

SEFE IV

**SEMINÁRIO DE ENGENHARIA
DE FUNDAÇÕES
ESPECIAIS E GEOTECNIA**

ANAIS 1



**FAUUSP
EPUSP**



COMISSÃO ORGANIZADORA DO SEFE IV

Presidente da ABEF – José Luiz Saes
Presidente da ABMS/SP – Frederico Fernando Falconi

Presidente da
Comissão Organizadora - Clóvis Salioni

SECRETARIA

Fabio Azem
Marly Godoy Pereira

DIVULGAÇÃO

Nélcio Azevedo Jr.
Walter Iorio

FINANÇAS

Heitor Manrubia
Ilan Gottlieb

COMITÊ TÉCNICO

Presidente Armando Caputo
Membros: Cláudio Wolle
Jaime Marzionna
José Luiz Saes
Maurício Abramento
Urbano Rodrigues Alonso

COMISSÃO ORGANIZADORA DA ABMS 50 ANOS

Presidente: Sussumu Niyama
Membros: Alberto Sayão
Manuel Martins
Nélcio Azevedo Jr.
Paulo Roberto Chamecki

COMISSÃO ORGANIZADORA DO BIC

Alberto F.S.J. Sayão
Fernando Schnaid
Fernando B. Danziger
José C.A. Cintra

PROMOÇÃO

ABEF

Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia

ABMS

Associação Brasileira de Mecânica dos Solos –
Núcleo Regional São Paulo

APOIO

Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo

PATROCÍNIO



ANÁLISE DE RESISTÊNCIA MOBILIZADA EM TUBULÕES ATRAVÉS DO PDA

Campelo, N.
Universidade do Amazonas

C193a

Cintra, J.C.A.; Aoki, N. & Albiero, J.H.
USP/São Carlos

Carneiro, B.J.I.C.
Instituto Luterano de Ensino Superior de Manaus

1. RESUMO.

São analisadas provas de carga dinâmica realizadas em três tubulões a céu aberto, escavados mecanicamente no Campo Experimental de Fundações da USP/São Carlos. Os tubulões têm 0,60m de diâmetro de fuste e base à cota -8m, sendo que um deles tem base alargada com diâmetro de 1,50m. A resistência mobilizada foi determinada pelo PDA, para vários níveis de energia. Análises CAPWAP permitiram fazer uma interpretação da distribuição de resistência lateral e de ponta, bem como das variáveis do sistema solo-tubulão, como os coeficientes de amortecimento CASE e de Smith e os valores de *quake*. Também são mostradas as variações de resistência, energia e deslocamentos adimensionalizados, como uma forma de se observar melhor o comportamento do sistema solo-tubulão.

2. PERFIL GEOTÉCNICO DO LOCAL.

O perfil do Campo Experimental de Fundações, no *campus* da USP em São Carlos, é constituído por uma camada superficial de areia argilosa marrom (Sedimento Cenozóico), porosa e colapsível, com 6m de espessura, separada por uma linha de seixos, da camada de solo residual, composta de areia argilosa variegada, do Grupo Bauru. Nessa terceira etapa de pesquisa, foram realizados novos ensaios de laboratório, envolvendo a aplicação dos conceitos de solos não-saturados, e novas sondagens à percussão até 28m de profundidade.

A Figura 1 apresenta o perfil típico do subsolo, com base nessas novas sondagens, realizadas em época de intensas chuvas. Como esse solo é colapsível, o teor de umidade mais elevado (menor sucção) reduziu os valores do índice de resistência à penetração, em comparação com aqueles obtidos em sondagens anteriores em época de seca (CINTRA *et al.*, 1991).

