

ENSAIOS DE ESTACAS

CRITÉRIOS DE INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS

Pile Load Tests. Interpretation Criteria

H. NOVAIS-FERREIRA*

SUMÁRIO – Os critérios de interpretação dos ensaios de estacas baseiam-se na curva carga/assentamento, utilizando-se usualmente os assentamentos da cabeça da estaca. Há dois tipos de critérios principais: critérios de aceitação (assentamento limite) e critérios de rotura (carga limite). Em todos os casos o objectivo é decidir da aceitação da estaca e, sempre que possível, estimar a carga de segurança e definir a carga de rotura.

É proposto que a aceitação de uma estaca se baseie simultaneamente em três critérios: verificação do assentamento atingido para a carga de serviço; verificação da carga de rotura ou sua previsão, para a qual são úteis os métodos analíticos de apreciação das curvas de carga/assentamento ajustadas; apreciação e julgamento da forma como a curva carga/assentamento se desenvolve.

O uso de uma curva ajustada permite ainda classificar o comportamento da estaca comparando as constantes obtidas nos ensaios de várias estacas. Poderá ainda permitir ter uma ideia acerca da uniformidade de comportamentos numa mesma zona ou região.

SYNOPSIS – The criteria for interpretation of the pile load tests are discussed considering the acceptance criteria (criteria of limit settlement) and the failure (criteria of limit load). In all cases the objectives are to decide the acceptance of the piles, to estimate a safety load, and to define the failure load.

It is proposed that the acceptance of pile must be based on three simultaneous criteria:

- to verify the settlement attained with the service load taking into account the superstructure;
- to verify the actual failure load or a maximum load during the test, with a convenient safety factor (at least 2);
- to appreciate how the load/settlement curve progresses.

It is suggested that the use of the constants obtained from the adjusted load/settlement curves and results of the tested piles can be used to clarify the piles and to evaluate the uniformity of the behaviour of the piles in the same job, zone or region.

1 – INTRODUÇÃO

1.1 – É geralmente aceite que a capacidade de suporte de estacas deve ser avaliada em duas (ou três) fases. Durante a fase de projecto são utilizadas fórmulas teóricas ou empíricas que permitem estabelecer um prévio dimensionamento das fundações. Nenhum método de cálculo é porém admitido como decisivo. Durante a fase de construção, no caso de estacas cravadas, é possível recolher dados de cravação que permitem avaliar a capacidade das estacas. Todos estes elementos não autorizam porém a prescindir de ensaios das estacas para confirmação ou correcção das previsões efectuadas anteriormente.

* Investigador Coordenador do LNEC, Eng^o Civil, Consultor do LECM.

Os ensaios para avaliação da capacidade das estacas podem ser dinâmicos ou estáticos. Os ensaios dinâmicos são mais rápidos e económicos, pelo que podem ser realizados em maior número. Mas mesmo estes ensaios dinâmicos não dispensam alguns ensaios de carga estáticos para aferição dos outros métodos que eventualmente hajam sido usados.

Em alguns casos de obras importantes é necessário ainda efectuar ensaios de carga estática em estacas instrumentadas, para avaliação da distribuição de tensões ao longo do fuste da estaca e da influência do atrito lateral relativamente à acção da base.

1.2 – Fellenius (1974) refere: "Piles are test loaded for three main purposes:

1. as part of a research investigation;
2. as part of a field investigation at a particular site prior to driving of a contract piles;
3. as a check on contract piles during and after the instalation of these piles (proof testing) and as a part of the pile inspection."

As estacas carregadas em consequência de um programa de investigação serão instrumentadas e analisadas de acordo com os objectivos do programa. Além de outros objectivos, procura-se normalmente conhecer a distribuição das cargas ao longo do fuste; as análises são complexas, e tão completas quanto possível, utilizando métodos próprios ou ainda algum ou alguns dos métodos conhecidos. Não é a essas estacas que se aplica o presente trabalho.

1.3 – A apreciação dos resultados dos ensaios terá em conta o tipo de ensaio realizado.

Os ensaios de carga são de quatro tipos (Fellenius, 1975):

1. ensaio lento com patamares de carga (*slow maintained-load test – slow ML test*);
2. ensaio a penetração constante (*constant rate of penetration test – CRP test*);
3. ensaio cíclico (*cyclic procedure*);
4. ensaio rápido (*quick maintained-load – quick ML test*).

O ensaio lento pode demorar entre 48 e 70 horas. O ensaio de penetração constante exige equipamento apropriado e não comum nos ensaios de carga. O ensaio cíclico é trabalhoso e demorado. Fellenius (1975, 1980) afirma ser o ensaio rápido o mais apropriado, pois, além de se poder realizar em 3 a 5 horas, fornece resultados fáceis de analisar, sendo de facto correspondente a um ensaio do solo rápido não drenado. O ensaio lento é o constante da norma ASTM D-1143, mas um ensaio rápido já figura como opcional (5.6 – Quick Load Test Method for Individual Piles – optional).

1.4 – Terzaghi e Peck (1948) consideram três tipos de estacas:

- a) estacas de atrito em solo de granulometria grosseira, muito permeável (estacas de compactação);
- b) estacas de atrito em solo de granulometria fina, de baixa permeabilidade (estacas flutuantes);
- c) estacas trabalhando de ponta (estacas de ponta).

Esta indicação corresponde a considerar de modo diferente as estacas de atrito em areia (*a*) e em argila (*b*). De facto o comportamento de uma estaca depende, como se sabe, do seu tipo e dimensões, e dos solos atravessados, sejam as estacas de atrito ou de ponta. No cálculo ou na interpretação de resultados, todos estes factores devem ser considerados.

1.5 – No presente trabalho procura-se reunir diversos critérios conhecidos de apreciação dos resultados dos ensaios estáticos de carga e sugerir os mais apropriados.

Refira-se que esses resultados devem ser sempre interpretados como aferição dos cálculos e de observações efectuadas anteriormente por outros métodos, por forma a permitir generalizar resultados de ensaios dispendiosos e em número limitado para outros casos no mesmo local e obra. Nenhuma apreciação de resultados de ensaio de estacas fica completa sem essa comparação com os resultados do cálculo previamente efectuado e com os resultados de cravação e ensaios dinâmicos se existirem.

2 – CRITÉRIOS DE APRECIÇÃO DOS ENSAIOS ESTÁTICOS DE CARGA

2.1 – Considerações preliminares

2.1.1 – Os critérios de apreciação dos resultados dos ensaios estáticos de carga de estacas (SLT) baseiam-se na curva carga/assentamento obtida durante os ensaios. São principalmente de dois tipos:

- critérios de assentamento limite;
- critérios de carga limite.

Em qualquer dos casos, o critério terá pelo menos uma das finalidades seguintes:

- decidir da aceitação da estaca;
- avaliar a carga de segurança;
- definir a carga de rotura.

2.1.2 – No traçado da curva carga/assentamento utilizam-se usualmente os assentamentos da cabeça da estaca (*S* ou *S_t*), os quais são fáceis de medir durante qualquer ensaio. Esses assentamentos incluem:

- deformação por encurtamento do material da estaca sob a acção da carga que suporta (Δ);
- assentamento da base da estaca (*S_b*).

O assentamento total ou de cabeça da estaca é dado por:

$$S_t = \Delta + S_b$$

O valor de Δ é dado por:

$$\Delta = \xi \frac{PL}{EA} = \xi \epsilon L$$

sendo:

A = área da secção recta da estaca;

E = módulo de Young;

L = comprimento da estaca;

P = carga aplicada na estaca;

$\varepsilon = P / EA$ = deformação unitária do material da estaca;

ξ = coeficiente (menor do que 1) dependente da distribuição de tensões ao longo do fuste da estaca.

Taylor (1948) refere que o assentamento das estacas depende de:

- a) deformação da estaca por compressão;
- b) deformação de corte do terreno envolvendo a estaca;
- c) compressibilidade do terreno adjacente à estaca;
- d) deformação do terreno da base da estaca.

As deformações (b) e (c) estão incluídas em (a), influenciando o coeficiente ξ .

2.1.3 – Os critérios de assentamento limite designam-se muitas vezes por critérios de aceitação dado que a sua finalidade é em regra limitar o assentamento da fundação para o tornar compatível com a estrutura suportada.

O critério de aceitação mais óbvio consiste em especificar um assentamento total medido durante o ensaio de carga. A estaca será aceite se a carga correspondente a esse assentamento total (St) for igual ou maior do que a carga de serviço. Este critério é correcto em termos de assentamento compatível com a estrutura, mas quando pretende definir a carga de rotura sobrestima as estacas curtas (inseguro) e subestima as estaca compridas (conservativo), como se conclui facilmente pela equação de St , dada a influência da deformação de estaca.

Igualmente se pode fixar o assentamento residual após descarga (Sr). O valor deste assentamento aproxima-se do assentamento da base da estaca verificado durante a carga, e tem importância diferente conforme se trata de estacas a trabalhar de ponta ou por atrito lateral. No caso de estacas a trabalhar de ponta, o atrito lateral é desprezível. No caso de estacas com importante atrito lateral, este actua igualmente após descarga. O valor da constante ξ será diferente num e noutro caso.

Para a utilização deste critério, a carga de ensaio deve ser suficiente para que se atinja:

- a deformação limite especificada;
- uma carga especificada, usualmente dupla da carga de serviço, se a deformação limite se não verificar antes;
- a carga de rotura se ela se verificar antes de se atingir a carga limite especificada para ensaio.

