

COMPARAÇÃO ENTRE METODOLOGIAS DE CÁLCULO DE UMA ESTACA PRÉ-MOLDADA PARA UMA FUNDAÇÃO PROFUNDA NA REGIÃO DE SINOP – MATO GROSSO

ALLISSON ELIAS PADOVAN¹
PATRICIA LIMPER²

RESUMO: Devido ao solo de Sinop-MT não apresentar uma boa resistência para a construção de estruturas esbeltas, a aplicação da fundação profunda por meio de estacas pré-moldadas vem conquistando cada vez mais o mercado, uma vez que esse tipo de fundação, caracteriza-se por ter uma metodologia de fácil execução em qualquer terreno, e que oferece uma ótima relação de eficiência e qualidade. Nesse contexto, o objetivo do estudo foi de analisar diferentes metodologias de dimensionamento de estacas para uma fundação profunda, verificando a similaridade da capacidade de carga admissível das estacas calculadas com um estudo feito em campo. Neste trabalho realizou um estudo de caso, onde foi efetuado os cálculos pelos métodos semi-empírico de Décourt-Quaresma (1978,1996) e Aoki-Velloso (1975), para a obtenção da capacidade de carga de estacas pré-moldadas por cada método proposto, em seguida, comparou-se com as cargas admissíveis que foram obtidas através de prova de carga dinâmica, realizada em campo. Com os dados obtidos, analisou-se o resultado de cada metodologia, e com os resultados obtidos pode-se afirmar que a metodologia de dimensionamento mais indicada ao setor industrial do município de Sinop-MT é a de Décourt e Quaresma (1978), modificado por Décourt (1996).

Palavras-chave: Fundação profunda. Métodos semi-empírico. Prova de carga.

COMPARISON BETWEEN CALCULATION METHODOLOGIES FOR A PREMOLDED PILE FOR A DEEP FOUNDATION IN THE REGION OF SINOP - MATO GROSSO

ABSTRACT: Due to the fact that Sinop-MT's soil does not present a good resistance for the construction of slender structures, the application of the deep foundation by means of precast piles has been conquering the market more and more, since this type of foundation is characterized for being a methodology that is easy to execute in any terrain, and that offers an excellent ratio of efficiency and quality. In this context, the objective of the study was to analyze different methodologies for the design of piles for a deep foundation, verifying the similarity of the permissible load capacity of the piles calculated with a study carried out in the field. In this work, a case study was carried out, where the calculations were carried out by the semi-empirical methods of Décourt-Quaresma (1978,1996) and Aoki-Velloso (1975), to obtain the load capacity of precast piles by each method then proposed, it was compared with the permissible loads that were obtained through dynamic load test, carried out in the field. With the data obtained, the result of each methodology was analyzed, thus identifying which among them obtained the best relationship and symmetry with the results of the dynamic load test of

¹ Acadêmico de Graduação, Curso de Engenharia Civil, UNIFASIPE Centro Universitário, R. Carine, 11, Res. Florença, Sinop - MT. CEP: 78550-000. Endereço eletrônico: allissonpadovan@hotmail.com;

² Professora, Especialista, Curso de Engenharia Civil, UNIFASIPE Centro Universitário, R. Carine, 11, Res. Florença, Sinop - MT. CEP: 78550-000. Endereço eletrônico: patricia_limper@hotmail.com.

the piles evaluated in the field, and with the results obtained it can be said that the methodology dimensioning most suitable for the municipality of Sinop-MT is that of Décourt and Quaresma (1978), modified by Décourt (1996).

Keywords: Deep foundation. Semi-empirical methods. Load proof.

1. INTRODUÇÃO

Nos diversos segmentos da engenharia civil em especial na área de fundação, é comum se deparar com várias complicações ao se executar um projeto. Uma dessas problemáticas pode ocorrer no solo, pois conforme sua estrutura, o solo pode apresentar diversas propriedades físicas e resistência diferentes. A sondagem nesse caso, torna-se um instrumento que possibilita a investigação do solo para conhecer suas características, e assim identificar a capacidade de resistências do mesmo para o dimensionamento dos elementos estruturais.

Pode-se dizer que para um edifício de pequeno ou grande esbeltes, a fundação tem um papel muito importante, pois a fundação é a parte que recebe a carga da superestrutura e a transmite para o solo, garantindo com isso, que a edificação tenha uma boa estabilidade sem gerar recalques excessivos, e assim demonstrando a sua boa eficiência sem que haja problemas futuros.

No segmento da construção civil, os elementos estruturais que são diretamente afetados são as fundações, pois são componentes apoiados no solo que tem por sua finalidade estabilizar a estrutura e ao mesmo tempo transmitir suas cargas ao solo. Nesse contexto, existe dois tipos de fundação: as superficiais, que são utilizadas em estruturas de pequeno porte, que não transmite grandes cargas para a fundação; e as fundações profundas, que são utilizadas para edifícios de grande estrutura, e que transmitem cargas abundantes para a fundação, onde uma boa investigação do solo pode trazer um excelente resultado para a execução de uma estrutura.

Segundo Romanini, (2019), o solo de Sinop-MT possui característica arenosa-siltosa, no qual tende a ter baixa resistência do solo, reduzindo assim o número de obras com fundações rasas, uma vez que o solo da região exige solicitações elevadas desta forma, utiliza-se fundações com maior capacidade de suportar estruturas esbeltas, aumentando assim, a aplicação de fundações profundas no município.

Com o uso de fundações profundas em edifícios esbeltos (estruturas de geram grandes solicitações) no município, verifica-se que dentre vários métodos existentes, os elementos mais utilizados na execução desse tipo de estrutura são estacas pré-moldada e hélice contínua, por serem algumas das alternativas com maior disponibilidade na região.