1093067

110900

SYSNO	1093067
PROD	0001306
ACERVO EESC	

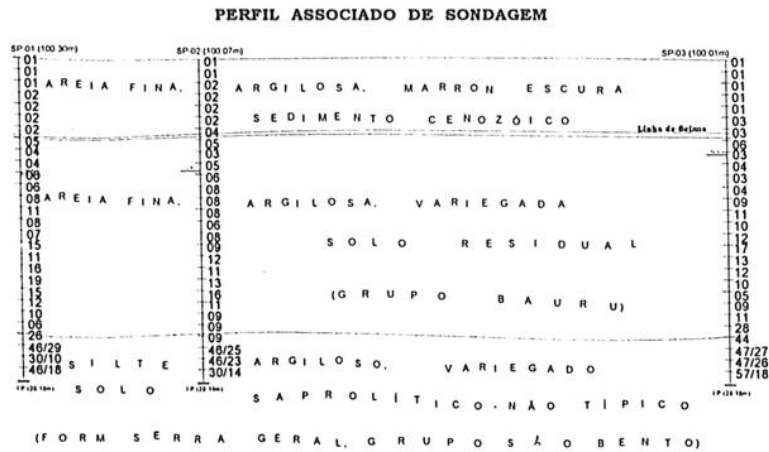


FIGURA 1 – Perfil do subsolo e valores do índice de resistência à penetração do SPT.

3. EXECUÇÃO DOS TUBULÕES.

A Figura 2 apresenta a geometria do tubulão T7; outros dois tubulões (T2 e T5) têm dimensões semelhantes mas não têm base alargada. O fuste dos tubulões foi concretado até cerca de 1,80 m acima do nível do terreno para a instalação dos sensores do PDA (distância mínima de duas vezes o diâmetro do fuste, a partir do topo). Os tubulões foram concretados com $f_{ck} = 30$ MPa e $slump$ 11 ± 1 cm, e armados para resistir aos esforços dinâmicos. Foi soldado um anel à armadura longitudinal, constituído por uma chapa de aço com 6,3 mm de espessura, 15 cm de altura e 60 cm de diâmetro externo.

Foram utilizados dois pares de transdutores de deformação específica e dois pares de acelerômetros, afixados diametralmente opostos, em relação ao eixo longitudinal dos tubulões.

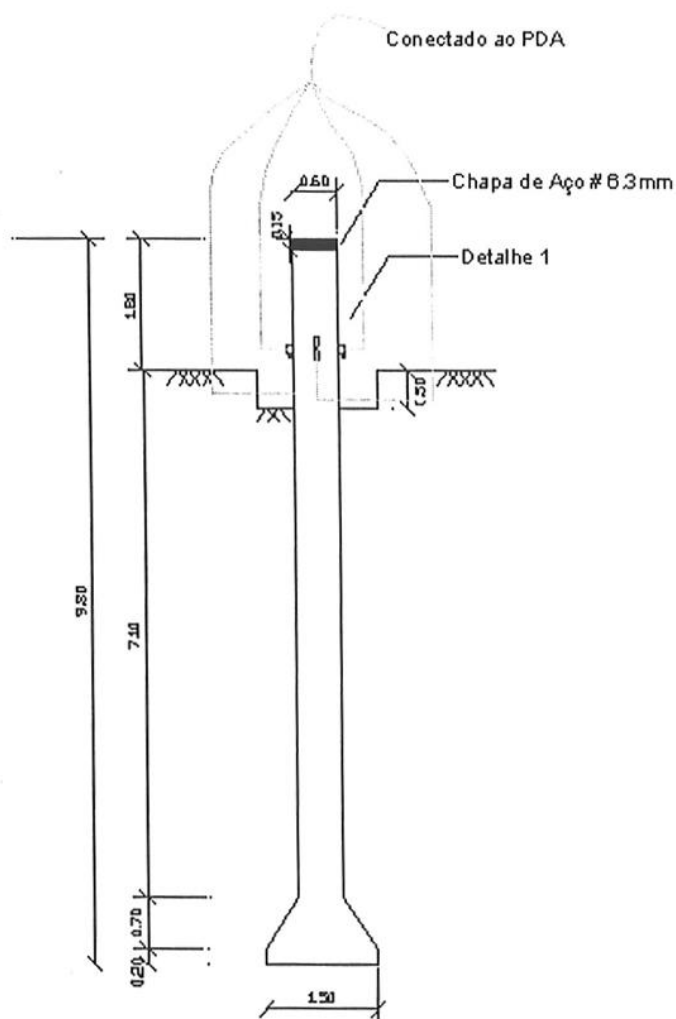


FIGURA 2. Geometria do tubo com base alargada.

