

# A Eficácia do Ensaio de Carregamento Dinâmico na Avaliação do Efeito de “Setup” em Estacas Cravadas

Sérgio C. Paraíso

GEOMECC Engenheiros Consultores, Belo Horizonte, Brasil, geomec.bhz@terra.com.br

Cláudia Maria Cunha Costa

GEOMECC Engenheiros Consultores, Belo Horizonte, Brasil, geomec.bhz@terra.com.br

**RESUMO:** A capacidade de carga de estacas cravadas na interface solo-estaca, frequentemente apresenta-se com ganho de resistência ao longo do tempo após o término da cravação. Esta fenomenologia é tipicamente caracterizada como “Efeito de Setup” que se manifesta em solos argilosos, solos arenosos, solos mistos siltosos, arenosos e argilosos. Este trabalho analisa e interpreta resultados de Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD) em estacas de aço e estacas pré-fabricadas de concreto no final da cravação e na recravação após tempo de repouso, característicos às regiões Sul, Nordeste e Sudeste totalizando 56 casos analisados. As cargas ativadas no ECD compreendem as análises e interpretações através do Método de Case e análise numérica Capwap considerando-se o golpe de energia crescente de máxima carga ativada.

**PALAVRAS-CHAVE:** Estaca, Setup, Ensaio de Carregamento Dinâmico, Recuperação.

## 1 INTRODUÇÃO

A capacidade de carga geotécnica de estacas cravadas, preliminarmente é avaliada através de cálculos semi-empíricos tendo como base a litologia e parâmetros geomecânicos do solo local e ou quase sempre, em sondagens de simples reconhecimento com amostragem e classificação do solo a cada metro e registro do índice SPT correspondente.

Em sequência estudos de cravabilidade devem ser realizados com a finalidade da compatibilização do sistema martelo-estaca-solo, considerando-se as características do sistema de impacto (martelo e sistemas de amortecimento), tipo de estaca e características do solo a ser transposto na cravação.

Resulta do estudo de cravabilidade, fundamentalmente, as definições de negas (penetração permanente), alturas de queda, limitações de tensões dinâmicas de compressão e de tração, energia líquida transferida e referenciando-se às previsões estáticas estabelecidas preliminarmente.

As resistências mobilizadas na interface solo-estaca, frequentemente apresentam ganho de carga com o tempo nos solos em geral

(arenosos, argilosos, siltosos e solos mistos).

O ganho de resistência com o tempo é denominado efeito de “Setup” e ou efeito de “Soil Freeze”, ou seja, caracteriza a cicatrização do solo que confina a estaca ao longo do tempo.

Em muitos casos o efeito de Setup se manifesta com cargas de 3 a 4 vezes em relação à resistência mobilizada no final da cravação. (Tan, et al (2004)).

Em solos arenosos submersos as verificações de cargas mobilizadas na recravação deverão observar pelo menos 24 horas do final da cravação, considerando-se que 24 horas são suficientes para dissipação das pressões neutras e manifestação do efeito Setup. (Tan, et al (2004)).

Entretanto, em muitos casos há a necessidade de ganho de resistência durante semanas e meses após cravação (solos argilosos). (Stevens 2004).

Hannigan, et al. (1996) sugerem que se espere o tempo mínimo de 5 a 7 dias para a verificação do efeito Setup em plenitude no caso dos solos de características arenosas.

O critério de espera de 5 a 7 dias, tem sido aplicado para todos os tipos de solo, tornando-se uma regra prática para tempo de repouso

após o qual se iniciam as avaliações na recavação.

Nos solos argilosos e ou predominantemente argilosos, durante a cravação, o solo que confina a estaca é amolgado e pressões neutras de elevada magnitude se originam e em consequência reduzem as pressões efetivas permitindo a cravação da estaca. O excesso de poropressão originado da cravação se dissipa rapidamente, radialmente da face da estaca para fora da zona de amolgamento quando então se inicia o processo de consolidação e em consequência o efeito de Setup. (Stevens, 2004).

Söderberg, 1962; Azzouz e Baligh, 1984; Whittle e Baligh, 1988; e Bogard e Matlock, 1990 revelam que o ganho de resistência com o tempo nos solos argilosos, efeito de Setup, demandam semanas, meses e até mesmo anos.

