



NOVAS TENDÊNCIAS NA AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES DIRETAS, A PARTIR DO ENSAIO DE CONE SÍSMICO (SCPT)

Engº. Msc. Tiago de Jesus Souza

EESC-USP (Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade São Paulo)

Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti

FEB-UNESP, Bauru (Faculdade de Engenharia em Bauru – Universidade Estadual Paulista)

1 - INTRODUÇÃO

Na investigação do subsolo para o projeto de fundações é necessário identificar o perfil do subsolo. Além disso, os parâmetros mecânicos de cada camada desse perfil podem ser estimados empregando correlações empíricas. Na prática do projeto de fundações é comum que se utilize resultados de um único ensaio de campo, rotineiramente o SPT (*Standard Penetration Test*), tanto para definição do perfil como para estimativa de parâmetros.

Mais recentemente alguns autores têm sugerido o uso de técnicas híbridas de ensaios de campo para uso em projeto de obras geotécnicas, como, por exemplo, os ensaios de cone sísmico (SCPT). Nele, além de medir a resistência de ponta e o atrito lateral, é possível determinar os parâmetros de deformabilidade a partir da medida da velocidade de propagação de ondas no solo. Com a instalação de sensores sísmicos no interior de um cone padrão, pode-se determinar a chegada de uma onda gerada pelo golpe de um martelo em uma fonte sísmica situada na superfície do local onde está sendo realizado o ensaio. Dessa maneira, através desse ensaio, é possível prever, tanto a capacidade de carga de fundações, utilizando-se os valores de resistência de ponta (q_c), como o recalque imediato, empregando o módulo de cisalhamento máximo (G_{max}) determinado nesse ensaio. Um ensaio de campo que permite medir parâmetros de resistência através de uma ponteira ao mesmo tempo em que mede velocidades de ondas sísmicas é um recurso interessante para o projeto de fundações. Destaque deve ser dado ao fato de que o parâmetro de deformabilidade é determi-

nado utilizando-se a Teoria da Elasticidade sem a necessidade de empregar correlações empíricas.

Neste artigo apresenta-se o uso da proposta de Mayne (2000) para previsão da curva tensão – recalque de uma fundação direta, que sugere um modelo não linear para solos arenosos, que pode ser utilizado com os resultados de ensaios de cone sísmico (SCPT). O principal objetivo é mostrar a aplicação do ensaio de cone sísmico (SCPT) para prever o comportamento de fundações diretas em um solo tropical arenoso. Destaque deve ser dado ao fato de que esse ensaio possibilita adotar uma abordagem mais racional no projeto de fundações, com um menor grau de empirismo para a previsão da capacidade de carga e recalques de fundações, uma vez que se empregam valores de q_c e do módulo de cisalhamento máximo (G_{max}), determinados simultaneamente num mesmo ensaio no próprio campo.

2 - FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 - Ensaio Cone Sísmico (SCPT)

O ensaio de penetração do cone é uma ferramenta padrão de investigação de campo, que consiste em uma ponteira de aço eletronicamente instrumentada (ASTM D3441 e ABNT – MB3406), com ângulo de ponta de 60°, diâmetro de 35,7 mm (10 cm² de área), cravado no terreno na extremidade de um conjunto de hastes. É penetrado no solo a uma velocidade constante de 20 mm/s, por sistema de cravação hidráulica instalado em uma perfuratriz ou em veículos especialmente preparados para essa finalidade. Durante a penetração do instrumento, as forças medidas pela resistência de ponta e pelo atrito lateral variam em função das propriedades dos materiais atravessados. Os registros de resistência de ponta (q_c) e atrito lateral local (f_s) são medidos por células de carga especialmente instaladas. Esse instrumento de investigação pode contar ainda com mais um sensor, ou seja, um transdutor que permite medir a poro-pressão gerada durante a cravação (u), passando a se chamar, nesse caso, de piezocone. Simultaneamente também podem ser medidas a temperatura (t) e inclinação (i) durante o avanço da penetração. Todos os registros são monitorados

continuamente e digitalizados em intervalos típicos de 10, 25 ou 50 mm. Os dados são adquiridos diretamente por um computador, visualizados e arquivados, disponíveis para análises pós-investigação.

O ensaio SCPT é realizado da mesma forma que o de cone elétrico no que diz respeito ao procedimento de preparação e medidas de resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s). A parte sísmica do ensaio consiste em 3 etapas: medida do tempo de chegada das ondas S, determinação da velocidade da onda S (V_s) para cada profundidade de ensaio e cálculo do módulo de cisalhamento máximo (G_{max}) para cada uma dessas profundidades.

Um arranjo típico utilizado na parte sísmica de um ensaio SCPT conta com um circuito disparador, um martelo e um osciloscópio digital com recurso de armazenamento de dados. Como fonte sísmica geralmente se emprega uma das bases niveladoras do equipamento de cravação, que proporciona um excelente contato com o solo. Os detalhes do equipamento, bem como os procedimentos para a execução do ensaio e a interpretação dos resultados, estão apresentados em Vitali (2011).

A interpretação dos resultados de ensaios de cone sísmico possibilita a definição do perfil do subsolo, a estimativa de parâmetros de projeto e, em especial, a determinação do módulo de cisalhamento máximo. Mayne e Schneider (2000) apresentam as informações possíveis de serem obtidas a partir do ensaio de piezocone sísmico (SCPTu), ou seja, no ensaio de cone sísmico com medida de poro-pressão, conforme sintetizados na **Figura 1**.

