

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/353

Soluções de fundação perto do rio Trancão, em Lisboa

Inês Braz

Engenheira Civil, JETsj, Lisboa, Portugal, ibraz@jetsj.com

Alexandre Pinto

Engenheiro Civil, JETsj, Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com

Miriam Lopes

Engenheira Civil, JETsj, Lisboa, Portugal, mlopes@jetsj.com

RESUMO: No presente artigo são apresentadas as soluções implementadas para as fundações do palco instalado no Parque Tejo, perto do Rio Trancão, em Lisboa, para a missa papal, no âmbito do evento Jornadas Mundiais da Juventude 2023. O palco localiza-se sobre um aterro de resíduos sólidos urbanos que se encontra selado superiormente através de uma geomembrana de PEAD, o que condicionava, numa fase inicial, o recurso a soluções de fundações indiretas. Subjacente aos depósitos de resíduos sólidos urbanos, localiza-se a formação aluvionar composta por solos lodosos muito compressíveis, com fracas características mecânicas, com espessura variável, atingindo os 12m, por sua vez, repousando sobre o substrato Miocénico. De modo a diminuir a amplitude de deslocamentos diferenciais que pudessem condicionar a boa utilização do palco, foi realizado um aterro de pré-carga com tempo de permanência de 3 meses. Para as fundações da cobertura do palco, devido à necessidade de transmitir cargas de tração ao terreno motivadas pela ação do vento, foi adotada uma solução de microestacas cravadas tubulares em ferro fundido dúctil, reforçadas interiormente com uma microestaca de varão, do tipo auto perfurante, devidamente selada no substrato Miocénico.

PALAVRAS-CHAVE: Aterro de Pré-Carga, Microestacas Cravadas, Microestacas Autoperfurantes, Fundações.

ABSTRACT: This paper describes the foundations solutions of a stage that was installed at the Tejo Park, near the Trancão river in Lisbon, for the papal mass during the World Youth Day 2023. The stage is located over an urban solid waste landfill, sealed at the upper face by a PEAD geomembrane, which brought restraints to the use deep foundations solutions at an early stage. Underlying the urban solid waste landfill, is an alluvial layer with 12m of maximum thickness, with very compressible soils, resting over the Miocene bedrock. To reduce the amplitude of differential settlements that could impact the stage performance, a preload landfill was carried out, to minimize the settlements that could occur at the time of the papal mass. Due to the wind tension loads to be transmitted to the foundations, the solution for the stage cover foundation was defined with driven ductile iron micropiles pipes at the urban solid waste landfill and alluvial layers, reinforced with self-drilling rod in the center, sealed at the Miocene bed rock.

KEYWORDS: Preload Landfill, Ductile Iron Driven Micropiles, Self-Drilling Micropiles.

1 INTRODUÇÃO

Tendo em conta a localização das estruturas a executar e os vários condicionamentos relacionados com o solo de fundação, foi necessário proceder à execução de um aterro de pré-carga no local em que o palco dispunha de fundações diretas e proceder à realização de ensaios de carga de microestacas cravadas, reforçadas com varão autoperfurante no seu interior, de modo a validar a solução de fundações das estruturas mais pesadas – cobertura e zona traseira do Palco (a sul). O recinto onde se realizou o evento dispõe de cerca de 38 hectares e apresenta uma forma sensivelmente retangular, orientado no sentido Norte-Sul, com aproximadamente 770 m de comprimento e 603 m de largura. Durante a missa papal acomodou cerca de um milhão de pessoas.

Este lote confina a Norte com o arruamento público - Rua Roald Amundsen e Passeio do Trancão, a Sul com o arruamento público - Rua Chen Ho, e a Oeste com o arruamento público - Passeio dos Heróis do Mar, todos estes que permitem o acesso tanto pedonal como de veículos ao interior do mesmo. Do lado Este o

terreno confina com o Rio Tejo - que permite o acesso pedonal ao interior do mesmo através do passadiço existente (Passeio do Sapal).

Na Figura 1 apresenta-se, a vermelho, o local de implantação do palco.



Figura 1 - Vista aérea do local. Google Earth.

2 PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1 Condicionamentos geológicos e geotécnicos

A área alvo de intervenção localizava-se numa área baixa e plana, na margem direita do estuário do rio Tejo. O palco foi fundado sobre o aterro sanitário de Beirolas, constituído por depósitos de solos contaminados e de resíduos urbanos, localizados, por sua vez, sobre uma camada de aterro heterogéneo, contendo materiais silto-argilosos misturados com areia e entulho, de origem artificial. Com a aproximação ao rio, a espessura do aterro sanitário reduz-se, até desaparecer na zona abrangida pela maré. Subjacente à camada de aterro, surge a formação aluvionar composta por solos lodosos compressíveis, com espessura muito variável na área do aterro sanitário de Beirolas. Na zona do Palco, a profundidade dos solos lodosos aumenta em direção ao rio de 2m até 25m, sendo praticamente constante na direção norte-sul. Subjacente a esta camada de lodos argilosos, encontra-se a formação Miocénica, constituída por arenitos, calcarenitos e calcários, mais ou menos margosos.

Na Figura 2 apresenta-se um corte esquemático da zona do palco com a identificação do zonamento descrito anteriormente.

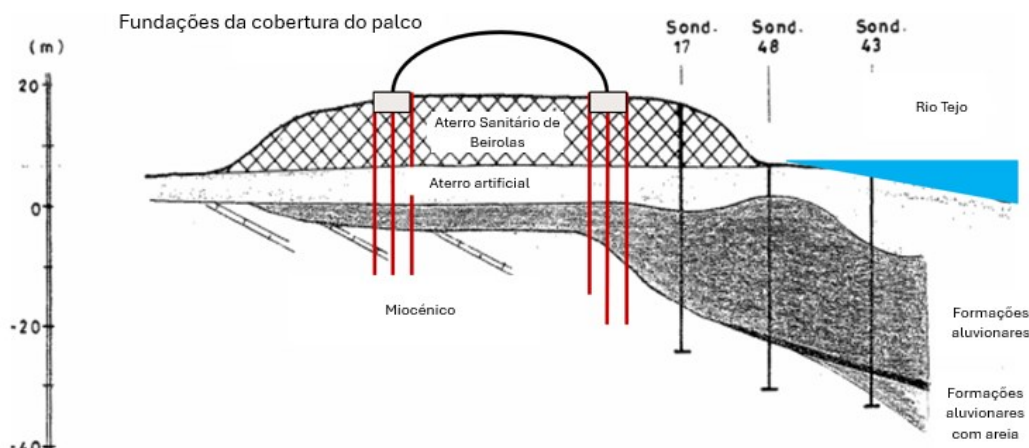


Figura 2 - Corte esquemático, Nascente – Poente, da zona do palco.

2.2 Condicionamentos relacionados com infraestrutura existente

Na definição das soluções de fundação do palco teve-se como premissa inicial o facto de não ser viável recorrer a fundações indiretas devido à existência da geomembrana de proteção da face superior do aterro sanitário cuja furação não seria possível. Este pressuposto foi mantido para a generalidade da área de intervenção, tendo sido exceção a zona traseira do palco, zona Sul, assim com o a cobertura do palco, devido ao tipo e valor das cargas a transmitir à fundação.

2.3 Condicionamentos relacionados com o tipo de estrutura da cobertura do palco

Na definição das soluções de fundação da estrutura metálica da cobertura do palco teve-se presente que a leveza da mesma, associada ao elevado vão e, em consequência, ao reduzido número de apoios, a tornava particularmente sensível à ação do vento, determinando a transmissão de elevadas cargas de tração às fundações, conforme Figura 3. A eventual execução de maciços com função de contra-peso não se afigurava realista, face à dimensão dos mesmos, associada ao respetivo peso. Na Figura 4 apresenta-se uma imagem com a preparação do local para início dos trabalhos de betão armado das correspondentes às fundações da cobertura.



