



ANÁLISE BASEADA EM ENSAIOS SPT PARA DETERMINAR A INFLUÊNCIA DE ESCAVAÇÕES NO DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES

KOPROWSKI, Lucas Eduardo Tavares.¹

DE ALMEIDA, Maycon André.²

RESUMO

O aumento acelerado do porte dos edifícios na atualidade e o crescimento da especulação imobiliária influenciam diretamente para o máximo aproveitamento dos terrenos urbanos, o que faz com que a quantidade de subsolos que são projetados para os edifícios tende a subir cada vez mais, portanto, é necessário um estudo aprofundado da influência que a escavação desses subsolos têm, tanto no dimensionamento de suas fundações, influenciando na escolha correta do tipo, dimensões e método de execução, quanto nos terrenos vizinhos, que podem gerar patologias não previstas nas edificações adjacentes à obra. Para isso foram realizados 4 ensaios de sondagem a percussão do tipo SPT no Campo Experimental de Engenharia FAG (CEEF) em pontos posicionados estrategicamente antes e após a realização de uma escavação de dimensões iguais a 2 metros de comprimento, 1 metro de largura e 3 metros de profundidade, que é aproximadamente o pé direito de um subsolo e, através dos laudos de sondagens obtidos e nos índices de resistência a penetração do solo (N_{spt}) constantes neles, com auxílio da bibliografia estudada, foi constatada, no dimensionamento de estacas, uma redução de 16,14% para o método de Aoki e Velloso (1975), e uma redução de 14,32% para o método de Décourt e Quaresma (1978). No dimensionamento das sapatas, a redução de sua tensão admissível foi observada no terceiro metro, a qual atingiu 28,57%. Tal redução acaba por ser preocupante durante e/ou após a execução das fundações e deve ser considerada nos cálculos de dimensionamento das fundações.

PALAVRAS-CHAVE: Sondagem SPT; Escavações; Alívio de tensões.

1. INTRODUÇÃO

O aumento do porte dos edifícios, somado à crescente especulação imobiliária, influencia diretamente para o crescimento do porte dos edifícios atuais. Quanto maior o porte dos edifícios maior será, conseqüentemente, o carregamento em suas fundações, portanto, a análise minuciosa da característica do solo onde será executada essa fundação é de extrema importância, tanto para poder evitar erros como até evitar uma possível alteração do tipo de fundação previamente escolhida, o que pode gerar desperdício de tempo e custos mais elevados.

¹Acadêmico do 8º Período de Engenharia Civil do Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz. E-mail: lucaskoprowski@gmail.com.

²Engenheiro Civil e Mestre em Saneamento do Curso Superior de Engenharia Civil do Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz. E-mail: mayconalmeida@creapr.org.br.

Segundo a Companhia de Engenharia de Transporte e Trânsito de Cascavel, Paraná - CETTRANS (2019), entre os anos de 2005 e 2018 a frota de veículos variou numa taxa positiva de 123,6%, passando de 102.750 veículos para 229.750. Somando isso com a crescente especulação imobiliária que acaba exigindo o maior aproveitamento possível do terreno, evita-se a construção de estacionamentos horizontais, o que faz aumentar o número de estacionamentos verticais, e, conseqüentemente aumenta a profundidade da escavação de subsolos e a altura dos edifícios para moradias.

Segundo Xavier *et al.* (2010), a redução das tensões verticais devido às escavações ocorre em todos os tipos de solos. Na presença de solos arenosos, esses efeitos traduzem-se numa expansão quase que imediata, reduzindo a sua compacidade, aumentando o volume de vazios e reduzindo sua capacidade. Entretanto, ainda não são conhecidos métodos práticos e confiáveis que permitam antecipar esse nível de expansão para assim considerá-la no projeto de fundações (XAVIER *et al.* 2010).

Assim, como apresentado por Milititsky (2012), sondagens e ensaios realizados no topo do terreno devem também considerar o alívio de tensões provocadas por escavações, logo, é evidente a necessidade de melhorar o estudo da fundação na fase de projeto, levando em conta que a escavação reduz a capacidade de carga do solo.

Atualmente os ensaios de sondagens SPT (Standard Penetration Test) são realizados na fase de anteprojeto de uma obra, na superfície natural do terreno, sem efetuar cortes ou aterros para, em seguida, ser possível conceber o projeto de fundações. Entretanto, em casos de existência de escavações de subsolos nessas obras, o volume de terra removida causa um alívio nas tensões geostáticas das camadas inferiores desse solo que pode pôr em risco a estrutura da edificação que será executada, comprometendo-a por gerar recalques excessivos, causando fissuras e até fendas nos casos mais críticos, se essa diferença de tensões não for considerada em projeto, no caso de pequenas escavações, esse alívio é desconsiderado na fase dos projetos.

Portanto, com a crescente necessidade de maiores escavações, como explicado acima e, a fim de evitar erros e economizar tempo refazendo cálculos de projeto, a realização dessa análise acaba por se tornar justificável, já que, com a análise da perda de resistência do solo causada por essas escavações é possível quantificar, através da diferença dos Índices de Resistência à Penetração do Solo (N_{SPT}) dos laudos de ensaios de sondagens SPT e dos métodos de dimensionamento de fundações, quão menos resistente o maciço em questão pode se tornar.

Para tal, a questão a ser sanada com a conclusão efetiva dessa pesquisa é: Qual é a redução da capacidade de carga que pode ocorrer nas fundações de uma obra devido ao alívio de tensões promovido por escavações que ocorreram sobre ou próximo ao canteiro de obras?

Para tanto, o objetivo geral desta pesquisa será especificar e determinar a influência de uma escavação na capacidade de carga das fundações devido ao alívio das tensões que ocorrem no solo, nesse caso, da cidade de Cascavel/PR.

Esse estudo foi realizado no Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz (C.E.E.F.), primeiro realizado dois furos de sondagens SPT, distantes 1,5 m entre si, metro a metro até a cota -7 m, em seguida, foi executado a escavação de uma vala, cujas dimensões são 3 m de profundidade, 1 m de largura e 2 m de comprimento, para poder ser feito mais dois furos de sondagens, dispostos, respectivamente, a 1 m da escavação e a 2 m desta, estes, executados metro a metro até a cota -6 m.

A base comparativa utilizada para obter os resultados desta pesquisa foram os Índices de Resistência à Penetração do Solo (N_{SPT}) que constam nos laudos de sondagens SPT obtidos nos furos de sondagens no terreno antes e depois da escavação, os quais totalizaram 4, dois antes de executado o corte do terreno, e dois após. A escavação foi realizada em menor escala se comparada a uma edificação, já que a presente pesquisa foi realizada apenas com o objetivo de estudo do terreno.