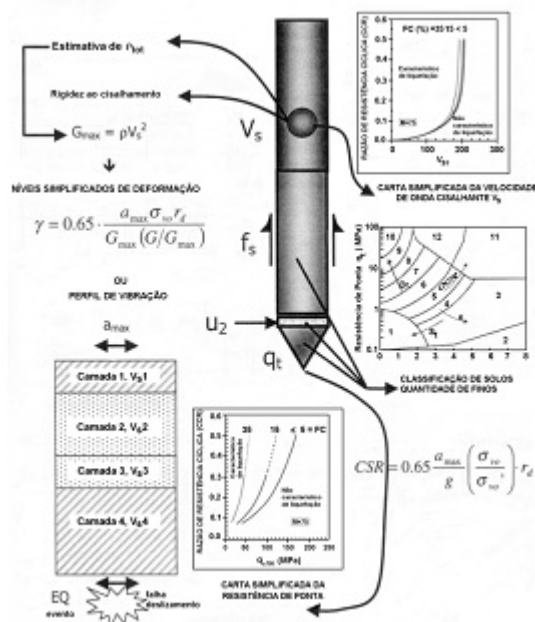


Figura 1 – Parâmetros possíveis de serem obtidos com um ensaio de piezocone sísmico (Mayne e Schneider, 2000)

2.2 - Estimativa de recalques de fundações diretas

A estimativa do recalque imediato de fundação direta do tipo sapata admitindo o módulo de elasticidade de solo (E_s) constante, é demonstrada pela expressão oriunda da Teoria da Elasticidade (Timoshenko e Goodier, 1951):

Equação 1

$$\delta = \frac{q \cdot B \cdot I}{E_s}$$

Onde:

δ = Recalque;

$q = Q/S$ = Tensão líquida na sapata;

Q = força axial;

S = área de apoio da sapata;

B = menor lado da sapata retangular ou diâmetro da sapata circular;

I = fator de influência, que leva em consideração a profundidade da camada impenetrável, a rigidez da fundação (a forma) e o coeficiente de Poisson do solo (Poulos & Davis, 1974);

E_s = módulo de deformabilidade do solo.

Existem vários métodos para o cálculo de recalques imediatos em fundações diretas. Neste artigo serão apresentadas as seguintes propostas clássicas: de Schmertmann (1978) e de Meyerhof (1974).

2.2.1 - Método de Schmertmann (1978)

Por meio de análises teóricas, estudos em modelos, e simulações pelo método dos elementos finitos, Schmertmann (1978) observou que a deformação máxima não ocorre no contato com a base da sapata, mas a uma certa profundidade, em torno de $Z = B/2$, onde B é a largura da sapata. A partir dessa profundidade, as deformações diminuem gradualmente e podem ser desprezadas para profundidade $Z = 2B$. Para fundações de forma circular ou quadrada; Note-se que no caso de fundações corridas ($L > 10B$), em condições de deformação plana, as deformações são desprezadas para profundidades superiores a $Z = 4B$.

O recalque de sapatas rígidas em areia é dado pelo somatório das deformações:

Equação 2

$$\sum \rho_i = C_1 C_2 \sigma^* \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} \Delta Z \right)_i$$

Onde:

I_z = fator de influência na deformação à meia altura da i -ésima camada (com no máximo duas decimais);

E_s = módulo de deformabilidade da i -ésima camada;

Δz = espessura da i -ésima camada;

C_1 = fator de correção do recalque, obtido pela seguinte equação:

$$C_1 = 1 - 0,5 \cdot (q / \sigma^*) \geq 0,5$$

C_2 = parcela de recalque que se desenvolve com o tempo, obtido pela seguinte equação:

$$C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log(t / 0,1)$$

σ^* = tensão líquida aplicada pela sapata.

2.2.2 - Método de Meyerhof (1974)

Meyerhof (1974) sugeriu que o recalque total S pode ser calculado usando a fórmula:

Equação 3

$$S = \frac{\Delta p B}{2q_{c(\text{med})}}$$

Onde:

S= recalque;

Δp = tensão líquida aplicada;

B= dimensão da sapata (para sapata circular);

$q_{c(\text{med})}$ = média dos valores da resistência de ponta do cone (q_c), na cota da sapata, até a profundidade $Z = B$.

2.3 - Modelo elástico não-linear

Embora o solo não seja um material elástico perfeito, pois com o descarregamento apenas parte das deformações são reversíveis, o emprego desta teoria se justifica por ser razoável a hipótese do comportamento tensão-deformação linear até as tensões admissíveis suficientemente afastadas da ruptura. Entretanto, outra hipótese que pode ser assumida, é levar em conta a condição não linear na estimativa de recalques, a partir de um modelo elástico não linear (**Figura 2**).

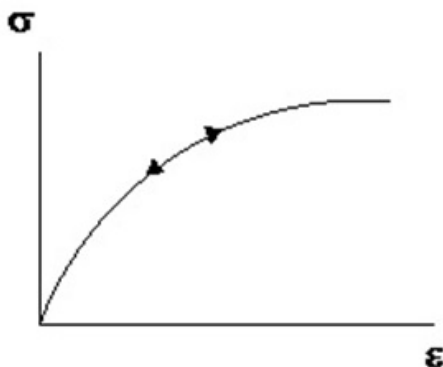


Figura 2 – Representação do comportamento tensão - deformação elástico não linear