4. PROVAS DE CARGA DINÂMICA.

Na realização das provas de carga dinâmica, seguiu-se a metodologia de AOKI (1989), com a utilização de energia crescente e medida de repique. Um bate-estacas com martelo de 50 kN de peso efetuou as várias seqüências de golpe, no tubo T2, com alturas de queda iguais a: 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,8; 1,0; 1,2 e 1,5 m. A altura de queda máxima foi de 1,5 m porque o método CASE determinou uma resistência mobilizada constante, a partir do quarto ao sexto golpe, mesmo com o aumento da altura de queda do martelo. O capacete tinha um peso de 2 kN, e

o cepo e o coxim (madeira compensada, em forma de "torta"), empregados como sistema de amortecimento de impacto tinham altura de 10cm e 6m, respectivamente.

Todos os demais ensaios foram realizados com um martelo de 24 kN de peso, mas sem a utilização de capacete, pois estes mostraram-se impróprios ao diâmetro do fuste dos tubulões. Apenas um conjunto de placas de madeira compensada, com 6 a 8cm de espessura total, trabalhou como amortecimento de impacto. Uma seqüência típica de alturas de queda foi a seguinte: 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1,0; 1,2; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0 e 4,0m. Eventualmente, em alguns ensaios, ainda se fez a seguinte série de alturas intermediárias, em relação à seqüência anterior: 0,1; 0,3 e 0,5m; elevando-se, excepcionalmente, para 4,5 e 5,0 m, umas poucas séries.

Além da análise da resistência mobilizada pelo Método CASE, para cada golpe, foi procedida a análise CAPWAP para alguns golpes do martelo, dentro de uma mesma série.

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.

Em cada tubulão, realizaram-se várias seqüências de carregamento, contudo, apenas as primeiras séries de cada carregamento serão abordadas (com exceção do tubulão T5, em que foi analisada a segunda série).

5.1. Resistência Mobilizada.

Apresenta-se a análise de quatro golpes, representativos de toda a seqüência do ensaio. Utilizou-se o método de resistência máxima (RMX), entre as várias opções de métodos de resistência fornecidos pelo método CASE, durante o monitoramento dinâmico, porque os tubulões estão apoiados em camada de elevado *quake*, fazendo com que a resistência de ponta não seja totalmente mobilizada, no tempo em que as primeiras ondas de tensão alcançam a base do tubulão. A recomendação de se usar o método da resistência máxima nesse caso provém dos próprios manuais do PDA e do CAPWAP.

A Figura 3 apresenta o gráfico adimensionalizado de resistência mobilizada *versus* deslocamento máximo dos tubulões ensaiados. As resistências mobilizadas foram adimensionalizadas pela resistência estrutural do fuste dos tubulões ($R_e = 8490$ kN), enquanto os deslocamentos máximos foram divididos pelo diâmetro do fuste (B). O uso de curvas adimensionalizadas torna possível uma interpretação melhor do comportamento do sistema solo-fundação, pela eliminação do efeito da escala do desenho.

Pode-se notar que nas curvas dos tubulões T2 e T5, de seção uniforme, fica caracterizada a ruptura física. Mas a curva do tubulão T7, que possui base alargada, não apresenta essa tendência, em que pese a elevada energia do último golpe aplicado; parece provável que a mobilização dar-se-ia indefinidamente, acompanhando *pari passu* o incremento de energia. Através dessas curvas, percebe-se que os tubulões T2 e T5 têm comportamento idêntico, governado pela resistência do solo. Isso é facilmente constatado pela forma da curva e pelos baixíssimos valores de resistência mobilizada (441 kN e 340 kN para os tubulões T2 e T5, respectivamente). Já o tubulão T7 tende a apresentar resistência mobilizada crescente com o nível de energia, parecendo indicar que neste caso o comportamento é ditado pela resistência estrutural do tubulão. Em outras palavras, incrementando-se o nível de energia, o tubulão T7 tende a mobilizar mais e mais resistência, sem tender a uma constância de valor, prosseguindo essa situação até o limite de sua estabilidade estrutural.