Para ser possível alcançar o objetivo geral proposto e obter êxito na presente análise, foram determinados os seguintes objetivos específicos:

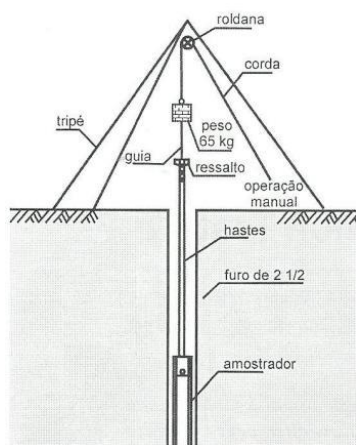
- a) Obter os Índices de Resistência a Penetração (N_{SPT}) do solo em nível, com dois furos de sondagens, distantes 1,5 m entre si, obtendo o N_{SPT} metro a metro até a cota -7 m.
- b) Realizar escavação de 3 metros de profundidade, 1 metro de largura e 2 metros de comprimento a uma distância de 2 m do primeiro furo e executar dois novos ensaios de sondagens SPT;
- c) Comparar os resultados com bibliografias que já abordaram o assunto e realizar cálculos de carga de fundações para as duas situações criadas.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Sondagem a percussão do tipo SPT

O Ensaio de Penetração Padrão (SPT) é composto, basicamente, por um tripé, pelo amostrador e um peso de 65 kg, denominado de martelo. Esse ensaio é utilizado para determinar a resistência do solo com base na quantidade de golpes necessários para a cravação de 45 cm do amostrador no solo, como pode ser visto mais detalhadamente na Figura 1.

Figura 1: O ensaio SPT



Fonte: Schnaid (2006).

Segundo Cintra *et al.* (2008), o Ensaio de Penetração Padrão (SPT) é executado em três etapas, repetidas metro a metro até o ponto desejado ou até o impenetrável, os critérios de parada são determinados pela Associação Brasileira de Normas e Técnicas (ABNT) NBR 6484 (2001). As etapas do ensaio iniciam pela a perfuração seguida pelo o ensaio de penetração e a amostragem.

A perfuração inicia-se definindo a localização do furo em que o amostrador será inserido e onde é montado um tripé. Segundo a ABNT NBR 6484 (2001), o furo de sondagem deve ser iniciado com um trado-concha ou cavadeira manual durante o primeiro metro. Nas operações subsequentes de perfuração, deve ser utilizado um trado helicoidal até atingir o nível d'água. A partir disso, a perfuração é feita pelo método de circulação de água, até atingir a cota do ensaio e amostragem (ABNT NBR 6484, 2001).

No ensaio de penetração, realizado metro a metro, é definido o índice de resistência a penetração do amostrador padrão (N_{SPT}), onde após o posicionamento do mesmo e da cabeça de bater, marca-se na haste com giz um segmento de 45 cm divididos em três partes iguais de 15 cm e, através de golpes sucessivos do martelo (Figura 1), o qual deve pesar 65 kg e ser lançado em queda livre sucessivamente a uma altura de 75 cm até que o amostrador penetre os 45 cm no solo, anotando-se a quantidade de golpes que foram necessários para cravar cada trecho marcado na haste. O N_{SPT} será o número de golpes necessários para cravar os últimos 30 cm do amostrador, salientando que os golpes necessários para cravar o primeiro segmento de 15 cm são descartados considerando que podem ter ficado resíduos de solo resultante do ensaio de penetração anterior (ABNT NBR 6484, 2001).

O ensaio de penetração deve ser contínuo e deve ser interrompido quando uma dessas três condições forem estabelecidas (ABNT NBR 6484, 2001):

- a) Quando, em 3 m sucessivos, se obtiver 30 golpes para penetração dos 15 cm iniciais do amostrador padrão;
- b) Quando, em 4 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para a penetração dos 30 cm iniciais do amostrador padrão;
- c) Quando, em 5 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para a penetração dos 45 cm do amostrador padrão.

A amostragem é realizada simultaneamente ao ensaio de penetração, onde a cada metro a partir do primeiro metro uma amostra de solo deve ser recolhida de dentro do amostrador para poder ser realizada a caracterização tátil-visual do solo para especificação das camadas de solo existentes (ABNT NBR 6484, 2001).

2.2 Tensões atuantes no maciço de solo

A execução de escavações atua diretamente na alteração das tensões que agem naturalmente no maciço de solo, logo é importante elucidar, antes de tudo, alguns tipos de tensões existentes, como as tensões produzidas por seu peso próprio, a pressão neutra, que é a pressão exercida pela água existente e que está localizada abaixo do lençol freático, e as tensões efetivas, que ocorrem em solos saturados.

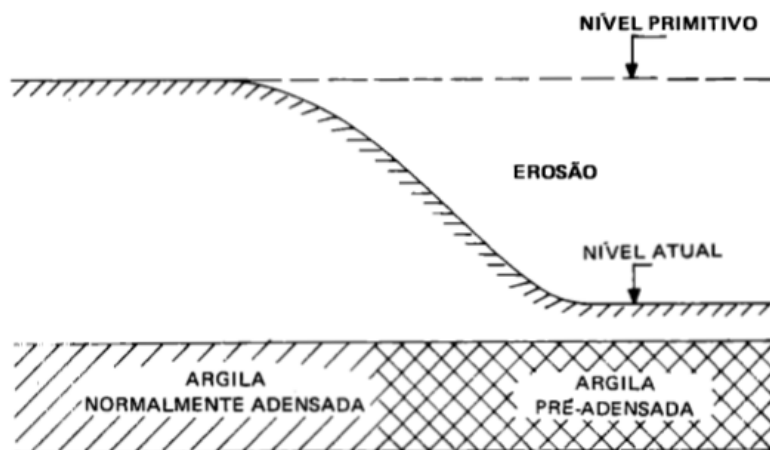
2.2.1 Tensões provenientes do peso próprio

Segundo Caputo (1988), os esforços que solicitam um maciço, seja por seu peso próprio ou induzidos, produzem tensões na totalidade de suas partículas. Ao aplicar uma carga, o volume de vazios diminui e, por consequência, seu volume total, essa variação de volume que ocorre é denominada recalque por adensamento (CAPUTO, 1988).

2.2.2 Tensões de pré adensamento e solos normalmente adensados

Ainda segundo Caputo (1988), tensão de pré-adensamento é a tensão limite da curva de recompressão, que corresponde ao estado de sollicitação que a camada de solo esteve submetida anteriormente, a Figura 2 mostra com mais detalhes como atua a tensão de pré adensamento.

Figura 2: Atuação da tensão de pré-adensamento



Fonte: Caputo (1988).

Segundo o exposto, caso o maciço analisado esteja com as mesmas tensões às quais ele estava exposto no passado, ele se denomina normalmente adensado, caso o solo já esteve sujeito a cargas maiores do que as atuais, ele se diz pré-adensado, ou seja, o nível de tensões atuais é menor que o nível primitivo, pode ser o peso do solo de um maciço existente anterior a uma escavação.

Essa tensão é de extrema importância pois, devido ao seu peso próprio, a retirada de uma parcela desse solo causa um aumento do índice de vazios nas partículas do maciço que se encontra abaixo, o que induz, conseqüentemente, a uma descompressão e redução da resistência desse solo.