Sobre a escolha da fundação com o melhor custo benefício deve-se sempre ter em vista o apoio de estudos e análises, tais como: a verificação do local, avaliando se o solo comporta a estrutura que vai ser realizada; verificação da carga da estrutura; dimensionamento da fundação; fácil acesso aos equipamentos de execução, se os materiais usados são de fácil disponibilidade na região. Mediante a essa investigação que auxilia na tomada decisão, é possível definir a escolha do melhor método a ser executado no edifício.

Portanto, essa pesquisa visa realizar a análise de dados de uma sondagem *Standard Penetration Test* (SPT), para execução de um empreendimento na cidade de Sinop – MT. Nesse contexto, o estudo listou duas metodologias de dimensionamento de estaca para fundação profunda: Décourt-Quaresma (1978,1996) e Aoki-Velloso (1975), e avaliou com uma pesquisa

em campo (com análise de prova de carga dinâmica), os resultados da pressão admissível de uma estaca de mesma dimensão, na qual foram realizados os cálculos das metodologias aplicadas.

O objetivo consiste na comparação da pressão admissível das metodologias com a estaca avaliada em campo, verificando assim, qual metodologia obteve melhor relação e simetria de resultados com o teste prático.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Ensaio do tipo SPT

O ensaio SPT, também conhecido como sondagem a percussão ou sondagem de simples reconhecimento desenvolvido no final da década de 1920, e atualmente o método de investigação de solo mais aplicado na área da engenharia, inserido no Brasil em 1939 pelo instituto de pesquisa tecnológicas (IPT), é normatizado pela Associação Brasileira de Normas Técnica - ABNT (2001) na NBR 6484:2001.

Este ensaio é definido por ser um dispositivo popular, rotineiro e econômico para a análise e investigação geotécnica em aproximadamente todo o mundo, utilizado para indicativo de densidade de solos granulares e consistência de solos coesivos, também possibilita a obtenção de parâmetros para dimensionamento de fundações diretas e profundas no Brasil (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Segundo Romani (2019), o ensaio tem como propósito medir a resistência dinâmica conhecida como “N”, que o solo oferece à cravação do amostrador. O amostrador padrão permite que amostras representativas do solo, sejam retiradas a cada metro de sondagem. A sondagem é sempre executada com auxílio de um trado e/ou circulação de água, utilizando um trépano de lavagem.

As vantagens deste ensaio em comparação aos outros métodos são descritas como: simplicidade ao executar o equipamento; baixo custo e obtenção de um valor numérico, que pode ser relacionado com regras empíricas de projetos. Apesar das críticas feitas à diversidade do procedimento utilizado para a execução do ensaio, este é ainda o processo dominante na prática da engenharia de fundações. Métodos rotineiros de projetos de fundações diretas e profunda, usam sistematicamente os resultados de SPT, principalmente no Brasil (SCHNAID, 2000).

Portanto o ensaio é obtido por três período: 1) perfuração; 2) amostragem e 3) ensaio penetrométrico; os períodos amostragem e avanço por penetração são simultâneas, e a parte de avanço por perfuração ocorrem entre elas, a cada metro de sondagem (CINTRA 2013).

2.2 Tipos de fundação

Uma fundação é caracterizada por um elemento estrutural e um elemento maciço de terra que a cobre, onde este elemento maciço terá por objetivo absorve as cargas que o elemento estrutural transmite, garantindo assim a estabilidade e segurança mínima que a estrutura necessita (CINTRA; AOKI, 2010).

Conforme a NBR 6122 (1996), as fundações são classificadas em dois grupos, um deles denominados como fundações superficiais (rasa ou direta) que são elementos de fundações que transmitem seus esforços ao solo por sua base, onde são definidas por ter profundidade em relação ao terreno adjunto inferior a duas vezes a menor dimensão do

elemento. Nesse grupo de fundações estão definidas as sapatas, sapatas corridas, sapatas associadas, vigas de fundação, radier e os blocos;

Ainda de acordo com a NBR, o outro grupo corresponde às fundações profundas, elementos caracterizados por estar apoiados a uma profundidade duas vezes maior de sua menor dimensão em planta, e no mínimo três metros, salvo justificativa são elementos que transmite sua carga ao solo pela base (resistência de ponta), e por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou atuam em conjunto das duas, portanto neste grupo, entra as seguintes fundações: caixões, tubulões e estacas.

2.2.1 Estacas

Segundo a NBR 6122 (1996), a cravação de estacas pré-moldadas pode ser realizada com alguns métodos, sendo eles: por percussão e por prensagem. A escolha do melhor método de se executar a introdução do elemento no solo varia com a dimensão do elemento, característica do solo, condições de vizinhança e característica de projeto. O quadro 1 exhibe as características dos métodos mencionados para a cravação de estacas pré-moldada.

Quadro 1: Métodos de cravação de estaca pré-moldada

Método	Descrição
Percussão	É a introdução da estaca ou um molde no solo por golpes de martelo (por exemplo: de gravidade, de explosão, de vapor, de diesel, de ar comprimido, vibratório).
Prensagem	Método onde estaca ou um molde é introduzido no solo através de macaco hidráulico.

Fonte: NBR 6122 (1996)

Segundo Velloso e Lopes (2012), as estacas têm duas classificações de acordo com o tipo de execução, sendo: as de deslocamento e de substituição. A estaca por deslocamento constitui-se pelas estacas cravadas, nas quais possuem essa característica pois, ao cravar o elemento, o solo é deslocado horizontalmente para a ocupação da estaca, reduzindo assim, o índice de vazios do solo, tornando a capacidade de carga maior e reduzindo o número de recalque que o solo teria se estivesse no seu estado inicial.

Ainda de acordo com os autores, a outra classificação seria a de substituição, compostas pelas estacas escavadas, nesse caso, o tipo de execução se dá pela remoção de uma massa do solo, onde essa estaca ocupará o espaço do solo removido, neste processo é possível observar uma diminuição das tensões geostáticas horizontais.