Figura 3 - Vista da cobertura do palco. (Fonte: Observador)



Figura 4 – Microestacas de fundação da cobertura do palco.

3 SOLUÇÕES ADOTADAS

3.1 Aterro de pré-carga

A solução executada consistiu na realização de um aterro de pré-carga com 3,20m de altura, na zona de implantação do palco. O aterro foi realizado com material proveniente das proximidades com peso volúmico de aproximadamente 20kN/m^3 . A execução deste aterro de pré-carga teve como objetivo minimizar os assentamentos que iriam ocorrer aquando da montagem e utilização do palco. O aterro de pré-carga permaneceu no local durante um período de 90 dias, tendo ocorrido um assentamento máximo de 25cm. Na Figura 5 apresenta-se a evolução temporal dos assentamentos na zona de implantação do aterro de pré-carga. A localização das marcas topográficas apresenta-se na Figura 6.

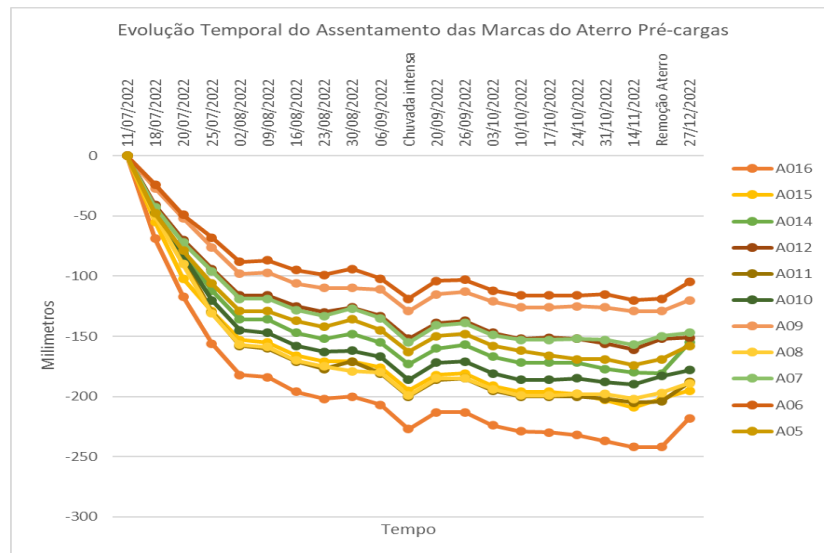


Figura 5 - Gráfico tempo-deformação. Instrumentação da zona do aterro de pré-carga.

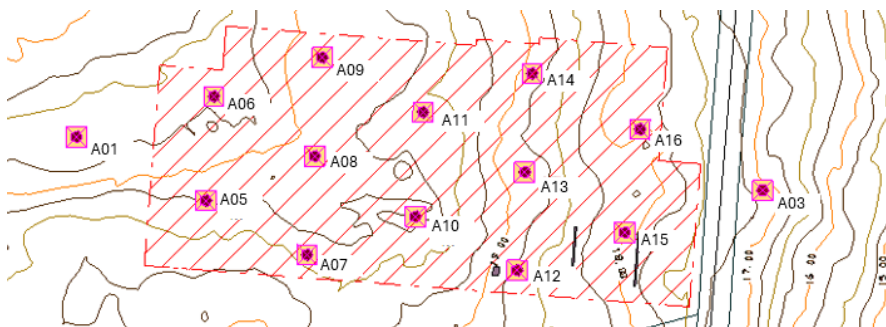


Figura 6 - Localização das marcas de assentamentos na zona do palco.

3.2 Fundações do palco

De forma a maximizar a uniformidade da transmissão das cargas ao terreno, a solução preconizada consistiu na execução de uma laje de fundação constituída por lajes alveolares pré-fabricadas, com 30cm de espessura mínima. Devido do aumento da amplitude das cargas em determinados alinhamentos, assim como da geometria irregular dos maciços de encabeçamento das microestacas de fundação da cobertura, foi necessário preconizar uma solução de fundação betonada in situ nessas zonas. Deste modo, a solução divide-se em 4 tipos de solução diferentes:

- Zona corrente: solução em lajes alveolares simplesmente apoiadas em vigas periféricas pré-fabricadas com secção em L ou retangular, de acordo com o desnível existente;
- Periferia dos maciços de fundação da cobertura: solução constituída por uma laje betonada in situ com espessura de 30cm;
- Alinhamentos traseiros – zona Nascente e Poente: solução constituída por uma laje betonada in situ com espessura de 25cm;
- Alinhamentos traseiros – zona central: viga de fundação com secção $1,65 \times 1,20 \text{ m}^2$, apoiada em microestacas cravadas, em ferro fundido dúctil, com secção tubular $\phi 170 \times 7,5 \text{ mm}$ preenchidas com betão C35/45 e reforçadas 3 varões $\phi 32 \text{ mm}$ no seu interior para prevenir eventuais fenómenos de encurvadura, sem necessidade de entrega no substrato Miocénico, pois apenas acomodavam esforços de compressão. A solução de fundação nesta zona foi compatibilizada com a solução de fundação da cobertura do palco.

3.3 Fundações da cobertura do palco

Atendendo às elevadas cargas de tração a transmitir às fundações foi adotada uma solução constituída por microestacas cravadas, em ferro fundido dúctil, com seção tubular $\phi 170 \times 7,5 \text{ mm}$, preenchidas com betão C35/45 e reforçadas interiormente com uma microestaca constituída por um varão oco, executada através da tecnologia auto perfurante. Ou seja, os tubos em ferro fundido dúctil, cravados por via seca apenas ao nível dos materiais brandos que materializam o aterro sanitário e a camada aluvionar subjacente funcionavam como um encamisamento perdido, permitindo a execução, pelo interior, da microestacas de varão, selada no substrato Miocénico.

Na Figura 7 apresenta-se o modelo 3D de toda a solução. Na Figura 8 é visível a solução definida para a zona corrente, em fase de obra.

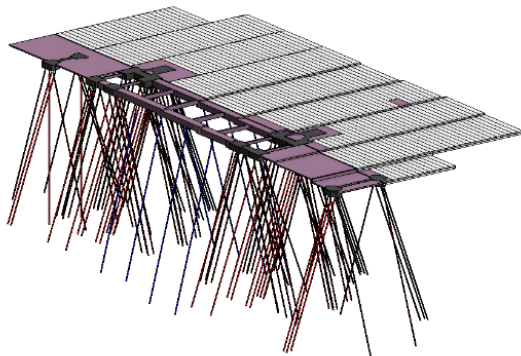


Figura 7 - Modelo 3D das fundações do palco e da cobertura do palco.



Figura 8 - Fotografia aérea da fundação do palco - zona de fundação direta constituída por lajes alveolares.

3 ENSAIOS DE CARGA À ESCALA REAL DE MICROESTACAS

Tendo em conta as características do dispositivo geológico do local, associada ao tipo e aos condicionantes da obra, foram executados ensaios de carga, cujos resultados pretendiam validar os pressupostos de dimensionamento.

Para o efeito, foram realizados 2 ensaios de carga prévios à escala real, um ensaio à compressão e um ensaio à tração.