2.2.3 Tensão total e pressão neutra

Segundo Martin (1983), embora o solo seja considerado com um meio contínuo para análise de suas tensões, na realidade, é um meio particulado e como tal apresenta poros em sua constituição. Esses poros podem eventualmente estar preenchidos com água que, por sua vez, pode estar submetida a uma determinada pressão, e essa pressão que reina sobre a água presente nos poros dá-se o nome de pressão neutra (u).

Logo, para Martin (1983), um ponto existente no maciço de solo abaixo do lençol freático estará sob efeito de uma pressão que depende de sua profundidade em relação ao nível do lençol freático, definida pela Equação 1.

$$u = \gamma_w \cdot h_w \quad (1)$$

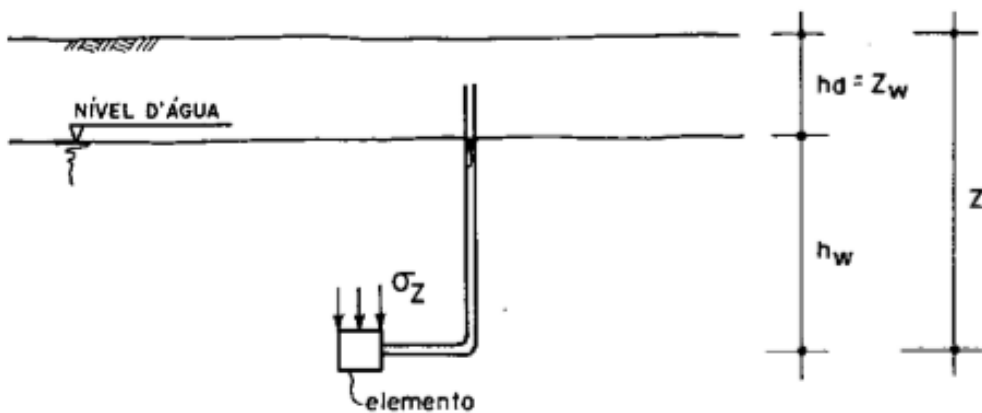
Onde:

γ_w : Peso específico da água;

h_w : Altura do nível d'água até a cota estudada;

Ainda segundo Martin (1983), para poder definir o conceito de tensão total, é preciso assumir um elemento, assim como o ilustrado na Figura 3, sabendo que o mesmo está submetido a um estado de tensões, que atuam nas faces que o limitam e, interno a esse elemento, em seus poros, age também a pressão neutra u , definida anteriormente.

Figura 3: Ilustração do conceito de pressão total e pressão neutra

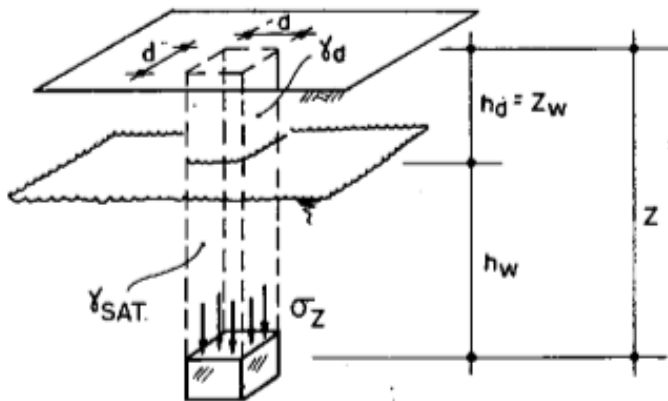


Fonte: Martin (1983).

Segundo o autor, considerando que até a cota Z_w o solo estará seco e possui um peso específico γ_d e abaixo de Z_w se encontra saturado e tem seu peso específico γ_{sat} , a tensão total σ_z pode ser calculada relacionando o peso total das camadas existentes acima do elemento em questão e a área da seção transversal do elemento até a superfície, assim como é exibido na Equação 2 e exemplificado na Figura 4.

$$\sigma_z = Z_w \cdot \gamma_d + h_w \cdot \gamma_{sat} \quad (2)$$

Figura 4: Cálculo da tensão total σ_z



Fonte: Martin (1983).

2.2.4 Princípio das tensões efetivas de Terzaghi

Caputo (1988) afirma que, as tensões em qualquer ponto de um maciço de solo podem ser computadas a partir das tensões totais que atuam nesse ponto. Segundo o autor, se os vazios do solo estiverem preenchidos com água sob pressão u , parte dessa pressão, vai ser transmitida à água que enche os vazios, essa parcela é denominada pressão neutra, ou poro-pressão, e outra parte σ' é transmitida às suas partículas sólidas e é denominada tensão principal efetiva.

A partir disso, segundo o Martin (1983) e confirmado por Caputo (1988), Terzaghi escreveu a Equação Fundamental do Princípio das Tensões Efetivas, como é possível ver na Equação 3.

$$\sigma' = \sigma - u \quad (3)$$

Onde:

σ' : Tensão efetiva;

σ : Tensão total do solo;

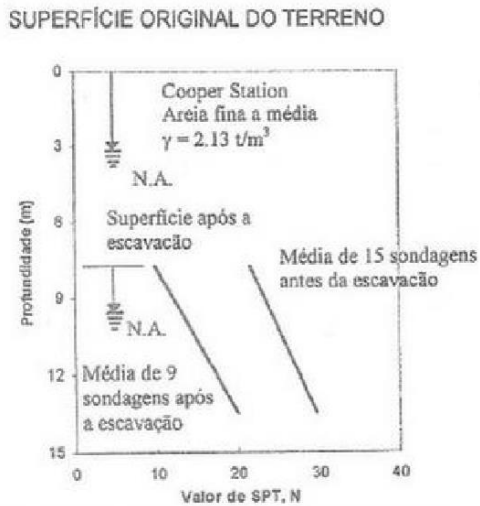
u : Pressão neutra da água;

2.3 INFLUÊNCIA DE ESCAVAÇÕES EM ENSAIOS DE SONDAgens SPT

Lacroix e Horn (1973) fizeram um gráfico comparando os valores N_{SPT} antes e depois de realizarem um corte de 7,5 m em um terreno composto por areia fina a média, ambas compactas e abaixo do nível d'água. Primeiro realizaram alguns ensaios de sondagens em nível

e, após realizado o corte no terreno, realizaram novamente o ensaio, abaixo do nível da superfície, como exemplifica a Figura 5.