2.1.4 – A avaliação da carga de segurança pode ser efectuada directamente da curva carga/assentamento, com base em condições a que a curva deve obedecer até à carga de segurança. Podem ainda estabelecer-se critérios para definir a carga de rotura e a partir desta avaliar a carga de segurança pelo uso de um coeficiente de segurança apropriado. Existem métodos que utilizam um ou mais destes princípios.

2.2 – Influência da dimensão da base da estaca

2.2.1 – A BS 8004:1986, §7.5.6.5, "Ultimate bearing capacity of the pile", refere, para estacas trabalhando de ponta: "In most cases the ultimate bearing capacity may be taken as the force at which the penetration is equal to 10% of the diameter of the base of the pile." No entanto adverte para dois aspectos:

- nas estacas longas o assentamento da cabeça da estaca é praticamente devido à deformação do material da estaca sem que a base se tenha deslocado;
- é por vezes difícil atingir esse assentamento num ensaio de carga.

Para as estacas trabalhando por atrito lateral, a mesma norma refere que a curva carga/assentamento apresenta um assentamento máximo que define a carga de rotura. No entanto a maioria das estacas é mista pelo que o critério referido é de duvidosa utilidade.

2.2.2 – Mohan (1988), baseado no Indian Standard Code of Practice, IS:2911, refere como carga de rotura (P_r) a correspondente aos assentamentos (S):

para estacas uniformes $S = 0.10 D$
para estacas de base alargada $S = 0.075 D$
 D = diâmetro da estaca (este critério não é utilizável para $D > 2$ m).

Para a carga de segurança (P_a) indica dois valores:

$$P_a = 0.5 P_r$$

$$P_a = 2/3 P_{12}$$

P_{12} = carga que corresponde ao assentamento de 12 mm.

No Quadro 1 apresentam-se os valores dos assentamentos permitidos. É fácil concluir tratar-se de um critério duvidoso que sobrestima as estacas de grandes diâmetros, tal como o critério indicado na BS 8004:1986.

2.2.3 – A influência da dimensão horizontal da fundação (diâmetro ou lado da base), na sua capacidade de suporte e no assentamento, foi já discutida e sintetizada por Taylor (1948). O quadro apresentado por este autor (pág. 590) mostra que é decisivo o tipo de solo. Assim, para iguais tensões sobre a base, pode afirmar-se, *grosso modo*:

- solo sem coesão – o assentamento é independente da dimensão da base;
- solo altamente coesivo – o assentamento é proporcional à dimensão da base.

A influência do diâmetro no assentamento da estaca é pois melhor considerada usando uma equação linear com termo independente ($S = b + mD$) com os valores das constantes dependentes do tipo de solo (Quadro I).

QUADRO I

Critério de aceitação para estacas. Baseado em D
Cargas de ensaio a 200% da carga de serviço

D (mm)	S (máximo), mm			
	0.075 D (a)	0.1 D (b)	S = b + m D (c) (d)	
300	23	30	8	10
400	30	40	9	12
500	38	50	10	14
600	45	60	11	16
700	53	70	12	18
800	60	80	13	20
900	68	90	14	22
1000	75	100	15	24
1100	83	110	16	26
1200	90	120	17	28
1300	98	130	18	30
1400	105	140	19	32
1500	113	150	20	34
1600	120	160	21	36
1700	128	170	22	38
1800	135	180	23	40
1900	143	190	24	42
2000	150	200	25	44

a) para estacas de base alargada (BS: 8004 e IS: 2911)

b) para estacas uniformes (BS: 8004 e IS: 2911)

c) limite aconselhável para estacas em solos arenosos

d) limite aconselhável para estacas em solos argilosos

2.3 – Influência do comprimento da estaca

2.3.1 – Um critério por vezes usado consiste em aceitar as estacas quando, no ensaio estático a 200% da carga de serviço, os assentamentos da cabeça da estaca (S_t) forem inferiores a:

$$\begin{aligned} \text{assentamento total} & \dots\dots\dots S_t \text{ (mm)} = (P L / E A) + 8 \\ \text{assentamento residual (após descarga)} & \dots\dots\dots S_r \text{ (mm)} = 8 \end{aligned}$$

Para estacas de betão mistas (trabalhando de ponta e por atrito lateral no fuste), considerando que as tensões se distribuem decrescendo com a profundidade, pode usar-se a expressão aproximada:

$$S_t = \frac{L}{1000} + 8 \quad (\text{todas as unidades em mm})$$

Note-se que neste caso o assentamento depende do comprimento da estaca mas não do seu diâmetro.

Este critério corresponde a aceitar 8 mm como assentamento máximo da ponta da estaca. Corresponde também a admitir que o assentamento residual após a descarga iguala o assentamento da ponta, ou seja, após a descarga a estaca recupera o seu comprimento inicial apesar do atrito lateral no fuste que possa ainda subsistir.

2.4 – Influência simultânea de D e L

2.4.1 – Davisson (1973) propôs a utilização do conceito de carga limite equivalente (*offset limit load* – QL). Esta carga é definida como a que produz o assentamento total da cabeça da estaca (SL) dado pela expressão (Fig.1):

$$SL = \Delta + (4 + 8 D) 1000$$

em que:

- Δ = deformação total (encurtamento) do material da estaca;
- D = diâmetro da base da estaca.

Este critério faz depender SL de L e de D , dado que a deformação total é dada por $\xi (P/E A) L$, como já acima se referiu.

Este critério é especialmente destinado a estacas cravadas. Dá sempre valores conservativos. Para estacas moldadas o resultado é mesmo impraticavelmente conservativo.

Apresenta dificuldades na avaliação da deformação real do material da estaca pela insegurança na definição do módulo de deformação equivalente ou composto da estaca (E) e pelo desconhecimento da distribuição de tensões ao longo da estaca (ξ). No Quadro 2 indicam-se os valores dos assentamentos permitidos considerando a deformação total da estaca igual a $L/1000$.

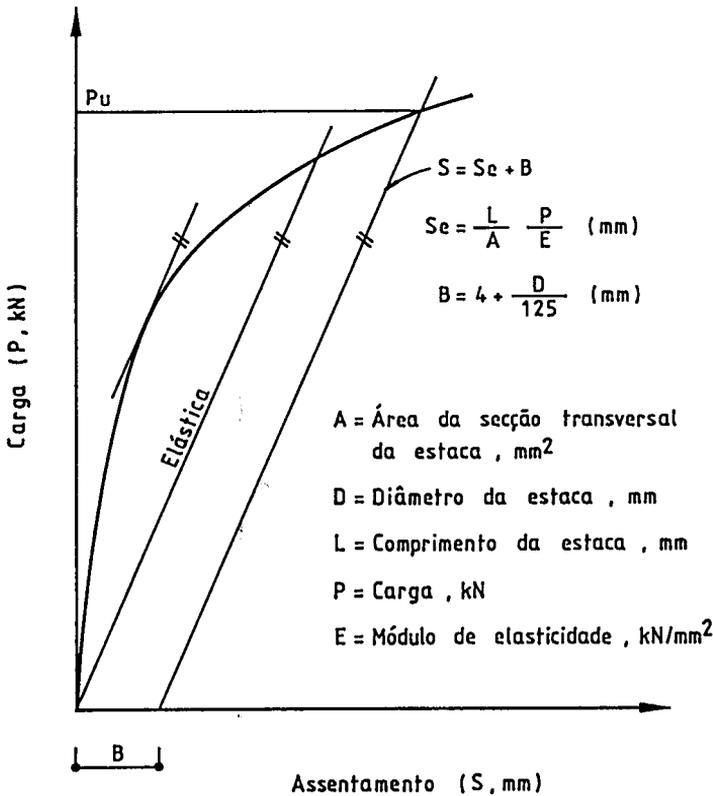


Fig. 1 – Método de Davisson

QUADRO II

Critério de aceitação para estacas. Baseado em L e D (Davisson)

$$S = (L/1000) + (4 + 8 D)/1000$$

(Todas as grandezas em milímetros)

D (mm)	S (mm)					
	L (mm)					
	20	30	25	40	50	70
300	22	32	27	42	52	72
400	23	33	28	43	53	73
500	24	34	29	44	54	74
600	25	35	30	45	55	75
700	26	36	31	46	56	76
800	26	36	31	46	56	76
900	27	37	32	47	57	77
1000	28	38	33	48	58	78
1100	29	39	34	49	59	79
1200	30	40	35	50	60	80
1300	30	40	35	50	60	80
1400	31	41	36	51	61	81
1500	32	42	37	52	62	82
1600	33	43	38	53	63	83
1700	34	44	39	54	64	84
1800	34	44	39	54	64	84
1900	35	45	40	55	65	85
2000	36	46	41	56	66	86

Pode ser usado como um critério de aceitação especificando que o valor de *SL* deve ser o assentamento limite para uma carga, por exemplo igual a 180% da carga de serviço. Note-se que a norma ASTM D 1143 / 87 – Standard Test Method for Piles under Static Axial Compressive Load refere: "5.1 Standard load procedure – Unless failure occurs first, load the pile to 200% of the anticipate pile design load for test on individual piles or to 150% of the group design load for tests on pile groups."

2.4.2 – A Hong-Kong Housing Authority (General Specification of Materials and Workmanship for Hong-Kong Housing Authority Contracts, 1989, section 19) considera carga de rotura (*ultimate or failure load*) a que corresponde ao assentamento total:

$$Stf = \Delta + \frac{D}{30}$$

sendo:

Stf = assentamento na rotura

Δ = deformação elástica do material da estaca (sem o factor ξ).