As Figuras 4 a 6 mostram a variação do deslocamentos adimensionalizados, permanente (S/B) e elástico (K/B), em função da mobilização da resistência estática; em que S e K, são, respectivamente, a nega e o repique elástico. Note-se que nos tubulões T2 e T5 a nega cresce com a resistência mobilizada, enquanto o repique permanece praticamente constante, para uma resistência mobilizada de 5,2% e 4% da resistência estrutural do tubulão, respectivamente. É

interessante notar ainda que essa resistência mobilizada máximas dá-se em torno de um deslocamento máximo de 2,5% do diâmetro do fuste dos tubulões. Isso reforça o fato de que esses tubulões têm seu comportamento guiado pela resistência do solo. Já no caso do tubulão T7, as negas e repiques crescem praticamente linearmente com a resistência mobilizada, levando a crer que isso poderia ocorrer indefinidamente até o limite de resistência estrutural dos tubulões.

Na Figura 6, apresentam-se as curvas adimensionalizadas de resistência mobilizada e energia, essa última sendo adimensionalizada pela energia máxima do sistema solo-tubulão (ERE), segundo a equação abaixo:

$$ERE = \frac{(R_c)^2 L_c}{AE} = \frac{(8490)^2 \cdot 8,50}{0,283 \cdot 26,1 \cdot 10^6} = 83 \text{ kJ} \quad (1)$$

onde:

- ERE = energia máxima do sistema solo-tubulão, supondo-se um comportamento perfeitamente plástico;
- L_c = comprimento abaixo dos sensores do tubulão;
- A = área da seção transversal do tubulão;
- E = módulo de elasticidade do concreto do tubulão;

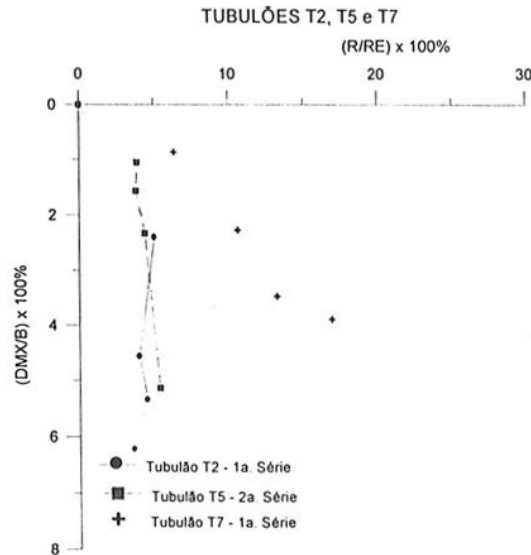


FIGURA 3. Curvas adimensionalizadas de resistência mobilizada *versus* deslocamento total.

interessante notar ainda que essa resistência mobilizada máximas dá-se em torno de um deslocamento máximo de 2,5% do diâmetro do fuste dos tubulões. Isso reforça o fato de que esses tubulões têm seu comportamento guiado pela resistência do solo. Já no caso do tubulão T7, as negas e repiques crescem praticamente linearmente com a resistência mobilizada, levando a crer que isso poderia ocorrer indefinidamente até o limite de resistência estrutural dos tubulões.

Na Figura 6, apresentam-se as curvas adimensionalizadas de resistência mobilizada e energia, essa última sendo adimensionalizada pela energia máxima do sistema solo-tubulão (ERE), segundo a equação abaixo:

$$ERE = \frac{(R_c)^2 L_c}{AE} = \frac{(8490)^2 \cdot 8,50}{0,283 \cdot 26,1 \cdot 10^6} = 83 \text{ kJ} \quad (1)$$

onde:

- ERE = energia máxima do sistema solo-tubulão, supondo-se um comportamento perfeitamente plástico;
- L_c = comprimento abaixo dos sensores do tubulão;
- A = área da seção transversal do tubulão;
- E = módulo de elasticidade do concreto do tubulão;