Adicionalmente, cabe comentar que o efeito contrário ao efeito de “set up” é o da relaxação que se manifesta, em alguns casos, nos solos muito densos (saprolitos) que desenvolvem poro pressões negativas durante a cravação o que leva à queda de resistência com o tempo.

## 2 ENSAIO ECD – FATOR “S”

Os efeitos de ganho de resistência com o tempo, Setup, foram avaliados em 56 estacas cravadas, sendo 36 estacas de aço perfil laminado Gerda Aço Minas, 5 perfis soldados Usiminas, 6 estacas tubulares de aço com solda helicoidal TSA, 6 estacas tubulares de aço sem costura VMB, 1 estaca premoldada de concreto seção plena, 1 estaca premoldada de concreto protendido seção plena e 1 estaca premoldada de concreto protendido vazada, submetidas ao Ensaio de Carregamento Dinâmico (ECD), no final da cravação e na recavação.

A Tabela 1 especifica o tipo e características geométricas das estacas, o solo lateral predominante, solo de ponta, profundidade útil, localização e índices SPT correspondentes.

A tecnologia utilizada para a materialização dos ensaios ECD, constitui-se de sistema de aquisição de dados PDA (Pile Driving Analyser) e instrumentação instalada no fuste das estacas em posições opostas e ou diametralmente opostas de pares de

acelerômetros e transdutores de deformação específica.

Os ensaios ECD foram realizados no critério de energia crescente (Aoki, 2000) e em observação ao que estabelece a norma brasileira ABNT-NBR 13208-2007 e as normas de referência ASTM-D4945-00-USA e AASHTO Designation T298-99 (2002) USA.

Tabela 1. Banco de Dados.

ECD	TIPO DE ESTACA	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	LOCALIZAÇÃO	TIPO DE SOLO				PROFUNDIDADE ÚTIL (m)
				LATERAL PREDOMINANTE	SPT (MÉDIO)	PONTA	SPT	
1	PML	HP250x62	MG	Silte argiloso	18	Silte argiloso	20	23,50
2	PML	HP250x32,7	MG	Silte argiloso	18	Silte argiloso	20	23,50
3	PML	HP200x19,3	MG	Silte argiloso	18	Silte argiloso	20	23,50
4	PML	HP310x28,3	MG	Silte argiloso	20	Silte argiloso	>50	23,50
5	PML	HP610x174	MG	Silte argiloso	20	Silte argiloso	>50	23,50
6	PML	HP610x113	MG	Silte argiloso	20	Silte argiloso	>50	23,50
7	PML	HP310x79	MG	Silte argiloso	18	Silte arenoso	>50	23,50
8	PML	HP460x60	MG	Silte argiloso	18	Silte arenoso	>50	23,50
9	PML	HP310x79	SP	Silte arenoso	9	Silte arenoso	>50	24,00
10	PML	W250x32,7	SP	Silte arenoso	8	Silte arenoso	34	23,00
11	PML	W310x52	SP	Silte arenoso	7	Silte arenoso	29	21,70
12	PML	HP250x62	SP	Silte arenoso	7	Silte arenoso	29	22,00
13	PML	W200x46,1	SP	Silte arenoso	6	Silte arenoso	18	18,00
14	PML	W200x35,9	SP	Silte arenoso	6	Silte arenoso	18	18,20
15	PML	W200x26,6	SP	Silte arenoso	7	Silte arenoso	18	20,00
16	PML	W200x19,3	SP	Silte arenoso	7	Silte arenoso	18	19,75
17	PML	W150x29,8	SP	Silte arenoso	7	Silte arenoso	18	21,00
18	PML	W150x22,5	SP	Silte arenoso	7	Silte arenoso	18	19,80
19	PCP	Ø80 cm seção vazada	PE	Argila siltosa	23	Argila siltosa	23	21,81
20	PC	Ø26 cm seção cheia	ES	Argila siltosa	4	Decomposição de rocha	>50	14,80
21	PML	HP310x79	SP	Argila siltosa muito mole	1	Alteração rochosa	>50	34,70
22	PML	HP310x79	SP	Argila siltosa muito mole	1	Alteração rochosa	>50	33,10
23	PML	W200x59	SP	Argila siltosa muito mole	1	Alteração rochosa	>50	32,65
24	PML	W200x59	SP	Argila siltosa muito mole	1	Alteração rochosa	>50	32,00
25	PML	W610x174	SP	Argila siltosa muito mole	1	Alteração rochosa	>50	32,50
26	PML	W610x174	SP	Argila siltosa muito mole	1	Alteração rochosa	>50	32,00