Esta primeira condição do critério é mais favorável para as estacas compridas dado a deformação do material da estaca ser a calculada (sem ξ) e não a real. Por isso e simultaneamente, aparece uma segunda condição: o assentamento residual após descarga (*Sr*) deve ter um valor não maior do que o menor dos dois valores seguintes:

$$Sr \leq D/50$$

$$Sr \leq 10 \text{ mm}$$

No Quadro III são apresentados os valores obtidos considerando $\Delta = L / 1000$. Esta hipótese corresponde já a um valor de ξ inferior à unidade.

2.4.3 – Os critérios mistos que consideram a dimensão da base da estaca, o seu comprimento, o tipo de solo e as características da estrutura, parecem ser os mais convenientes. Um critério parcialmente desse tipo é apresentado no Quadro IV.

$$St = (b + m D) + \frac{L}{1000}$$

Deve ter-se em atenção que os assentamentos limites indicados no Quadro IV não têm em consideração as limitações da superestrutura, que pode impor limites inferiores. Esses valores são definidos pelo cálculo estrutural da superestrutura. Assim o critério anterior pode ser completado com uma prescrição do tipo:

$St \leq$ limite superior (que poderá ser de 20 a 70 mm, variável com o tipo de estrutura).

Esta última limitação reduz a carga de utilização da estaca e é portanto uma limitação que encarece a fundação.

QUADRO III

Critério de aceitação para estacas. Baseado em L e D (Hong-Kong)

$$St = (L/1000) + D/30$$

(Todas as grandezas em milímetros)

D (mm)	St (mm)							Sr (mm)
	L (m)							
	qualquer	20	25	30	40	50	70	
qualquer	a b	20	25	30	40	50	70	
300	10	30	35	40	50	60	80	6
400	13	33	38	43	53	63	83	8
500	17	37	42	47	57	67	87	10
600	20	40	45	50	60	70	90	10
700	23	43	48	53	63	73	93	10
800	27	47	52	57	67	77	97	10
900	30	50	55	60	70	80	100	10
1000	33	53	58	63	73	83	103	10
1100	37	57	62	67	77	87	107	10
1200	40	60	65	70	80	90	110	10
1300	43	63	68	73	83	93	113	10
1400	47	67	72	77	87	97	117	10
1500	50	70	75	80	90	100	120	10
1600	53	73	78	83	93	103	123	10
1700	57	77	82	87	97	107	127	10
1800	60	80	85	90	100	110	130	10
1900	63	83	88	93	103	113	133	10
2000	67	87	92	97	107	117	137	10

a) = D/30

b) = L/1000

QUADRO IV A

Critério de aceitação para estacas em betão. Baseado em L e D
aplicável para solos arenosos

$$S = (b + m D) + (L/1000)$$

(Todas as grandezas em milímetros)

D (mm)	S (mm)						
	L (m)						
	qualquer	20	25	30	40	50	70
qualquer	SD \ SL	20	25	30	40	50	70
300	8	28	33	38	48	58	78
400	9	29	34	39	49	59	79
500	10	30	35	40	50	60	80
600	11	31	36	41	51	61	81
700	12	32	37	42	52	62	82
800	13	33	38	43	53	63	83
900	14	34	39	44	54	64	84
1000	15	35	40	45	55	65	85
1100	16	36	41	46	56	66	86
1200	17	37	42	47	57	67	87
1300	18	38	43	48	58	68	88
1400	19	39	44	49	59	69	89
1500	20	40	45	50	60	70	90
1600	21	41	46	51	61	71	91
1700	22	42	47	52	62	72	92
1800	23	43	48	53	63	73	93
1900	24	44	49	54	64	74	94
2000	25	45	50	55	65	75	95
Coeficientes para SD		m = 0,01 b = 5		Verificar se a rotura ocorreu para menores valores do assentamento			

2.5 – Critérios múltiplos

2.5.1 – A norma chinesa Construction Technical Code for Highway Bridge and Culvert, JTJ41-89, usa simultaneamente três verificações:

- 1) assentamento limite de 40 mm;
- 2) incremento da curva carga/assentamento;
- 3) incremento da curva assentamento/tempo.

Para a verificação (2) (Fig. 2) a carga é aplicada por incrementos iguais bem definidos. Considera-se que se atingiu a rotura para a carga correspondente à carga (P_n) quando o assentamento incremental ΔS_{n+1} para o estágio ($n + 1$) for 5 vezes maior que o incremento ΔS_n para o estágio (n):

$$(\Delta S_{n+1}) > 5 \Delta S_n$$

Para a verificação (3) a carga é mantida durante 24 horas. Ter-se-á atingido a rotura se os assentamentos não estiverem estabilizados.

QUADRO IV B

Critério de aceitação para estacas em betão. Baseado em L e D
 aplicável para solos argilosos
 $S = (b + m D) + (L/1000)$
 (Todas as grandezas em milímetros)

D (mm)	S (mm)						
	L (m)						
	qualquer	20	25	30	40	50	70
qualquer	SD \ SL	20	25	30	40	50	70
300	10	30	35	40	50	60	80
400	12	32	37	42	52	62	82
500	14	34	39	44	54	64	84
600	16	36	41	46	56	66	86
700	18	38	43	48	58	68	88
800	20	40	45	50	60	70	90
900	22	42	47	52	62	72	92
1000	24	44	49	54	64	74	94
1100	26	46	51	56	66	76	96
1200	28	48	53	58	68	78	98
1300	30	50	55	60	70	80	100
1400	32	52	57	62	72	82	102
1500	34	54	59	64	74	84	104
1600	36	56	61	66	76	86	106
1700	38	58	63	68	78	88	108
1800	40	60	65	70	80	90	110
1900	42	62	67	72	82	92	112
2000	44	64	69	74	84	94	114

Coeficientes para SD	m = 0,02 b = 4	Verificar se a rotura ocorreu para menores valores do assentamento
----------------------	-------------------	--

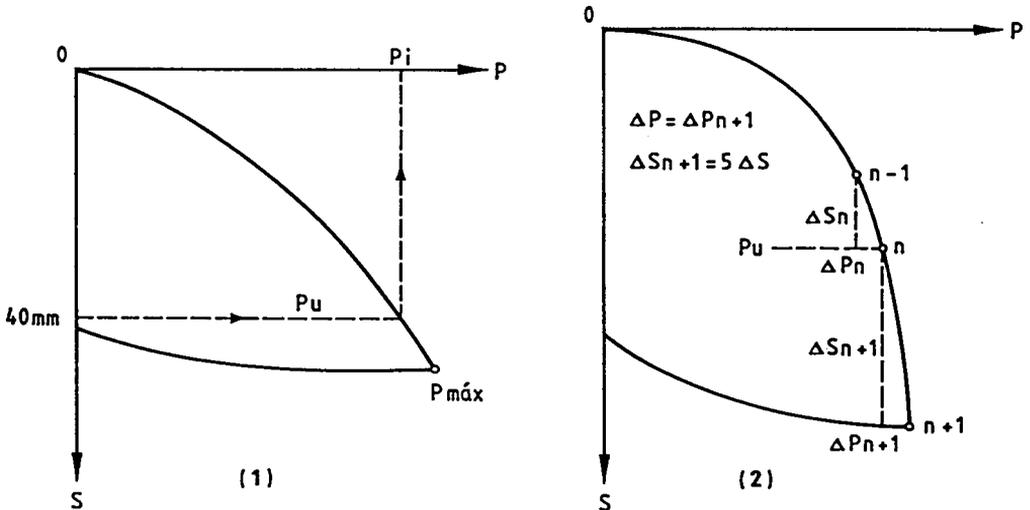


Fig. 2 – Norma chinesa JTJ 41

Para solos granulares com *boulders*, areias densas e argilas rígidas, a norma admite que o ensaio de carga termine para assentamentos inferiores a 40 mm desde que a carga de ensaio (P_e) seja igual ou superior à carga de serviço (P_a) multiplicada pelo coeficiente de segurança de projecto (f), $(P_e) \geq f(P_a)$. Geralmente a carga de ensaio é: $(P_e) = 1,5(P_a)$. Isto significa um coeficiente de segurança mínimo de 1,5, o que parece baixo.

A norma aconselha, em casos de dificuldade de avaliação da carga de rotura, o uso simultâneo de curvas carga/assentamento, assentamento/tempo e assentamento/logaritmo do tempo, e a respectiva comparação.

2.5.2 – A norma chinesa Code of Harbour Engineering, Chapter V, Pile Load Test, 1987, especifica analogamente, embora com ligeiras diferenças.

Indica dois tipos de ensaio: lento e rápido. O equipamento deve estar preparado para aplicar entre 1,2 e 1,5 vezes a carga de ensaio prevista. A carga deve ser aplicada por incrementos iguais.

As condições estabelecidas para dar por concluído um ensaio de carga lento são critérios de rotura. Um ensaio lento deve terminar quando:

- 1) na curva (P versus St) aparece um patamar ou decréscimo e simultaneamente $St > 40$ mm;
- 2) após 24 horas de carga constante, o incremento dos assentamentos excede o valor de 0.1 mm/min.
- 3) não se verificando a condição de rotura, o ensaio deve prosseguir até um assentamento superior a 40 mm.