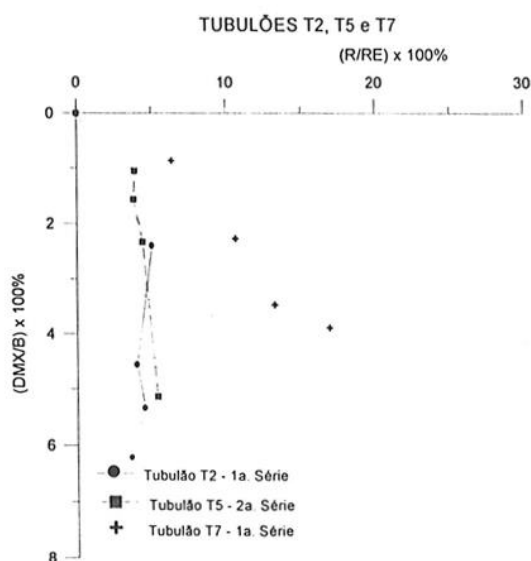


FIGURA 3. Curvas adimensionalizadas de resistência mobilizada *versus* deslocamento total.

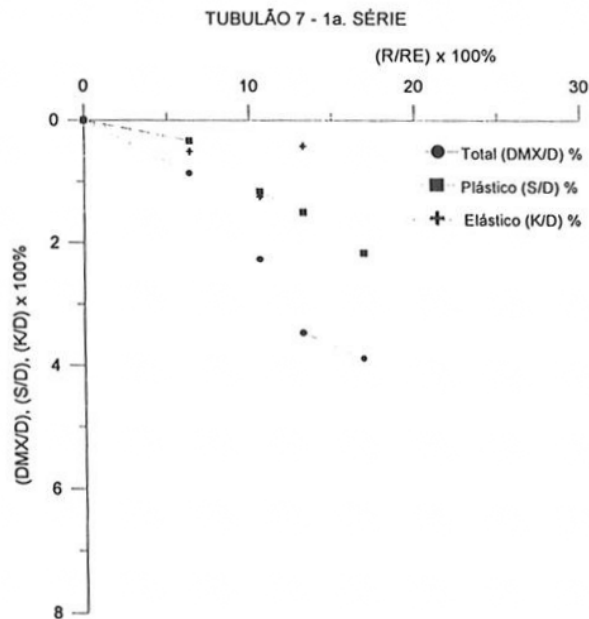


FIGURA 5. Curvas adimensionalizadas de resistência mobilizada *versus* deslocamentos total, elástico e plástico.

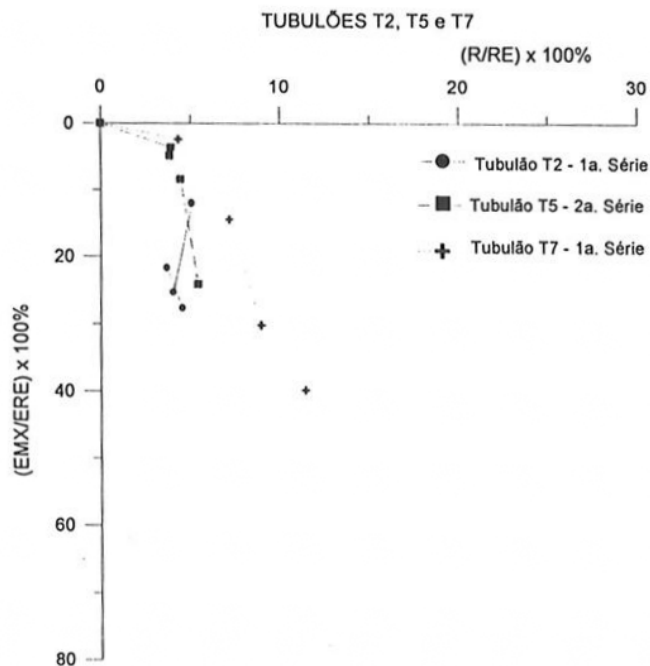


FIGURA 6 – Curvas adimensionalizadas de resistência mobilizada *versus* energia do sistema

5.2. Variáveis do sistema solo-tubulão.

Analisa-se as variáveis amortecimento (lateral e de ponta) e *quake* (lateral e de ponta) em função do nível de energia.

A Figura 7 apresenta a variação da resistência mobilizada em função da altura de queda do martelo. Pode-se verificar que no tubulão T5, com o aumento da altura de queda, a resistência de ponta tem a tendência de permanecer praticamente constante, enquanto a resistência lateral aumenta, ao contrário do tubulão T7, de base alargada, que ao se incrementar a altura de queda do martelo, a resistência lateral praticamente permanece constante, e, em contrapartida, a resistência de ponta é mobilizada mais intensamente.