ECD	TIPO DE ESTACA	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	LOCALIZAÇÃO	TIPO DE SOLO				PROFUNDIDADE ÚTIL (m)
				LATERAL PREDOMINANTE	SPT (MÉDIO)	PONTA	SPT	
27	PML	CS250x66	SP	Argila siltosa muito mole	1	Alteração rochosa	>50	34,00
28	PML	CS300x122	SP	Argila siltosa muito mole	1	Alteração rochosa	>50	34,50
29	PML	CS350x161	SP	Argila siltosa muito mole	1	Alteração rochosa	>50	32,15
30	PML	CS450x186	SP	Argila siltosa muito mole	1	Alteração rochosa	>50	32,00
31	PML	CS500x233	SP	Argila siltosa muito mole	1	Alteração rochosa	>50	34,00
32	TA-TSA	Ø16" (espessura parede 9,53mm)	SP	Argila siltosa muito mole	1	Alteração rochosa	>50	33,70
33	TA-TSA	Ø24" (espessura parede 12,5mm)	SP	Argila siltosa muito mole	1	Alteração rochosa	43	31,00
34	TA-TSA	Ø20" (espessura parede 11,1mm)	SP	Argila siltosa muito mole	1	Alteração rochosa	43	31,15
35	TA-VMB	Ø14" (espessura parede 9,53mm)	SP	Argila siltosa muito mole	1	Alteração rochosa	>50	32,55
36	TA-VMB	Ø14" (espessura parede 12,7mm)	SP	Argila siltosa muito mole	1	Alteração rochosa	>50	33,40
37	TA-VMB	Ø14" (espessura parede 12,7mm)	SP	Argila siltosa muito mole	1	Alteração rochosa	>50	33,70
38	TA-VMB	Ø14" (espessura parede 9,53mm)	SP	Argila siltosa muito mole	1	Alteração rochosa	>50	33,00
39	TA-TSA	Ø610mm (espessura parede 9,5mm)	MG	Silte arenoso	14	Silte arenoso	>50	18,00
40	TA-TSA	Ø610mm (espessura parede 9,5mm)	MG	Silte arenoso	14	Silte arenoso	>50	18,80
41	TA-TSA	Ø610mm (espessura parede 9,5mm)	MG	Silte arenoso	14	Silte arenoso	>50	18,00
42	TA-VMB	Ø355,6mm (espessura parede 11,1mm)	MG	Argila siltosa	18	Silte arenoso	>50	17,00
43	TA-VMB	Ø355,6mm (espessura parede 11,1mm)	MG	Silte arenoso	33	Alteração de rocha	>50	20,00
44	PML	HP250x85	ES	Areia siltosa	13	Areia siltosa	>50	23,00
45	PML	HP250x85	ES	Areia siltosa	13	Areia siltosa	>50	23,00
46	PML	HP250x85	ES	Areia siltosa	13	Areia siltosa	>50	23,00
47	PML	HP250x85	ES	Areia siltosa	13	Areia siltosa	>50	23,00
48	PML	HP250x85	ES	Areia siltosa	13	Areia siltosa	>50	23,00
49	PML	HP250x85	ES	Areia siltosa	13	Areia siltosa	>50	23,00
50	PML	HP250x85	ES	Areia siltosa	13	Areia siltosa	>50	23,00
51	PML	HP250x85	ES	Areia siltosa	13	Areia siltosa	>50	23,70
52	PML	HP250x85	ES	Areia siltosa	13	Areia siltosa	>50	23,70
53	PML	HP250x85	ES	Areia siltosa	13	Areia siltosa	>50	23,70
54	PML	HP250x85	ES	Areia siltosa	13	Areia siltosa	>50	23,70
55	PML	HP250x85	ES	Areia siltosa	13	Areia siltosa	>50	23,60
56	PCP	17x17 cm	PR	Areia siltosa	12	Areia siltosa	33	14,60

**LEGENDA:**

Perfil metálico laminado: PML

Estaca premoldada de concreto: PC

Estaca premoldada de concreto protendido: PCP

Estaca tubular de aço TSA: TA-TSA

Estaca tubular de aço VMB: TA-VMB

A Tabela 2 é constituída dos valores das cargas últimas mobilizadas no ECD e consequente parcelas de resistência por atrito lateral e de ponta, avaliadas através da análise Capwap, na condição de recravação.