As microestacas cravadas de ensaio foram executadas com recurso a um martelo hidráulico de alta frequência, conforme apresentado na Figura 9. A cravação foi efetuada por via seca até ser cumprido o critério de nega de entrega no substrato Miocénico. Na microestaca ensaiada à tração, foi utilizado um equipamento de perfuração com martelo de superfície para materialização de bolbo do varão oco interior, instalado através da tecnologia auto perfurante, no substrato Miocénico. Para a instalação desta mesma microestaca de varão, a furação foi efetuada com bit perdido $\phi 130 \text{ mm}$ à rotopercussão utilizando os próprios varões como elemento de perfuração. A progressão da furação fez-se através da colocação de conjuntos de varões até ser atingida a profundidade pretendida. À medida que a furação prosseguia introduziu-se pelo interior dos varões calda de cimento que tinha como função promover tanto a limpeza e remoção dos detritos de furação para a superfície, como a selagem final da microestaca. Em ambas as microestacas de ensaio, o interior ficou totalmente preenchido com calda de cimento tipo I 42.5. Para ambas as microestacas de ensaio, a instrumentação interior foi aplicada através de strain gauges introduzidos com recurso a um varão $\phi 16 \text{ mm}$.

3.2 Ensaio de carga à tração

A estrutura de reação foi materializada através de um maciço de betão armado, com cerca de $2,5 \text{ m} \times 2,5 \text{ m}$ e 1 m de altura, apresentado na Figura 9. O tubo exterior da microestaca ensaiada, cravado nos solos brandos por via seca, em ferro fundido dúctil teve um comprimento de $30,5 \text{ m}$ nos solos brandos. O varão oco interior

instalado através da tecnologia autoperfurante possuiu 40,5m, com selagem no substrato Miocénico de, aproximadamente, 10m (Bustamante e Doix, 1985). A carga de ensaio inicialmente prevista era 850kN. O ensaio de carga foi realizado com 4 ciclos de carga até à carga máxima de 922kN. Adicionalmente foi realizado um 5º ciclo de carga até 1598kN, de modo a testar a capacidade resistente da selagem no estrato Miocénico. Mesmo após atingir a carga de 1598kN não se verificou rotura.

Os principais resultados do ensaio de tração realizado apresentam-se na Figura 10 e na Figura 11.



Figura 9 - Ensaio de carga de tração.

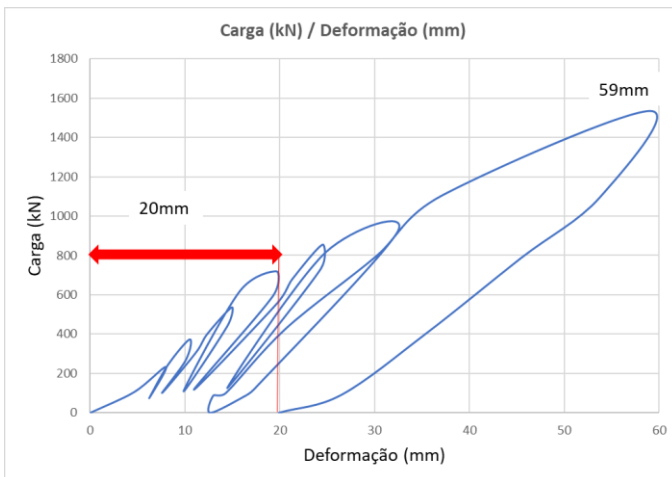


Figura 11 - Gráfico carga-deslocamento na cabeça. Ensaio de carga de tração.

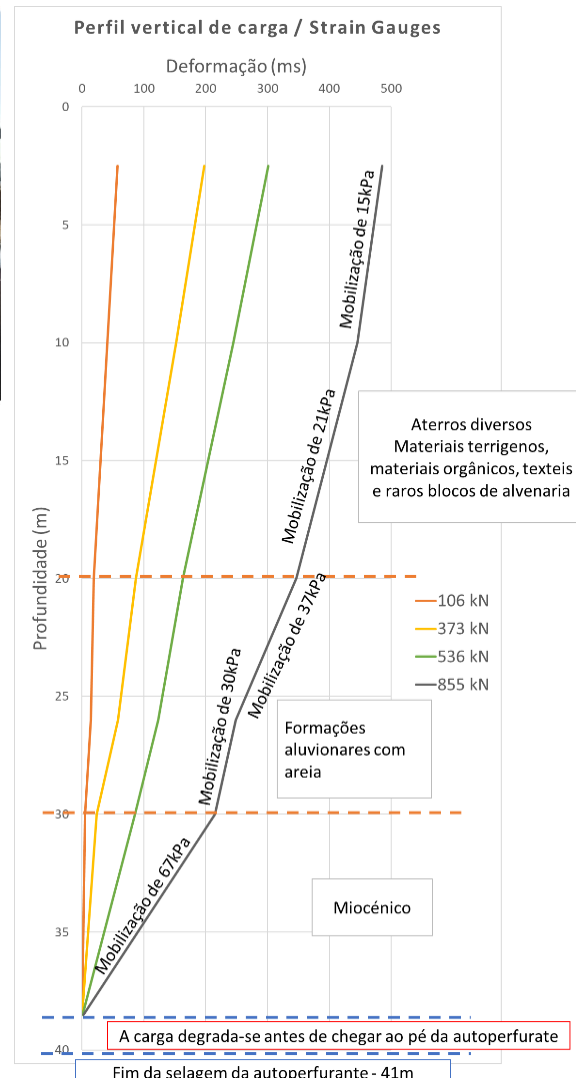


Figura 10 - Gráfico strain gauges - ensaio prévio à tração.

Para a carga de ensaio de 922kN, verificou-se uma resposta forte em todos os ciclos de carga, com uma deformação plástica da ordem dos 13mm e de uma deformação máxima de 33mm. No 5º ciclo de carga, verificou-se uma deformação total da ordem dos 59mm com uma deformação residual de 20mm. Foram instalados um conjunto de “strain gauges” à profundidade de 2.5m, 10m, 20m, 26m, 30m e 38,5m nomeadamente na transição entre o aterro e o estrato aluvionar.

Foi possível verificar com clareza, que o topo do estrato aluvionar se situava à profundidade de 20m, compatível com os resultados da prospeção realizada no local. Verificou-se que cerca de 50% da carga foi transmitida ao aterro, assim como que cerca de 30% do comprimento de selagem não foi mobilizado. No entanto, devido à grande heterogeneidade do material constituinte do aterro, considerou-se que o comprimento de selagem não deveria ser inferior aos 10m (Bustamante e Doix, 1985), de modo a, por prudência, poder acomodar a totalidade da carga de tração.

3.2 Ensaio de carga à compressão

A estrutura de reação foi executada com recuso a um pórtico constituído por perfis metálicos apoiado em 4 microestacas semelhantes à microestaca ensaiada à tração. A referida estrutura encontra-se ilustrada na Figura 12. A microestaca ensaiada possuía um comprimento de 34m, atingindo o substrato miocénico. A carga de ensaio prevista era 1820kN. Apesar do extremo cuidado em colocar o macaco alinhado com o eixo da microestaca, verificou-se instabilidade do maciço de encabeçamento da microestaca acima de uma carga de 1400kN com o deslocamento horizontal do maciço. Apesar da rotação do maciço, quando se ultrapassou a carga aproximada de 1400kN, verificou-se um aumento contínuo de capacidade de carga em aproximadamente 320kN até aos 1723kN.

Os principais resultados do ensaio de tração realizado apresentam-se na Figura 13 e na Figura 14.



Figura 12 - Ensaio de carga de compressão.