Segundo Mayne (2000), o comportamento não linear do solo é função do tipo de carregamento, da anisotropia do solo, da história de tensões e, principalmente, do nível de deformação. Segundo Campanella e Robertson (1986) essa relação pode ser estabelecida conhecendo o módulo de cisalhamento máximo e a resistência ao cisalhamento do solo. Esses parâmetros podem ser obtidos através da realização de um ensaio híbrido, como o ensaio de cone sísmico (SCPT). Diversos autores propuseram modelos matemáticos para representar a não linearidade no comportamento dos solos. A hipérbole simples proposta por Kondner (1963) precisa de apenas dois parâmetros: (1) módulo de cisalhamento máximo, G_{max} e (2) tensão máxima de cisalhamento, ou a resistência ao cisalhamento, t_{max} . Tatsuoka e Shibuya (1992) enfatizam que uma hipérbole simples não é adequada para representar o comportamento complexo dos solos, para toda faixa de tensões. A conhecida expressão de Ramberg-Osgood requer quatro parâmetros e resulta em tensões de cisalhamento que aumentam indefinidamente (Burghignoli et al., 1991). Neste artigo será utilizada a hipérbole modificada proposta por Fahey e Carter (1993) para representar o

comportamento não-linear do solo para estimativa da curva tensão – recalque de uma fundação direta.

2.3.1 - Proposta de Fahey e Carter (1993)

A equação da hipérbole modificada proposta por Fahey e Carter (1993) para areias é uma maneira de representar a degradação do módulo de cisalhamento, partindo de seu valor a baixas amplitudes de deformação (G_{max}) e seguindo com valores de rigidez secantes (G) correspondentes aos diferentes níveis de deformação. A equação dessa hipérbole assume a seguinte forma:

Equação 4

$$\frac{G}{G_{\text{max}}} = 1 - f \left(\frac{\tau}{\tau_{\text{max}}} \right)^g$$

onde:

f e g são parâmetros de ajuste que controlam a não linearidade da curva tensão-deformação,

G é módulo de cisalhamento = $E / [2 (1 + \nu)]$, e

ν é o coeficiente de Poisson, que pode ter seu valor assumido em função do tipo de solo.

Se a curva tensão – deformação fosse representada por uma hipérbole simples, os parâmetros de ajuste seriam $f = g = 1$. Já, para um carregamento monotônico em solos não-estruturados e não cimentados, os resultados de ensaios triaxiais e de cisalhamento simples levaram a valores de $f=1$ e $g=0,3$ (Mayne, 1995).

Ealchim (2005) propõe que os parâmetros de ajuste f e g sejam determinados calculando-se a deformação normalizada (XL), dada por:

Equação 5

$$x_L = \frac{G_{\text{max}}}{G_{\text{min}}}$$

onde G_{max} é o módulo de cisalhamento a baixa amplitude, que pode ser determinado através de ensaios sísmicos de campo (*crosshole*, *downhole* ou *uphole*) ou laboratório (*bender elements* ou coluna ressonante) e G_{min} é o menor valor desse mesmo módulo, que corresponde a máxima tensão de cisalhamento, calculada a partir de ensaios de cisalhamento simples, ou indiretamente a partir de ensaios triaxiais. A relação entre X_L com os parâmetros de ajuste f e g dependem da geometria do elemento de fundação, do ângulo de resistência ao corte, e da condição de carregamento (drenada ou não drenada), conforme sugere Ealchim (2005).

Usando o modelo hiperbólico proposto por Fahey e Carter (1993), resultados de ensaios de cisalhamento simples em laboratório mostram que a diminuição da rigidez é maior em ensaios de carregamento monotônico quando comparados com ensaios de carregamentos cíclicos. Este fato é demonstrado para as areias da praia do Toyoura, na cidade de Yamagushi, no Japão (**Figura 3**).

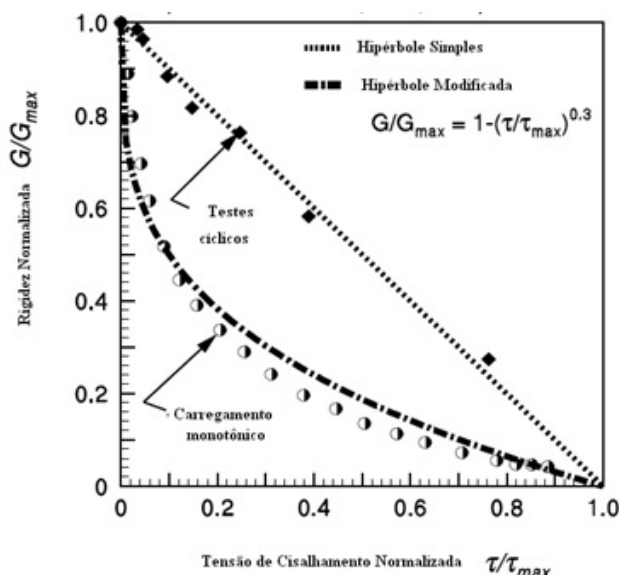


Figura 3 – Representação da degradação do módulo para a areia Toyoura, do Japão (Teachavorasinskun et al., 1991)

Pode-se considerar a não linearidade a partir do módulo de deformabilidade a pequenas deformações (E_{max}), obtido em ensaios sísmicos utiliza-se a hiperbole modificada de Fahey e Carter (1993), cuja equação é mostrada abaixo:

Equação 6

$$E_s = E_{max} \left[1 - \left(\frac{Q}{Q_{ult}} \right)^g \right]$$

Através da Teoria da Elasticidade e do modelo hiperbólico proposto por Fahey e Carter (1993), Mayne (2000), sugere o uso da seguinte expressão para representar o recalque não linear de sapatas:

Equação 7

$$\delta = \frac{QI}{B.E_{max} \left[1 - \left(Q/Q_{ult} \right)^g \right]}$$

Muitos autores trabalharam no desenvolvimento de métodos para estimar a carga de ruptura fazendo suposições um pouco diferentes das de Terzaghi e, às vezes, tratando de casos específicos, como a proposta de Meyerhof (1976). O autor determina a carga de ruptura utilizando os valores de resistência de ponta (q_c) medidas no ensaio cone. Neste artigo, adotou-se esse método, pois utiliza diretamente os resultados de ensaios CPT.

