrado na Tabela 22, obteve-se somente um bloco de coroamento com duas estacas. O recalque foi então

calculado para esse único grupo, do pilar P32, pelos métodos de Vesic (1969) e Fleming *et al* (1985).

O método de Fleming *et al* (1985) apresentou um valor aproximadamente 10% maior do que o de Vesic (1969) e, em ambos os casos, o recalque do grupo com as duas estacas foi maior do que o calculado para a estaca individual do pilar P32.

Em uma análise de todo o trabalho, os pilares cujas cargas eram muito baixas, interferiram diretamente nos resultados, tanto de probabilidade de ruína quanto de recalque. Para esses casos, o indicado é o projeto de fundação por sapatas, entretanto, não é o objetivo do trabalho em questão. Isso demonstra que a grande diversidade de variáveis deve ser considerada com cuidado para cada projeto.

Tabela 21 – Estacas por bloco: Aoki – Velloso (1975).

Pilar	Carga (kN)	Nº de estacas por bloco	Pilar	Carga (kN)	Nº de estacas por bloco
P1	4,90	1	P24	384,42	1
P2	3,92	1	P25	8,83	1
P3	3,92	1	P26	108,85	1
P4	7,85	1	P27	184,36	1
P5	3,92	1	P28	197,11	1
P6	3,92	1	P30	78,45	1
P7	4,90	1	P31	191,23	1
P9	65,70	1	P32	444,24	1
P10	132,39	1	P33	304,00	1
P11	125,52	1	P35	150,04	1
P12	152,00	1	P36	194,17	1
P13	64,72	1	P37	197,11	1
P15	158,87	1	P39	86,30	1
P16	312,83	1	P40	129,45	1
P17	277,53	1	P41	192,21	1
P18	322,64	1	P42	6,86	1
P19	122,58	1	P43	6,86	1
P21	83,36	1	P44	5,88	1
P22	94,14	1	P45	5,88	1
P23	224,57	1			

Fonte: Da autora (2023).

Tabela 22 - Estacas por bloco: Décourt – Quaresma (1978).

Pilar	Carga (kN)	Nº de estacas por bloco	Pilar	Carga (kN)	Nº de estacas por bloco
P1	4,9033	1	P24	384,4187	1
P2	3,92264	1	P25	8,82594	1
P3	3,92264	1	P26	108,8533	1
P4	7,84528	1	P27	184,3641	1
P5	3,92264	1	P28	197,1127	1
P6	3,92264	1	P30	78,4528	1
P7	4,9033	1	P31	191,2287	1
P9	65,70422	1	P32	444,239	2
P10	132,3891	1	P33	304,0046	1
P11	125,5245	1	P35	150,041	1
P12	152,0023	1	P36	194,1707	1
P13	64,72356	1	P37	197,1127	1
P15	158,8669	1	P39	86,29808	1
P16	312,8305	1	P40	129,4471	1
P17	277,5268	1	P41	192,2094	1
P18	322,6371	1	P42	6,86462	1
P19	122,5825	1	P43	6,86462	1
P21	83,3561	1	P44	5,88396	1
P22	94,14336	1	P45	5,88396	1
P23	224,5711	1			

Fonte: Da autora (2023).

Tabela 23 – Recalque do grupo.

	Vesic (1969)	Fleming <i>et al</i> (1985)
Recalque (mm)	27,00	30,98

Fonte: Da autora (2023).

5 CONCLUSÃO

O projeto de fundações se relaciona à diversas variáveis e métodos, como pôde ser observado a partir dos resultados obtidos neste trabalho. A capacidade de carga se mostrou diferente em cada método, por Aoki – Velloso (1975) a capacidade é mais conservadora com o aumento da profundidade, o que ocorre de forma diferente pelo método de Décourt – Quaresma (1978). O uso das metodologias de carga admissível aplicadas no trabalho mostrou que as estacas não estão totalmente seguras, visto que os resultados de probabilidade de ruína foram elevados. Isso demonstra a importância de aplicar outras formulações que podem se apresentar mais conservadoras para o tipo de perfil geotécnico analisado.

Ainda sobre a probabilidade de ruína, uma sugestão para solucionar esse elevado número, é o aumento da carga admissível das estacas nos pilares menos solicitados, pois ao aumentar a resistência, as curvas se afastarão e, por consequência, há uma diminuição da probabilidade de ruína.

Sabendo disso, é importante que a análise estatística também seja adotada nos projetos de fundações, visando maior segurança de projeto, podendo também prevenir futuros danos da fundação e, conseqüentemente, da edificação.