Na Figura 8, observa-se que o *quake* lateral permanece praticamente constante com a altura de queda, com valores até inferiores aos encontrados na literatura, enquanto o *quake* de ponta experimenta um crescimento com o nível de energia. Esses valores de *quake* de ponta extremamente elevados lembram o comportamento de um solo resiliente (AOKI, 1991). Em outros ensaios dinâmicos realizados em estacas pré-moldadas, no campus da USP/SC e no distrito industrial da cidade de São Carlos, já haviam sido encontrados valores elevados de *quake*, nesse tipo de solo.

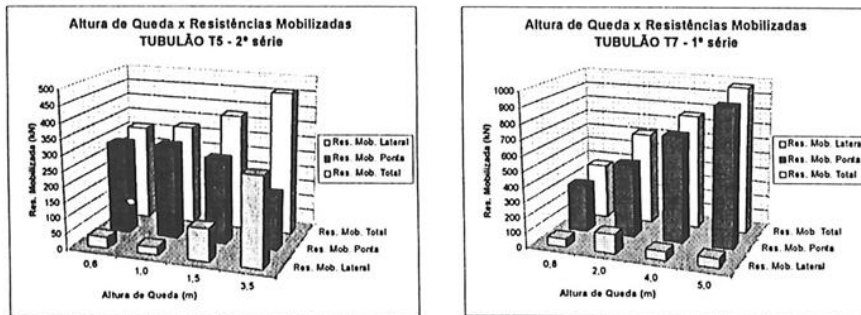


FIGURA 7 – Altura de queda versus resistência mobilizada.

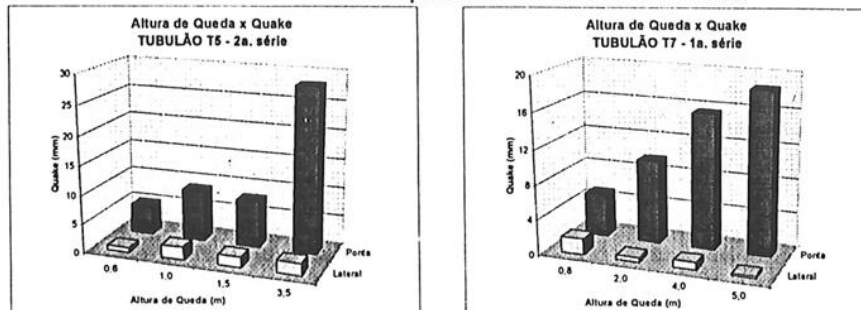
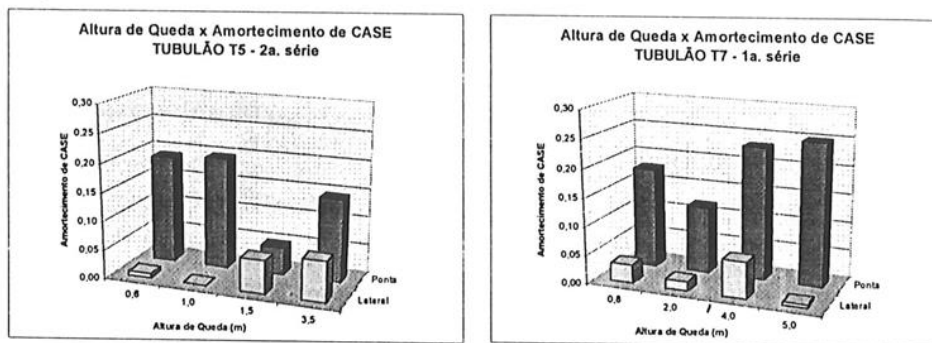
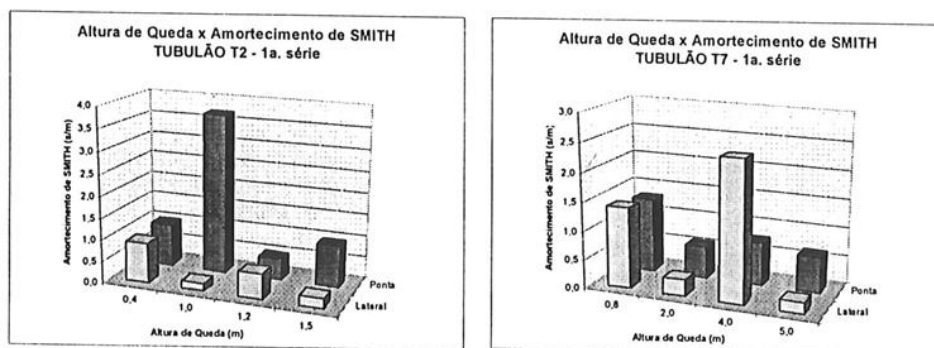