No ensaio lento os critérios de rotura são como segue.

a) carga S_n (carga de rotura) tal que no diagrama P versus S :

$$(\Delta S_n) / (\Delta P_n) \leq 0.1 \text{ mm/kN e } (\Delta S_{n+1}) / (\Delta P_{n+1}) > 0.1 \text{ mm/kN, ou} \\ [(\Delta S_{n+1}) / (\Delta P_{n+1})] > 5 [(\Delta S_n) / (\Delta P_n)] \text{ ou} \\ (S_{n+1}) > 40 \text{ mm;}$$

b) carga correspondente à situação (2), ou seja a carga (P_n), quando:

$$(\Delta S_n) / (\Delta P_n) \leq 0.1 \text{ mm/kN e } (\Delta S_{n+1}) / (\Delta P_{n+1}) > 0.1 \text{ mm/kN;}$$

c) carga a que corresponde $S = 40$ mm.

Para estacas de aço ou betão armado com comprimentos superiores a 40 m, o valor de 40 mm, condição (c), pode ser aumentado para um valor correspondente ao comprimento da estaca.

A capacidade das estacas pode também ser determinada com base em bem comprovada experiência local.

No caso de ensaio rápido as carga são aplicadas usualmente cada 60 min., com leituras de assentamentos aos 0, 5, 10, 15, 30 e 60 min. na carga e aos 30 e 60 min. na descarga. O ensaio terminará quando se obtiverem resultados que permitam avaliar a carga de rotura.

As condições de rotura são:

- a) $(\Delta S_n) / (\Delta P_n) \leq 0.08$ mm/kN e $(\Delta S_{n+1}) / (\Delta P_{n+1}) > 0.081$ mm/kN, ou
- b) $[(\Delta S_{n+1}) / (\Delta P_{n+1})] > 5 [(\Delta S_n) / (\Delta P_n)]$ ou
- c) uma bem comprovada experiência local.

A respeito da condição (a) refira-se que Fellenius (1975), comentando a norma ASTM D-1143, escreve: "The settlement criterion of 0.002 in./10 min (0.05 mm/10 min) is often referred to as 'zero settlement'. It may be pointed out that this 'zero' is misleading, as the settlement rate is still equal about 7 in./month (180 mm/month) or 6 ft/yr (1.8 m/yr)."

O assentamento limite de 40 mm é discutível. Como se referiu anteriormente, a imposição do limite máximo de assentamento tem a função de satisfazer as condições de cálculo e de comportamento da superestrutura, e como tal deve ter um valor compatível com ela e não dependerá da fundação, mesmo que esta resulte mais onerosa.

As condições das normas chinesas Construction Technical Code for Highway Bridge and Culvert, JTJ41-89, e Construction Technical Code for Highway Bridge and Culvert, JTJ41-89, são de interesse, sendo conveniente fixá-las. A experiência local é de muito valor mas não será suficiente como critério de rotura.

3 – CRITÉRIOS BASEADOS NA CURVA CARGA/ASSENTAMENTO TRANSFORMADA

3.1 – Nestes critérios (critérios de rotura) é ajustada uma curva de equação apropriada que possa definir matematicamente com rigor uma carga limite que será considerada a carga de rotura. As equações são linearizáveis. Deste modo é fácil obter o valor das constantes por ajustamento gráfico, pelo método dos mínimos quadrados ou outro escolhido.

Uma vez que de início as curvas carga/assentamento podem ser um tanto irregulares, é sempre conveniente traçar previamente a curva transformada para reconhecer os valores a excluir pelo seu posicionamento anómalo.

Do mesmo modo, pode ser necessário excluir do ajustamento da curva teórica valores finais obtidos após rotura ou elevada cedência da estaca. O aparecimento de valores anómalos finais (acusando súbito aumento dos incrementos dos assentamentos) é também um bom critério para definir a carga de cedência.

3.2 – Vander Veen (1953) afirma que é possível ajustar a recta:

$$\log (1 - P / P_{ult}) = b + m St$$

P_{ult} = carga última, correspondendo à rotura do solo envolvente da estaca.

Afirma ainda que a função semilogarítmica só corresponde a uma recta no caso de a carga última ser a correcta (Fig. 3).

A aplicação deste método implica sucessivas tentativas com vários valores de (P_{ult}) até se obter uma recta. Em 1953 esse processo iterativo era lento e trabalhoso, pelo que não foi muito usado. Actualmente, com os modernos computadores e programas de cálculo, é fácil de aplicar. Sugere-se preparar uma folha de cálculo com duas colunas: uma relativa ao primeiro termo da

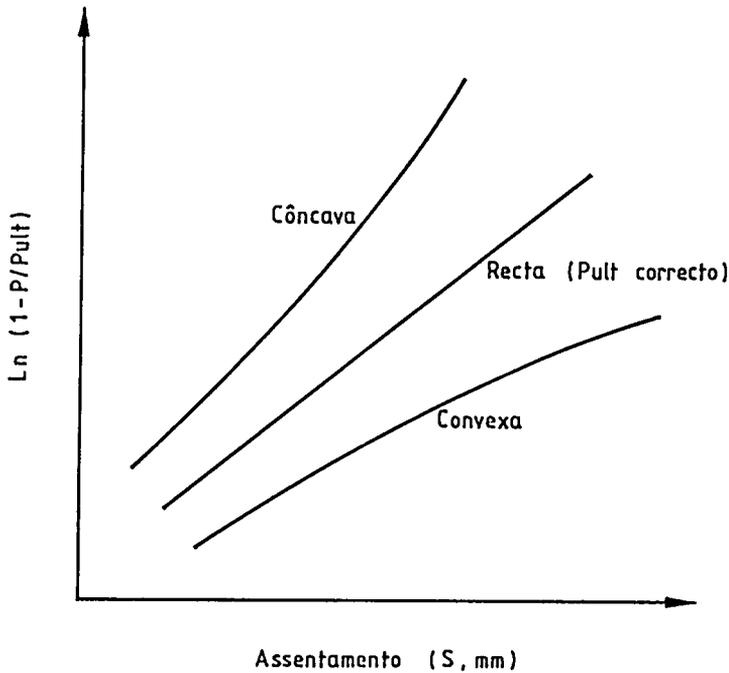


Fig. 3 – Método de Vander Veen

equação ($p = \log (1 - P / Pult)$) com os valores medidos de (P) e um valor arbitrado de ($Pult$); e a outra constituída pelos assentamentos medidos (St). Determine-se o coeficiente de correlação linear (método dos mínimos quadrados) entre os valores das duas colunas (p versus St). Maximize-se esse coeficiente de correlação variando ($Pult$). Obtém-se assim o valor correcto de ($Pult$) e da certeza do ajustamento pelo conhecimento do coeficiente de correlação.

3.3 – Brinch-Hansen propôs dois critérios. Deve ter-se em atenção que os dois critérios de Brinch-Hansen são completamente diferentes e utilizam diagramas com escalas diferentes, não sendo válido o procedimento de um aplicado ao outro método. Em ambos os casos aquele autor procura quantificar a ideia de que a rotura de afundamento da estaca (*plunging failure*) é a que corresponde ao aparecimento de um incremento rápido do assentamento com incremento uniforme da carga. Os dois critérios mereceram os favores da Swedich Pile Comission (1970).

3.3.1 – O critério dito de 80% de Brinch-Hansen (1963) utiliza a equação parabólica (Fig.4):

$$Q = \frac{\sqrt{St}}{C_1 St + C_2}$$

St – assentamento da cabeça da estaca

C_1, C_2 – constantes

Esta equação define uma recta (excluindo os valores iniciais de St) sob a forma:

$$\frac{\sqrt{St}}{Q} = C_1 St + C_2$$

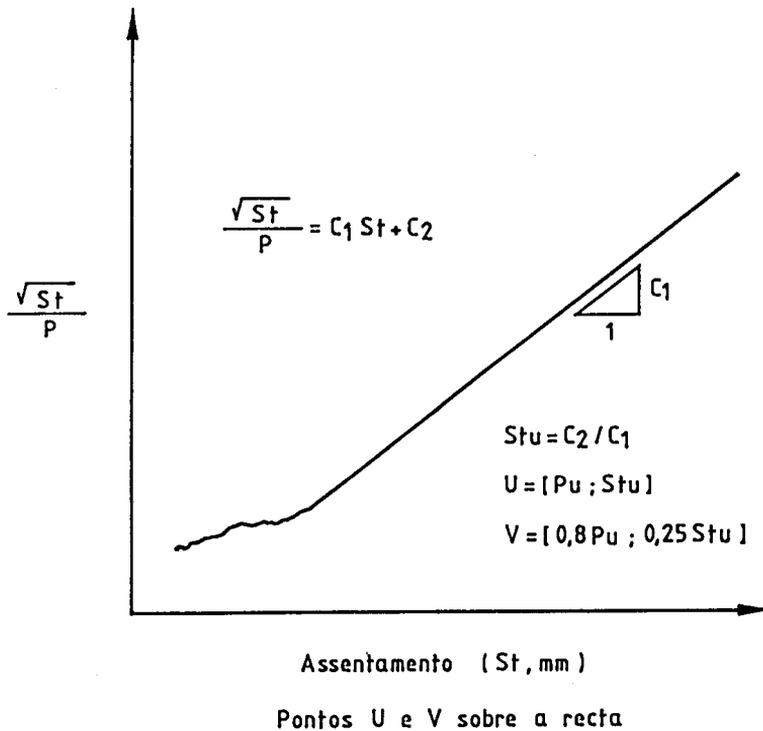


Fig. 4 – Critério de 80% de Brinch-Hansen

Define em seguida:

$Stu = \frac{C_2}{C_1}$ = assentamento de rotura de afundamento e $Qu = \frac{1}{\sqrt{2C_1 C_2}}$ = rotura de afundamento de assentamento, devendo estar sobre a recta os pontos: Qu / Stu e $0,8 Qu / (0,25 Stu)$

3.3.2 – Um outro critério de Brinch-Hansen (1963) – critério de 90% – pode ser usado com os diagramas simples de carga/assentamento (Q versus St , em escalas lineares). No diagrama é procurado o ponto de coordenadas $[(Qu), (Stu)]$ tais que o ponto de coordenadas $[(0,9 Qu), (0,5 Stu)]$ também esteja sobre a curva carga/assentamento (Fig. 5).