Tabela 2. Ensaio ECD.

ECD	RE CRAVAÇÃO (CAPWAP)				
	QU (KN)	QAL (KN)	QAL (%)	QP (KN)	QP (%)
1	2500,0	2300,0	92,0	200,0	8,0
2	1167,0	647,0	55,4	520,0	44,6
3	402,0	332,0	82,6	70,0	17,4
4	549,0	469,0	85,4	80,0	14,6
5	4000,0	3530,0	88,3	470,0	11,8
6	3203,0	2252,0	70,3	951,0	29,7
7	2998,0	2658,0	88,7	340,0	11,3
8	903,0	327,0	36,2	576,0	63,8
9	2337,0	1187,0	50,8	1150,0	49,2
10	1040,0	740,0	71,2	300,0	28,8
11	1357,0	758,0	55,9	599,0	44,1
12	1514,0	534,0	35,3	980,0	64,7
13	1445,0	1045,0	72,3	400,0	27,7
14	1115,0	565,0	50,7	550,0	49,3
15	920,0	370,0	40,2	550,0	59,8
16	684,0	439,0	64,2	245,0	35,8
17	980,0	460,0	46,9	520,0	53,1
18	938,0	588,0	62,7	350,0	37,3
19	4400,0	2807,0	63,8	1593,0	36,2
20	850,0	684,0	80,5	166,0	19,5
21	3250,0	684,0	21,0	2566,0	79,0
22	3733,0	2377,0	63,7	1356,0	36,3
23	3050,0	2449,0	80,3	601,0	19,7
24	2245,0	1559,0	69,4	686,0	30,6
25	7173,0	4190,0	58,4	2983,0	41,6

ECD	RECRVAÇÃO (CAPWAP)				
	QU (KN)	QAL (KN)	QAL (%)	QP (KN)	QP (%)
26	4037,0	2793,0	69,2	1244,0	30,8
27	2500,0	1971,0	78,8	529,0	21,2
28	4345,0	3362,0	77,4	983,0	22,6
29	4250,0	2998,0	70,5	1252,0	29,5
30	4012,0	1697,0	42,3	2315,0	57,7
31	6300,0	4072,0	64,6	2228,0	35,4
32	3875,0	3545,0	91,5	330,0	8,5
33	5900,0	3478,0	58,9	2422,0	41,1
34	5900,0	4382,0	74,3	1518,0	25,7
35	3800,0	2773,0	73,0	1027,0	27,0
36	5175,0	3109,0	60,1	2066,0	39,9
37	4320,0	1983,0	45,9	2337,0	54,1
38	3309,0	1976,0	59,7	1333,0	40,3
39	5100,0	4053,0	79,5	1047,0	20,5
40	5338,0	4138,0	77,5	1200,0	22,5
41	4670,0	3343,0	71,6	1327,0	28,4
42	4080,0	3289,0	80,6	791,0	19,4
43	4593,0	3681,0	80,1	912,0	19,9
44	1830,0	1365,0	74,6	465,0	25,4
45	1830,0	1446,0	79,0	384,0	21,0
46	1920,0	1373,0	71,5	547,0	28,5
47	2300,0	1565,0	68,0	735,0	32,0
48	2500,0	1657,0	66,3	843,0	33,7
49	2700,0	2063,0	76,4	637,0	23,6
50	2700,0	1930,0	71,5	770,0	28,5
51	2429,0	1883,0	77,5	546,0	22,5
52	2201,0	1436,0	65,2	765,0	34,8
53	2201,0	1521,0	69,1	680,0	30,9
54	2000,0	1249,0	62,5	751,0	37,6
55	1434,0	1012,0	70,6	422,0	29,4
56	768,0	636,0	82,8	132,0	17,2

**LEGENDA:**

QU: Carga última mobilizada

QAL: Carga lateral mobilizada

QP: Carga de ponta mobilizada

Para determinação do Fator “S”, (Tabela 3), considerou-se os valores obtidos das análises numéricas CAPWAP (Case Pile Wave Analysis of Piles), adotando-se sempre o golpe de maior carga mobilizada correspondente ao ensaio ECD de energia crescente no final da cravação e na recravação.