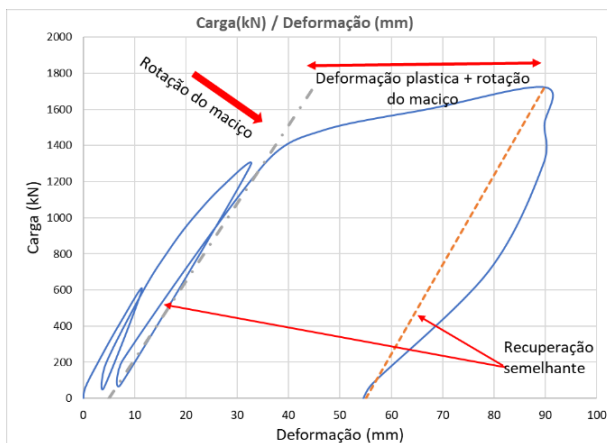


Figura 14 - Gráfico carga-deslocamento na cabeça. Ensaio de carga de compressão.

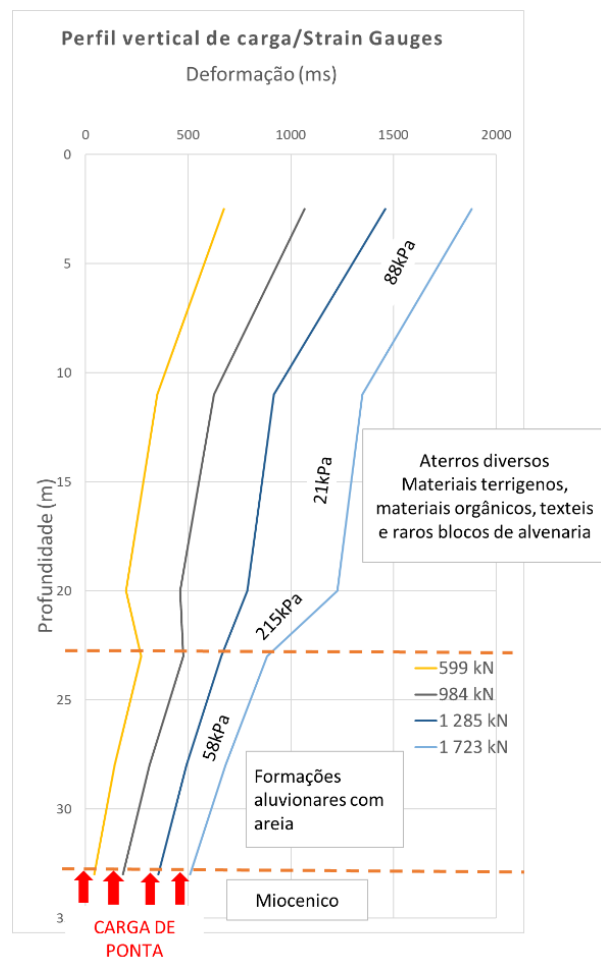


Figura 13 - Gráfico strain gauges - ensaio prévio à compressão.

Foram instalados um conjunto de “strain gauges” às profundidades de 2,5m, 11m, 20m, 23m, 28m e 33m, nomeadamente na transição entre o aterro e a camada aluvionar. Foi possível verificar com clareza que o topo da camada aluvionar se situava a cerca de 23m de profundidade, o que era compatível com a informação resultante da prospeção geológica e geotécnica realizada no local. Verificou-se uma capacidade de transmissão de carga significativa ao aterro com resposta efetiva entre o 2,5m e 11m e muito boa entre os 20 e 23m de profundidade. Entre a profundidade de 11 a 20m a transmissão de carga ao aterro foi negligenciável. Estimase que a carga de ponta mobilizada seja da ordem dos 600kN para uma carga da ordem dos 1700 kN. Destacou-se igualmente a não mobilização de qualquer fenómeno de instabilidade lateral por encurvadura.

3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo teve como objetivo apresentar a solução de fundações do palco principal das Jornadas Mundiais da Juventude, que se realizou no Parque Tejo, perto do Rio Trancão, em Lisboa, apresentando os diversos condicionamentos que estiveram na base das escolhas e decisões tomadas.

Tendo por base os condicionamentos já descritos, assim como os resultados dos ensaios de carga descritos, é destacado o excelente desempenho das duas soluções adotadas:

- i. Fundação do palco com necessidade de acomodar apenas cargas de compressão: laje de fundação constituída por lajes alveolares pré-fabricadas, com 30cm de espessura mínima, assentes diretamente no terreno. Nos alinhamentos mais carregados a solução passou de fundação direta para fundação indireta com recurso a microestacas cravadas, tubos em ferro fundido dúctil com ligeira entrega no substrato Miocénico.
- ii. Fundação da cobertura do palco com necessidade de acomodar esforços de compressão e, sobretudo, de tração: microestacas cravadas, tubos em ferro fundido dúctil, apenas ao nível dos solos brandos, situação que determinou a necessidade de reforçar os referidos tubos interiormente com uma microestaca constituída por um varão oco, executada através da tecnologia auto perfurante, devidamente selada no substrato Miocénico.

De modo a validar os pressupostos de dimensionamento das microestacas de fundação, foram realizados dois ensaios de carga no local de implantação do palco, um de compressão e um de tração. Os resultados obtidos permitiram validar antecipadamente os principais pressupostos de projeto, garantindo a adequação da solução ao contexto geológico-geotécnico local.

As questões ambientais foram tidas em conta, tendo-se adotado uma solução que evitasse a necessidade de remover os solos contaminados do local, com o recurso à utilização de microestacas tubulares, cravadas por via seca, em ferro fundido dúctil, este último destacando-se igualmente por ser um material reciclado das siderurgias.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Dono de Obra, a autorização para publicação do presente artigo. Agradecem igualmente à equipa que realizou os trabalhos descritos, nomeadamente as empresas Oliveiras S.A, empreiteiro geral, e Geosol S.A, empreiteiro dos trabalhos de geotecnia, assim como à empresa que fiscalizou a obra, Engexpor – Consultores de Engenharia S.A.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

<https://observador.pt/2023/10/06/onde-esta-o-palco-da-jmj-no-parque-tejo-estrutura-foi-retirada-e-camara-de-lisboa-garante-que-foi-guardada/>, acedido em 15/04/2024

Bustamante, M. e Doix, B. (1985). Une méthode pour le calcul de tirants et des micropieux injectés. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Ministère de L'Équipement, du Logement, des Transports et de la Mer, Paris.

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/354

The Effect Of An Eccentric Blow In The High Strain Dynamic Pile Test

Daniel Kina Murakami
Benaton Specialist, São Paulo, SP, Brasil

Jean Felix Cabette
Benaton Specialist, São Paulo, SP, Brasil

ABSTRACT: The High Strain Dynamic Pile Test (HSDPT) has been used on piles to detect damage along the shaft and to determine the pile capacity. The Beta Method is commonly used to identify the magnitude of the pile damage. A broken pile may not support a low-energy blow applied to the pile top (Murakami et al., 2020). Moreover, good dynamic-collected data is fundamental for a reliable diagnosis of the piles, particularly for detecting pile damage (Murakami et al., 2022a, 2022b, 2023, 2024a, 2024b). This paper presents a case study in which poor data quality indicated false damage on 30 cm-square precast concrete piles. Furthermore, the set per blow was zero, and the force signals demonstrated an eccentric blow, with negative force values before the $2L/c$ time in one of the pair of sensors, indicating that this bending on the pile may have resulted in this “false pile damage.” This paper shows that the pile testing engineer may evaluate if the collected data is of good quality. If not, an investigation must be done to identify the cause of the bad-quality data. Otherwise, the outcome of the HSDPT will not be reliable and may indicate false pile damage on the pile shaft.