3 - ÁREA ESTUDADA

3.1 - Caracterização do subsolo

O solo que ocorre no campo experimental de Bauru é constituído por areia fina pouco argilosa, porosa e colapsível nos primeiros metros do perfil. A **Figura 4** mostra resultados de sondagens SPT que possibilitaram a representação do perfil geotécnico.

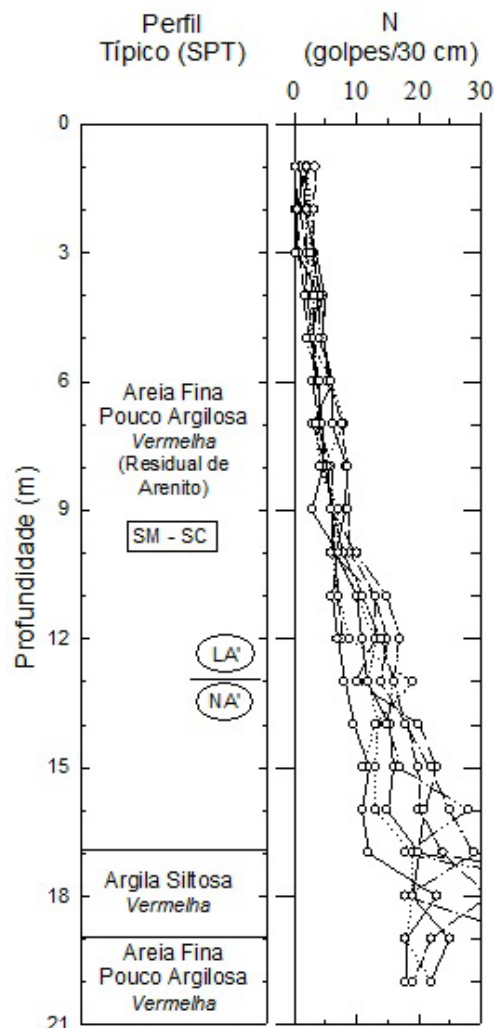


Figura 4 – Perfil típico e resultados de sondagens SPT no campo experimental de Bauru (Giacheti et al, 2004)

Diversos ensaios de laboratório foram realizados nos solos que ocorrem nesse local de modo a caracterizar o perfil. A **Figura 5** mostra a faixa de variação da curva granulométrica. O Quadro 1 mostra os valores médios dos índices físicos ao longo do perfil, para as profundidades de 1, 2, 3 e 4 m.

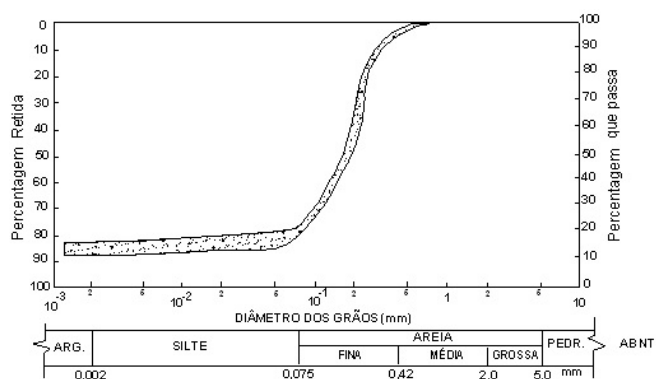


Figura 5 – Faixa granulométrica para os solos que ocorrem no campo experimental de Bauru (Giacheti, 1991)

Quadro 1 - Índices físicos médios para os solos que ocorrem no campo experimental de Bauru (Giacheti, 2001)

Profundidade (m)	γ (kN/m ³)	w (%)	e (-)	porosidade (-)	Sr (%)
1	16,2	9,6	0,653	0,40	32
2	16,0	9,8	0,704	0,41	25
3	16,5	9,8	0,632	0,39	23
4	17,8	9,5	0,634	0,39	22

3.2 - Ensaios de campo

No campo experimental de Bauru foram realizadas duas campanhas distintas de ensaios de cone elétrico (CPT) e duas de cone sísmico (SCPT), ambas no ano de 2004. Foram obtidos resultados de provas de cargas em placas com dimensão de 80 cm, realizadas nesse mesmo Campo Experimental, no ano de 1996, por Agnelli (1997), nas profundidades de 1, 2, 3 e 4 metros.

Com base em resultados de sondagens SPT realizadas no local, Agnelli (1997) estimou as tensões admissíveis para o solo, na ordem de 40, 60, 80 e 100 kPa, respectivamente nas profundidades de 1, 2, 3 e 4 metros, levando a tensões de "ruptura" na faixa de 80 a 200 kPa. As provas de carga realizadas por Agnelli (1997) foram do tipo rápido, com duração de 15 minutos para cada estágio de carregamento. Os deslocamentos, em cada estágio de carregamento, foram lidos no instante zero (imediatamente após a aplicação da carga) e nos tempos de 1, 2, 3, 6, 9, 12 e 15 minutos. A Figura 6 mostra a posição de sondagens SPT, ensaios CPT e SCPT e das provas de carga realizadas nesse campo experimental.