Este critério de Brinch-Hansen só é correcto se for atingido o valor de rotura durante o ensaio ou pelo menos o valor correspondente ao último ponto acima indicado. Caso contrário, a carga máxima de ensaio deve ser assumida como a carga de rotura, não sendo aceitável extrapolação.

Ambos os critérios são aplicáveis a ensaios de carga rápidos ou lentos mas não a ensaios com ciclos de cargas e descargas.

3.4 – De Beer (1967) e De Beer e Wallays (1972) utilizam um diagrama de escala duplamente logarítmica $\log P$ versus $\log St$. Este tipo de diagramas apresenta dois segmentos de recta, que

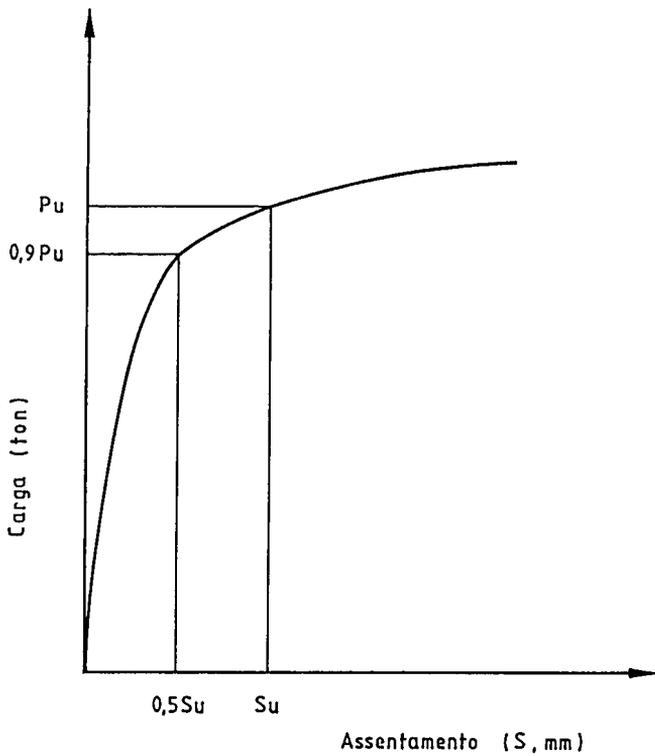


Fig. 5 – Método de 90% de Brinch-Hansen

se cruzam no início da cedência da estaca (ponto correspondente à rotura por cedência). Este método dá assim a carga de rotura directamente e não por extrapolação (Fig. 6).

Foi inicialmente proposto para ensaios lentos. Nada impede, porém, a sua utilização generalizada. É um método muito útil e simples que poderá ser de utilização corrente, convindo divulgá-lo.

3.5 – Um método bastante usado é o de Chin (1970), baseado no trabalho de Kondner (1963), que utiliza a correlação linear entre os inversos das cargas e dos assentamentos da cabeça das estacas:

- $(1 / P) = b (1 / S) + m$ (i)
- $(S / P) = b + m S$ (ii)
- $P = S / (b + m S)$ (iii)
- $S = (b P) / (1 - m P)$ (iv)

A forma apresentada na literatura é a (iii), a qual aparece nos trabalhos de Kondner (1963) e de Chin (1970). A forma linearizada (ii) permite o cálculo rápido das constantes (b) e (m). Também útil é a forma (i) aplicada (Novais-Ferreira, 1962) para relacionar quantidades de valor variável com a acção de cargas (Fig. 7).

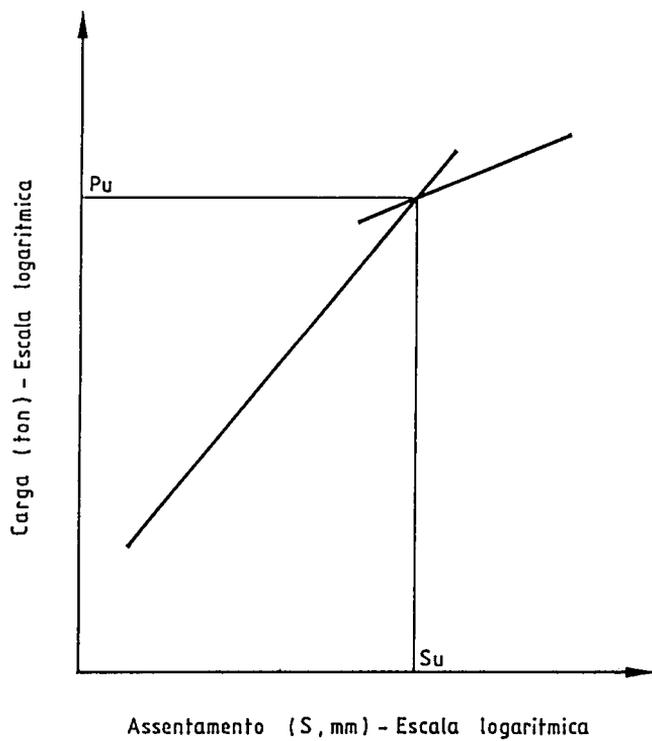


Fig. 6 - Método de De Beer

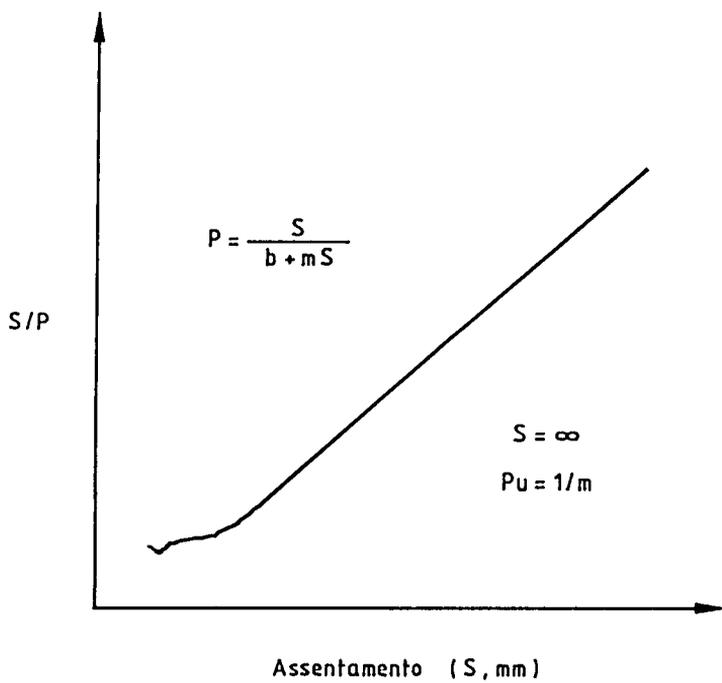


Fig. 7 - Método de Chin

Esta equação apresenta uma assíntota correspondente a ($P = 1/m$), valor para o qual o assentamento seria infinito. Deve porém fazer-se a mesma objecção que suscitou o método de Brinch-Hansen, relativa à extrapolação. A carga obtida ($P = 1/m$) é em geral muito superior à carga de rotura. A rotura da estaca por rotura do solo dá-se com um aumento brusco da taxa de crescimento dos assentamentos.

A principal utilidade do método consiste na aceitação das três hipóteses seguintes:

- a) nos ensaios em cujos resultados se mantém a linearidade definida pela equação (ii), poderá assumir-se que a rotura não terá sido atingida;
- b) nos ensaios em cujos resultados se observou um desvio de linearidade, poderá assumir-se que a rotura (similar à rotura de afundamento de Brinch-Hansen) se verificou para a carga a partir da qual se observou esse desvio;
- c) a carga ($P = 1/m$) será em todos os casos superior à carga de rotura da estaca por rotura do solo.

É frequente encontrar-se na literatura a indicação de que a carga ($P = 1/m$) corresponde à carga de rotura, o que só seria verdadeiro se não existisse afundamento, forma usual de rotura do solo envolvendo as estacas.

3.6 – Chellis (1961) e Fuller e Hoy (1970) indicam como carga de rotura aquela que no diagrama carga/assentamento admite a tangente com um coeficiente angular de (0.05 pol./ton americana), ou seja, (0.14 mm/ton métrica) (Fig. 8).

Posteriormente Butler e Hoy (1977) sugerem como carga de rotura a que corresponde ao ponto de encontro de duas rectas:

- a tangente definida por Chellis e Fuller e Hoy; e
- a tangente à parte inicial da curva de carga, ou
- a tangente paralela à curva de descarga.

Fellenius (1980) sugere que se use, como segunda recta, a tangente à curva de carga paralela à recta de deformação elástica da estaca. Observe-se que esta recta bem como a tangente paralela à curva de descarga não passam pela origem (Fig. 8).

Estes critérios não têm explicitamente em conta o comprimento da estaca nem o seu diâmetro. Definem porém cargas de rotura com razoável rigor.

3.7 – Mazurkiewicz (1972, *in* Fellenius, 1980) utiliza um processo gráfico baseado numa curva parabólica (Fig. 9). Tem actualmente pouco interesse, como em geral todos os métodos gráficos, os quais até ao advento dos computadores foram um sólido apoio do engenheiro.