KEYWORDS: High Strain Dynamic Pile Test (HSDPT), Beta Method, False Pile Damage, Data Quality, Precast Concrete Piles

RESUMO: O Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD) tem sido utilizado em estacas para detectar danos ao longo do fuste e determinar a capacidade da estaca. O Método Beta é comumente usado para identificar a magnitude do dano na estaca. Uma estaca danificada pode não resistir a um impacto de baixa energia aplicado no topo da estaca (Murakami et al., 2020). Além disso, dados dinâmicos coletados com qualidade são fundamentais para um diagnóstico confiável das estacas, particularmente para detectar danos (Murakami et al., 2022a, 2022b, 2023, 2024a, 2024b). Este artigo apresenta um estudo de caso no qual a baixa qualidade dos dados indicou falsos danos em estacas pré-fabricadas de concreto de 30 cm de lado. Ademais, a nega por golpe foi zero, e os sinais de força demonstraram um golpe excêntrico, com valores de força negativos antes do tempo $2L/c$ em um dos pares dos sensores, indicando que esta flexão na estaca pode ter resultado neste “falso dano na estaca”. Este artigo mostra que o engenheiro responsável pelo ensaio da estaca pode avaliar se os dados coletados são de boa qualidade. Caso contrário, uma investigação deve ser realizada para identificar a causa dos sinais de baixa qualidade. Do contrário, o resultado do ECD não será confiável e poderá indicar falsos danos no fuste da estaca.

PALAVRAS CHAVE: Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD), Método Beta, Falso dano na estaca, Qualidade dos sinais, Estacas pré moldadas

1 INTRODUCTION

The High Strain Dynamic Pile Test (HSDPT) (NBR 13208, ASTM D4945) has been used on piles to detect damage along the shaft and to determine the pile capacity. The Beta Method is commonly used to identify the magnitude of the pile damage.

In the HSDPT, if the velocity increases sharply relative to the force at any point earlier than the $2L/c$ time, it indicates damage has weakened the pile (Goble et al., 1977). Figure 1 shows an example of a force and velocity measurement on a broken pile (Rausche and Goble, 1979).

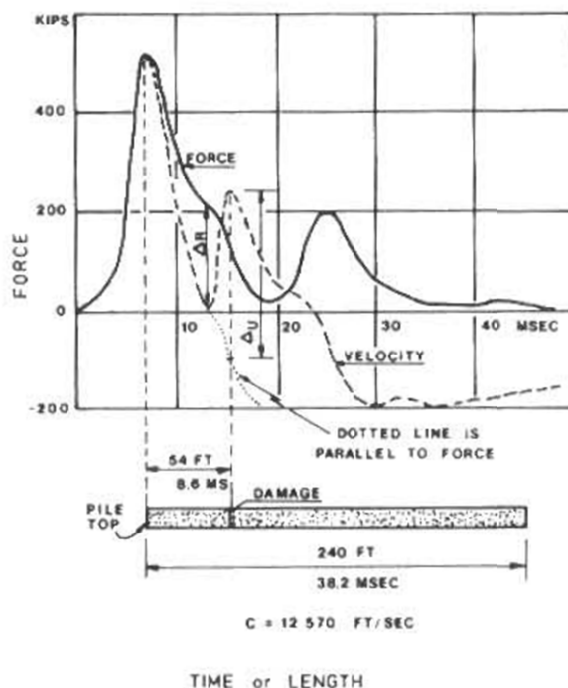


Figure 1. Example of a force and velocity measurement on a broken pile (Rausche and Goble, 1979)

The pile data collected in the HSDPT are analyzed through a Signal-Matching Method. The CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) is a software used to perform Signal-Matching Analysis (Pile Dynamics, Inc, 2006).

In the field, the Pile Driving Analyzer (PDA) calculates the β value. Further, a Signal-Matching Analysis models the pile-soil system, adjusting the pile impedance along the pile length. Categories of pile integrity are suggested as a function of the β values, according to Rausche and Globe (1979):

Table 1. Pile description as a function of β values.

β (%)	Description
100	Uniform pile
$80 < \beta < 100$	Slight damage
$60 < \beta < 80$	Damage
$\beta < 60$	Pile broken

A broken pile may not support a low-energy blow applied to the pile top (Murakami et al., 2020). Moreover, good dynamic-collected data is fundamental for a reliable diagnosis of the piles, particularly for detecting pile damage (Murakami et al., 2022a, 2022b, 2023, 2024a, 2024b).

Murakami et al. (2022b) showed a case study in which a root pile was considered broken based on the impedance reduction calculated by the CAPWAP analysis. However, poor-quality collected data was observed, and the dynamic test was performed again. The second test, with good-quality collected data, confirmed that the pile was still functional. On both tests, the match quality number was acceptable. Furthermore, the authors concluded that the match quality number in a CAPWAP analysis is not the only parameter to be analyzed as a quality parameter of the tested piles, being fundamental to quality assurance of the collected data.

2 OBJECTIVES

This paper aims to present the effect of an eccentric blow in the high-strain dynamic pile test. It is shown in a Case Study that an eccentric blow applied at the pile top (pile E10) may cause bad-quality data,

indicating false pile damage on the pile shaft. This Case Study shows the importance of good-quality data in the Dynamic test. In addition, the collected signals with bad quality (negative force values at the beginning of the strike) shown in this paper are one of the collected signal types that Murakami (2024a) suggests that a CAPWAP analysis cannot be performed.

3 METHODOLOGY

The results obtained in the field through the CASE Method are shown. Then, the CAPWAP analyzed signals from the blow with the highest energy level. Different force and velocity signals collected by the Pile Driving Analyzer (PDA) for the same pile with the same drop height of 40 cm are shown. Moreover, the HSDPT was performed in a 30 cm-square precast concrete pile for a design load of 70 tons.

In addition, the bad-quality and good data are compared in the same pile tested by the HSDPT (pile E10). Further, these results are compared with another pile (E92) with good-quality data, close to pile E10. The results of the bad-quality data are entirely different from the good ones.

Moreover, the pile damage determined by the Case Method demonstrated low Beta values for the bad-quality data, indicating that the pile would be considered broken. However, the good-quality data indicated that the pile was not broken but had slight damage.

4 CASE STUDY

The project site was in Cubatão, SP, Brazil, and the 30 cm-square precast concrete piles were driven by a 5-ton hydraulic hammer up to 32m depth. The soil profile indicated a thick, soft clay layer up to 28m depth, followed by a sandy layer up to 38m depth. The 5-ton hydraulic hammer applied four blows with a drop height of 40cm, and the β values were between 52% and 90%, indicating severe pile damage (broken pile). These magnitudes of the β values mean that the pile would not be able to support the loads from the structures, according to Table 1. Nonetheless, it will be shown in this paper that bad-quality data caused this false pile damage.

For those four blows on pile E10 with a drop height of 40 cm (Blow numbers between 4 and 7), the RMX (maximum static resistance) was between 107 tons and 132 tons, as shown in Table 2. However, the set per blow was zero, and the force signals demonstrated an eccentric blow, indicating that this bending on the pile may have resulted in this “false pile damage.” Normally, a broken pile may not support a low-energy blow applied to the pile top (Murakami et al, 2020). Once the pile set was zero, it would be an indication that the pile would not be broken.

The two worst collected data were observed on blow numbers 5 and 6 (BN 5 and 6). Figure 2 shows the pair of force signals collected on pile E10 (BN 5). It was observed that sensor F3 measured negative values at the beginning of the strike before the $2L/c$ period caused by an eccentric blow. This eccentric blow caused a bad proportionality between force and velocity signals, with a FVP (proportionality between force and velocity) of 0.9, as shown in Table 2. Further, this bending on the pile indicated false pile damage (β of 79.0 at 1.0m and 52 at 6.8m, as shown in Table 2) once the β values are calculated on force and velocity collected signals. For precast concrete piles, a good collected signal normally indicates an FVP of 1.0.