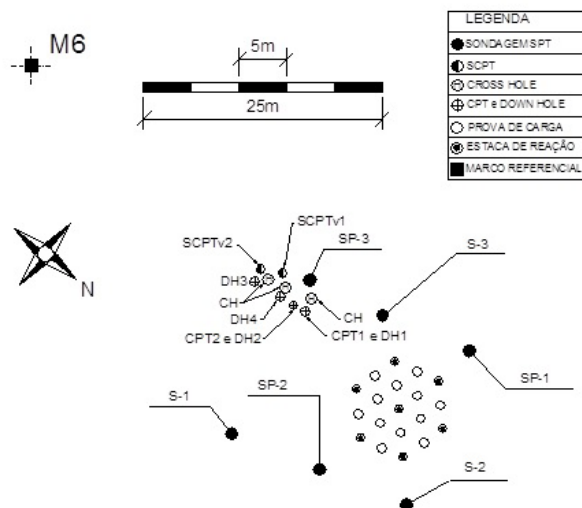


Figura 6 - Ensaios de campo e provas de carga realizadas no campo experimental de Bauru (adaptado de Agnelli, 1997 e Giacheti, 2001)

4 - RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 - Ajuste dos parâmetros do modelo

Para solos não estruturados e não cimentados Mayne (2000) sugeriu $f=1$ e $g=0,3$ como valores dos parâmetros de ajuste

do modelo. Estes parâmetros têm influência significativa sobre a degradação do módulo. Em 2005, Ealkim propôs determinar os parâmetros de ajuste desse modelo para qualquer tipo de solo, através de um índice chamado de deformação normalizada (X_L). Para ajustar os parâmetros desse modelo para um solo colapsível que ocorre no campo experimental de Bauru, calculou-se a deformação normalizada (X_L) para o solo do campo experimental da EESC-USP São Carlos, pois tem características similares e lá existem resultados de ensaios sísmicos e triaxiais. Deste modo foi possível determinar os valores de G_{max} obtidos a partir dos resultados dos ensaios SCPT e os valores de G_{min} , com base em resultados de ensaios triaxiais com sucção controlada. Chegou-se assim a um valor médio da deformação normalizada (X_{Lmd}) igual a 145,8, conforme descrito por Souza (2011). Com base na função hiperbólica descrita por Ealkim (2005), isto é, para a condição de carregamento drenado, considerando a placa circular, e um ângulo de atrito de 30° chegou-se a valores de $f=0,99$ e $g=0,03$.

Acredita-se que o baixo valor do parâmetro g obtido se deve a alta cimentação devido à presença de óxidos de ferro e alumínio dos solos lateríticos, que resulta em elevado G_{max} a baixa amplitude de deformação, que se perde rapidamente com o aumento da amplitude de deformação, conforme discutido por Giacheti (2001). O coeficiente de Poisson assumido foi igual a 0,3 e o fator de influência foi de 0,79, pois é uma placa rígida com secção circular (Perloff e Baron, 1976).

4.2 - Previsão da curva tensão-recalque

Na Figura 7 são apresentados resultados dos ensaios SCPT utilizados na previsão da curva tensão-recalque. Os dois ensaios realizados mostram que a resistência de ponta (q_c) tem pouca variação entre os dois ensaios até 5 m de profundidade, aumentando gradativamente a partir daí. A velocidade da onda cisalhante (V_s) e consequentemente o módulo de cisalhamento máximo do solo (G_{max}), tem o comportamento praticamente crescente com a profundidade. Observa-se nessa figura que as maiores diferenças entre os valores de G_{max} determinados a partir dos resultados dos dois ensaios SCPT realizados ocorrem a 1,6 e 7 m de profundidade.

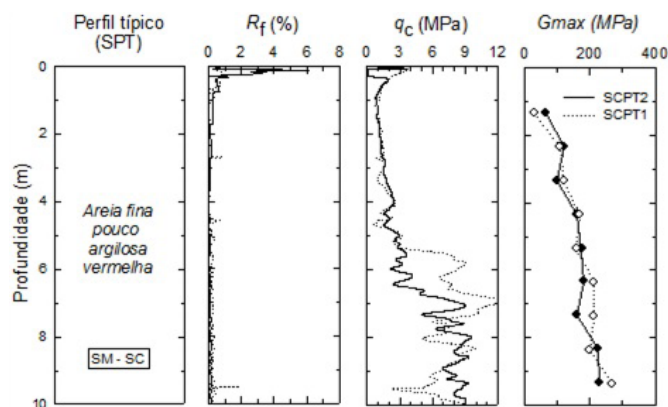


Figura 7 - Resultados de dois ensaios SCPT realizados no Campo Experimental de Bauru (adaptado de De Mio, 2005)

As comparações entre resultados de prova de carga e a previsão do comportamento de fundação direta em solo arenoso utilizando resultados de ensaio SCPT, estão representadas na **Figura 8**. Os parâmetros adotados para representação da curva tensão-recalque foram $f=0,99$ e $g=0,03$, conforme apresentado no item anterior.