Figura 5: Variação do N_{SPT} antes e depois do solo escavado

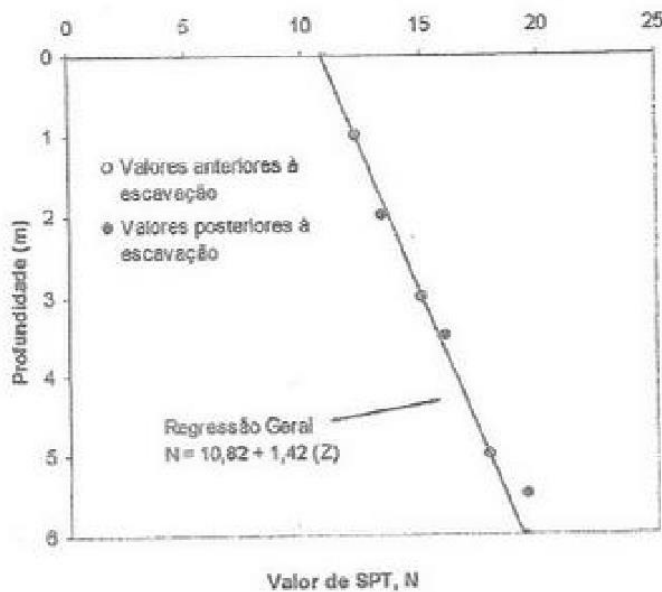


Fonte: Lacroix e Horn (1973).

Já Décourt (2002), realiza o mesmo procedimento que o exibido na Figura 5, entretanto, os dados das sondagens SPT são apresentados de modo contínuo, como mostra a Figura 6, a partir da origem na superfície do terreno até a cota final.

Percebe-se uma clara diferença entre a continuidade das retas, mostrando que os valores de N_{SPT} são influenciados de maneira significativa pelas escavações que possam existir no terreno e que tais escavações interferem diretamente na escolha e no dimensionamento dos diferentes tipos de fundações que possam existir.

Figura 6: Variação do N_{SPT} de modo contínuo, a partir da origem



Fonte: Lacroix e Horn (1973 *apud* DÉCOURT, 2002).

2.4 Métodos de dimensionamento de fundações rasas e profundas

2.4.1 Tensões admissíveis para fundações diretas (sapatas e tubulões)

A tensão admissível das fundações diretas (σ_{adm}) pode ser obtida diretamente a partir dos ensaios SPT realizados em campo. Segundo Cintra *et al.* (2003), Skempton, em 1951, desenvolveu a Equação 4 destinada aos solos argilosos e foi muito difundida no meio brasileiro. Para as areias, entretanto, Teixeira (1996, *apud* CINTRA *et al.* 2003) exibe a Equação 5. Mello (1975, *apud* CINTRA *et al.* 2003), apresentou uma universalização na Equação 6, a qual pode ser utilizada em qualquer tipo de solo.

$$\sigma_{adm} = 20.N_{SPT}, \text{ para argilas, com } 5 \leq N_{SPT} \leq 20 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (4)$$

$$\sigma_{adm} = 50 + (10 + 4.B).N_{SPT}, \text{ para as areias (kN/m}^2\text{)} \quad (5)$$

$$\sigma_{adm} = 100.((\sqrt{N_{SPT}}) - 1), \text{ para qualquer solo, com } 4 \leq N_{SPT} \leq 16 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (6)$$

Para Schnaid (2000), a Equação 7 pode ser usada para determinar as tensões admissíveis através dos resultados dos ensaios de sondagens SPT. Assim, a constante ψ depende exclusivamente do tipo de solo, da geometria da fundação, dos recalques admitidos, etc., com base nisso, o autor apresenta duas tabelas, exibidas na Tabela 1 para os solos granulares e a

Tabela 2 para os solos coesivos, onde são exibidos os valores mínimos da tensão admissível, sujeitos a variância de acordo com o solo (SCHNAID, 2000).

$$\sigma_{adm} = \psi \cdot N_{SPT} (kN/m^2) \quad (7)$$

Tabela 1: Relação entre σ e N_{SPT} para solos granulares

Compacidade	N _{SPT}	Provável valor de tensão admissível - σ _{adm} (kN/m²)		
		B = 0,75 m*	B = 1,50 m*	B = 3,00 m*
Muito Compacto	>50	> 600	>500	> 450
Compacto	30 a 50	300 a 600	250 a 500	200 a 450
Mediamente compacto	10 a 30	100 a 300	50 a 250	50 a 200
Pouco Compacto	5 a 10	50 a 100	< 50	< 50
Fofo	< 5	Estudo específico		
Obs.: * Menor dimensão da fundação considerada				

Fonte: Milititsky; Schnaid (1995 *apud* SCHNAID, 2000).

Tabela 2: Relação entre σ e N_{SPT} para solos coesivos

Compacidade	N_{SPT}	Provável valor de tensão admissível - σ_{adm} (kN/m ²)		
		B = 0,75 m*	B = 1,50 m*	B = 3,00 m*
Muito Compacto	>30	> 500	> 450	> 400
Compacto	15 a 30	250 a 500	200 a 450	150 a 400
Mediamente compacto	8 a 15	125 a 250	100 a 200	75 a 150
Pouco Compacto	4 a 8	75 a 125	50 a 100	25 a 75
Fofo	< 2	25 a 75	< 50	Estudo específico
Obs.: * Menor dimensão da fundação considerada				

Fonte: Milititsky; Schnaid (1995 *apud* SCHNAID, 2000).

2.4.2 Métodos Semi Empíricos para Fundações Profundas

2.4.2.1 Método de Aoki e Velloso (1975, *apud* AMANN, 2010)

Aoki e Velloso (1975, *apud* AMANN, 2010) basearam seu estudo nos ensaios de penetração estática de cone (CPT) com luva de atrito (de Begemann). Para poder utilizar o método com os resultados obtidos através dos ensaios SPT, foi estabelecido uma relação entre

os ensaios SPT e CPT para cada tipo de solo, estabelecendo um coeficiente k , que também varia seu valor de acordo com o solo (AOKI E VELLOSO, 1975 *apud* AMANN, 2010). A carga de ruptura pode ser dada pela Equação 8.

$$P_{ult} = R_P + R_L \text{ (kN)} \quad (8)$$

Onde R_P corresponde a resistência da ponta e R_L a resistência lateral utilizados para determinar a carga última (P_{ult}), e podem ser determinados pelas Equações 9 e 10.

$$R_P = \frac{k \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p \text{ (kN)} \quad (9)$$

Onde:

- k: Coeficiente de conversão (Tabela 4);
- N_p : Valor de N da cota de apoio da estaca;
- A_p : Área da ponta da estaca (m^2);
- F_1 : Coeficiente de correção da resistência de ponta (Tabela 3);

$$R_L = \frac{U}{F_2} \cdot \Sigma(\alpha \cdot k \cdot N_L \cdot \Delta L) \text{ (kN)} \quad (10)$$

Onde:

- U: Perímetro da seção transversal da estaca (m);
- α : Fator de conversão (Tabela 4);
- k: Coeficiente de conversão (Tabela 4);
- N_L : Média aritmética dos valores de N;
- ΔL : Segmento total da estaca (m);
- F_2 : Coeficiente de correção da resistência lateral (Tabela 3);

Os coeficientes F_1 e F_2 são fatores de correção que levam em conta as diferenças de comportamentos entre a estaca e o cone estático, conforme Tabela 3.