Figure 3 shows the pair of force signals on BN 6. The sensor F3 is still negative at the beginning of the strike before the $2L/c$ period. This eccentric blow caused a bad proportionality between force and velocity signals, with a FVP of 0.5, as shown in Table 2. Further, this bending on the pile indicated false pile damage (β of 79.0 at 6.6m and 90 at 18.3m, as shown in table 2) once the β values are calculated on force and velocity collected signals. For precast concrete piles, a good collected signal normally indicates an FVP of 1.0. Although the Beta values on BN 6 were higher than the ones observed on BN 5, it is expected that a CAPWAP analysis would indicate more severe damage on BN 6 once the velocity increased sharply relative to the force signal before the $2L/c$ time. This fact would indicate that damage on the pile had weakened it (Goble et al., 1977; Murakami and Cabette, 2023).

The pile E10 was slightly inclined, which made it harder to collect good-quality data (Murakami, 2024a). In this case, the hammer should be adjusted with the same inclination of the pile. Then, during those four blows with the same drop height (BN between 4 and 7), the pile testing engineer tried to properly adjust

the pile driving machine in order to collect good-quality data. Further, the pile-driving machine’s hammer had been appropriately adjusted on blow number 7 (figure 3) with no indication of negative values at the beginning of the strike on sensor F3. An additional blow of 60 cm drop height (BN 8) was applied at the pile top (figure 5), and the β value was conservative (71.0 at 16.4m). However, the CAPWAP demonstrated slight damage on the pile, with two compression slacks (0.10mm with an efficiency of 0.10 at 12.11m and 0.25mm with an efficiency of 0.20 at 17.15m) and one tension slack (1 tf with an efficiency of 1.0 at 1.0 m). In addition, with a blow of 60 cm, the RMX was 192 tons, as shown in Table 2.

Table 2. Case Method results for pile E10

Blow number (BN)	Drop Height (cm)	RMX (tf)	β	EMX (tf.m)	FVP
2	20	105	-	0.42	1.0
4	40	132	71.0@7.4m	0.68	1.0
5	40	107	79.0@1.0m / 52.0@6.8m	0.45	0.9
6	40	125	79.0@6.6m / 90.0@18.3m	0.61	0.5
7	40	139	80.0@7.0m / 60.0@18.9m	0.74	0.9
8	60	192	71.0@16.4m	1.41	1.0

Where: RMX = maximum static resistance; β = Beta values; EMX = maximum transferred energy; FVP = proportionality between force and velocity.

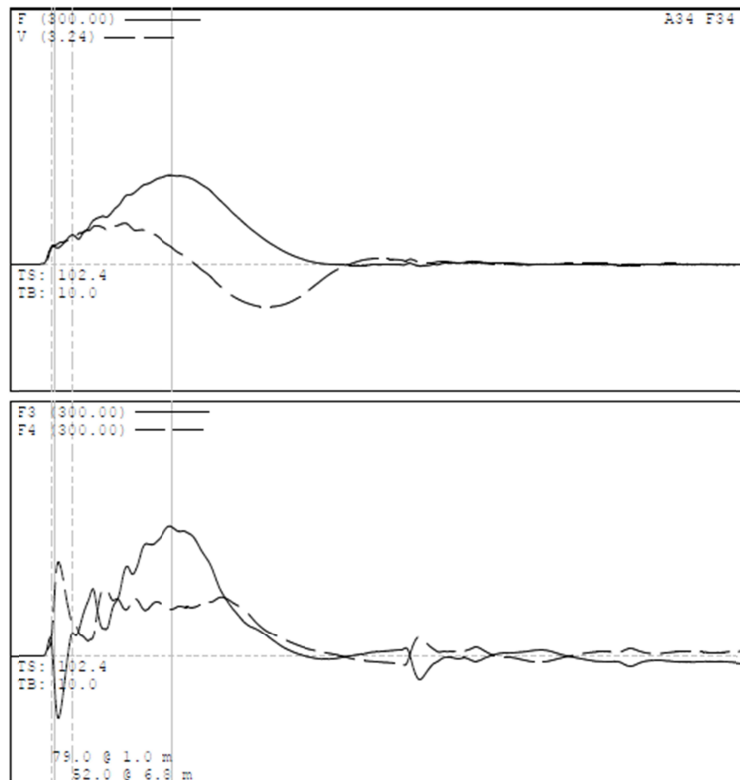


Figure 2. Collected data on pile E10 with a drop height of 40cm (Blow number 5)

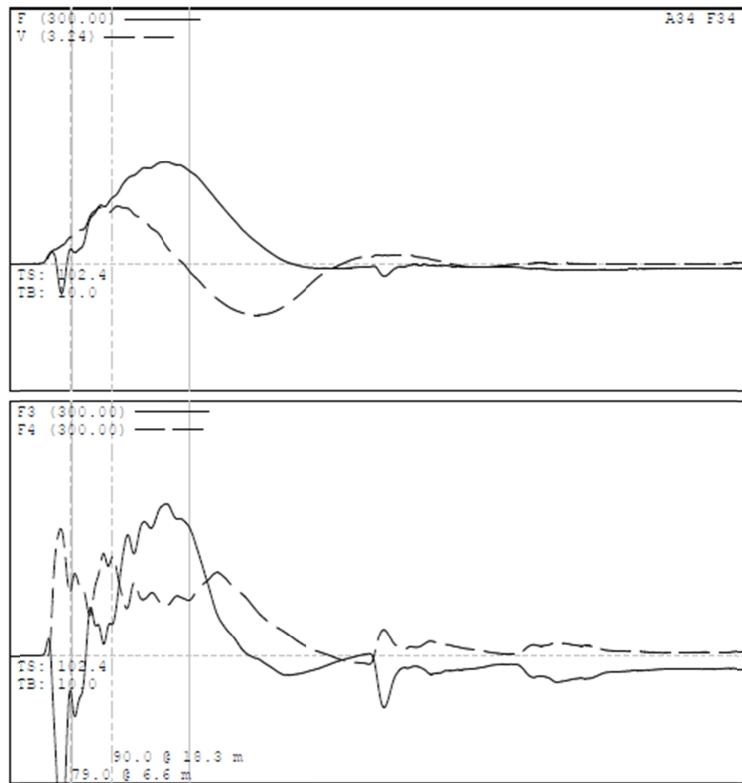


Figure 3. Collected data on pile E10 with a drop height of 40cm (Blow number 6)

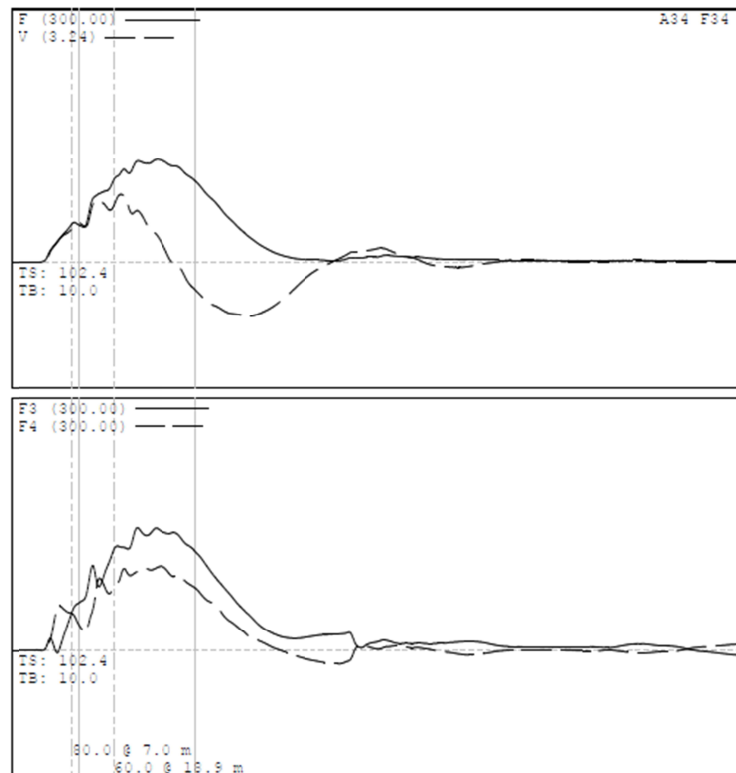


Figure 4. Collected data on pile E10 with a drop height of 40 cm (Blow number 7)