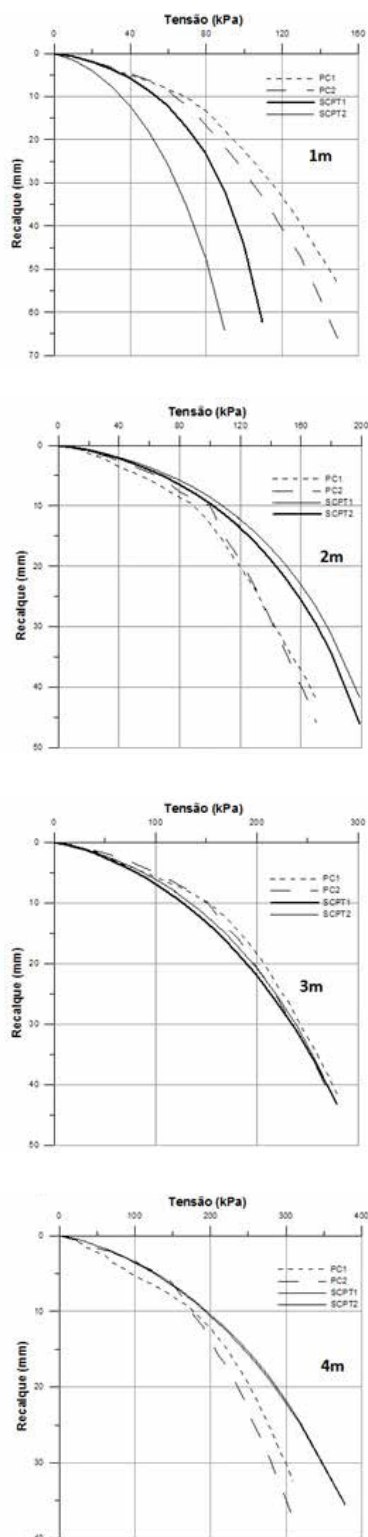


Figura 8 – Previsão do comportamento de fundações diretas utilizando o ensaio SCPT, com resultados das provas de carga em placa para o campo experimental de Bauru

Comparando-se os resultados das duas provas de carga realizadas (PC1 e PC2) e a previsão da curva tensão-recalque obtida através dos ensaios SCPT (SCPT1 e SCPT2), constata-se que no primeiro metro de profundidade o ajuste entre curva prevista e medida não foi tão bom quanto nas demais profundidades. Uma possível justificativa é que no ensaio sísmico *downhole*, que é a técnica usada para determinar a velocidade de propagação das ondas S no ensaio SCPT, que permite o cálculo do G_{max} , a aquisição do sinal não é tão boa porque há interferência de onda de superfície, como descrito por Vitali (2011). Além disso, outras variáveis, como compactação do solo, a sucção matricial e ressecamento da camada superficial podem ter influenciado os resultados, como descreve Souza (2011).

Para enfatizar as diferenças entre o recalque previsto e recalque calculado serão apresentados os resultados dos cálculos dos recalques correspondentes a uma tensão vertical de 65 kPa empregando o método de Schmertmann (1978). Elaborou-se o Quadro 2 para apresentar as informações necessárias para esse cálculo. A escolha pelo método de Schmertmann (1978) se deve ao fato de que ele é bastante difundido no meio geotécnico. No caso estudado apenas o recalque imediato foi considerado, deste modo $C2 = 1$.

Na **Figura 9** tem-se os gráficos para a determinação do fator de influência (I_{zmax}) nas profundidades 1, 2, 3 e 4 m, que são utilizados para o cálculo de recalques pelo método de Schmertmann (1978), descrito no item 2.2.1 deste artigo. Para a estimativa do módulo de deformabilidade (ES) podem ser empregados os valores do coeficiente α que são multiplicados pela resistência de ponta obtida no ensaio CPT. Segundo a literatura os valores desse coeficiente variam, usualmente, entre 1,5 e 8,0, sendo mais baixos para os solos arenosos e mais altos para solos plásticos e compressíveis. Nesse trabalho adotou-se o valor α sugerido por Teixeira e Godoy (1996), ou seja: $\alpha=3$ para solos arenosos, $\alpha=5$ para solos siltsos e $\alpha=7$ para solos argilosos.

Quadro 2 – Informações necessárias para o cálculo de recalques aplicando-se o método de Schmertmann (1978)

PROF. (M)	Q (KPA)	Σ (KPA)	Σ^* (KPA)	C1	C2	$I_{Z_{MAX}}$
1	14	65	51	0,86	1,0	0,70
2	30	65	35	0,57	1,0	0,64
3	46	65	19	0,50	1,0	0,62
4	62	65	3	0,50	1,0	0,61

Utilizando os coeficientes necessários para a aplicação desse método nas profundidades de 1, 2, 3 e 4 m, e o módulo de elasticidade previsto utilizando $\alpha=3$, descrito em detalhes em Souza (2011), o resultado da previsão do recalque, em cada profundidade, está apresentado no Quadro 3, assumindo-se uma solicitação de 65 kPa. A escolha pelo método de Meyerhof (1974) se deve ao fato de utilizar de maneira direta resultados de ensaios CPT.

Com base nos resultados obtidos empregando os métodos clássicos (Schmertmann, 1978 e Meyerhof, 1974) e das provas de carga executadas por Agnelli (1997), fez-se a compara-

ção com a previsão feita empregando o método de Mayne (2000). Uma síntese desses resultados encontra-se nos Quadros 4 e 5 a seguir.