Tabela 3: Coeficientes F_1 e F_2

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	5,00
Pré-moldada	1,75	3,50
Metálica	1,75	3,50
Escavada	3,00	6,00
Hélice contínua, ômega e raiz	2,00	4,00

Fonte: Aoki e Velloso (1975, *apud* SOARES *et al* 2014).

Diferente de F_1 e F_2 , os coeficientes k e α dependem unicamente do tipo de solo, estudos realizados por Aoki & Velloso (1975, *apud* SOARES *et al* 2014) exibem esses valores, exibidos na Tabela 4.

Tabela 4: Coeficientes k e α

Tipo de solo	K_A (MPa)	α_A (%)
Areia	1,000	1,4
Areia argilosa	600	3,0
Silte	400	3,0
Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4

Fonte: Aoki e Velloso (1975, *apud* SOARES *et al* 2014).

Através da carga última, admitindo um fator de segurança obtêm-se a carga admissível (P_{adm}) em kN, a qual deve ser o menor valor entre $\sigma_{ult}/2$ ou $R_L/0,8$ (AMANN, 2010).

2.4.2.2 Método Décourt e Quaresma (1978, *apud* AMANN, 2010)

Este método, diferente do método de Aoki e Velloso, baseia-se exclusivamente em resultados de ensaios SPT. Segundo Décourt *et al.* (1996 *apud* AMANN, 2010), inicialmente foi desenvolvido para estacas pré-moldadas (estacas cravadas) e só depois foi utilizada para outros tipos de estacas, onde procuraram aperfeiçoar a estimativa da resistência lateral, conforme apresentado na Equação 11.

$$P_{ult} = R_P + R_L \text{ (kN)} \quad (11)$$

Décourt *et al* (1996 *apud* AMANN, 2010) mostra que R_p corresponde a resistência da ponta da estaca e, R_L corresponde a resistência lateral, conforme exhibe as Equações 12 e 13. Os significados das variáveis de cada fórmula estão especificados na lista de símbolos e abreviaturas, bem como suas unidades.

$$R_p = \alpha \cdot A_p \cdot C \cdot N_p \text{ (kN)} \quad (12)$$

Onde:

α : Fator de conversão (Tabela 6);

C: Coeficiente que relaciona a resistência da ponta com o valor de N_p , em função do tipo de solo (Tabela 5);

$$R_L = U \cdot \beta \cdot \Sigma 10 \cdot \left(\frac{\bar{N}_L}{3} + 1 \right) \cdot \Delta L \text{ (kN)} \quad (13)$$

Onde:

β : Fator de conversão (Tabela 6);

$\bar{N}_L$: Valor médio de N_{SPT} ao longo do fuste até antes do utilizado em N_p ;

ΔL : Segmento total da estaca (m);

U: Perímetro da seção transversal da estaca (m);

Décourt *et al* (1996 *apud* AMANN, 2010), afirmam ainda que, para o cálculo do $\bar{N}_L$, os valores de N_{spt} menores que 3 dever ser igualados a 3 e, maiores que 50 devem ser igualados a 50. O valor de C, utilizado na Equação 10, depende unicamente do tipo de solo em que a ponta da estaca está apoiada, conforme Tabela 5 (DÉCOURT *et al*, 1978 *apud* SOARES, *et al*. 2014).

Tabela 5: Coeficientes C utilizado no método Décourt e Quaresma

Tipo de solo	Valores de C (KPa)
Argilas	120
Siltes argilosos	200
Siltes arenosos	250
Areias	400

Fonte: Décourt e Quaresma (1978, *apud* SOARES *et al* 2014).

Os valores de α e β estão descritos conforme a Tabela 6 a seguir. Vale ressaltar que o valor de β , quando a lateral da estaca passa por mais de um tipo de solo, é a média aritmética dos valores encontrados.

Tabela 6: Coeficientes α e β

Tipo de Solo	Coef. De ponderação	Escavadas em geral	Escavadas (bentonita)	Hélice contínua	Estaca raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	α	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
	β	0,80	0,80	1,00	1,50	3,00
Areias	α	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
	β	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Solos int.	α	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00
	β	0,50	0,60	1,00	1,20	3,00

Fonte: Décourt e Quaresma (1978, *apud* SOARES, *et al.* 2014).

Ainda segundo Décourt *et al* (1996 *apud* AMANN, 2010), a tensão admissível (P_{adm}) deve ser calculada através da tensão última, baseando-se em fatores de segurança, assim, assume-se como P_{adm} , em kN, o menor valor entre $[(R_L + R_P) / 2]$ e $(R_L / 1,3 + R_P / 4)$.

3. METODOLOGIA

3.1 TIPO DE ESTUDO E LOCAL DA PESQUISA

Trata-se de uma análise comparativa de laudos de ensaios de sondagens à percussão (SPT) realizados no Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário FAG (C.E.E.F.), indicado na localização exposta na Figura 7, sondagens essas realizadas primeiro em nível natural do terreno (cota 0), depois com a escavação de uma vala de dimensões iguais a 3 metros de profundidade por 1 metro de largura e 2 metros de comprimento, simulando a escavação de um subsolo.

Figura 7: Localização do Campo Experimental de Engenharia FAG (C.E.E.F.)



Fonte: *Google Maps* (2019).

A pesquisa foi realizada pelo método comparativo pois, foram executados ensaios SPT *in loco* e foram comparados os resultados dos laudos dos ensaios realizados antes e depois da escavação para verificar se houve ou não diferença no Índice de Resistência (N_{SPT}) e, com estes dados, analisar de acordo com as fórmulas estudadas nas bibliografias para fundações diretas e profundas, qual é o impacto resultantes na capacidade de carga das fundações a serem dimensionadas.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DA AMOSTRA

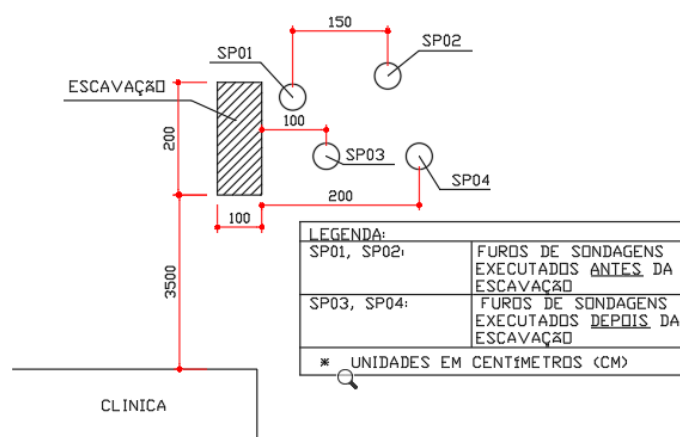
As sondagens necessárias para obtenção dos laudos constando os índices de penetração N_{SPT} foram feitas no CEEF, o qual, segundo Zen e Almeida (2018), mede cerca de 100 m² e é destinado a experimentos geotécnicos tem em seu solo a composição residual e laterítico de Cascavel/PR. Segundo o autor, na Tabela 7 estão exibidos os principais índices físicos, como peso específico natural (γ_n), peso específico seco (γ_d) e o peso específico saturado (γ_{sat}), bem como os índices de vazios (e), determinados por ele até a profundidade de 15 m.