O Fator “S” significa a razão adimensional entre a carga mobilizada no tempo t (recravação) e no tempo t<sub>0</sub> (imediatamente após o final da cravação), ou seja,  $\frac{Q(t)}{Q(t_0)}$ .

O fator A, coeficiente adimensional empírico, função do tipo de solo, denominado fator de Denver e Skov, explicita-se em sequência no item 3 ( formulação empírica)

Tabela 3. Fator “S” – Fator “A”.

ECD	CARGA ÚLTIMA MOBILIZADA (CAPWAP) QU		(Q/Q0)	RECRVAÇÃO (t) (DIAS)	FATOR A
	FINAL DA CRAVAÇÃO (Q0) (KN)	RECRVAÇÃO (Q) (KN)	FATOR (S)		
1	2500	2500	1,00	8	0
2	980	1167	1,19	12	0,177
3	402	402	1,00	12	0
4	520	549	1,06	12	0,052
5	3253	4000	1,23	12	0,213
6	2550	3203	1,26	11	0,246
7	1950	2998	1,54	11	0,516
8	801	903	1,13	11	0,122
9	1514	2337	1,54	8	0,602
10	786	1040	1,32	8	0,358
11	1001	1357	1,36	7	0,421
12	1423	1514	1,06	7	0,076
13	1310	1445	1,10	7	0,122
14	946	1115	1,18	7	0,211
15	830	920	1,11	7	0,128
16	549	684	1,25	7	0,291
17	869	980	1,13	7	0,151
18	803	938	1,17	7	0,199
19	2900	4400	1,52	17	0,420
20	496	850	1,71	19	0,558
21	2870	3250	1,13	20	0,102
22	3611	3733	1,03	20	0,026
23	3050	3050	1,00	19	0
24	1470	2245	1,53	19	0,412
25	6800	7173	1,05	19	0,043

ECD	CARGA ÚLTIMA MOBILIZADA (CAPWAP) QU		(Q/Q <sub>0</sub> )	RECRAVAÇÃO (t) (DIAS)	FATOR A
	FINAL DA CRAVAÇÃO (Q <sub>0</sub> ) (KN)	RECRAVAÇÃO (Q) (KN)			
26	3450	4037	1,17	19	0,133
27	1848	2500	1,35	17	0,287
28	2973	4345	1,46	15	0,392
29	3652	4250	1,16	16	0,136
30	3200	4012	1,25	16	0,211
31	4773	6300	1,32	29	0,219
32	3550	3875	1,09	15	0,078
33	5494	5900	1,07	20	0,057
34	4900	5900	1,20	29	0,140
35	3800	3800	1,00	16	0
36	5100	5175	1,01	16	0,012
37	3800	4320	1,14	17	0,111
38	2750	3309	1,20	20	0,156
39	5000	5100	1,02	9	0,021
40	5089	5338	1,05	7	0,058
41	4001	4670	1,17	7	0,198
42	3610	4080	1,13	7	0,154
43	3601	4593	1,28	8	0,305
44	1800	1830	1,02	1,5	0,095
45	1830	1830	1,00	6	0
46	1900	1920	1,01	1,5	0,060
47	1920	2300	1,20	6	0,254
48	2300	2500	1,09	7	0,103
49	1776	2700	1,52	7	0,616
50	1960	2700	1,38	7	0,447
51	2327	2429	1,04	7	0,052
52	1850	2201	1,19	7	0,225
53	2201	2201	1,00	6	0
54	2000	2000	1,00	6	0
55	1434	1434	1,00	6	0
56	420	768	1,83	8	0,917

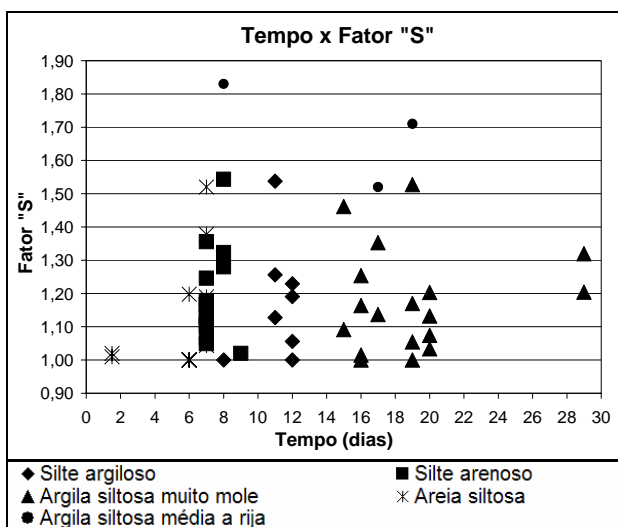


Figura 1. Tempo x Fator “S”.

A Figura 1, caracteriza graficamente os pares de valores do Fator “S” em função do tempo para os tipos de solos considerados.

### 3 FORMULAÇÃO EMPÍRICA

Denver e Skov (1988); estabelecem que o efeito de Setup em estacas cravadas, em qualquer tipo de solo, evoluem proporcionalmente com o logaritmo do tempo na seguinte formulação:

$$Q(t) = Q_0 \left[ 1 + A \times \log \left( \frac{t}{t_0} \right) \right] \quad (1)$$

Sendo:

t, t<sub>0</sub> : dias após o final da cravação

Q(t), Q<sub>0</sub> : cargas mobilizadas no tempo “t” e “t<sub>0</sub>”

A: coeficiente adimensional empírico, função do tipo de solo.

Denver e Skov, sugerem valores de A=0,20 e A=0,60, respectivamente para solos arenosos e argilosos considerando intervalo inicial de tempo pós-cravação para t<sub>0</sub>=0,5 dia (solos arenosos) e t<sub>0</sub>=1 dia (solos argilosos) quando então o ganho de resistência com o logaritmo do tempo apresenta comportamento logarítmico linear.

Tan et al (2004) comentam com importância que a relação logarítmica linear conforme a formulação (1), é de utilização frequente, conforme a íntegra: “Despite the wide scatter of data, the log-linear relationship remains the most commonly used by the current researchers and practioners”.

### 4 AVALIAÇÃO DO EFEITO SETUP

Consustanciando-se dos dados das Tabelas 1 e 3, e utilizando a formulação semi-empírica conforme a equação (1), determina-se o Fator A médio, correspondente aos cinco tipos de solo conforme estabelecido na Figura 1.

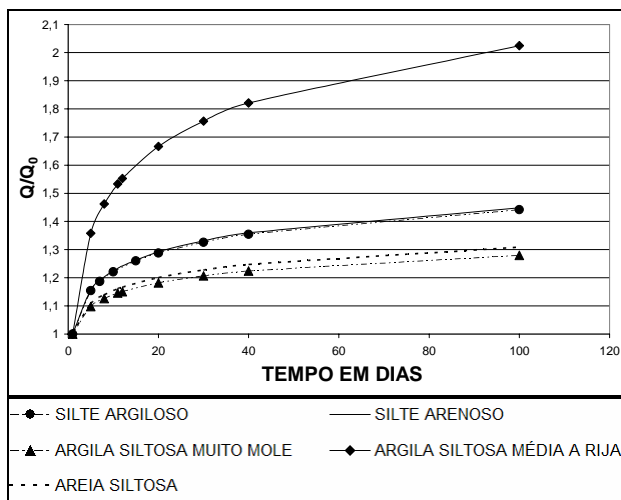
A Tabela 4 discretiza os valores médios de “A” conforme a litologia do solo de referência.

Tabela 4. Tipo de Solo – Fator A.

TIPO DE SOLO	FATOR A (MÉDIO)
Argila siltosa média a rija	0,512
Silte arenoso	0,224
Silte argiloso	0,221
Areia siltosa	0,154
Argila siltosa muito mole	0,139

Uma vez estabelecido o valor de “A” médio para cada tipo de solo e processando a equação (1) com a variação do tempo, obtêm-se valores de  $\frac{Q(t)}{Q(t_0)}$ , contra o tempo representados graficamente na Figura 2.

Esta representação gráfica permite a estimativa do ganho de resistência com o tempo, Efeito Setup, a partir de uma resistência última mobilizada ( $Q_0$ ) no ECD de energia crescente realizado no final da cravação ( $t_0$ ) e tipo de solo correspondente.

Figura 2.  $Q/Q_0$  x Tempo.

## 5 COMENTÁRIOS PERTINENTES

1 – O trabalho apresentado, objetiva configurar através da Figura 2 a possibilidade de estimativa de “Efeito Setup” ao longo do tempo em função dos solos específicos analisados. Observa-se que, caso houvesse a possibilidade, de obtenção de dados de recravação com tempo de repouso prolongado, ou seja, por exemplo, com 100 dias ou mais, as curvas representadas na Figura 2 teriam mais precisão nas

estimativas sugeridas em razão da calibração do Fator “A” para maior tempo de repouso e com maior incidência nos casos de argilas moles submersas.

Acrescenta-se ainda que a finalidade do estudo realizado, procura caracterizar a propriedade do “Efeito de Setup” função direta do tipo de solo independentemente do tipo de estaca cravada e situação geográfica.

2 – Observa-se com importância que a parcela de carga por aderência lateral é a responsável pelo ganho de resistência com o tempo (Setup), sendo que a contribuição de ponta se manifesta erratically e em relação direta com a energia líquida transferida na ponta da estaca no ECD de energia crescente.

Evidencia-se que na recravação se a resistência lateral é ativada no “esgotamento”, inexoravelmente a carga de ponta mobilizada será a mesma do pós-cravação e ou de magnitude superior, a menos de casos isolados específicos.

Caso o efeito contrário se manifeste, ou seja, o sistema de impacto não mobiliza a resistência lateral máxima disponível, a resistência de ponta será de baixa magnitude e inferior à obtida imediatamente pós-cravação.

Portanto, o efeito da ponta, na avaliação do “Setup”, através do ECD de energia crescente, é uma relação direta da energia líquida transferida à estaca, entretanto deve ser considerada como parte integrante das cargas últimas mobilizadas.

3 – No ensaio ECD de energia crescente, quase sempre e ou sempre, a carga última mobilizada contém a maior parcela de ponta mobilizada, entretanto a maior carga mobilizada por resistência de atrito lateral aconteceu em “evento anterior”, ou seja, “esgotou” em golpe “anterior” e não no golpe que constitui a carga máxima ativada. Neste pressuposto, postula-se que os valores de Fator “S” obtidos são subestimados e em decorrência os fatores “A” médios adotados são conservativos.

4 – Importante ressaltar que em vários casos de obras observados, o sistema de impacto que crava não mobiliza carga na recravação em razão da manifestação significativa do Efeito Setup pós-cravação.

Nestes casos torna-se necessário a utilização de sistema de impacto com energia potencial

disponível o suficiente para romper e esgotar a cicatrização do solo que confina a estaca.

5 – Sugere-se que a metodologia de ensaios ECD no final de cravação e na recravação sejam utilizados com a finalidade de estabelecer critérios de cravabilidade mais confortáveis à estaca em cravação e ao sistema de impacto que crava, e conseqüente economia na cravação e redução nas patologias estruturais das estacas cravadas.

Observa-se ainda que, com a evolução dos martelos de alto desempenho, avaliações de ganho de resistência do pós-cravação tornam-se necessários no sentido de se evitar o excesso de cravação e danos estruturais significativos no elemento de fundação profunda cravado.

6 – O efeito contrário de “Setup” é a “Relaxação”, perda de resistência com o tempo.

Esta fenomenologia, de manifestação pouco frequente se origina fundamentalmente em solos submersos muito densos em razão de poropressões negativas originadas do efeito da cravação.

Areias finas submersas são susceptíveis ao efeito de relaxação.

Goble, Likins e Rausche (2003) – Users Days, sugerem que nos solos supracitados a espera de 3 a 10 dias é suficiente para que na recravação se avaliem potencialmente o fenômeno da relaxação.

7 – Finalizando, o Ensaio de Carregamento Dinâmico constitui-se nos dias de hoje, ferramenta indispensável e útil à engenharia de fundações, e de grande praticidade e confiabilidade na avaliação de comportamento estrutural e de interação estaca-solo, calibração do sistema martelo-estaca-solo, estudos de cravabilidade e identificação das fenomenologias de “Setup” e “Relaxação”.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Engenheira Sueli A. Silva e ao Assistente-aluno Bruno Paraíso Filogônio pela estruturação do texto e racionalização de dados, ambos pertencentes à equipe técnica Geomec.

## REFERÊNCIAS E BIBLIOGRAFIAS CONSULTADAS

- ABNT – NBR 13208 -2007 Ensaio de Carregamento Dinâmico.
- AASHTO Designation T298 -99 (2002) – High-Stain Dynamic Testing of Piles.
- ASTM – D4945 -00 – Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles.
- Aoki, N. (2000). Improving the Reliability of Pile Bearing Capacity Prediction by the Dynamic Increasing Energy Test (DIET), *Procedures of the Sixth International Conference on the Application of Stress Wave Measurements to Piles*, Sao Paulo, Brazil, p. 635-650.
- Axelsson, G. (2002). A Conceptual Mode of Pile Setup for Driven Piles in Non-Cohesive Soils, *Conference Proceeding, Deep Foundations 2002*, ASCE GSP, N° 116, p. 64-79.
- Azzouz, A. S. and Baligh, M. M. (1984) – Behavior of Friction Pile in Plastic Empire Clays, *Report N R84 - 14, vol II, Constructed Facilities Division, Department of Civil Engineering, MIT., Cambridge, MA.*
- Bogard, J. D. and Matlock, H. (1990) Application of Model Pile Tests to Axial Pile Design – *Proceedings, 22<sup>nd</sup> Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, vol 3, p 271-278.
- Erbland, P. J., and McGillivray, R. T. Effects of Pile Setup on Pile Design and Construction a Case History, *Current Practices and Future Trends in Deep Foundations*, Edited by Dimaggio, Jerry A. and Hussein, Mohamad H. (2004), ASCE, p. 66-76.
- Goble, G. G., Likins, G. E. and Rausche, F. (2003). Users Days, Cleveland / Ohio, USA.
- Hannigan, P. J., Goble, G. G., Thendean, G., Likins, G. E., and Rausche, F. (1998). Design and Construction of Driven Pile Foundations, *FHWA Publication n° 97-014, Federal Highway Administration*, November, 1998.
- Likins, G., Rausche, F., Thendean, G. and Svinkin, M. (1996). CAPWAP Correlation Studies, *Proceedings, Fifth International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles*, Florida, p. 447-464.
- Rausche, Frank, Robinson, Brent and Likins, Garland. On the Prediction of Long Term Pile Capacity From End-of-Driving Information, *Current Practices and Future Trends in Deep Foundations*, Edited by Dimaggio, Jerry A. and Hussein, Mohamad H. (2004), ASCE, p. 77-95.
- Seidel, J. and Kolinowski, M., (2000). Pile Setup in Sands, *Procedures of the Sixth International Conference on the Application of Stress Wave Measurements to Piles*, Sao Paulo, Brazil, Niyema and Beim, eds., Balkema, p. 267-274.
- Skov, R. and Denver, H. (1988). Time-Dependent of Bearing Capacity of Piles, *Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Conf. App. Stress Wave Theory to Piles*, Ottawa.
- Söderberg, L. O. (1962). Consolidation Theory Applied to Foundation Pile Time Effects, *Geotechnique*, 12.

- Stevens, R. F. The Use of Dynamic Pile Testing to Interpret Soil Setup, *Current Practices and Future Trends in Deep Foundations*, Edited by Dimaggio, Jerry A. and Hussein, Mohamad H. (2004), ASCE, p. 96-109.
- Tan, S. L., Cuthbertson, J. and Kimmerling, R. E. Prediction of Pile Setup in Non-Cohesive Soils, *Current Practices and Future Trends in Deep Foundations*, Edited by Dimaggio, Jerry A. and Hussein, Mohamad H. (2004), ASCE, p. 50-65.
- Thompson, W. R., Held, L. and Saye, S. (2009). Test Pile Program to Determine Axial Capacity and Pile Setup for the Biloxi Bay Bridge, *DFI Journal*, Vol. 3, p. 13-22.
- Whittle, A. J. and Baligh, M. M. (1998). The Behavior of Piles supporting Tension Leg Platforms, *Final Report Phase III, Constructed Facilities Division, Department of Civil Engineering, MIT., Cambridge, MA.*