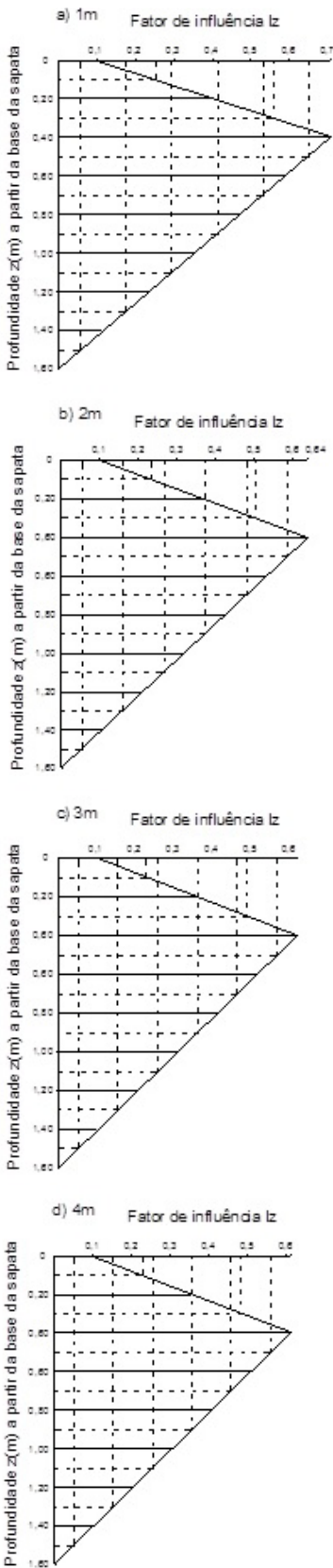


Figura 9 – Fator de influência (Iz) para as profundidades estudadas

Quadro 3 – Aplicação do Método de Meyerhof (1974) nas profundidades estudadas

PROF.(M)	Σ* (KPA)	Q _{C MED} (MPA)	RECALQUE (MM)
1	51	0,99	20,6
2	35	1,33	10,5
3	19	1,61	4,7
4	3	1,80	0,7

Quadro 4 – Valores de previsão de recalques segundo diferentes métodos e aqueles medidos em provas de carga, admitindo-se uma tensão aplicada de 65 kPa. Valores em mm

PROF. (M)	SCHMERTMANN (1978)	MEYERHOF (1974)	MAYNE (2000) (MÉDIO)	PC (AGNELLI, 1997) (MÉDIO)
1	6,9	20,6	20,5	10,0
2	2,2	10,5	4,2	5,5
3	0,8	4,7	3,3	2,6
4	0,1	0,7	2,2	2,8

Quadro 5 – Erro em relação a média das Provas de Carga. Valores em percentagem

PROF. (M)	SCHMERTMANN (1978)	MEYERHOF (1974)	MAYNE (2000) MÉDIA
1	31	11	105
2	54	91	24
3	68	81	27
4	96	75	21

Conforme observado nos Quadros 4 e 5, o método de Schmertmann (1978) levou a valores de recalques variando entre 31 a 96% inferiores aqueles determinados nas provas de carga. O método de Meyerhof (1974) resultou em recalques maiores do que as provas de carga, com erro relativo variando de 11 a 91%. Analisando-se os resultados obtidos pela aplicação do método de Mayne (2000), constatou-se, nas profundidades de 2, 3 e 4 m, recalques estimados muito próximos daqueles medidos nas duas provas de carga realizadas. Observa-se também que para qualquer tensão a ser adotada os recalques medidos pela prova de carga ficam bem próximos dos recalques previstos pela proposta de Mayne (2000). Só no primeiro metro observou-se uma maior discrepância entre os resultados (erro relativo de 91%). Portanto, a aplicação desse método para a estimativa da carga de ruptura e do recalque em camadas próximas a superfície pode estar prejudicada.

Assumindo agora um recalque de 25 mm para a comparação entre os resultados dos métodos de previsão das tensões com aqueles das provas de carga, foram elaborados os Quadros 6 e 7.

Quadro 6 – Tensões previstas e medidas em provas de carga admitindo-se um recalque de 25 mm. Valores em kPa

PROF. (M)	MAYNE (2000)	PC MEDIO (AGNELI, 1997)	$\Sigma_{MEDIDA} / \Sigma_{PREVISTA}$
1	100	66	0,7
2	163	128	0,8
3	216	220	1,0
4	316	266	0,8

Quadro 7 – Erro em relação a média das Provas de Carga. Valores em percentagem

PROF. (M)	MAYNE (2000)
1	52
2	27
3	7
4	19

Analisando-se os resultados apresentados nos Quadros 6 e 7 constatou-se, nas profundidades de 2, 3 e 4 m, uma tensão estimada muito próxima daquelas medidas nas duas provas de carga realizadas. Novamente, só no primeiro metro observou-se uma diferença significativa entre os resultados (erro relativo de 52%). Constatou-se, portanto, que após o ajuste nos parâmetros g e f da proposta de Mayne (2000), o método empregado levou a uma melhor estimativa da curva tensão-recalque, pois foi o que apresentou um menor erro relativo quando comparado aos demais métodos empregados, para profundidades superiores a 1 m.

5 - CONCLUSÃO

Neste artigo apresentou-se o uso de resultados de ensaios SCPT para previsão do comportamento de fundações diretas a partir do emprego de um modelo cujos parâmetros foram ajustados para o tipo de solo. Optou-se pelo uso desse ensaio, pois com ele é possível determinar o módulo de cisalhamento máximo (G_{max}) ao mesmo tempo em que se mede resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s), portanto com uma menor dependência de correlações empíricas.