Tabela 7: Relação dos principais índices físicos do solo do CEEF

Prof. (m)	γ_n (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat}	e
1	16,2	12,6	18,2	1,3
2	16,1	12,6	18,2	1,3
3	15,9	12,7	18,3	1,2
4	16,4	13,1	18,5	1
5	16,3	13,1	18,3	1,1
6	17,7	12,6	17,8	1,1
7	16,8	11,5	17,2	1,3
8	17,7	12,6	17,9	1,1
9	17	12	17,4	1,2
10	17,4	11,8	17,4	1,3

Fonte: Zen e Almeida (2018)

Os furos de sondagens foram posicionados de maneira estratégica, conforme detalha o mapa ilustrado pela Figura 8, no centro da escavação, antes e depois de escavado, 75 cm e 200 cm ao lado, especificamente nessa ordem, prevendo a existência de uma edificação residencial simples adjacente à escavação e também de acordo com a Lei nº 6699 de 23 de fevereiro de 2017, que define o Código de Obras do Município de Cascavel-PR, onde, em seu Art. 62, § 1º e § 2º define que qualquer abertura disposta paralelamente à linha de divisa deve distar 150 cm desta, e que as aberturas dispostas em paredes, cuja visão não incida sobre a linha de divisa, bem como as perpendiculares não poderão passar de 75 cm desta.

Figura 8: Mapa detalhando a localização dos furos de sondagens no CEEF

Fonte: AUTOR (2019).

Dessa forma, foram obtidos os Índices de penetração da sondagem SPT do solo onde fora realizado o ensaio quanto as características tátil-visuais de suas camadas. Segundo Zen e Almeida (2018), a classificação do solo do CEEF, quanto a sua curva granulométrica, é Argila Silto Arenosa, já pelo Sistema Unificado, obteve a classificação de CH, que remete a solos argilosos muito compressíveis; se tratando do Sistema Rodoviário, o solo do CEEF, segundo o autor, foi classificado como A-7-6, ou seja, argilas siltosas mediantemente plásticas.

Ainda segundo Zen e Almeida (2018), durante as investigações geotécnicas realizadas com os Ensaios SPT, observou-se que, a partir do 12º metro surgiu o nível d'água, entretanto, com os valores de N_{SPT} se mantendo acima de 30, torna esse solo bom para fundações feitas em estacas escavadas ou hélice contínua.

3.3 INSTRUMENTOS E PROCEDIMENTOS PARA COLETA DE DADOS

Os ensaios foram feitos utilizando um equipamento de sondagens SPT apropriado, conforme exhibe a Figura 9, para verificar a possível existência de um padrão na influência de escavações na capacidade de carga do solo no terreno adjacente a escavação. O ensaio foi realizado conforme a ABNT NBR 6484 (2001) e os golpes do martelo foram devidamente controlados e anotados.

Figura 9: Equipamento para sondagens SPT e martelo ao realizar os golpes



Fonte: AUTOR (2019).

Antes de iniciar cada um dos dois primeiros ensaios, antes da escavação, conforme a ABNT NBR 6484 (2001), foi feita a escavação manual do primeiro metro com um trado helicoidal e, após ter feito as marcas de 15 cm na haste (Figura 10), o amostrador foi posicionado no furo previamente alocado e é iniciado a etapa de penetração do SPT. A quantidade de golpes que foram necessários para penetrar cada um dos trechos de 15 cm foram

devidamente anotados e a amostra de solo presente no amostrador foi retirada. O processo foi repetido metro a metro até atingir a cota de -7 metros.

Figura 10: Escavação do primeiro metro com um trado-helicoidal, marcação da haste com giz e amostra de solo coletada do amostrador



Fonte: AUTOR (2019).

Logo em seguida, com o auxílio de uma retroescavadeira, foi realizada a abertura da vala cujas dimensões são de 2 m de comprimento, 1 de largura e 3 de profundidade (Figura 11), esta que ficou aberta por um período equivalente a 22 (vinte e dois) dias para que o maciço de solo em sua vizinhança receba devidamente o alívio causado pela escavação.

Figura 11: Retroescavadeira realizando a abertura da vala, seguido da vala, já aberta



Fonte: AUTOR (2019).

Após o período previsto, a equipe retornou ao CEEF para realizar os novos ensaios de sondagens SPT. A Figura 12 ilustra a execução dos furos SP03 e SP04, cujas distâncias entre eles e também da escavação está demonstrada na Figura 8, anteriormente exibida.

Figura 12: Execução dos furos SP03 e SP04 ao lado da escavação



Fonte: AUTOR (2019).

3.4 ANÁLISE DOS DADOS

Após ter coletado todos os dados necessários, os mesmos foram tabelados com auxílio do *software Microsoft Excel*, por meio do qual foi possível traçar os gráficos para efeito comparativo e, baseado nas informações obtidas, foi traçado um terceiro gráfico, que, através dele, foi definido uma diferença no valor dos N_{SPT} que possibilitou determinar a redução da capacidade de carga das fundações feitas em estacas e sapatas.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após o término dos ensaios, os quais foram realizados rigidamente de acordo com a ABNT NBR 6484 (2001) sem nenhum imprevisto, foram obtidos os valores dos Índices de Penetração N_{SPT} das sondagens SP01 e SP02 realizadas antes da escavação, dispostos de acordo com a Tabela 8.

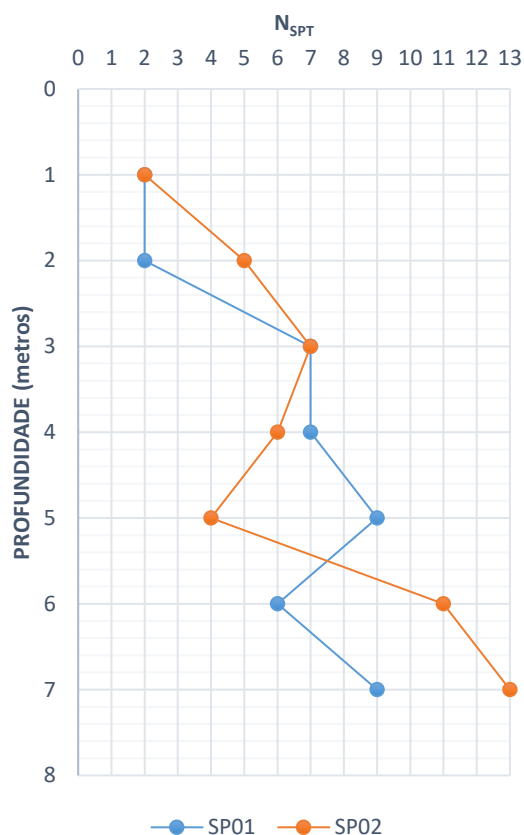
Tabela 8: Valores de N_{SPT} obtidos durante os ensaios de sondagem SPT nos furos SP01 e SP02

SP01					SP02				
Metro	15cm	15cm	15cm	Σ	Metro	15cm	15cm	15cm	Σ
1	1	1	1	2	1	1	1	1	2
2	1	2	1	2	2	3	2	3	5
3	3	4	3	7	3	4	4	3	7
4	4	4	3	7	4	3	3	3	6
5	5	5	4	9	5	1	2	2	4
6	2	3	3	6	6	5	5	6	11
7	5	4	5	9	7	8	7	6	13

Fonte: AUTOR (2019).

Os valores obtidos nos ensaios são comparados através do Figura 13. Ressaltando que os valores obtidos nos primeiros 15 cm de cada metro são descartados levando em conta os possíveis resíduos de solo que possam ter restado durante o metro anterior.

Figura 13: Valores de N_{SPT} versus Profundidade obtidos nas sondagens SPT dos furos SP01 e SP02



Fonte: AUTOR (2019).

A Tabela 9 exibe os valores das sondagens SP03 e SP04, realizadas 22 (vinte e dois) dias após ter escavado o terreno, conforme explicado na metodologia.

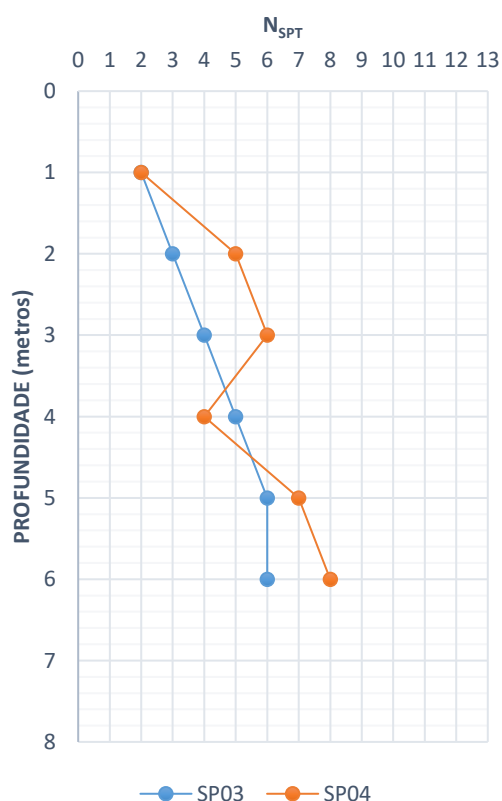
Tabela 9: Valores de N_{SPT} obtidos durante os ensaios de sondagem SPT nos furos SP03 e SP04

SP03					SP04				
Metro	15cm	15cm	15cm	Σ	Metro	15cm	15cm	15cm	Σ
1	1	1	1	2	1	1	1	1	2
2	1	1	2	3	2	1	2	3	5
3	1	2	2	4	3	2	3	3	6
4	3	2	3	5	4	1	2	2	4
5	3	3	3	6	5	2	3	4	7
6	3	3	3	6	6	0,5	3	5	8

Fonte: AUTOR (2019).

Os valores das sondagens realizadas após o corte do terreno são comparados através do Figura 14, desconsiderando as leituras obtidas nos primeiros 15 cm devido ao solo residual existente no fundo do furo de sondagem.

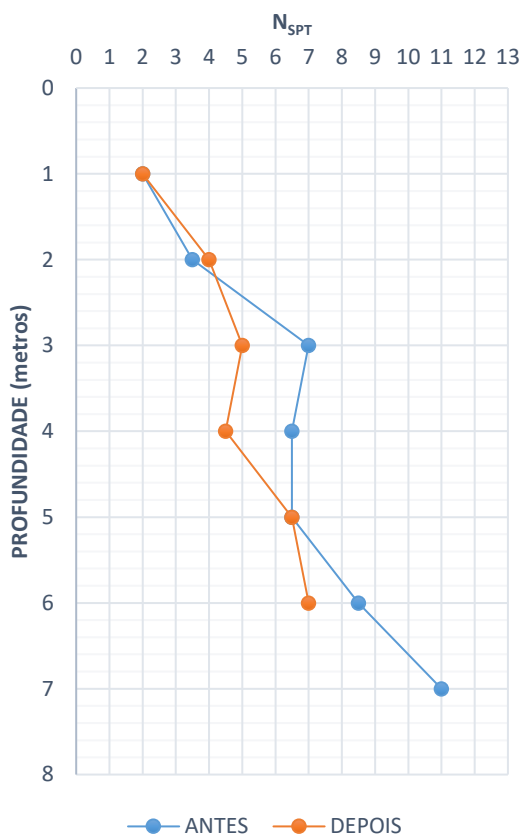
Figura 14: Valores de N_{SPT} versus Profundidade obtidos nas sondagens SPT dos furos SP03 e SP04



Fonte: AUTOR (2019).

Assim, tendo finalizado os ensaios e inserido seus valores devidamente com auxílio do *software Microsoft Excel*, os dados dos furos realizados (SP01, SP02 e SP03, SP04) antes e depois, para efeito de comparação da situação, tiveram os valores médios dos ensaios calculados, gerando a Figura 15, exibida abaixo.

Figura 15: Valores médios de N_{SPT} versus Profundidade obtidos nos quatro furos de sondagens



Fonte: AUTOR (2019).

4.1 INFLUÊNCIA DA ESCAVAÇÃO NO DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES

Através dos dados obtidos, é possível realizar os cálculos de dimensionamento dos diferentes tipos de fundações para verificar a influência da escavação na capacidade de carga das fundações executadas em estacas e sapatas conforme os dados bibliográficos já estudados.

Considerando a execução de uma obra de pequeno porte, levando em conta o tamanho da escavação e o limite imposto pela sondagem, foi pré-determinada a utilização de uma estaca escavada em terreno argiloso, com diâmetro de 30 cm e cota de apoio em -6 m, assim, foi possível visualizar qual é a redução na resistência última e admissível, bem como é possível analisar o impacto na resistência lateral (R_L) e de ponta (R_P). Todos esses dados estão

detalhados na Tabela 10 para Aoki e Velloso (1975, *apud* AMANN, 2010) e Décourt e Quaresma (1978, *apud* AMANN, 2010), na qual é possível ver que, para ambos os casos, existe uma redução tanto nas resistências laterais e de ponta quanto nas resistências última e admissível.