Nesse contexto, o quadro 2 exhibe a classificação das estacas em relação ao tipo de execução, apresentando também exemplos de estacas que compõe cada segmento.

Quadro 2: Classificação de cada tipo de estaca

Tipos de execução		Estacas
De deslocamento	Grande	Madeira; Pré-moldadas de concreto; Tubos de aço ponta fechada; Tipo Franki; Micro estacas injetadas.
	Pequeno	Perfis de aço; Tubos de aço de ponta aberta (desde que não haja embuchamento na cravação); Estacas hélices especiais (estaca hélice de deslocamento).
De substituição		Escavadas sem revestimento ou com o uso de lama; Tipo Strauss; Estacas hélice continua em geral.

Fonte: Velloso e Lopes (2012)

2.3 Prova de carga

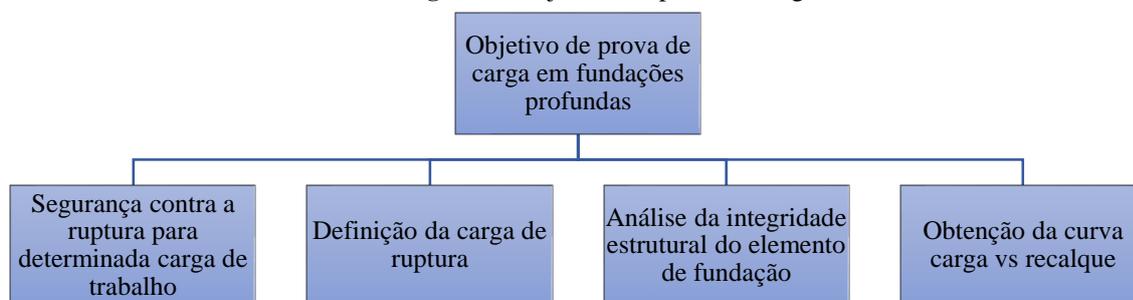
Segundo Domingueti (2017), a prova de carga é um método que demonstra o comportamento real de uma fundação profunda, podendo ser realizada por dois métodos, sendo eles: a prova de carga estática e a prova de carga dinâmica.

A capacidade de carga de uma estaca isolada corresponde a resistência máxima, que à estaca pode oferecer ou a ruptura da mesma com o maciço de solo que a encobre. A capacidade de carga de uma estaca submetida a um carregamento vertical acontece de duas formas: com resistência do fuste (resistência lateral); e a de ponta. Portanto a capacidade de carga é obtida com a soma da resistência, que a estaca oferece ao ser submetida por um carregamento (CINTRA; AOKI, 2010).

As provas de cargas certificam a segurança e o bom desempenho das fundações, visto que não é possível visualizar os elementos da fundação após a execução, tornando-os mais complicada para a fiscalização do que em qualquer outra etapa da obra (NIYAMA, 1998).

Segundo a NBR 6122 (2010), métodos semi-empírico são métodos que associam resultados de ensaios realizado em mecânica dos solos, com tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto, assim associando estatisticamente a capacidade de carga que um elemento resiste.

Figura 1: Objetivos da prova de carga



Fonte: Albuquerque (2001)

2.3.1 Provas de Carga Dinâmica

De acordo com Domingueti (2017), a prova de carga dinâmica tem como objetivo determinar a capacidade de ruptura entre a relação solo-estaca. Com isso o ensaio é realizado dinamicamente através de golpes com um sistema de percussão, utilizando-se um equipamento portátil e de simples deslocamento, por isso que o ensaio comparado com a prova de carga estática é de rápida execução e de baixo custo.

Os instrumentos para se realizar a prova de carga dinâmica baseia-se em acelerômetros e transdutores de deformação específica, as quais as funções dos mesmos visam medir a velocidade e a força da onda gerada durante o impacto sofrido pela estaca, juntamente com um equipamento denominado, como PDA (*Pile Driving Analyzer*) que armazena esses dados fornecido pelos sensores durante a prova de carga (LIMA, 1999).

A figura 1, ilustrada por Niyama (1996), apresenta os instrumentos necessários para se realizar a prova de carga dinâmica, que são os (A) PDA, (B) acelerômetro e (C) transdutor de deformação.

Figura 1: Instrumentos necessários para se realizar a prova de carga dinâmica



Fonte: Niyama (1996)

Cintra (2013), nos afirma que o ensaio de prova de carga dinâmica é executado com a colisão de um peso de massa conhecida, que cai em queda livre de uma altura determinada; o peso é centralizado com a estaca, com o intuito de adquirir valores de força de deslocamento ocasionados pelo topo da estaca em cada impacto. Consecutivamente, são colocados acelerômetros e transdutores de deformação específicas, posicionados na mesma seção, aos pares, diametralmente opostos em relação ao eixo da estaca.

Ao sofrer um impacto pelo martelo que cai em queda livre, uma parte do material da estaca é comprimido causando uma tensão, essa tensão é transmitida entre camadas subsequentes da estaca que ao sofrer o processo contínuo gera-se uma onda, que se propaga ao longo do elemento (BERNARDES, 1989).

Segundo Andraos (2009), o ensaio se baseia na obtenção da velocidade da onda que a estaca gera ao sofrer o impacto do martelo que cai em queda livre sobre a mesma, através de analisador de cravação, como o PDA (*Pile Driving Analyzer*) esses dados são armazenados, após a obtenção desses dados. O equipamento PDA realiza um cálculo de capacidade de carga através do método CASE (*Case Western Reserve Institute*), dispositivo no qual baseia-se em uma solução matemática fechada, e hipóteses simplificadas, como homogeneidade e uniformidade da estaca, que, portanto, deve ser comprovada por uma análise numérica.

De acordo com Niyama (1996), através da análise dos dados de aceleração e deformação específica já apresentados, é possível obter a capacidade de carga do elemento e outras informações como: força máxima do impacto, energia máxima do golpe, eficiência do sistema de cravação, verificação de dano estrutural e sua posição, valores máximos de tensão, velocidade de deslocamento, avaliação da distribuição de resistência, a existência de emendas e integridade do fuste.

2.4 Métodos de previsão de carga

Segundo Aoki (2010) os métodos teóricos utilizados para previsão da capacidade de carga de uma fundação não eram confiáveis, pois havia muitas incertezas em relação ao solo. Portanto, somente no ano de 1975, é que houve o surgimento do primeiro método semi-empírico brasileiro para se obter a capacidade de carga a compressão, sendo ele criado pelos engenheiros Nelson Aoki e Dirceu Alencar Velloso.

2.4.1 Método de Aoki e Velloso (1975)

Velloso e Lopes (2012), pressupõe que esse método foi criado a partir de uma comparação de estudo de prova de carga de estaca e de investigação geotécnica. Os autores ainda afirmam, que a utilização desse método pode ser realizada tanto pelo ensaio SPT, quanto pelo ensaio CPT.

Segundo Lobo (2005) pode-se obter a capacidade de carga última a compressão pela seguinte equação 1:

$$Pu = Qp + Ql = qu \cdot Ap + U \cdot \sum fu \cdot \Delta l \quad (1)$$

Onde Q_p é a parcela de resistência de ponta (kN); Q_L corresponde a parcela de resistência lateral (KN); q_u é a tensão limite normal no nível da ponta (kPa); A_p equivale a área transversal na ponta da estaca (m^2); U é o perímetro da estaca (m); f_u refere-se a tensão limite de cisalhamento ao longo do fuste (kPa); e Δl corresponde a espessura da camada de solo (m).

O valor do referido (q_u) pode ser obtido de acordo com a equação 2, e o valor de (f_u) pode ser obtido de acordo com a equação 3.

$$qu = \frac{K \cdot Np}{F1} \quad (2)$$

$$fu = \frac{\alpha \cdot K \cdot Nl}{F2} \quad (3)$$

Onde $F1$ e $F2$ são fatores de correção; K define o coeficiente de ponta, que depende do tipo de solo (Mpa); α corresponde a razão de atrito (kPa); Np equivale ao índice médio de resistência a penetração na cota de apoio da estaca; Nl constitui o índice de resistência à penetração na camada de solo Δl . Nesse contexto, através da equação 4, é possível estimar a capacidade de carga.

$$Pu = \frac{K \cdot Np}{F1} \cdot Ap + \frac{U}{F2} \cdot \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot Nl \cdot \Delta l) \quad (4)$$

No auxílio de tais cálculos, a tabela 1, exibe os fatores de correção $F1$ e $F2$.

Tabela 1: Fator de correção

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,50	2.F1
Metálica	1,75	2.F1
Pré-moldada de concreto	1+(D/0,80)	2.F1
Escavada	3,00	2.F1
Raiz, Hélice contínua, Ômega	2,00	2.F1

D = Diâmetro da estaca

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Na mesma analogia dos autores, a tabela 2 dispõe do coeficiente K e razão de atrito α em relação ao tipo de solo aplicado.

Tabela 2: coeficiente K e razão de atrito α

Solo	K (Mpa)	α (%)
Areia	1,00	1,40
Areia siltosa	0,80	2,00
Areia siltosa argilosa	0,70	2,40
Areia argilosa	0,60	3,00
Areia argilosa siltosa	0,50	2,80
Silte	0,40	3,00
Silte arenoso	0,55	2,20
Silte arenoso argiloso	0,45	2,80
Silte argiloso	0,23	3,40
Silte argiloso arenoso	0,25	3,00
Argila	0,20	6,00
Argila arenosa	0,35	2,40
Argila arenosa argilosa	0,30	2,80
Argila siltosa	0,22	4,00
Argila silto arenosa	0,33	3,00

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

2.4.2 Método de Décourt e Quaresma (1978), modificado por Décourt (1996)

Segundo Pérez (2014) esse método é utilizado com base no ensaio SPT, e foi elaborado inicialmente para estacas pré-moldadas de concreto cravadas. Décourt (1996), inseriu dois fatores de ajuste da equação da capacidade de carga, possibilitando o uso do método em outros tipos de estacas. Nesse método, a fórmula que define a capacidade de carga é exibida na equação 5.

$$QT = \alpha_{DEC} \cdot Qp + \beta_{DEC} \cdot Ql = \alpha_{DEC} \cdot qu \cdot Ap + \beta_{DEC} \cdot fu \cdot UL \quad (5)$$

A equação (5) também pode ser reescrita conforme a equação 6:

$$QT = \alpha_{DEC} \cdot C_{DEC} \cdot Np \cdot Ap + \beta_{DEC} \cdot 10 \cdot \left(\frac{NL}{3} + 1 \right) \cdot UL \quad (6)$$

Onde Np é o valor médio do índice de resistência, à penetração na ponta ou base da estaca, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou base, o imediatamente anterior, e o imediatamente posterior; C_{DEC} que equivale ao coeficiente característico do solo, ajustado por meio de 41 provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas de concreto; α_{DEC} que indica o fator aplicado à parcela de ponta de acordo com o tipo de solo e o tipo de estaca; NL que equivale ao índice médio de resistência, à penetração ao longo do fuste, β_{DEC} sendo o fator aplicado à parcela de atrito lateral de acordo com o tipo de solo e o tipo de estaca, U é o perímetro da estaca (m) e L o comprimento da estaca.

O índice NL é obtido com a resistência média de penetração do SPT ao longo do fuste da estaca, sem considerar valores que serão utilizados na resistência de ponta, portanto, no cálculo de NL adotam-se os seguintes limites: para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentônica os limites correspondem em $3 \text{ golpes} \leq NL \leq 50 \text{ golpes}$; já para estacas *Strauss* e tubulões a céu aberto, os limites determinados são de $3 \text{ golpes} \leq NL \leq 15 \text{ golpes}$.

Nesse contexto, a tabela 3 exhibe o Coeficiente característica do solo C_{DEC} .

Tabela 3: Coeficiente característico do solo C_{DEC} (kPa)

Tipo de Solo	Tipo de Estaca	
	Deslocamento	Escavada
Argila	120	100
Siltos argilosos (alteração de rocha)	200	200
Siltos arenosos (alteração de rocha)	250	140
Areias	100	200

Fonte: Décourt (1978)

Na mesma analogia dos autores, a tabela 4 dispõe dos valores do fator α_{DEC} e β_{DEC} em função do tipo de estaca e do tipo do solo.

Tabela 4: Valores de fator α_{DEC} e β_{DEC}

Tipo de Solo	Escavada em gera		Escavada (bentonita)		Hélice contínua		Raiz		Injetadas sob altas pressões		Cravada	
	α	β	α	B	α	β	α	β	α	β	α	β
Argila	0,85	0,80	0,85	,090	,030	1,00	0,85	1,50	1,00	3,00	1,00	1,00
Solos intermediários	0,60	0,65	0,60	0,75	0,30	1,00	0,60	1,50	1,00	3,00	1,00	1,00
Areias	0,50	0,50	0,50	0,60	0,30	1,00	0,50	1,50	1,00	3,00	1,00	1,00

Fonte: Décourt (1996)

3. MATERIAL E MÉTODOS

O presente estudo utilizou da pesquisa bibliográfica para o levantamento de material literário sobre metodologias de cálculo de uma estaca. E também aplicou a pesquisa de campo para realização da prova de carga, com o intuito de obter a informação da capacidade de carga de uma estaca. O objetivo central dessa pesquisa é comparar a capacidade de carga que cada metodologia forneceu em cálculos, a partir de uma amostra de campo.

Os dados primários tiveram origem na pesquisa prática sobre uma amostra de nove estacas de dimensões ilustrada na tabela 5, que foi avaliada no período de 12 de junho de 2019, em uma obra industrial localizada na Rua Colonizador Ênio Pipino – Setor Industrial Norte do município de Sinop-MT, com intuito de obter os resultados da capacidade de carga admissível da respectiva amostra.

Juntamente com os dados primários das nove estacas, utilizou-se de um ensaio SPT que foi realizado no terreno da execução do empreendimento, o ensaio SPT no Anexo A, tem a característica de uma sondagem de 30 metros de profundidade, que terá utilidade de informar as características do solo, cada metro de profundidade, para se realizar os cálculos por cada metodologia proposta no artigo.

Tabela 5: Característica das estacas ensaiadas

Estaca	Seção (cm)	Área da seção (cm ²)	Comprimento		
			Total (M)	Sensores (M)	Enterrado (M)
E01	23x23	529	22,00	21,20	20,50
E02	23x23	529	18,00	16,30	15,50
E03	23x23	529	22,00	20,30	19,50
E04	23x23	529	22,00	20,40	19,50
E05	23x23	529	22,00	20,50	19,50
E06	23x23	529	26,00	24,40	23,00
E07	23x23	529	30,00	27,90	27,00
E08	23x23	529	31,00	28,90	28,00
E09	23x23	529	30,00	26,00	25,00

Fonte: Lindoia (2019)

Com apoio nos dados secundários (retirados de livros, artigos e monografias publicadas), a presente pesquisa listou e analisou duas metodologias de dimensionamento de estaca para uma fundação profunda, sendo elas: Décourt-Quaresma (1978, 1996) e Aoki-Velloso (1975), as referidas metodologias foram aplicadas para o dimensionamento de estaca de fundação profunda (obtendo a pressão admissível projetada), seguindo a mesma dimensão que a estaca avaliada na pesquisa em campo.

No tratamento dos dados coletados, o presente estudo comparou os resultados da pressão admissível das duas metodologias com a estaca avaliada em campo, verificando assim, qual metodologia obteve maior similaridade com os resultados do teste prático.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados apresentados no respectivo capítulo, tiveram como ênfase a determinação da capacidade de carga de estacas, a partir das metodologias de Aoki e Velloso (1975) e método de Décourt e Quaresma (1978), e assim, comparar a capacidade de carga que se obteve em campo, com a prova de carga dinâmica (PDA). A obra em estudo realiza a execução de fundação profunda do tipo estaca pré-moldada, com as devidas características apresentadas na tabela 5 do capítulo de materiais e métodos.

Para continuidade do estudo, a tabela 6 ilustra as características de profundidade, capacidade de carga de ruptura e capacidade de carga admissível de cada elemento de estaca que foi colocado em prova de carga, durante a execução da obra pelo sistema (PDA). Vale ressaltar, que a capacidade de carga admissível apresentado na tabela já possui a fator de segurança previsto na NBR 6122 de projeto e execução de fundação, onde o fator de segurança de estacas com prova de carga é de 1,6.

Para obtenção da capacidade de carga admissível de cada elemento testado, foi realizado o cálculo no software (Excel). Aplicando a simples divisão da capacidade de carga de ruptura de cada elemento pelo fator de segurança, obteve-se a capacidade de carga admissível.

Tabela 6: Características das estacas

Estaca	Profundidade (M)	Capacidade de carga de ruptura (tf)	Capacidade de carga Admissível (tf)
E01	20,50	44,4	27,75
E02	15,50	19,2	12
E03	19,50	21,2	13,25
E04	19,50	21,7	13,56
E05	19,50	30,4	19
E06	23,00	44,3	27,69
E07	27,00	52,8	33
E08	28,00	51,5	32,19
E09	25,00	61,2	28,25

Fonte: Lindoia (2019)

A primeira determinação de capacidade de carga se deu pelo método de Aoki e Velloso (1975) que foi citado no capítulo 2, com as referidas fórmulas para se obter a capacidade de carga de uma estaca. Portanto, com as informações do autor e as características de cada estaca, foi realizado os cálculos no Excel para a melhor obtenção dos resultados que estão ilustrados na tabela 7.

Tabela 7: Características das estacas por Aoki e Velloso (1975)

Estaca	Profundidade (M)	Capacidade de carga de ruptura (tf)	Capacidade de carga Admissível (tf)
E01	20,50	0,476	0,238
E02	15,50	0,281	0,140
E03	19,50	0,286	0,143
E04	19,50	0,286	0,143
E05	19,50	0,286	0,143
E06	23,00	0,525	0,262
E07	27,00	0,607	0,303
E08	28,00	0,622	0,311
E09	25,00	0,611	0,305

Fonte: Própria (2020)

A segunda obtenção da capacidade de carga foi realizada pelo método de Décourt e Quaresma (1978), modificado por Décourt (1996) o qual é citado no capítulo 2, ilustrado com as equações necessárias para se obter a capacidade de carga de uma estaca.

O fator de segurança utilizado nesse método de cálculo foi 2, fator este definido de acordo com a NBR 6122 de projeto e execução de fundação, que sugere esse valor de segurança para métodos semi-empírico. Portanto, com as informações do autor e as características de cada estaca, foi realizado os cálculos no Excel para a melhor obtenção dos resultados que estão ilustrados na tabela 8.

Tabela 8: Décourt e Quaresma (1978), modificado por Décourt (1996)

Estaca	Profundidade (M)	Capacidade de carga de ruptura (tf)	Capacidade de carga Admissível (tf)
E01	20,50	50,65	25,33
E02	15,50	35,03	17,52
E03	19,50	41,63	20,82
E04	19,50	41,63	20,82
E05	19,50	41,63	20,82
E06	23,00	53,32	26,66
E07	27,00	64,80	32,40
E08	28,00	69,94	34,97
E09	25,00	59,85	29,93

Fonte: Própria (2020)

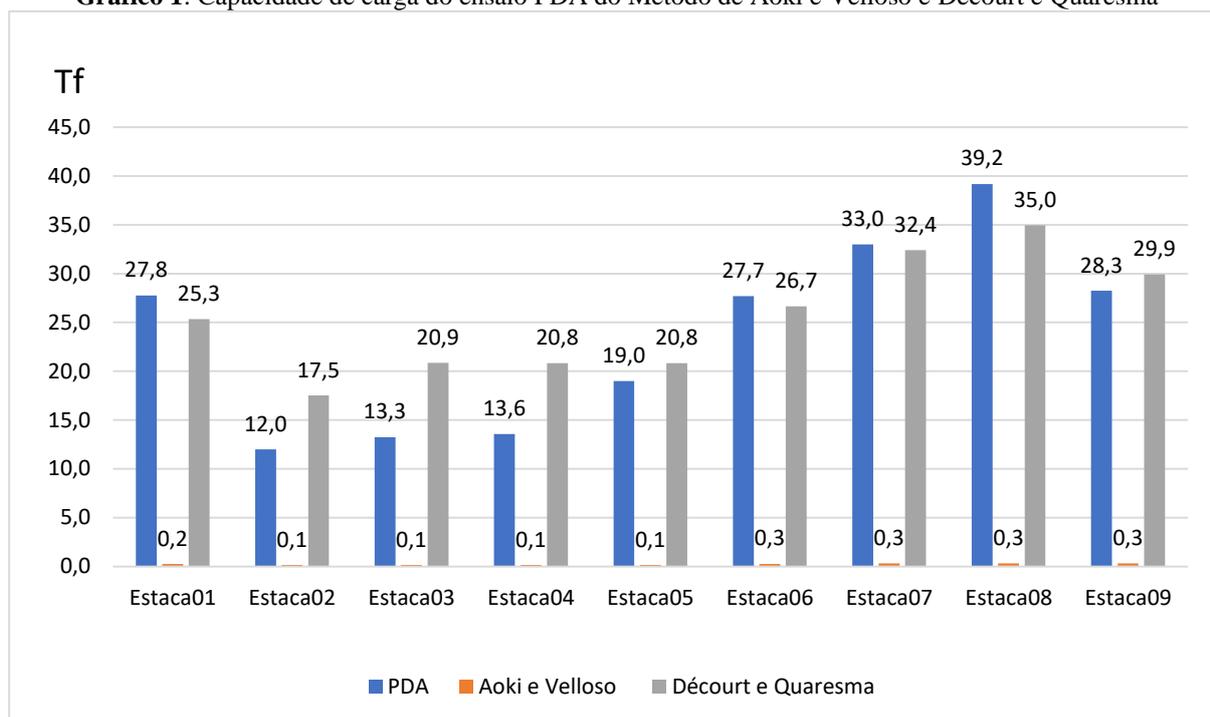
Em sequência ao estudo, a tabela 9 ilustra os resultados da capacidade de carga admissível das estacas que foi submetida ao ensaio PDA (*Pile Driving Analyzer*) e das metodologias de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), modificado por Décourt (1996).

Tabela 9: Capacidade de carga do ensaio PDA do Método de Aoki e Velloso e Décourt e Quaresma

Estaca	Capacidade de carga Admissível (tf) por ensaio PDA	Capacidade de carga Admissível (tf) por Aoki e Velloso	Capacidade de carga Admissível (tf) por Décourt e Quaresma
E01	27,75	0,238	25,33
E02	12	0,140	17,52
E03	13,25	0,143	20,82
E04	13,56	0,143	20,82
E05	19	0,143	20,82
E06	27,69	0,262	26,66
E07	33	0,303	32,40
E08	32,19	0,311	34,97
E09	28,25	0,305	29,93

Fonte: Própria (2020)

Para melhor visualização dos dados, o gráfico 1 apresenta o comparativo e variações da capacidade de carga do ensaio PDA, Aoki e Velloso e Décourt e Quaresma.

Gráfico 1: Capacidade de carga do ensaio PDA do Método de Aoki e Velloso e Décourt e Quaresma

Fonte: Própria (2020)

Pode-se afirmar que ao realizar a análise a capacidade de carga admissível das estacas de ensaio entre cada metodologia, visualiza-se uma considerável diferença de capacidade de carga entre o método de Aoki e Velloso com o do ensaio, verificando uma média de variação de 99,16%, possibilitando até descartar a possível utilização desse método na região de Sinop-MT, pois a diferença da capacidade de carga do ensaio PDA para o método de Aoki e Velloso, equivale praticamente a mesma capacidade de cada estaca que foi submetida o ensaio.

Já investigando os resultados pelo método de Décourt e Quaresma, observa-se uma aproximação relevante com a capacidade de carga do ensaio, obtendo uma média de variação de 7,59%. Conforme visto na tabela 9 e gráfico 1, a maior variação ocorreu na estaca 3 e 4, obtendo uma diferença de 7,57 (tf) da estaca 3 e 7,26 (tf) da estaca 4 entre o ensaio e o método. Essa variação pode ser justificada por alguma característica do solo, uma vez que, à estaca 5, de mesma dimensão da estaca 3 e 4, exibiu uma capacidade de carga com uma variação entre o método Décourt e Quaresma, e a capacidade de carga do ensaio PDA de apenas 1,82 (tf).

Portanto, pode-se visualizar que o melhor resultado entre os obtidos, foi pela metodologia de Décourt e Quaresma. Por ter uma pequena variação dos dados obtidos no ensaio PDA realizado em campo.

5. CONCLUSÃO

Com a elaboração desse artigo foi possível observar a necessidade de se conhecer com maior profundidade os métodos para cálculo de uma fundação profunda do tipo estaca pré-moldada. O mercado de trabalho está mais competitivo e mais criterioso, com fiscalizações e custo de execução, dessa forma, verifica-se que uma fundação do tipo profunda como a de destaque desse artigo, depois de executada, não é possível realizar uma conferência, devido sua relevante profundidade no subsolo. Portanto, uma vez calculada de forma incorreta, é provável que se coloque toda estrutura em risco, podendo ocasionar recalque e patologias que não serão possíveis de serem revertidas.

Em relação aos dados obtidos na pesquisa, observa-se que há uma metodologia que se aproxima do ensaio PDA que foi realizado em campo, que seria a de Décourt e Quaresma. Além disso, verifica-se que a outra metodologia (de Aoki e Velloso) avaliada, se desviasse muito dos dados da pesquisa. Apesar dos subsolos apresentar características homogêneas, elas podem apresentar flutuações, ocasionando variações nos resultados dos cálculos, mesmo assim, pode-se afirmar que a metodologia mais indicada para se utilizar na região de Sinop-MT é a de Décourt e Quaresma, pois os dados obtidos apresentaram pouca variação (de cerca de 7,59%), diferentemente da metodologia de Aoki e Velloso, que obteve uma diferença considerável de 99,16%.

Portanto, pode-se concluir que o objetivo proposto dessa pesquisa foi obtido com êxito, e embasado nos dados apresentados o presente estudo recomenda a utilização da metodologia de Décourt e Quaresma para a melhoria de execuções de fundações profunda na região de Sinop-MT.

REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

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

ANDRAOS, N. C. **Ensaio de carregamento dinâmico em estacas moldadas in loco: contribuições para a seleção do sistema de impacto e amortecimento a partir de retro análise**, Trabalho de conclusão de curso, Curitiba 2009.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **um método aproximado para estimar a capacidade de carga de uma estaca**: 5, 1975, Buenos Aires. 367-376p.

BERNARDES, G, P, **Teste dinâmico e estático de estaca modelo grandes na areia**, teste de doutorado, instituto norueguês de tecnologia, Trondheim Noruega, 1989.

CINTRA, J. C. A; AOKI, N.; TSUHA, J. C. A; GIACHETI, H. L. **Ensaio estáticos e dinâmicos**. 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. Oficina de Textos 1ª edição. São Paulo. 2010, p.7-31.

DOMINGUETI, C, B. **Estudo comparativo entre metodologias de cálculo de capacidade de carga de fundações profundas em estacas pré-moldadas de concreto**. Trabalho de conclusão de curso. Centro educacional do sul de minas – UNIS/MG-Varginha 2017.

LIMA, F, M, A. **Análise de prova de carga dinâmica em estacas metálicas do tipo trilho**. Mestrado em Engenharia Civil. Escola de engenharia de são Carlos- São Carlos 1999.

LOBO, B, O. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT**. Mestrado em Engenharia – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

NIYAMA, S; AOKI, N; CHAMECKI, P, R. **Verificação de desempenho em fundação teoria e pratica**. Ed. Pini. Cap. 20, pg.723-751. (1996).

PÉREZ, N, B, M. **Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de campinas/sp**. Trabalho de conclusão de curso. Unicamp- Campinas/ São Paulo, (2014).

ROMONINI, A. **Análise geotécnica em estacas hélice contínua no município de sinop – MT**. Mestrado em Engenharia Civil. Programa de pós-graduação em geotécnica da UFOP. Ouro Preto 2019.

SCHNAID, F; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo: e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2 eds. São Paulo: Oficina de Textos, 223 p. 2012.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 189 p.

VELLOSO, D, A; LOPES, F, R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, Fundações profundas**. São Paulo: Vol_Unico_2012, p 11.

ANEXO A: Sondagem utilizada no dimensionamento das estacas.

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT												
NBR 6484/01												
CLIENTE: JOSÉ EDUARDO PINTO E OUTROS - FAZENDA BACAERI					SONDAGEM À PERCUSSÃO			SP-01				
OBRA: RUA COLONIZADOR ÊNIO PIPINO, S/N, AO LADO DO Nº 3901, SETOR INDUSTRIAL NORTE					INÍCIO: 31/01/19		TÉRMINO: 01/02/19					
LOCAL: SINOP/MT					COTA: 99,96		COORD. N: E:					
GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PENET.)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO SPT		INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR: Ø INTERNO = 34.9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 50.8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: 2.00 m	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO		
			INI.	FIN.							DESCRIÇÃO DO MATERIAL	
	1,00	$\frac{1}{15}$ $\frac{1}{15}$ $\frac{1}{15}$	2	2	00	1,45	SILTE ARGILOSO, MUITO MOLE, COR VARIEGADO	93,16 N.A. INICIAL-31/01/19 - 7,20m N.A. FINAL-01/02/19 - 6,80m				
	2,00	$\frac{1}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$	3	4	01		SILTE ARGILOSO, MOLE, COR VARIEGADO					
	3,00	$\frac{1}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$	3	4	02							
	4,00	$\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$	4	4	03							
	5,00	$\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$	4	4	04							
	6,00	$\frac{2}{15}$ $\frac{3}{15}$ $\frac{2}{15}$	5	5	05							
	7,00	$\frac{1}{15}$ $\frac{1}{15}$ $\frac{1}{15}$	2	2	06					6,45	SILTE ARGILOSO, MUITO MOLE, COR VARIEGADO	
	8,00	$\frac{1}{15}$ $\frac{1}{15}$ $\frac{1}{15}$	2	2	07					7,45	SILTE ARENOSO, FOFO, COR VARIEGADO	
	9,00	$\frac{1}{15}$ $\frac{1}{15}$ $\frac{2}{15}$	2	3	08							
	10,00	$\frac{1}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$	3	4	09							
	11,00	$\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$	4	4	10							
	12,00	$\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$	4	4	11							
	13,00	$\frac{2}{15}$ $\frac{1}{15}$ $\frac{2}{15}$	3	3	12							
	14,00	$\frac{1}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$	3	4	13					13,45		SILTE ARENOSO, FOFO, COR VARIEGADO, COM PASSAGEM DE CASCALHOS.
	15,00	$\frac{1}{15}$ $\frac{1}{15}$ $\frac{2}{15}$	2	3	14					14,45		SILTE ARENOSO, FOFO, COR VARIEGADO
	16,00	$\frac{1}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$	3	4	15							
	17,00	$\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$	4	4	16							
	18,00	$\frac{1}{15}$ $\frac{1}{15}$ $\frac{1}{15}$	2	2	17							
	19,00	$\frac{1}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{1}{15}$	3	3	18							
20,00	$\frac{1}{15}$ $\frac{1}{15}$ $\frac{2}{15}$	2	3		19,45			AREIA SILTOSA, FOFA, COR VARIEGADA				
20,00					20,00							

OBS.:

LEGENDAS:

--- 30 cm INICIAIS
 ● 30 cm FINAIS
 — TRADO CAVADEIRA - TC
 ● TRADO HELICOIDAL - TH
 ● CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA
 || REVESTIMENTO


 DATA:
08/02/19

 TRABALHO Nº:
SP-009-19(OPS-MT)

 FOLHA:
01/01

 ESCALA:
1/100

DESENHISTA:

 SONDADOR:
NILSON

NOLI ALÉSSIO - CREA 147D/MS

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT
NBR 6484/01

CLIENTE: JOSÉ EDUARDO PINTO E OUTROS - FAZENDA BACAERI	SONDAGEM À PERCUSSÃO SP-01
OBRA: RUA COLONIZADOR ÊNIO PIPINO, S/N, AO LADO DO Nº 3901, SETOR INDUSTRIAL NORTE	INÍCIO: 31/01/19 TÉRMINO: 01/02/19
LOCAL: SINOP/MT	COTA: 99,96 COORD. N: E:

GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PENET.)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO SPT		INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR:	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
			INI.	FIN.				Ø INTERNO = 34.9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 50.8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: 2.00 m		
DESCRIÇÃO DO MATERIAL										
	21,00	$\frac{1}{15}$ $\frac{1}{15}$ $\frac{2}{15}$	2	3		19		AREIA SILTOSA, FOFA, COR VARIEGADA		
	22,00	$\frac{1}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$	3	4		20				
	23,00	$\frac{1}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$	3	4		21				
	23,45	$\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$	4	4		22	23,45			
	24,00	$\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{3}{15}$	4	5		23		AREIA SILTOSA, POUCO COMPACTA, COR VARIEGADA		
	25,00	$\frac{2}{15}$ $\frac{3}{15}$ $\frac{4}{15}$	5	7		24				
	26,00	$\frac{1}{15}$ $\frac{1}{15}$ $\frac{4}{15}$	2	5		25				
	27,00	$\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{3}{15}$	4	5		26				
	28,00	$\frac{3}{15}$ $\frac{3}{15}$ $\frac{3}{15}$	6	6		27				
	29,00	$\frac{3}{15}$ $\frac{4}{15}$ $\frac{4}{15}$	7	8		28				
29,45	$\frac{3}{15}$ $\frac{4}{15}$ $\frac{4}{15}$	7	8		28	29,45				
30,00	$\frac{4}{15}$ $\frac{6}{15}$ $\frac{6}{15}$	10	12			30,45	AREIA SILTOSA, MEDIANAMENTE COMPACTA, COR VARIEGADA			
31,00							LIMITE DA SONDAGEM			

OBS.:

LEGENDAS:

30 cm INICIAIS - - - - - • 30 cm FINAIS - - - - - • TRADO CAVADEIRA - TC • TRADO HELICOIDAL - TH • CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA • REVESTIMENTO ||



DATA: 08/02/19	TRABALHO Nº: SP-009-19(OPS-MT)	FOLHA: 01/01	
ESCALA: 1/100	DESENHISTA:	SONDADOR: NILSON	

NOLI ALÉSSIO - CREA 147D/MS