Os estudos realizados para o campo experimental de Bauru mostraram que as previsões das curvas tensão-recalque pelo método de Mayne (2000) foram melhores que aquelas feitas com outros métodos clássicos para 2, 3 e 4 m de profundidade. Constatou-se, portanto, que após o ajuste nos parâmetros g e f , o modelo empregado levou a

uma melhor estimativa da curva tensão-recalque, pois foi o que apresentou um menor erro relativo quando comparado aos demais métodos empregados. Só a 1 m de profundidade é que se observou uma maior discrepância entre os resultados, fato que deve estar associado à deficiência na aquisição dos registros das ondas S, por conta da interferência das ondas de superfície a pequenas profundidades. Além disso, acredita-se que outras variáveis como a compactação do solo superficial, ressecamento e sucção matricial influenciam os resultados. Por se tratar de um trabalho pioneiro nesse tipo de solo, recomenda-se que aspectos como efeito da sucção matricial na resistência e rigidez do solo, em especial na degradação dessa rigidez, sejam estudados. Também seria interessante ampliar o presente estudo para previsão do comportamento de fundações profundas para esse tipo de solo, utilizando esse mesmo tipo de abordagem.

REFERÊNCIAS

- ABNT MB-3406 (1991). Solo – Ensaio de Penetração de Cone In Situ CPT, Método de ensaio, CB-O2, 10 p.
- AGNELI, N. (1997). *Comportamento de um solo colapsível inundado com líquidos de diferentes composições químicas*. Tese de Doutorado, EESC, USP.
- ASTM D-3441 (1986). *Standard test method for deep quasi-static, cone and friction-cone penetration tests of soils*, pp. 414-419.
- Burghignoli, A., Pane, V., Cavallera, L. (1991). *Modeling stress-strain-time behavior of natural soils: monotonic loading*. Proceedings, 10th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, Firenze, (Balkema, Rotterdam), 959-979.
- Campanella, R. G., Robertson, P. K. (1986). *Current status of the piezocone test. First International Symposium on Penetration Testing*, p.1-24.
- De Mío, G. (2005). *Aspectos geológicos na interpretação de ensaios de piezocone em solos tropicais*. Tese de doutorado, São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos, USP.
- Ealchim, A. F. (2005). *Evaluation of shallow foundation displacements using soil small-strain stiffness*. PHD Dissertation Georgia Tech, Atlanta, USA.
- Fahey, M.; Carter, J. P. (1993). *A finite element study of the pressuremeter test in sand using a nonlinear elastic plastic model*. Canadian Geotech. Journal, 30 (2), 348-362.
- Giacheti, H. L. (1991). *Estudo experimental de parâmetros dinâmicos de alguns solos tropicais do estado de São Paulo*. Tese de Doutorado, EESC-USP, São Carlos/SP.
- Giacheti, H. L. (2001). *Os ensaios de campo na investigação do subsolo: Estudos e considerações quanto à aplicação em solos tropicais*. Tese de Livre docência, FEB-UNESP. Bauru/SP.
- Giacheti, H. L.; Peixoto, A. S. P.; Mondelli, G. (2004). *Comparação entre resultados de ensaios de penetração com os cones mecânico e elétrico em solos tropicais*. Solos e Rochas, São Paulo, v.27, n.2, p. 191-200.
- Kondner, R. L. (1963). *Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. journal of the soil mechanics and foundations division*, ASCE, 89 (1), 115-143.

Mayne, P. W. (1995). *Application of G/Gmax modulus degradation to foundation settlement analyses*. U.S.-Taiwan Workshop on Geotechnical Collaboration, Washington/ Taipei, 136-148.

Mayne, P.W. (2000). *Enhanced geotechnical site characterization by seismic piezocone penetration tests*. I 4th International Geotechnical Conference. p. 95-120.

Mayne, P.W.; Schneider, A.J. (2000). *Evaluation axial drilled shaft response by seismic cone*. *Foundations & Ground Improvement*, GPS 113, ASCE, Reston/VA, pp. 665-669.

Meyerhof, G. G. (1974). *Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay*. *Can Geotech J*, 11 (2):223-229.

Meyerhof, G. G. (1976). *Bearing capacity and settlement of ASCE*, *Journal of Geotechnical Engineering*, 102 (GT3), pp 195-228.

Perloff, W. H.; Baron, W. (1976). *Soil mechanics: Principles and applications*. New York: John Wiley and Sons Co. 745p.

Poulos, H. G.; Davis, E. H. (1974). *Elastic solutions for soil and rock mechanics*, Wiley & Sons, New York, 411 p. (available from University of Sydney Press, 1994).

Schmertmann, J. H. (1978). *Guidelines do cone penetration test performance and design*. Report FHWA-TS-78-209, US. Dept. of Transportation: Federal Highway Adm: Washington D.C.

Souza, T. J. (2011). *Previsão da curva tensão-recalque em solos tropicais a partir de ensaios de cone sísmico*. Dissertação mestrado, EESC/USP. São Carlos-SP.

Tatsuoka, F., Shibuya, S. (1992). *Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests*. Rept. of the Inst. of Industrial Science, Vol. 37, Nº. 1, Univ. of Tokyo, 136 p.

Teachavorasinskun, S.; Shibuya, S.; Tatsuoka, F. (1991). *Stiffness of sands in monotonic & cyclic torsional simple shear*. Geotechnical Engineering Congress, Vol. II (Boulder), GSP Nº. 27, ASCE, New York, 863-878.

Teixeira, A. H.; Godoy, N. S. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. 2.ed. New York: John Wiley and Sons Co. 729p.

Timoshenko, S.; Goodier, J. N. (1951). *Theory of Elasticity*. McGraw-Hill, New York (USA).

Vitali, O. P. M. (2011). *Desenvolvimento de um sistema para realização de ensaios sísmicos Down-Hole em conjunto com o CPT*. Dissertação de mestrado, EESC/USP, São Carlos-SP, Brasil.

Anuncie na revista



www.rudders.com.br



**Descontos especiais para a seção fornecedores.
Entre em contato para mais informações.**

11 2641-0871 | 11 2685-0925

publicidade@rudders.com.br