Figures 5 and 6 show the force signals for piles E10 (60 cm drop height) and E92 (80 cm drop height), respectively. The shape of force and velocity on both collected signals are qualitatively close, with no negative force values at the beginning of the strike before the $2L/c$ time. The pile E92 showed slight damage through the Case Method (β of 78 at 31.6m). However, the CAPWAP analysis showed no signs of damage along the pile shaft.

Likewise, the signals with good-quality data (figures 5 and 6) are different from the bad-quality data from figures 2 to 4. This would explain the reason for detecting false pile damage on bad-quality signals (figures 2 to 4). As Murakami (2024a, 2024b) observed, the match quality number is not the only parameter to be analyzed on the HSDPT for the quality of the test; the quality of the collected data is fundamental for the quality assurance of the deep foundations.

Ensuring high-quality collected data is fundamental for reliable HSDPT results and deep foundation quality assurance, as the match quality number alone is not sufficient for assessing test quality (Murakami, 2024a, 2024b).

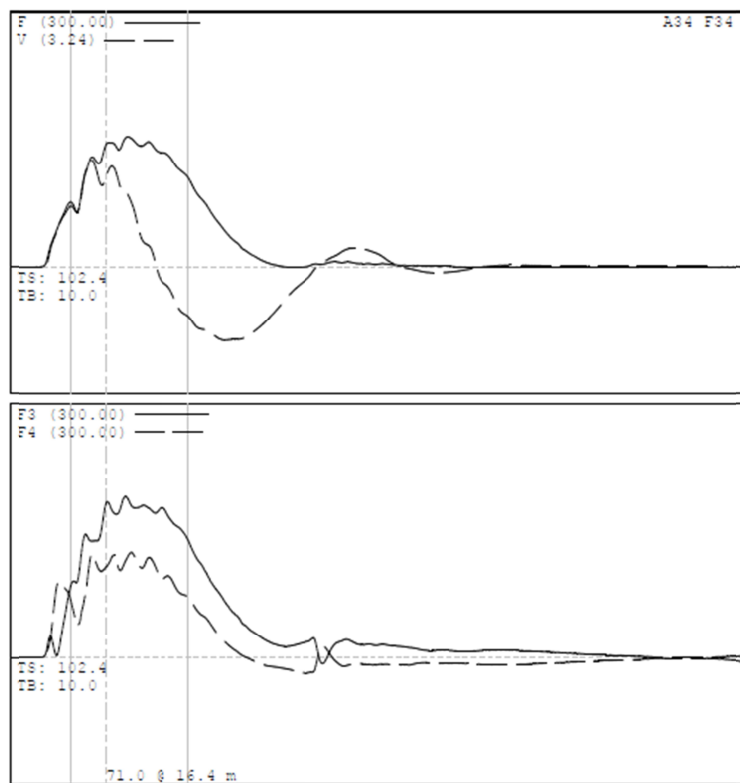


Figure 5. Collected data on pile E10 with a drop height of 60cm (Blow number 8)

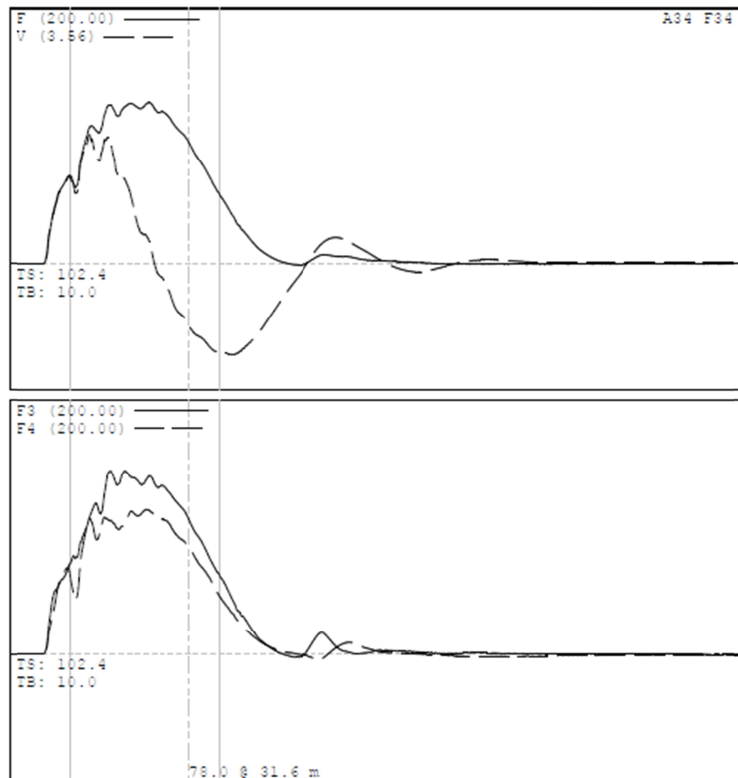


Figure 6. Collected data on pile E92 with a drop height of 80cm

This paper demonstrated that the pile testing engineer must evaluate the collected-data quality; if inadequate, an investigation is necessary to identify the cause. Failure to ensure high-quality data may yield unreliable HSDPT results, potentially leading to the misinterpretation of pile integrity, as highlighted by Murakami et al. (2020, 2022, 2023, 2024a, 2024b).

5 CONCLUSIONS

This paper aims to present the effect of an eccentric blow in the high-strain dynamic pile test. It is shown in a Case Study that an eccentric blow applied at the pile top (pile E10) may cause bad-quality data.

In addition, a comparison between the bad-quality data and the good one in the same pile tested by the Dynamic Load Test was made. Further, these results are compared with another pile (E92) with good-quality data. The results of the bad-quality data are entirely different from the good one, and the bad one indicated false pile damage on the pile shaft. This Case Study shows the importance of good-quality data in the Dynamic test.

This paper demonstrated that the pile testing engineer must evaluate the collected-data quality. If not, an investigation must be done to identify the cause of the bad-quality data. Otherwise, the outcome of the HSDPT will not be reliable and may indicate false pile damage on the pile shaft, as observed by Murakami et al. (2020, 2022, 2023, 2024a, 2024b).

In this case study, the bad-quality data resulted from the misalignment of the pile driving hammer. The pile was slightly inclined, and in this case, the hammer should be adjusted with the same inclination of the pile. After several adjustments, the hammer was correctly aligned, yielding good-quality data.

Furthermore, after proper hammer alignment, the negative force values before $2L/c$, initially indicative of severe pile damage, were no longer observed. This correction in the readings confirmed that the initial diagnosis was inaccurate, highlighting the critical influence of proper equipment setup on data quality and accurate pile integrity assessment.

BIBLIOGRAFIC REFERENCES

- ABNT (2007) NBR 13208. Estacas Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro.
- ASTM D4945 (2017) Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Deep Foundations, West Conshohocken, PA, USA.
- Goble, G., Likins, G., Teferra, W., (1977). Piles and Pile Driving Hammer Performance for H-Piles Driven to Bedrock. Ohio Department of Transportation and Federal Highway Administration, Cleveland, OH.
- Murakami, D. K., Corgnier, F., Sáez, M., Ludemann, S., Rocha, A. (2020) Análise de resultados de ensaios em estacas raiz em uma região de bota fora. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Campinas, SP.
- Murakami, D. K., Corgnier, F., Godinho, H., Saito, E. (2022a) Data Quality in the High Strain Dynamic Pile Test in Cast in Place Piles. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Campinas, SP.
- Murakami, D. K., Corgnier, F., Godinho, H., Saito, E. (2022b) Pile Damage Evaluation Through Low Strain Integrity Test and High Strain Dynamic Pile Test in Root Piles. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Campinas, SP.
- Murakami, D. K., Cabette, J. F. (2023) The Reliability of the Dynamic Load Test to Detect Pile Damage. 10º Seminário de Fundações Especiais e Engenharia Geotécnica, São Paulo, SP.
- Murakami, D. K. (2024a). Nova proposta para avaliação da qualidade do ensaio de carregamento dinâmico. XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Balneário Camboriú, SC (artigo submetido).
- Murakami, D. K. (2024b) A Diferença entre Significado Físico e Matemático no Ensaio de Carregamento Dinâmico. XX ICongresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Balneário Camboriú, SC (artigo submetido).
- Pile Dynamics, Inc. (2009) PDA-W Manual, Cleaveland, OH, USA.
- Pile Dynamics, Inc. (2006) CAPWAP Manual, Cleaveland, OH, USA.
- Rausche, F., Globe, G. G. (1979) Determination of pile damage by top measurements, American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication 670, Philadelphia, PA, USA, p500-506

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/355

The Importance Of A Reliable SPT Test On Costs Of Deep Foundations

Daniel Kina Murakami

Benaton Specialist, São Paulo, Brazil, daniel.murakami@benaton.com.br

Jean Felix Cabette

Benaton Specialist, São Paulo, Brazil, jeancabette@benaton.com.br

ABSTRACT: Wave-equation analysis on piles may be done to select a hammer mass to install the deep foundations at the design length. GRLWEAP is a software commonly used for this purpose. In this project site, located in São Bernardo do Campo, SP, Brazil, 17cm-square precast concrete piles were driven by a 2.8-ton free fall hammer with a drop height of 30 cm for a workload of 25 tons. Moreover, the SPT tests showed clayey soil with low N_{spt} values of 1 blow/30 cm in the first 3m depth, followed by a layer of the same material with N_{spt} values between 4 blows/30 cm and 26 blows/30 cm up to 5m depth. Then, the SPT tests indicated higher than 50 blows/30cm between 6m and 7m depth for the clayey soil. The GRLWEAP analysis indicated that 17cm-square precast concrete piles would be embedded at 6m depth with a blow count higher than 860 blows/m for a drop height of 30 cm. However, during the pile driving, the soil demonstrated low strength at 6m depth for most of the piles, and the piles were driven between 5.9 m and 12.1 m depth, and the average pile penetration was 9.3 m. Once the average pile penetration was 3 m longer (70% longer) than the predicted lengths by the GRLWEAP, it was requested a new SPT test to confirm the soil profile. However, it was not possible due to the timeline restrictions. Then, five Dynamic Load Tests were performed on the piles with pile lengths between 8.8m and 12.1m, and the results confirmed a low-soil resistance at 6m depth. The mobilized loads were between 67.3 and 87.0 tons. In addition, the PDA indicated good results for the piles that reached longer depths than the ones predicted by the GRLWEAP, although the SPT suggested a lower pile length. This case study shows the importance of a reliable SPT test. Due to errors in the SPT test and timeline restrictions, the contractor's budget was severely affected. The PDA was fundamental for the quality assurance of the deep foundations, and the conclusion is that if the piles were embedded at 6 m depth according to the SPT tests, then a low pile capacity would be reached once the predicted blow count of 860 blows/m was not observed at this depth. Moreover, all the piles would be restriking to reach the workload with the minimal factor of safety.

KEYWORDS: SPT Test, Costs, GRLWEAP, Dynamic Load Test, Precast Concrete Piles

1 INTRODUCTION

Wave-equation analysis on piles may be done to select a hammer mass to install the deep foundations at the design length. GRLWEAP (Pile Dynamics, Inc., 2010) is a software commonly used for this purpose.

The hammer selected to install the piles may provide sufficient energy to drive the piles at the predicted depth and reach the design load. Compression and tension stresses during the pile driving may not exceed the material strength in order not to damage the piles.

Based on the soil profile obtained by the SPT test, it may be predicted the soil resistances along the pile shaft and the pile toe. Further, with those soil resistances in depth and other soil parameters (quake and damping), a prediction of the blow counts in depth may be done by the GRLWEAP.

Murakami et. al. (2022) observed good agreement between the force and velocity signals predicted by the GRLWEAP and the ones observed by the PDA (Pile Dynamics, Inc., 2009). The authors observed in a case study that the WEAP analysis was fundamental for the hammer selection, and the use of a hydraulic hammer with a smaller mass would not be able to mobilize the design load with a factor of safety.

2 OBJECTIVES

This case study shows the importance of a reliable SPT test. Due to errors in the SPT test and timeline restrictions, the contractor's budget was severely affected. The PDA was fundamental for the quality assurance of the deep foundations.

3 METHODOLOGY

It is shown the drivability analysis performed by GRLWEAP. Based on the soil resistance predicted by Aoki & Velloso (1975), the software predicts the blow count in depth, and a comparison is made with the blow counts observed during the pile installation. In addition, a prediction of force and velocity signals is made by GRLWEAP, and those results are compared with the measured data in dynamic load test (NBR 13208; ASTM D4945). Moreover, the CAPWAP (Pile Dynamics, Inc., 2006) analysis provides the soil resistance along the shaft and the toe resistance.

4 CASE STUDY

In this project site, located in São Bernardo do Campo, SP, Brazil, 17cm-square precast concrete piles were driven by a 2.8-ton free fall hammer with a drop height of 30 cm for a workload of 25 tons. Moreover, the SPT tests showed clayey soil with low N_{spt} values of 1 blow/30 cm in the first 3m depth, followed by a layer of the same material with N_{spt} values between 4 blows/30 cm and 14 blows/30 cm up to 5m depth. Then, the SPT tests indicated higher than 50 blows/30cm between 6m and 7m depth for the clayey soil.

The GRLWEAP analysis indicated that 17cm-square precast concrete piles would be embedded between 5 m and 5.5 m depth with a blow count higher than 860 blows/m for a drop height of 30 cm, as shown in Table 1, while Figure 1 shows the predicted force and velocity signals.

During the pile driving, the soil demonstrated low strength at 5 m depth for most of the piles, and the piles were driven between 5.9 m and 12.1 m depth, and the average pile penetration was 9.3 m. Once the average pile penetration was 3 m longer (about 70% longer) than the predicted lengths by the GRLWEAP, it was requested a new SPT test to confirm the soil profile.

However, it was not possible due to the timeline restrictions. Then, five Dynamic Load Tests were performed on the piles with pile lengths between 8.4m and 12.1m, and the results confirmed a low-soil resistance at 6m depth. The mobilized loads were between 67.3 and 87.0 tons. In addition, the PDA indicated good results for the piles that reached longer depths than the ones predicted by the GRLWEAP, although the SPT suggested a lower pile length.