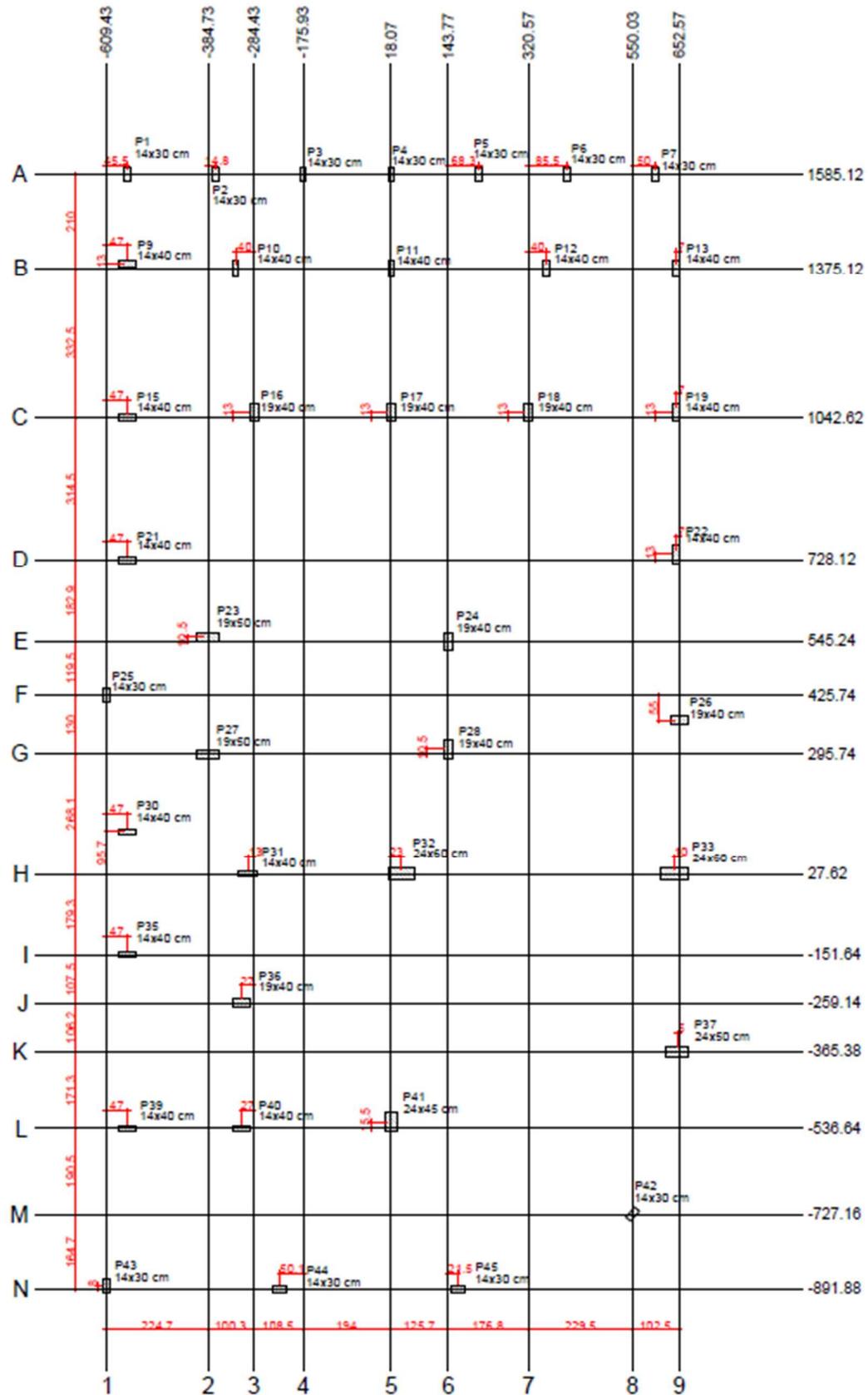
Ao analisar o recalque das estacas, em ambas as metodologias indicadas, o recalque do grupo foi maior que o recalque da estaca isolada, submetida à mesma carga, o que era esperado. Esse fato demonstra a relevância desse tipo de análise como parte do projeto de fundações, que indevidamente é deixada de lado por muitos projetistas.

Também nessa análise de recalque, os valores são destoantes para cada metodologia aplicada e, conclui-se que os métodos com mais variáveis relacionadas às características construtivas de cada estaca do grupo, é mais aproximado da realidade do que o método que considera apenas o perfil geotécnico do solo para o cálculo.