Tabela 10: Comparação entre cargas de estacas para Aoki e Velloso (1975, *apud* AMANN, 2010) e Decourt e Quaresma (1978, *apud* AMANN, 2010)

MÉTODO UTILIZADO	ANTES DA ESCAVAÇÃO				DEPOIS DA ESCAVAÇÃO			
	R _P (kN)	R _L (kN)	P _U (kN)	P _{adm} (kN)	R _P (kN)	R _L (kN)	P _U (kN)	P _{adm} (kN)
<i>Aoki e Velloso</i>	43,24	34,50	77,71	38,91	35,57	29,79	65,37	32,63
<i>Decourt e Quaresma</i>	61,29	47,73	108,98	52,04	48,31	42,34	90,65	44,59

Fonte: AUTOR (2019).

Já para o dimensionamento das sapatas, não foi constatada uma diferença significativa, como exhibe a Tabela 11, principalmente pelo método utilizado ser de estimativa da tensão admissível ao invés de um método teórico ou prova de carga em placa, os quais apresentam resultados mais confiáveis.

Tabela 11: Comparação entre cargas de estacas para Sapatas

Fundações Diretas (Sapatas) ($5 \leq N_{SPT} \leq 20$)		
$\sigma_{adm} = 20.N_{SPT}$		
Profundidade (m)	Antes da Escavação (kN/m ²)	Depois da Escavação (kN/m ²)
1	40	40
2	70	80
3	140	100

Fonte: AUTOR (2019).

É importante salientar também que, levando em consideração o porte da escavação, a diferença nos índices N_{SPT} podem ocorrer devido a dispersões naturais que ocorrem no solo, e não somente influenciada pela escavação.

Logo, é possível concluir que, se para o cálculo de fundações em cotas menores, determinado pelo porte da presente pesquisa, existe uma redução tal a se considerar nos projetos, em casos de fundações mais profundas do que as aqui estudadas, é de suma importância verificar essa redução para evitar problemas durante ou após sua execução, ou até

em obras vizinhas, visto que essa redução tende a aumentar de acordo com as dimensões da escavação presente.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os Ensaios de Sondagens a Percussão (SPT) realizados para obter os Índices de Resistência a Penetração do solo (N_{SPT}) é de suma importância para o dimensionamento criterioso das fundações de edifícios. Em virtude disso, o estudo das escavações, cada vez mais comuns em obras, incide diretamente na necessidade do estudo da influência desta com o dimensionamento das fundações propriamente ditas, evitando recalques excessivos e possíveis problemas que possam ocorrer em edificações vizinhas e durante ou após a execução das fundações.

Após ter realizados os ensaios de sondagens SPT, executado o corte do terreno e realizado novos ensaios de sondagens no terreno, os índices N_{SPT} foram comparados através de gráficos e, diante das obras estudadas, percebe-se que a maior preocupação são os locais próximos às escavações, já que, como exibido nas sondagens, a redução no N_{SPT} é acentuada próximo ao corte. Essa proximidade causa um impacto na capacidade das estacas de tal forma que, as estacas que tinham uma resistência admissível de 38,91 kN e 52,04 kN para os métodos de Aoki e Velloso (1975, *apud* AMANN, 2010) e Decourt e Quaresma (1978, *apud* AMANN, 2010) passam a ter 32,63 kN e 44,59 kN, respectivamente, uma redução calculada de 16,14% e 14,32%, respectivamente.

Porém, no caso das sapatas, esse impacto aparece de fato no terceiro metro, onde sua resistência antes da escavação equivalia 140 kN/m², passou a ter, após a escavação, 100 kN/m², diminuindo 40 kN/m², uma redução de 29% de sua capacidade.

Também é possível constatar nesta pesquisa que possíveis escavações presentes na obra tendem a influenciar fortemente na medida do N_{SPT} do local e, escavações maiores tendem a elevar ainda mais o impacto na capacidade, portanto, cada caso deve ser estudado de forma isolada, analisando suas variáveis e fatores a fim de obter um índice de redução equivalente a ser aplicado nos índices N_{SPT} dos laudos de sondagens. É importante salientar ainda que a tendência do índice N_{SPT} é normalizar conforme aumenta a distância horizontal em relação à escavação.

Recomenda-se então que, caso exista previsão de escavações, seja dentro ou próximo às obras a serem executadas, considerar um fator de segurança maior para o dimensionamento de suas fundações e, assim que finalizado os cortes existentes, realizar novos ensaios de sondagens

SPT com o objetivo de verificar os cálculos das fundações para evitar problemas durante ou depois da execução da obra prevista.

Pode-se colocar como dica para trabalhos futuros o estudo da influência que tais escavações têm no maciço em sua vizinhança através da análise comparativa com ensaios de sondagens do tipo SPT para, assim, determinar se existe ou não uma redução na capacidade do solo, levando em conta que, no dimensionamento das contenções, existem coeficientes no cálculo para manter a mesma tensão geostática no maciço após executada a escavação.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimentos com SPT / Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.

AMANN, KURT. **Metodologia Semiempírica Unificada para a Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas**. 2010. Tese (Doutorado em Engenharia Geotécnica), - Escola Politecnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

CAPUTO, H. **Mecânica dos Solos e suas aplicações**. Rio de Janeiro, Brasil, 1988.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N.; ALBIERO, J.H. **Tensão Admissível em Fundações Diretas**. Rima Editora, São Paulo, 2003.

CÓDIGO DE OBRAS DO MUNICÍPIO DE CASCAVEL/PR, 2019. Disponível em <<https://leismunicipais.com.br/codigo-de-obras-cascavel-pr>> Acesso em: 06 set. 2019.

COMPANHIA DE ENGENHARIA DE TRANSPORTE E TRÂNSITO – **CETTRANS**, 2019. Disponível em <<https://www.cettrans.com.br/subpagina.php?id=15>> Acesso em: 08 mar. 2019.

LACROIX, Y. E HORN, H. M. **Direct Determination and Indirect Evaluation of Relative Density and its Use on Earthworks Construction Projects**. ASTM STP 523, 1973.

MARTINS, IAN SCHUMANN MARQUES. **Sobre uma nova relação de índice de vazios - tensão em solos** - Tese - Univ. Fed. Rio de Janeiro, Fac. de Engenharia, Rio de Janeiro, UFRJ, COPPE, 1983.

MILITITSKY, J. **Grandes Escavações** – SEFE 7 – Palestra 6, São Paulo, Brasil, 2012.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. Oficina de Textos, São Paulo, 2000.

SOARES, JULIANO; WEBER, DIEGO; MONTEIRO, ANELIZE; WOLENSKI, ANDERSON; SANTOS, ROBERTO. **Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas Escavadas de Concreto a partir de Métodos Semiempíricos e de Ensaios de Prova de Carga Estática** – In: Anais do 56º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, 2014.

XAVIER B.; REIS, S.; PINA, J. **Inovações Tecnológicas de Engenharia de Fundações**. In: Anais da XV COBRAMSEG, Gramado, Brasil – p. 31 a 41, 2010.

ZEN, B. A. B. & ALMEIDA, M. A. **Implantação e Caracterização Geotécnica do Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz em Cascavel/Pr.** Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG). Salvador/BA. 2018.