3.8 – A norma polaca PN – 83/B – 02482 (1983) avalia o atrito lateral (t) e a resistência de ponta (q) com base no tipo e na baridade do solo. Uma primeira selecção da curva carga/assentamento define dois tipos de curvas.

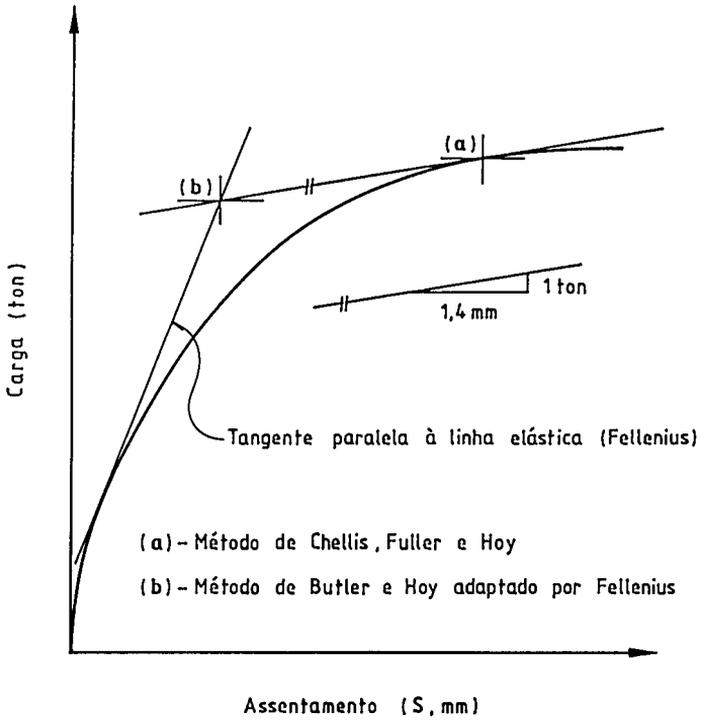


Fig. 8 – Métodos de Chellis, Fuller e Hoy, Butler e Hoy

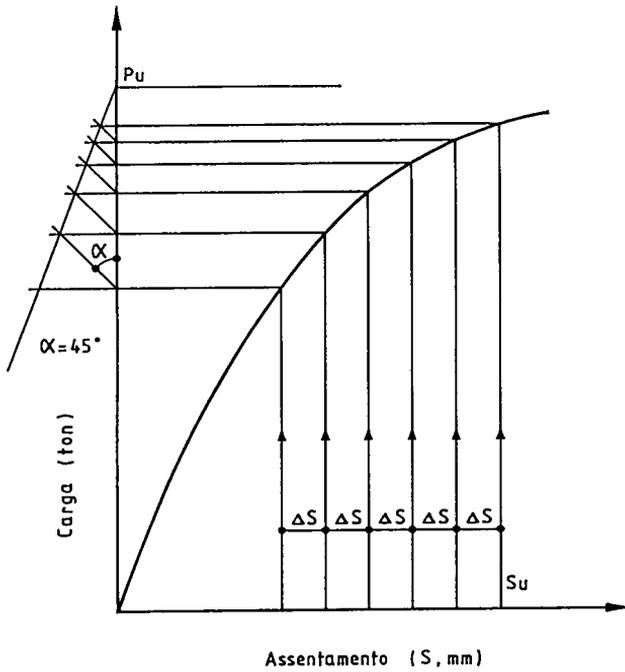


Fig. 9 – Método de Mazurkiewicz

As funções do tipo P2, com um máximo de carga, são consideradas como segue:

a) resistência lateral para $Z \leq Z_v$ $t = t_{max} \sqrt{\frac{Z}{Z_v}}$
 para $Z > Z_v$ $t = \text{const}$
 assentamento limite $Z = 15 \text{ mm}$ para todos os solos granulares

b) resistência de ponta $f_z \leq Z_f$ $q = q_f \sqrt{\frac{Z}{Z_f}}$
 (Vijayvergiya, 1977)
 assentamento limite $Z_f = 0.05D$
 se $Z > Z_f$ $q = \text{constante}$

As funções do tipo P3 são consideradas como segue:

resistência lateral como no caso P2

resistência de ponta para $Z \leq Z_f$ (Gwizdala, 1984), (Tejchman e Gwizdala, 1988)

$$q = \frac{Z}{\alpha_1 + \frac{Z}{\alpha_1 q_f}}$$

$\alpha_1 = \Delta S / \Delta q$ (gradiente inicial da curva, segundo a teoria da elasticidade)

$\alpha_1 =$ Coeficiente não dimensional, dependendo do diâmetro (D) da estaca
 (Gwizdala, 1984)

$Z_f =$ assentamento limite calculado pela fórmula acima para $q = q_f$

Este critério é apresentado por Gwizdala e Klosinski (1993). Pretende introduzir um rigor excessivo numa matéria em que as diferenças de caso para caso aconselham a usar métodos simples com base nos resultados obtidos e a duvidar das previsões muito elaboradas.

3.9 – Housel (1956) sugere uma alteração ao método de ensaio lento, que deveria ser realizado por incrementos iguais da carga mantidos uma hora cada. As leituras dos assentamentos deveriam ser efectuadas ao fim de trinta minutos e ao fim de uma hora para se conhecer o assentamento verificado nos últimos 30 minutos de cada carga (ΔS_{30}). O diagrama (em escalas lineares) da carga (P) versus (ΔS_{30}) apresenta dois segmentos de recta que definem no seu ponto de encontro uma carga designada valor de cedência (*yield value*) (Fig. 10). Stoll (1965) discute este método, aplicando-o a diversos casos.

Este método tem a vantagem de definir um valor obtido durante o ensaio e não extrapolado. No entanto usa uma sequência de carga que não é usual.

3.10 – Dando preferência ao ensaio rápido, Fellenius (1975) propõe um critério que recorda o de Davisson. O ensaio deve ser executado como segue:

- 1) efectuar 16 incrementos de carga iguais, até 250% da carga de serviço;
- 2) manter cada carga durante 15 min incluindo a última carga de 250%;
- 3) descarregar rapidamente para 200%, 150%, 100%, e 50% da carga de serviço;
- 4) em cada descarga demorar somente o tempo necessário para a leitura dos movimentos da cabeça da estaca.

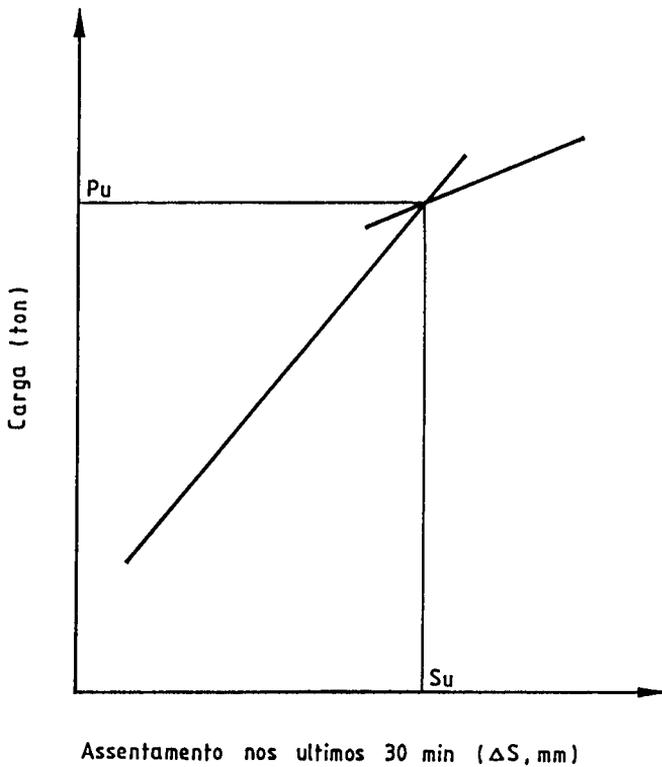


Fig. 10 – Método de Housel

A carga última (P_{ult}) é definida pelo assentamento último (S_{ult}) que é avaliado pelo diagrama carga/assentamento da cabeça da estaca:

$$S_{ult} = \Delta + 0.15 + B/120 \text{ (em polegadas)}$$

$$S_{ult} = \Delta + 4 + B/120 \text{ (em milímetros)}$$

B = dimensão transversal da estaca (ou diâmetro)

$\Delta = P L / (A E)$ = deformação elástica da estaca

L = comprimento da estaca

A = secção transversal recta da estaca

E = módulo de elasticidade do material da estaca.

Este critério beneficia as estacas compridas como se depreende do que se disse anteriormente para avaliações similares.

4 – CURVA DE WEIBULL

4.1 – A equação cumulativa de probabilidades de Weibull é a seguinte:

$$F(X; \alpha, \beta) = (1 - 1/ (\text{Exp} ((X/\beta)^\alpha)))$$

As curvas que se obtêm de F vs (X/β) , para valores fixos de α , passam todas pelo ponto:

$$F = 0,632 \cdot 120 \cdot 6 \text{ para } (X/\beta) = 1.$$

Os valores de F para $(X/\beta) < 1$ decrescem se α cresce. Para $(X/\beta) > 1$ os valores de F crescem com α .

A curva F vs. (X/β) para $\alpha = 1$ tem um andamento que a aproxima das curvas de carga/assentamento, nos ensaios estáticos de carga. O melhor ajustamento pode ser obtido variando convenientemente a constante $K = 1/\beta$.