REFERÊNCIAS

- ANG, A. H. S.; TANG, W. H. **Probability concepts in engineering planning and design: decision, risk and reliability**. New York: John Wiley & Sons, 1984.
- AOKI N.; VELLOSO D. A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. Buenos Aires, 1975.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. 3 ed. Rio de Janeiro. 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações**. 3 ed. Rio de Janeiro. 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036: Programação de Sondagens de Simple Reconhecimento dos Solos para Fundações de Edifícios**. Rio de Janeiro. 1983.
- BRAJA M. Das; **Principles of Foundation Engineering**. 7.ed. Stamford: Cengage Learning, 2011.
- CARDOSO, A. S.; FERNANDES, M. M. **Characteristic values of ground parameters and probability of failure in design according to Eurocode 7**. Geotechnique. v. 51, 2001.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por Estacas: Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- HACHICH, W. et al. **Fundações: Teoria e Prática**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998.
- HACHICH, W. et al. **Fundações: Teoria e Prática**. 3.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019.
- MEYERHOF, G. G. **Safety factors in soil mechanics**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, México, 1969.
- POULOS, H. G. DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. New York: John Willey and sons, 1980.
- REBELLO, Y. C. P. **Fundações – guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. São Paulo: Zigurate Editora, 2008.
- SANTANA, C. M. de. **Comparação entre Metodologias de Análise de Efeito de Grupo de Estacas**. 2008. 160 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F de R. **Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- WHITAKER, T. **The Design of Pile Foundations**. Oxford: Pergamon Press, 1976.

ANEXO A – PLANTA DE FÔRMAS



Planta de locação

ANEXO B – SPT 01

Perfil de sondagem a percussão											
Cliente:											
Local:											
Furo Nº:		SPT - 01		Inicial		5,2		REF.:		22-012	
Data		Início		03/06/22		10min		4,5		Sondador:	
		Term.		03/06/22		24h		4,5		Resp. Técnico:	
										Folha: 1/2	
Prof. (m)	N. de golpes/ Penet.			SPT		AMOST.: TERZAGHI & PECK		Cota	NA (m)	Descrição	
	1º	2º	3º	N'	N	φ 2"	φ 1 3/8"				
1,0	2	2	1	4	3	QUEDA DE 75cm PESO DE 65 kg				SILTE ARENOSO COM PEDREGULHO, VARIEGADO, FOFA	
2,0	1	1	2	2	3	GRÁFICO - SPT					
3,0	1	1	1	2	2						
4,0	2	1	3	3	4						
5,0	3	3	3	6	6						
6,0	2	2	2	4	4						
7,0	2	2	2	4	4						
8,0	3	4	3	7	7						
9,0	5	5	5	10	10						
10,0	6	7	7	13	14						
11,0	8	8	9	16	17						
12,0	11	11	11	22	22						
13,0	19	20	21	39	41						
14,0	31	0	0	31							
15,0	0	0	0								
16,0	0	0	0								
17,0	0	0	0								
18,0	0	0	0								
19,0	0	0	0								
20,0	0	0	0								
Observações: Cravação interrompida de acordo com a NBR:6484-2020 item 5.2.3.11 a) se em qualquer dos três segmentos de 15cm, o numero de golpes ultrapassar 30.										Legenda: 	

ANEXO C – SPT 02

Perfil de sondagem a percussão											
Cliente:											
Local:											
Furo Nº:	SPT - 02		NA (m)	Inicial	6,8	REF.:	22-012	Folha: 2/2			
Data	Início	04/06/22		10min	6	Sondador:					
	Term.	05/06/22		24h	6	Resp. Técnico:					
Prof. (m)	N. de golpes/ Penet.			SPT		Cota	NA (m)	Descrição			
	1º	2º	3º	N'	N						
1,0	1 19	1 18	1 20	2	2	1		SILTE ARENOSO COM PEDREGULHO, VARIEGADO, FOFA			
2,0	2 18	1 19	1 19	3	2	2					
3,0	2 19	1 17	2 18	3	3	3					
4,0	2 18	2 16	2 17	4	4	4					
5,0	2 17	2 19	1 20	4	3	5					
6,0	3 18	2 19	2 18	5	4	6					
7,0	3 18	3 16	2 17	6	5	7					SILTE ARENOSO, VARIEGADO, POUCO COMPACTA
8,0	5 17	5 16	4 18	10	9	8					SILTE ARENOSO, VARIEGADO, MEDIANAMENTE COMPACTA
9,0	7 16	7 17	6 18	14	13	9					SILTE ARENOSO, VARIEGADO, COMPACTA
10,0	7 17	6 18	7 16	13	13	10					
11,0	9 17	9 15	11 16	18	20	11					
12,0	11 16	10 17	10 16	21	20	12					
13,0	31 15	0	0	31		13					
14,0	0	0	0			14					
15,0	0	0	0			15					
16,0	0	0	0			16					
17,0	0	0	0			17					
18,0	0	0	0			18					
19,0	0	0	0			19					
20,0	0	0	0			20					

AMOST.: TERZAGHI & PECK
 ϕ 2" Queda de 75cm
 ϕ 1 3/8" PESO DE 65 kg
 GRÁFICO - SPT

Observações: Cravação interrompida de acordo com a NBR:6484-2020 item 5.2.3.11 a) se em qualquer dos três segmentos de 15cm, o numero de golpes ultrapassar 30.

Legenda: