

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/340

## Parâmetros Dinâmicos para Análises CAPWAP em Estacas Hélice Contínua em Sinop – MT

Clayton H. N. Dalla Cort

Mestrando em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília - DF, Brasil.

[claytondallacort2@hotmail.com](mailto:claytondallacort2@hotmail.com)

Renato Pinto da Cunha

Professor Titular PhD, Universidade de Brasília, Brasília - DF, Brasil.

[rpcunha@unb.br](mailto:rpcunha@unb.br)

**RESUMO:** Análises CAPWAP para avaliação de capacidade de carga de estacas são dependentes da experiência e da subjetividade na seleção dos parâmetros do modelo estaca-solo. Dois dos parâmetros mais importantes são o quake ( $q_s$ ) e o damping de fuste ( $J_s$ ) que determinam a distribuição de resistência estática e dinâmica mobilizadas em profundidade. Esses parâmetros, segundo Ng & Sritharan (2013) são função do tipo de solo, suas propriedades e também do processo executivo da estaca. Porém, geralmente esses valores são considerados constantes em profundidade, independente da estratigrafia do terreno e de suas propriedades. Por isso, na cidade de Sinop – MT foram realizadas sondagens SPT, ensaios de palheta, prova de carga estática e ensaios de carregamento dinâmico em estacas hélice contínua monitorada (HCM) para correlacionar o  $q_s$  e  $J_s$  com o tipo de solo e sua resistência em diferentes profundidades ( $N_{SPT}$  e  $S_u$ ). Ao final, percebeu-se que os valores de  $q_s$  e  $J_s$  foram variáveis em profundidade e predominantemente maiores que aqueles previstos na literatura. Em solo coesivo,  $q_s$  teve uma relação inversa com  $N_{SPT}$  e  $S_u$  segundo uma hipérbole. Para solo não-coesivo,  $q_s$  variou direta e linearmente com  $N_{SPT}$  e  $S_u$ . No caso de  $J_s$  para solo coesivo, sua variação ocorre por uma relação diretamente linear com  $N_{SPT}$  e  $S_u$ , enquanto que para solo não-coesivo, a relação é inversa por meio de uma hiperbole. Por fim, para solos não-coesivos, os valores de  $q_s$  e  $J_s$  foram predominantemente menores que aqueles para solo coesivo. Esses resultados provavelmente estão relacionados às propriedades dos solos e suas condições de drenagem, além do próprio processo executivo das estacas HCM.

**PALAVRAS-CHAVE:** CAPWAP, prova de carga, ensaio de carregamento dinâmico, quake, damping.

**ABSTRACT:** CAPWAP analyses for evaluating the load capacity of piles are dependent on the experience and subjectivity involved in selecting the parameters for the pile-soil model. Two of the most important parameters are the shaft quake ( $q_s$ ) and damping ( $J_s$ ), which determine the distribution of static and dynamic resistance mobilized at depth. According to Ng & Sritharan (2013), these parameters are a function of the soil type, its properties and also the installation process of the pile. However, these values are generally considered constant at depth, regardless of the stratigraphy of the site and its properties. Therefore, in the city of Sinop - MT, SPT borings, vane shear tests, static load tests, and dynamic loading tests on monitored continuous flight auger (CFA) piles were conducted to correlate  $q_s$  and  $J_s$  with the soil type and its resistance at different depths ( $N_{SPT}$  and  $S_u$ ). At the end, it was observed that the values of  $q_s$  and  $J_s$  were depth-variable and predominantly higher than those predicted in the literature. In cohesive soil,  $q_s$  exhibited an inverse relationship with  $N_{SPT}$  and  $S_u$  according to a hyperbolic function. For non-cohesive soil,  $q_s$  varied directly and linearly with  $N_{SPT}$  and  $S_u$ . Regarding  $J_s$  in cohesive soil, its variation occurred through a directly linear relationship with  $N_{SPT}$  and  $S_u$ , whereas in non-cohesive soil, the relationship was inverse via a hyperbolic function. Finally, for non-cohesive soils, the values of  $q_s$  and  $J_s$  were predominantly lower than those for cohesive soil. These results are likely related to the soil properties, drainage conditions and the installation process of CFA piles.

**KEYWORDS:** CAPWAP, load test, dynamic load test, quake, damping.

## 1 INTRODUÇÃO

Dois dos parâmetros mais significativos de uma análise CAPWAP são o quake e damping de fuste ( $q_s$  e  $J_s$ , respectivamente). Quake refere-se ao deslocamento no qual a resistência estática mobilizada é máxima, enquanto o damping representa o coeficiente de amortecimento do solo. Na prática,  $q_s$  e  $J_s$  são considerados constantes ao longo da estaca, negligenciando o tipo de solo e a sua estratigrafia (Aghayarzadeh et al., 2020). Nesse contexto, o trabalho de Ng & Sritharan (2013) introduziu um avanço significativo na técnica de ajuste de sinais. Esses autores atribuíram um conjunto específico de valores de  $q_s$  e  $J_s$  a diferentes camadas de solo e suas resistências, resultando em ótimos ajustes de sinais. Essa abordagem permite que os resultados sejam menos influenciados pela subjetividade e também considera racionalmente as características estratigráficas do subsolo.

Por esse motivo, objetiva-se estabelecer relações entre ensaios de campo (SPT e palheta) e os parâmetros dinâmicos adotados em análises CAPWAP. Assim, serão correlacionados o  $q_s$  e o  $J_s$  com o índice  $N_{SPT}$  e a resistência não drenada do solo ( $S_u$ ).

## 2 BREVE REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Dado um impacto no topo da estaca, uma onda de tensão de compressão se propaga no sentido descendente. Como consequência, a estaca encurta, de tal forma que resistências de fuste são mobilizadas e, no caso de suficiente energia de impacto, é possível que a resistência de ponta também seja mobilizada. Tais resistências provocam ondas de reflexão no sentido ascendente que contêm as informações a respeito das resistências mobilizadas ao longo da estaca.

Os sinais das ondas podem ser registrados no tempo por meio de acelerômetros e transdutores de deformação instalados próximos ao topo da estaca. Esses sensores permanecem conectados a um sistema de aquisição de dados que registra os sinais de aceleração e de deformação específica e os convertem em sinais de velocidade de partícula e de força, respectivamente.

A propagação de ondas de tensão em estacas que é descrita pela seguinte Eq. (1):

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \frac{R}{EA} \quad (1)$$

Onde  $t$  é o tempo,  $u$  é o deslocamento de partícula,  $R$  é a resistência total mobilizada por unidade de comprimento e  $A$  é a área da seção transversal da estaca. Com isso, a equação da onda deve ser resolvida para as reais condições de contorno do problema, o que torna sua solução bastante difícil (Velloso & Lopes, 2011).

Nesse sentido, Smith (1960) propôs uma solução numérica para o problema na qual modelou o sistema estaca-solo por massas e molas. Assim, cada par massa-mola corresponde a um segmento de estaca e as resistências por atrito lateral e ponta são representadas como forças concentradas de natureza passiva. Nesse modelo, as resistências de fuste e de ponta são divididas em duas parcelas: uma estática e uma dinâmica. A parcela estática possui um comportamento elástico perfeitamente plástico, no qual a resistência estática é totalmente mobilizada quando o elemento de estaca desloca uma distância  $q$  (quake) devido a deformações elásticas do solo; a partir desse valor, o elemento de estaca desloca permanentemente uma quantidade  $s$  devido a deformações plásticas sob máxima resistência estática mobilizada. Já a resistência dinâmica é devida aos efeitos viscosos do solo, dada a velocidade de penetração da estaca. Essa resistência é instantânea e, portanto, não contribui para a capacidade de carga real. Sendo assim, o coeficiente  $J$  (damping) representa a constante de proporcionalidade entre a resistência dinâmica e a velocidade de deslocamento.

Portanto, a resistência mobilizada total é obtida considerando-se  $q$ , as resistências estáticas máximas e o  $J$  para cada elemento de solo do modelo.

## 2.1 Análise CAPWAP

Segundo Gonçalves et al. (2000), o CAPWAP também modela a estaca e o solo como uma série de massas, molas e amortecedores. Os sinais são analisados e os parâmetros do modelo são obtidos por tentativa e erro com a determinação do movimento da estaca, tendo-se como condição de contorno os sinais medidos em campo na seção instrumentada.

Com isso, os sensores captam os sinais de aceleração e força em campo e, no escritório, calcula-se novos sinais de tal forma que ocorra o máximo ajuste possível entre os sinais medidos e os calculados (*signal matching*). Então o movimento da estaca estará definido assim como a distribuição das resistências mobilizadas ao longo do fuste e da ponta. Isso porque os deslocamentos e as velocidades da estaca serão conhecidos.

## 3 METODOLOGIA

### 3.1 Campo Experimental

Foi criado um pequeno campo experimental na cidade de Sinop – MT. Neste local, houve 3 sondagens SPT com profundidade de 32m, 3 ensaios de palheta com profundidade de 15 m e 3 estacas HCM com comprimento de 32m e diâmetro nominal de 60cm (Fig. 1).

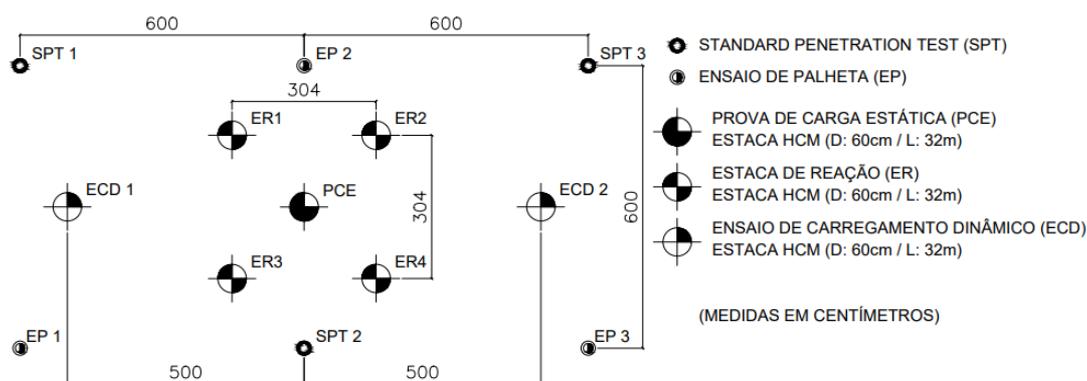


Figura 1: Campo experimental.

A Tab. 1 resume as principais características das três estacas hélice.

Tabela 1: Características das estacas HCM de acordo com o monitoramento.

Estaca	Diâmetro (cm)	Profundidade (m)	Volume de Concreto (m <sup>3</sup> )	Superconsumo (%)	Pressão de Concreto (kPa)
PCE	60	32	12	32	30 a 110
ECD 1	60	32	15	66	40 a 90
ECD 2	60	32	12	32	40 a 110

Além dos valores de índice  $N_{SPT}$ , foram identificados os tipos de solo e o NA. Os furos de SPT identificaram a presença de silte argiloso amarelo até uma profundidade média de 16m, uma camada de 1m de silte amarelo com cascalho, silte arenoso vermelho até uma profundidade de 29m, seguido também de areia siltosa vermelha. O NA foi encontrado a uma profundidade de 2m. Nas profundidades em que as sondagens indicaram a presença de silte argiloso abaixo do NA, os ensaios de palheta determinaram  $S_u$  a cada metro. Os ensaios revelaram  $S_u$  com valores aproximadamente constantes de 14 kPa entre 3 e 8m. Entre 8 e 16m, houve um crescimento linear até 32 kPa (Fig. 2).

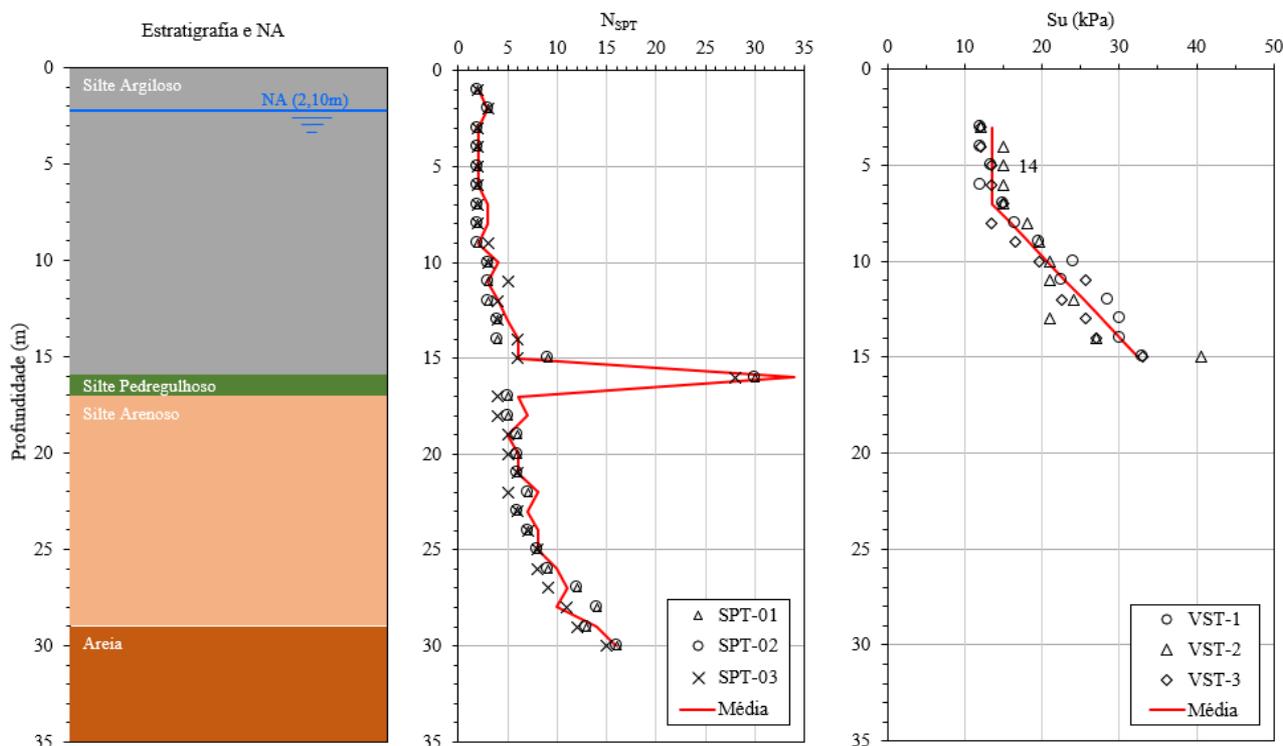


Figura 2: Estratigrafia do terreno.

### 3.2 Provas de Carga Estática (PCE)

A PCE foi realizada de acordo com os procedimentos da NBR 16903 (ABNT, 2020). Foram aplicados 10 estágios de carga com incremento de 294kN, até carga máxima de 2940kN. Ao final de 12h de carga máxima, o ensaio foi finalizado após 4 estágios iguais de descarregamento.

O Método da Rigidez (Décourt, 1998) foi utilizado para a interpretação da curva carga-deslocamento. Além de indicar a proximidade da carga última, a curva de rigidez pode indicar os domínios de atrito lateral e de ponta. O domínio de atrito é definido pelo trecho linear na fase inicial de carregamento, enquanto que o domínio da ponta é definido no trecho curvo de relação log-log. As Figs. 3 e 4 apresentam respectivamente a curva carga-deslocamento e a aplicação do Método da Rigidez (Décourt, 1998).

A aplicação de  $\alpha$  e  $\beta$  do método de previsão da capacidade de carga de Décourt & Quaresma (1978) permitiu a definição da distribuição da resistência mobilizada no fuste para um deslocamento de 10% do diâmetro (60mm). Com os resultados do Método da Rigidez, foram obtidos  $\alpha$  e  $\beta$  respectivamente iguais a 0,68 e 1,15.

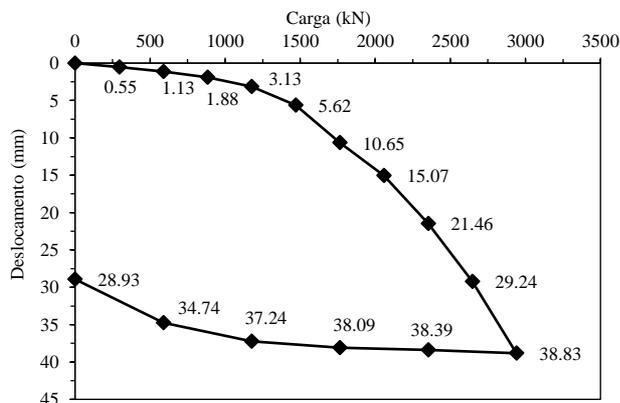


Figura 3: Curva carga-deslocamento da PCE.

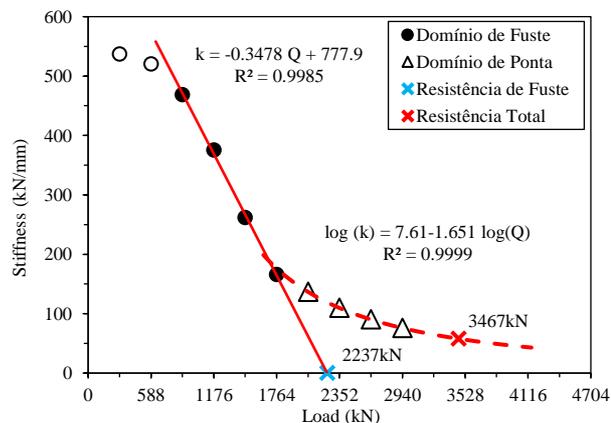


Figura 4: Aplicação do Método da Rigidez.

### 3.3 Ensaios de Carregamento Dinâmico (ECD)

Os ECDs seguiram os procedimentos da NBR 13208 (ABNT, 2007). Um martelo de queda livre de 49 kN aplicou 5 impactos com energia crescente (alturas de queda de 30, 60, 90, 120 e 150 cm). Tais impactos foram amortecidos por uma madeira posicionada sobre o prolongamento de concreto armado construído com a mesma seção transversal das estacas e altura de 1,80 m.

As análises CAPWAP seguiram a metodologia apresentada por Ng & Sritharan (2013). O primeiro passo das análises CAPWAP foi a seleção e preparação do sinal correspondente ao impacto que mobilizou a maior resistência com deslocamentos permanentes entre 2,54 e 12mm (Rausche et al., 2018). Em seguida, para os golpes selecionados, o sinal de deslocamento permanente no final do registro foi ajustado para coincidir com o verdadeiro deslocamento medido pelo defletômetro digital.

A segunda etapa envolveu a determinação da distribuição da resistência estática ao longo do fuste e na ponta da estaca utilizando o método semiempírico proposto por Décourt-Quaresma (1978), que utiliza o índice  $N_{SPT}$ . A resistência estática foi determinada metro a metro ao longo da estaca, incluindo a resistência na ponta, com base nos valores médios do índice  $N_{SPT}$  e nos valores de  $\alpha = 0,68$  e  $\beta = 1,15$ . Portanto, os valores de resistência estática foram atribuídos aos elementos do solo na análise do CAPWAP.

O terceiro passo definiu o modelo da estaca. Para isso, a variação da impedância foi ajustada em profundidade com base na pressão do concreto e no superconsumo de concreto apresentados no monitoramento da execução. Simplificadamente, considerou-se a área da seção transversal diretamente proporcional à pressão de injeção do concreto medida no topo do trado contínuo da perfuratriz. Com isso, a impedância (área) de cada elemento de estaca foi alterada proporcionalmente para que o volume total da estaca correspondesse ao volume de concreto consumido.

Em seguida, os parâmetros dinâmicos do modelo de solo ( $q_s$  e  $J_s$ ) foram ajustados para cada profundidade ao longo do comprimento da estaca. Esse processo começou com o elemento de solo mais próximo da superfície e foi repetido para elementos consecutivos até alcançar a ponta. Para cada determinação de  $q_s$  e  $J_s$ , o *Match Quality* (MQ) foi recalculado para definir os melhores parâmetros. Uma vez determinada uma distribuição preliminar de  $q_s$  e  $J_s$  em profundidade, houve um refinamento proporcional em seus valores até que os valores de MQ fossem os menores possíveis.

As Figs. 5 e 6 apresentam os sinais de  $WU$  medidos em campo e calculados pelo modelo CAPWAP. Os valores de MQ foram 2,29 e 4,92, respectivamente, para as estacas ECD-1 e ECD-2.

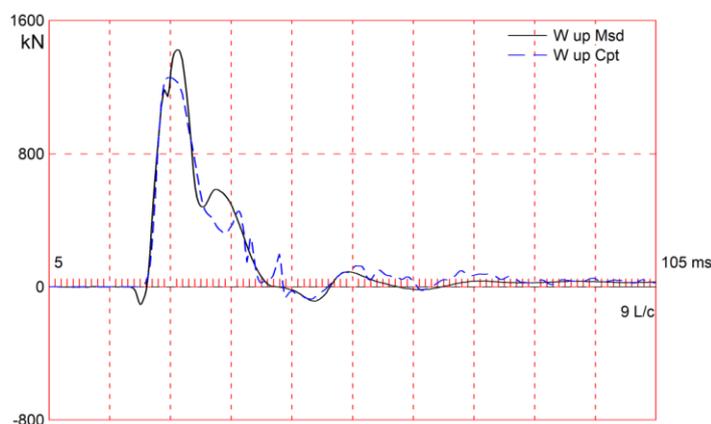


Figura 5:  $WU$  medida e calculada no ECD-1

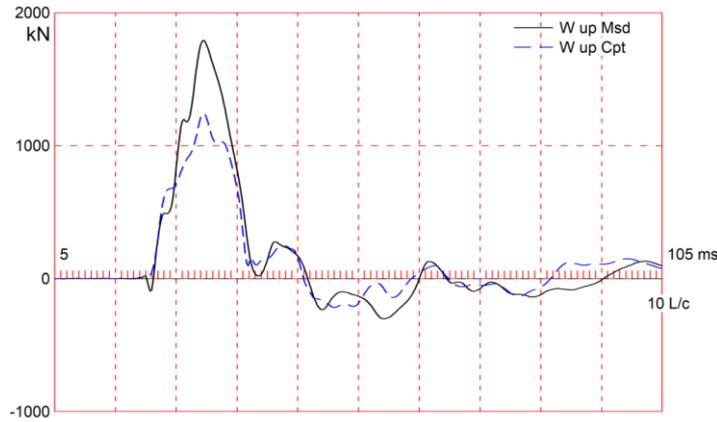


Figura 6:  $WU$  medida e calculada no ECD-2.

#### 4 RESULTADOS

Com os valores de  $q_s$  e  $J_s$  definidos, foram plotados os seguintes gráficos:  $q_s$  versus  $N_{SPT}$ ;  $q_s$  versus  $S_u$ ;  $J_s$  versus  $N_{SPT}$  e  $J_s$  versus  $S_u$ . As quatro figuras a seguir representam as correlações determinadas para os conjuntos de dados. Alguns valores sugeridos na literatura técnica são apresentados para comparação.

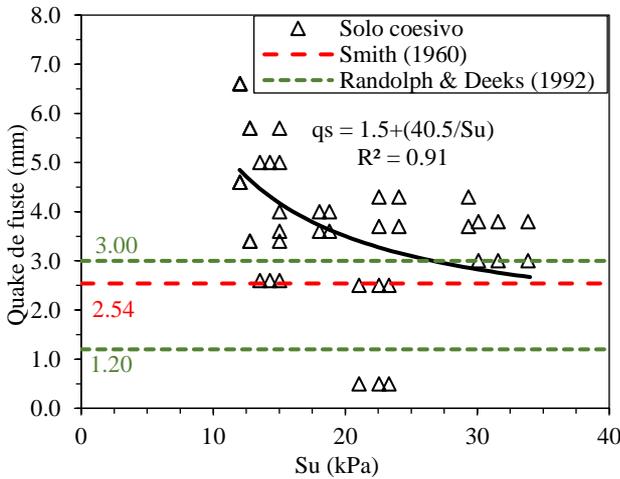


Figura 7:  $q_s$  em função de  $S_u$ .

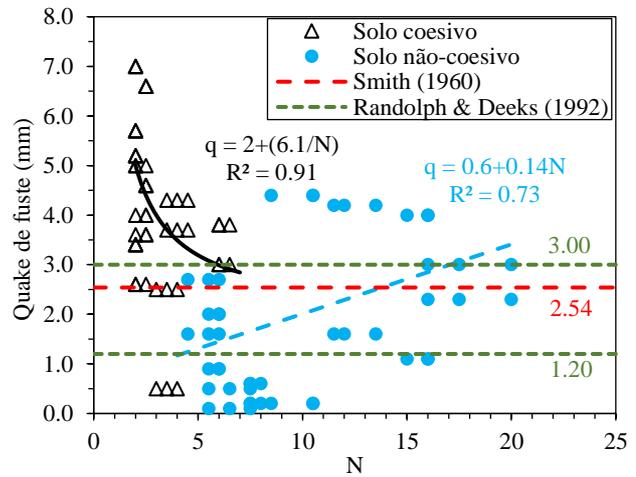


Figura 8:  $q_s$  em função de  $N_{SPT}$ .

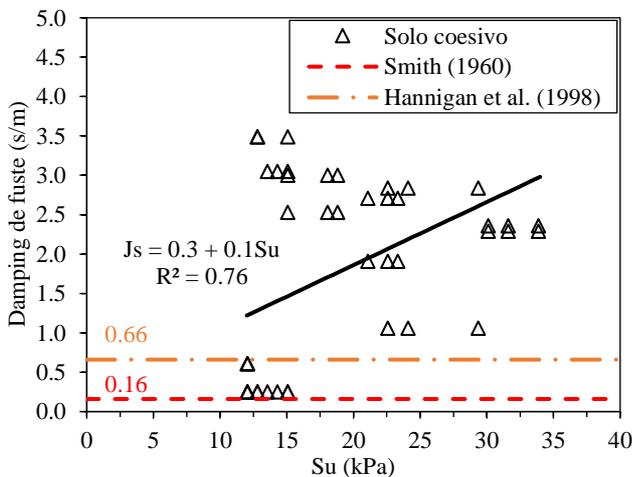


Figura 9:  $J_s$  em função de  $S_u$ .

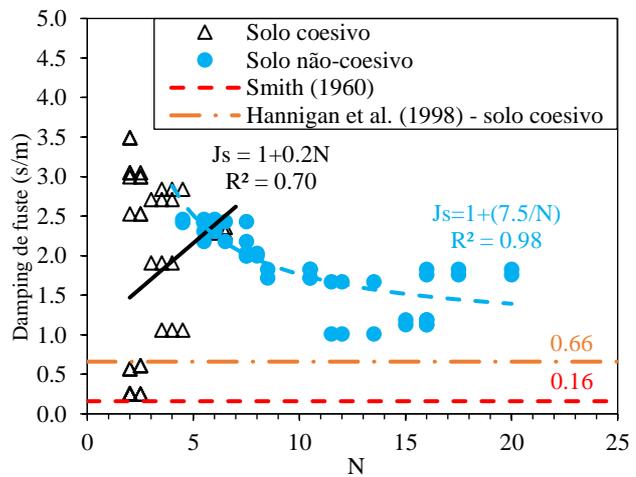


Figura 10:  $J_s$  em função de  $N_{SPT}$ .

Na Fig. 7, observa-se que os valores de  $q_s$  foram predominantemente maiores do que os valores previstos na literatura, especialmente para  $S_u < 25 \text{ kPa}$ , onde a diferença é significativa. Ao contrário do que geralmente

é considerado em análises CAPWAP, também se observa que os valores de  $q_s$  não são constantes e variam com  $S_u$ . A correlação apresentada no gráfico da Fig. 7 revela uma tendência para que  $q_s$  diminua com o aumento de  $S_u$ . Este resultado está de acordo com o conceito de que quanto menos deformável for o solo, menor será o deslocamento necessário para mobilizar uma determinada resistência.

Similarmente à correlação com  $S_u$ , o  $q_s$  do solo coesivo está relacionado com o valor de  $N_{SPT}$  através de uma hipérbole (Fig. 8). Com o aumento de  $N_{SPT}$ , há uma diminuição do  $q_s$ . Também se observa que os valores de  $q_s$  estão principalmente acima dos valores previstos. Essa diferença provavelmente ocorreu porque Smith (1960) e Hannigan et al. (1998) basearam seus estudos em estacas cravadas onde o efeito de setup pode ser considerável. Além disso, as estacas cravadas geralmente têm áreas de seção transversal menores em comparação com as estacas HCM. Ou seja, o deslocamento relativo entre a estaca e o solo deve ser maior para uma resistência dada ser mobilizada (deslocamento para mobilizar o atrito lateral em função do diâmetro da estaca).

Para o solo não coesivo, embora a correlação entre  $N_{SPT}$  e  $q_s$  não tenha um bom ajuste ( $R^2 = 0.71$ ), um grande número de valores de  $q_s$  ficou entre os limites de Hannigan et al. (1998). Um aspecto interessante é que a equação de correlação obtida, dentro da faixa adotada de  $N_{SPT}$ , também está contida entre esses limites. O  $q_s$  aumenta linearmente com o valor de  $N_{SPT}$  para o solo não coesivo, exibindo um comportamento oposto ao do solo coesivo. Uma explicação pode ser devido à menor densidade relativa do solo não coesivo. Portanto, o solo pode estar em um estado fofo onde a resistência é mobilizada para maiores deformações. Infelizmente, as investigações geotécnicas realizadas não permitiram a avaliação da densidade relativa do solo.

Analisando-se a correlação entre  $S_u$  e  $J_s$ , a Fig. 9 deixa claro que os valores obtidos são significativamente maiores do que os encontrados na literatura. Isso indica um maior amortecimento (resistência dinâmica) mobilizado durante os ECDs. Como a superfície da estaca HCM tende a ser mais rugosa e irregular do que a das estacas cravadas, pode ter ocorrido o *shaft plug*. Este *shaft plug* é caracterizado pela adesão de uma massa de solo ao fuste, resultando em uma falha por cisalhamento que não ocorre na interface estaca-solo. Em outras palavras, a falha por cisalhamento ocorre na massa de solo.

Assim, como os diâmetros das estacas HCM testadas são relativamente grandes (60 cm), o volume (massa) de solo aderido aos fustes pode ter sido considerável. Consequentemente, as forças inerciais (como função da aceleração) podem ter influenciado nos valores elevados de  $J_s$ , uma vez que também causam um efeito de amortecimento. Embora o CAPWAP permita a consideração do *shaft plug*, isso não estava dentro do escopo desta dissertação. Além disso, apesar de uma grande dispersão,  $J_s$  tem uma relação direta com o aumento de  $S_u$ . Nesse sentido, o aumento do efeito de *radiation damping* pode ter condicionado os valores elevados de  $J_s$ .

Por fim, a Fig. 10 novamente mostra que os valores de  $J_s$  em função de  $N_{SPT}$  estavam acima dos valores recomendados. No entanto, a relação estabelecida para o solo coesivo teve uma grande dispersão ( $R^2 = 0.70$ ). Segundo essa correlação,  $J_s$  aumenta linearmente com  $N_{SPT}$ . Provavelmente, esse comportamento tenha se dado pelos mesmos motivos comentados anteriormente para  $J_s$  versus  $S_u$ .

Para o solo não coesivo, a correlação teve um bom ajuste ( $R^2 = 0.98$ ). O aumento de  $N_{SPT}$  diminuiu o valor de  $J_s$  de forma hiperbólica. Esse comportamento pode estar relacionado ao aumento da fração grosseira do solo com a profundidade (onde há um aumento nos valores de  $N_{SPT}$ ). A distribuição de tamanho de partícula mais grossa proporciona menor amortecimento (menor resistência dinâmica) e menor excesso de poropressão em comparação com solos finos durante o ECD.

#### 4 CONCLUSÕES

Ao final das análises realizadas, concluiu-se resumidamente que:

- O  $q_s$  e o  $J_s$  não são constantes ao longo do fuste da estaca, como geralmente é considerado nas análises de CAPWAP. Estes variam de acordo com o tipo de solo, o valor de  $N_{SPT}$  e  $S_u$ ;

- Para solo coesivo, o  $q_s$  varia com o inverso dos valores de  $S_u$  e  $N_{SPT}$  através de uma hipérbole. Já para solo não coesivo, o  $q_s$  aumenta linearmente em função de  $N_{SPT}$ ;
- Existe uma relação direta entre o  $J_s$ ,  $S_u$  e  $N_{SPT}$  para solo coesivo. Para solo não coesivo, esse parâmetro varia com  $N_{SPT}$  através de uma relação inversa determinada por uma hipérbole;
- Os valores do  $J_s$  para solo não coesivo apareceram predominantemente menores do que aqueles para solo coesivo. A mesma tendência foi observada para o  $q_s$ . Esse comportamento possivelmente está relacionado às propriedades mineralógicas e de drenagem desses solos, embora houvesse uma relação direta entre esses solos e a resistência determinada pelo SPT. Em outras palavras, para um aumento nos valores de  $N_{SPT}$ , o  $q_s$  e o  $J_s$  diminuíram;
- Embora as correlações apresentadas tenham sido obtidas, a maioria dos valores estava acima daqueles previstos na literatura, onde estacas cravadas em solos de clima temperado foram estudadas. Esse resultado provavelmente ocorreu devido ao processo de instalação das estacas, as dimensões de sua seção transversal, bem como as propriedades e condições de drenagem do solo.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aghayarzadeh, M., Khabbaz, H., Fatahi, B., Terzaghi, S. (2020). *Interpretation of dynamic pile load testing for open-ended tubular piles using finite-element method*. International Journal of Geomechanics. ASCE. Vol 20, Issue 2. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001564](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001564)
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007). NBR 13208: *Estacas – ensaio de carregamento dinâmico*. Rio de Janeiro, 12p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903: *Solo — Prova de carga estática em fundação profunda*. Rio de Janeiro, 11p.
- Décourt, L. (1998). *Ruptura de fundações e coeficientes de segurança a luz do conceito de rigidez*. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, XI COBRAMSEG. Brasília. Anais. ABMS, V. 3, p. 1599-1606.
- Décourt, L., Quaresma, A. R. (1978). *Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT*. In: CBMSEF, 6. Rio de Janeiro. Anais. V. 1, p. 45-53.
- Gonçalves, G., Andreo, C. S., Bernardes, G. P., Fortunato, S.G.S. (2000). *Controle de fundações profundas através de métodos dinâmicos*. 1ª ed. São Paulo, 253p.
- Hannigan, P. J., Goble, G. G., Thendean, G., Likins, G. E., Rausche, F. (1998). *Design and construction of driven pile foundations*. FHWA-HI-97-013, vol. II. Washington, D.C. USA: Federal Highway Administration, US Department of Transportation.
- Ng, K. W., Sritharan, S. (2013). *Improving dynamic soil parameters and advancing the pile signal matching technique*. Computers and Geotechnics. vol 54. 166-174pp. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2013.07.007>.
- Rausche, F., Hannigan, P., Alvarez, C. (2018). *Soil damping and rate dependent soil strength changes due to impact and rapid loads on deep foundations*. Symposium: Tenth International Conference on Stress Wave Theory and Testing of Deep Foundations, San Diego, USA.
- Smith, E. A. L. (1960). *Pile-driving analysis by the wave equation*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, EUA, vol. SM 4, pp. 35-61.
- Velloso, D. A., Lopes, F. R. (2011). *Fundações: volume completo*. 1ª ed. Oficina de Textos, São Paulo, 568p.