A equação a usar será:

$$P_c = Pass (1 - 1/(\text{Exp}(KS))) \\ \alpha = 1$$

É a equação exponencial usual, onde:

P_c – carga calculada que conduzirá ao assentamento S ;

$Pass$ – valor assintótico da carga P_c para $S = \infty$ (para o valor usado de K – constante arbitrária.)

4.2 – Horiuchi, T. (1991, "Prediction of ultimate bearing capacity of piles" – Piletalk International'91, Kuala Lumpur, Malaysia) utiliza os valores de P_y e de S_y para obtenção de K :

$P_y = Pass (1 - e^{-1})$ – carga de cedência

S_y – assentamento normalizado que se verifica para P_y (Uto, 1992).

$K = 1 / S_y$.

Este critério baseia-se numa observação do comportamento da curva carga-assentamento. Para ajustamento do valor de K podem porém seguir-se vários critérios matemáticos, entre eles:

- 1) Mínimo coeficiente de variação da relação (P_r / P_c) ;
- 2) Máximo coeficiente de correlação da curva P_c vs. P_r ;
- 3) Equação de correlação P_c vs. P_r passando pela origem.

Todos estes métodos exigem um processo iterativo fácil de aplicar com os computadores actuais. Em todos os casos parte-se do conjunto de valores do assentamento (S) para os vários valores reais da carga (P_r) – curva real carga/assentamento. A consideração das unidades é irrelevante, podendo usar-se qualquer sistema de unidades.

4.3 – Cálculo do valor assintótico de P_c

4.3.1 – Mínimo coeficiente de variação

Para um valor escolhido de K calculam-se os valores P_c vs. S . Uma vez que $Pass$ é desconhecido, usar-se-á um valor arbitrário, por exemplo $Pass = 100$. Efectuam-se as relações (P_r / P_c) para os vários valores de S . Determinam-se o desvio padrão ($Stdv$) dos valores da

relação (Pr/Pc) e a média de (Pr/Pc). A grandeza dos valores de (Pr/Pc) depende de K , pelo que é preferível usar, no que se segue, os valores do coeficiente de variação ($Covar$):

$$(Covar) = (Stdv) / (Média de (Pr/Pc))$$

Repete-se o cálculo de ($Stdv$) e ($Covar$) para sucessivos valores de K .

A curva ($Covar$) vs. K apresenta um mínimo que define o melhor valor de K .

A relação média (Pr/Pc) = R , para o melhor valor de K , permite calcular $Pass$ baseado na equação de Weibull:

$$Pass = 100R$$

4.3.2 – Mínimo coeficiente de variação

Como no método anterior, calculam-se valores de Pc vs. S para um dado valor de K .

Calcula-se o coeficiente de regressão linear (r) entre as séries dos valores de Pr e dos correspondentes Pc para o K escolhido. Aconselha a calcular a regressão de Pr sobre Pc .

Repete-se o cálculo do coeficiente (r) para vários valores de K .

A curva (r) vs. (K) tem um mínimo que corresponde ao melhor ajustamento de Pr sobre Pc . A correlação correspondente apresenta dois coeficientes:

$$Pr = a + c Pc$$

O valor de $Pass$ é calculado por:

$$Pass = a + c 100$$

Note-se que se se calcular a correlação de Pc sobre Pr , o valor de $Pass$ é dado por:

$$Pass = -a + \frac{Pr}{c}$$

4.3.3 – Equação de correlação Pc vs. Pr passando pela origem

O processo é similar ao referido em 2.2, calculando-se as rectas de correlação $Pr = a + c Pc$ para todos os valores de K escolhidos.

Estima-se o valor de K para o caso $a = 0$

O valor de $Pass$ é dado por:

$$Pass = c 100 (a = 0)$$

4.4 – Observações sobre a aplicação da curva de Weibull

4.4.1 – Os métodos (1) e (3) correspondem a procurar a recta de correlação entre Pr e Pc passando pela origem dos eixos. O critério (1) é mais rápido que o critério (3).

O método (2) corresponde a procurar a melhor correlação entre Pr e Pc embora a recta não passe pela origem dos eixos.

Em regra os valores de K não coincidem e ordenam-se como segue:

$$K \text{ (método (2))} < K \text{ (método (3))} < K \text{ (método (1))}$$

Uma vez que o cálculo de P_{ass} é baseado nos valores de P_c , convém usar as correlações de P_r sobre P_c .

4.4.2 – A utilização de curva de Weibull aparece considerando um valor de K definido por uma equação simples.

Como em todos os métodos de ajustamento de curvas, é necessário traçar primeiramente a curva carga-assentamento e excluir os valores iniciais que apareçam com um posicionamento anómalo.

Aplica-se igualmente o que se disse anteriormente para o método de Kondner-Chin.

5 – OBSERVAÇÃO DA CURVA DE CARGA/ASSENTAMENTO

5.1– As curvas de carga/assentamento são apresentadas por vários autores como constituídas pela soma de valores correspondentes a:

- curva relativa ao fuste (atrito lateral) assumida como recta do ponto (0;0) até ao ponto (P_{fmax} ; $S_f = 0,005D$ a $0,02D$), continuada por uma horizontal ($P_{fmax} = \text{constante}$);
- curva relativa à ponta assumida como recta de ponto (0;0) até ao ponto (P_{pmax} ; $S_p = 0,05D$ a $0,10D$), continuada por uma horizontal ($P_{pmax} = \text{constante}$).

O valor da relação $(P_{pmax})/(P_{fmax})$ é muito variável. Para as estacas mistas anda em regra entre $1/3$ e $2/3$. Nesta condições a curva-soma aparece com três alinhamentos rectos:

- alinhamento inicial desde o ponto (0;0), com elevado coeficiente angular, influenciado pelas resistências de atrito e de ponta;
- alinhamento intermédio, com pequeno coeficiente angular, influenciado pela resistência de ponta
- alinhamento final, de carga constante.

5.2 – Frank e Zhao (1982) estabeleceram um método de avaliação do comportamento da curva carga/assentamento da cabeça das estacas em solos finos, com base nos resultados de ensaios pressiométricos (valor EM).

A lei de mobilização do atrito lateral (r) em função do assentamento (S) seria constituída por três segmentos de recta:

- de zero a $(qs/2)$, com o coeficiente angular $B = 2EM / D$;
- de $(qs/2)$ a (qs) , com o coeficiente angular $B/5$;
- um ramo horizontal final com a ordenada (qs) .

A lei de mobilização da resistência de ponta (q) em função do assentamento (S) seria constituída também por três segmentos de recta:

de zero a $(qp/2)$, com o coeficiente angular $R = 11 EM / D$;

de $(qp/2)$ a (qp) , com o coeficiente angular $R/5$;

um ramo horizontal final com a ordenada (qp) .

Deste modo a curva de carga/assentamento seria constituída pela sobreposição dos dois conjuntos de três segmentos de recta, conceito que difere do anteriormente apresentado. Este conceito é limitativo do comportamento das estacas dado que fixa rigidamente a relação entre atrito lateral e resistência de ponta pela fixação dos coeficientes angulares ao mesmo valor de EM .

5.3 – Simon, Schlosser e Morey (1988) utilizam o mesmo esquema, definindo porém outros coeficientes angulares.

Tejchman e Gwizdala (1988) definem para o atrito lateral somente dois segmentos de recta e para a resistência de ponta uma curva contínua. Este esquema é o mesmo de Franke (1993).

5.4 – Estas considerações do comportamento relativo das resistências de atrito e de ponta e o conhecimento do perfil geológico do local permitem fazer uma ideia do comportamento das estacas ensaiadas através da observação da curva carga-assentamento obtida no ensaio estático de carga (SLT). O aparecimento de um ponto anguloso (ponto de rotação) de variação brusca do coeficiente angular pode indicar a cedência do atrito lateral (ponto de cedência). Poderá também significar a cedência generalizada da estaca (ponto de afundamento). No entanto estes dois casos são em geral distintos.

As curvas ajustadas são um método empírico, muito embora matemático, de tentar resumir numa única curva o comportamento complexo de uma estaca num ensaio de carga.

5.5 – Fellenius (1975, 1980) comparou as estimativas obtidas por diferentes métodos para três casos. Nos Quadros V ordenam-se os resultados obtidos.

De um modo geral, pode dizer-se que os critérios se ordenam por ordem crescente de valores: Davisson, Buttler e Hoy, De Beer, Fuller e Hoy, Vander Veen, Brinch-Hansen e, como valor máximo, Chin.

Estas comparações têm interesse por mostrarem a posição relativa dos vários critérios. Em termos de valores relativos das cargas obtidas, as comparações já são menos significativas pois os resultados dependem da forma da curva estudada. No caso de a curva carga/assentamento apresentar um ramo de afundamento (ramo final de assentamento rapidamente crescente com a carga), os valores dados pelos diferentes métodos serão mais aproximados, mas é de esperar que a ordem se não altere. Dada a simplicidade destes métodos é conveniente usar vários e comparar os resultados.

Em todos os critérios que utilizam uma curva ajustada considera-se imprudente admitir um valor extrapolado como valor de rotura. É preferível procurar o ponto onde a curva real começa a desviar-se da curva ajustada por aceleração dos assentamentos. Neste caso poderá falar-se de início de cedência ou carga de início de afundamento.

QUADRO V

Comparação de métodos de avaliação da carga de rotura de estacas
A – Fellenius (1975, Fig. 8)
Ensaio rápido

	carga (tf)	carga (%)
Davisson	210	100
carga crítica (critical load)	218	103.8
De Beer	237	112.9
Mazurkiewicz	250	118.5
Brinch-Hansen – 90%	260	123.8
0.14 mm/kN	280	133.3
Brinch-Hansen – 80%	295	140.5

B – Fellenius (1975, Fig. 9)
Ensaio lento

	carga (tf)	carga (%)
Davisson	159	100
Housel	172	108.2
De Beer	185	116.4
Brinch-Hansen – 80%	215	135.2
Brinch-Hansen – 90%	220	138.4
Mazurkiewicz	220	138.4

C – Fellenius (1980, Fig. 10)

	carga (tf)	carga (%)
Davisson	181	100
Buttler e Hoy	185	102.2
De Beer	186	102.7
Fuller e Hoy	203	112.2
Vander Veen	205	113.3
Brinch-Hansen – 90%	205	113.3
Mazurkiewicz	208	114.9
Brinch-Hansen – 80%	211	116.6
Chin	235	129.3

5.6 – Dado que a rotura do solo envolvente da estaca (excluído portanto o caso de rotura do material da estaca) provoca uma variação mais ou menos nítida do andamento da curva carga/assentamento, é conveniente:

- a) procurar o aparecimento desse ponto ou, caso não apareça,
- b) levar o ensaio até uma carga que permita assumir uma carga de serviço obtida com um coeficiente de segurança não menor do que 2.

Por essa razão os ensaios de carga devem ser previstos para carga não inferior a 200% a carga de serviço.

5.7 – A utilização de curvas ajustadas ou qualquer método equivalente não dispensa o sentido prático do problema. Taylor (1948) refere: "Loading tests on piles are an example of quantitative mechanical data. Such data are of well-recognized value but may be misinterpreted unless the engineer is familiar with the fundamentals involved."

É aqui que intervém a indicação das normas chinesas acerca da bem comprovada experiência local, não como critério decisivo mas como factor de ponderação.

6 – CONCLUSÕES

6.1 – A aceitação de uma estaca deve basear-se em três critérios simultaneamente:

- verificação do assentamento atingido para a carga de serviço, o qual deve ser limitado por considerações estruturais e também por considerações do comportamento do solo;
- verificação da carga de rotura ou sua previsão, para a qual são úteis os métodos analíticos de apreciação das curvas de carga-assentamento ajustadas;
- apreciação e julgamento da forma como a curva carga/assentamento se desenvolve.

6.2 – Nos critérios em que se procura definir uma carga de rotura, deverá usar-se um coeficiente de segurança. Em regra o coeficiente variará de 2 a 3, sendo usual o valor 2. O uso de uma carga de ensaio de 200% a carga de serviço corresponde já a assumir o valor 2 como um factor de segurança razoável.

6.3 – O uso de uma curva ajustada permite ainda classificar o comportamento da estaca comparando as constantes obtidas nos ensaios de várias estacas. Poderá ainda permitir ter uma ideia acerca da uniformidade de comportamentos numa mesma zona ou região.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BRINCH-HANSEN, J. – Discussion – *Hyperbolic Stress-Strain Response. Cohesive Soils*, Journal of Soil Mechanics, ASCE, USA, Vol 89, SM4: 241/242. 1963.
- BUSTAMANTE, M., FRANK, R., GIANESELLI, L. – *Le dimensionnement des fondations profondes. L'expérience des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Bulletin de Liaison des Lab. P. C, Paris, France, No. 149, Mai/Juin: 13/22. 1987.

- BUSTAMANTE, M. e JEZEQUEL, J-F. – *Essai statique de pieu isolé sous charge axiale*, Méthod d'essai LPC No. 31, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- BUSTAMANTE, M. e GIANESELLI, L. – *Design of auger displacement piles from in situ tests*, Proceedings of the 2nd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, BAPII, Ghent, Belgium, 1/4 June:21/34. 1993.
- CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY – *Canadian Foundation Engineering Manual*, Canada: 341/345. 1985.
- CHELLIS, R. D. – *Pile foundations*, McGraw-Hill Book Co. Inc., Toronto, Canada. 1961.
- CHIN, F. K. – *Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure*, Proceedings of 2nd. Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Singapore: 81/90. 1970.
- CHIN, F. K. – *The Penang bridge*. Planning, Design and Construction, Malaysian Highway Authority, Lembaga Lebuhraya Malaysia, Kuala Lumpur, Malaysia. 1988.
- DAVISSON, M. T. – *High capacity piles*, Proceedings, Innovation in Foundation Construction, Lecture Series, ASCE, Chicago, USA. 1973.
- DE BEER, E. E. e WALAYS, M. – *Franke piles with overexpanded bases*, La technique des Travaux, Liège, Belgique, No 333, Jan/Fev. 1972.
- DE BEER, E. – *Different behaviour of bored and driven piles*, Proceedings of the 1st International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, BAPI, Ghent, Belgium, A. A. Balkema, Rotterdam, Netherland, 7/10, June: 47/78. 1988.
- DÉCOURT, L. – *Predicting and measured behavior of non displacement piles in residual soils*, Proceedings of the 2nd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, BAPII, Ghent, Belgium, 1/4 June: 369/376. 1993.
- DUCAN, J. M. e CHANG, C. Y. – *Non Linear Analyses of Stress and Strain in Soils*, Journal of Soil Mechanics and Foundations Div, ASCE, USA, Vol. 96. 1970.
- FELLENIOUS, B. H. – *Test Loading of Piles and New Proof Testing Procedure*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, USA, GT9, Sept: 855/869. 1975.
- FELLENIOUS, B. H. – *The Analyses of Results from Routine Pile Load Tests*, Ground Engineering, UK, Sept: 19/31. 1980.
- FLEMING, W. G. K., WELTMAN, A. J., RANDOLPH, M. F. e ELSON, W. K. – *Piling Engineering*, Surrey University Press, London, UK. 1985.
- FRANK, R. A. e ZHAO, S. R. – *Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans des sols fins*, Bull. Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, France, No.119, Mai/juin. 1982.
- FRANKE, E. – *Design of bored piles, including negative skin friction and horizontal loading*, Proceedings of the 2nd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, BAPII, Ghent, Belgium, 1/4 June: 43/57. 1993.
- FULLER, R. M. e HOY, H. E. – *Pile Loading Tests Including Quick-Load Test Method*, Convencional Methods and Interpretations, Highway Research Board, USA, HRB No. 333, Pile Foundations: 78/86. 1970.
- GWIZDALA, K. e KLOSINSKI, B. – *Nonlinear load-settlement behaviour of bored piles*, Proceedings of the 2nd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, BAPII, Ghent, Belgium, 1/4 June: 255/264. 1993.
- HORIUCHI, T. – *Prediction of Ultimate Bearing Capacity of Piles*, Piletalk International, Kuala Lumpur, Malaysia, CI-Premier Pte, Ltd, Singapore (1991), Aug., 13/14. 1991.

- HOUSEL, W. S. – *Field and Laboratory Correlation of the Bearing Capacity of Hardpan for the Design of Deep Foundation*, Proceedings of American Society for Testing and Materials, USA, vol 56. 1956.
- HOUSEL, W. S. – *Pile Load Capacity. Estimates and Test Results*, Journal of the Soil Mechanics, ASCE, SM4, USA, Vol 92: 1/30. 1966.
- KONDNER, R. L. – *Hyperbolic Stress-Strain Response. Cohesive Soils*, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, SM1, USA, Vol 89, Feb: 115/143. 1963.
- LEONARDS, G. A. e LOVELL, D. – *Interpretation of load tests on high-capacity driven piles*, ASTM Symposium on Behaviour of Deep Foundations, Noston, USA, ASTM STP 670, editor R. Lundgren: 388/415. 1978.
- MOHAN, D. – *Pile Foundations*, A. A. Balkema, Rotterdam, Netherland. 1988.
- MOHAN, D., JAIN, G. S. e JAIN, M. P. – *A New Approach to Load Tests*, Geotechnique, London, UK, Vol. 17: 274/283. 1967.
- NOVAIS-FERREIRA, H. – *The Variation of Dry Unit Weight of Soils* (in Portuguese), Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Memórias, Lisboa, Portugal. 1962.
- SIMON, B., SCHLOSSER, F. e MOREY, J. – *Proceedings of the 1st International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, BAPI, Ghent, Belgium, A. A. Balkema, Rotterdam, Netherland, 7/10, June: 349/361. 1988.
- STOLL, M. U. W. – *Discussion of the paper of Whitaker & Cooke. A New Approach to Pile Testing*, Proceedings of 5th ICSMFE, Paris, France, Vol 3: 279/281. 1961.
- TEJCHMAN, A. e GWIZDALA, K. – *Comparative analysis of bearing capacity of large diameter bored pile*, Proceedings of the 1st International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, BAPI, Ghent, Belgium, A. A. Balkema, Rotterdam, Netherland, 7/10, June: 553/558. 1988.
- VANDER-VEEN, C. – *The Bearing Capacity of a Pile*, 3th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Suisse Vol 2: 84/90. 1953.
- WHITAKER, T. e COOK, R. W. – *A New Approach to Pile Testing*, Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, France, Vol. 2: 171/176. 1961.
- Fondations profondes, Colloque International, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées Paris, France, Mars, 19/21. 1991.
- Piletalk International, Kuala Lumpur, Malaysia, CI-Premier Pte, Ltd, Singapore (1991), Aug., 13/14.
- Proceedings of the 1st International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, BAPI, Ghent, Belgium, A. A. Balkema, Rotterdam, Netherland (1988), 7/10, June.
- Proceedings of the 2nd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, BAPII, Ghent, Belgium, A. A. Balkema, Rotterdam, Netherland (1993), 1/4, June.