FIGURA 8 – Altura de queda versus quake.

A Figura 9 apresenta a variação do amortecimento de CASE com o aumento da altura de queda do martelo. Nos tubulões analisados, o valor de amortecimento lateral sofreu pouca variação, ficando sempre abaixo de 0,05. Quanto ao amortecimento de ponta, parece não haver uma nítida relação com o nível de energia aplicada.

FIGURA 9 – Altura de queda *versus* amortecimento de CASE.

A Figura 10 mostra a variação do amortecimento de Smith com a altura de queda. Alguns dos valores encontrados estão acima dos mencionados na literatura, se bem que o próprio manual CAPWAP sugere a possibilidade da ocorrência de valores acima de certas faixas consagradas. Para ambos os tipos de tubulão esses coeficientes mostraram-se dispersivos, sem uma variação padrão.

FIGURA 10 – Altura de queda *versus* amortecimento de Smith.

6. CONCLUSÕES.

A utilização das curvas adimensionalizadas de resistência mobilizada, deslocamento e energia, podem ser úteis na avaliação do comportamento de tubulões, tanto com a finalidade de se saber quem comanda esse comportamento (se a resistência do solo ou a resistência estrutural do elemento) quanto na melhor definição da resistência mobilizada última. Dessa forma, os tubulões de seção uniforme atingiram um valor máximo constante de resistência mobilizada, enquanto o tubulão de base alargada apresentou resistência sempre crescente com o nível de energia e com os sucessivos carregamentos. Ademais, as curvas adimensionalizadas de resistência mobilizada *versus* energia do sistema permitem criar um critério de ruptura que pode ser avaliado tanto pela resistência quanto pela energia do sistema.

As variáveis amortecimento de CASE (lateral e de ponta), amortecimento de Smith (lateral e de ponta) e *quake* (lateral e de ponta) são dependentes do nível de energia e, por isso, não podem ser considerados como parâmetros intrínsecos do solo, como mencionado na literatura.

Em geral se obteve boa concordância entre os deslocamentos máximos obtidos diretamente pelo papel e lápis e aqueles oriundos do PDA.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- AOKI, N. (1989). A new dynamic load test concept. 12nd. *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Discussion Session 14, Drivability of Piles, Rio de Janeiro*, (1): 1-3.
- AOKI, N. (1991). Carga admissível de estacas através de ensaios dinâmicos. 2^o *Seminário de Engenharia de Fundações Especiais*, São Paulo, (2): 269-292.
- AOKI, N. (1997). Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente. *Tese de Doutorado*, USP/São Carlos.
- AOKI, N. & CINTRA, J.C.A. (1997). New interpretations of the dynamic loading curves for driven piles based on the energy approach. *Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Rio de Janeiro, Ed. Balkema, p. 467-472.
- AOKI, N. & MELLO, V.F.B. (1992). Dynamic loading test curves. 4th *International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, The Hauge*, Ed. Balkema, p. 525-530.
- CINTRA, J.C.A.; CARVALHO, D.; GIACHETTI, H.L.; BORTOLUCCI, A.A. & ALBIERO, J.H. (1991). Campos experimental de fundações em São Carlos. 2^o *Seminário de Engenharia de Fundações Especiais*, São Paulo, (1): 96-105.
- MELLO, V.F.B. & AOKI, N. (1993). Updating realism on large-diameter bored piles. 2nd. *International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent*, Ed. Balkema, (2): 35-42.