

Capacidade De Carga De Fundações Em Aterro Compactado A Partir De Parâmetros Do Ensaio Panda 2 E De Outros Ensaios *In Situ*

Tonh , Ant nio Carlos Ferreira

Universidade Federal de Goiás – UFG, Goiânia, Brasil, antoniocftonha@gmail.com

Angelim, Renato Resende

Universidade Federal de Goiás – UFG, Goiânia, Brasil, tecnoeng@gmail.com

RESUMO: O presente trabalho tem como objetivo comparar a capacidade de carga de fundações rasas, tipo sapata, que atuam por compressão usando os valores de resistência   penetração dinâmica do ensaio PANDA 2 em solo tropical compactado, em substituição aos parâmetros dos ensaios CPT e SPT, que implementam os métodos de dimensionamento tradicionais, bem como fund  es profundas, tipo estaca, que atuam por atrito lateral e compressão de ponta. A comparação foi feita a partir do cáculo da capacidade de carga de sapatas e estacas de dimensões predefinidas por meio de métodos teóricos e empíricos. O uso dos resultados do ensaio PANDA 2 foi satisf torio, apresentando pouca variabilidade quando comparado ao SPT.

PALAVRAS-CHAVE: Panda 2, aterro compactado, capacidade de carga, fund  es

1 INTRODUÇÃO

Os tipos de fund  es existentes variam desde estruturas rasas, t mm chamadas de fund  es diretas, como por exemplo as sapatas, até fund  es profundas que podem atingir dezenas de metros de profundidade até atingir um solo que possua capacidade de carga adequada para receber   solicitação.

Os requisitos básicos para o dimensionamento de fund  es são: deformações aceitáveis sob as condições de trabalho, segurança quanto ao colapso do solo (estabilidade externa) e segurança quanto ao colapso dos elementos estruturais (estabilidade interna) (VELLOSO e LOPES, 2010).

Sob a  tica da segurança quanto ao colapso do solo, o fator determinante é a tensão induzida no solo a partir da carga incidente na fund  o. A definição da fund  o a ser usada, bem como o seu dimensionamento são condicionados a fatores como análise econ mica, geotecnia local (tipo de solo, capacidade de carga do solo, deformabilidade), tipo de obra, características do carregamento incidente na fund  o, viabilidade executiva, edificações vizinhas, o

que faz com que seja indispensável a investigação geotécnica do solo para correta análise das condições gerais da obra para a definição do tipo de fund  o adequado e seu dimensionamento (CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2011).

Alguns ensaios que colaboram para os c culos são os ensaios de laboratório para definição de parâmetros de resistência do solo (coesão, ângulo de atrito, etc.). Os c culos a partir destes parâmetros configuram os métodos teóricos: teorias de dimensionamento de Terzaghi para fund  es rasas e de Meyerhof para fund  es profundas. Ensaio de campo como o SPT (*Standard Penetration Test*) de penetração dinâmica e o CPT (*Cone Penetration Test*) de penetração est tica, amparam outra metodologia de cáculo, chamada de métodos empíricos. Essa metodologia consiste na estimativa da resistência   compressão do solo a partir de correlações entre os valores destes ensaios de campo com a resistência do solo.

O ensaio mais difundido no Brasil para o dimensionamento de fund  es é o SPT, apesar das incertezas que o processo executivo deste

ensaio produz no que se refere à interferência do operador (anotação dos golpes e variação da energia aplicada) e do equipamento (tipo de material utilizado, uso do amostrador para escavação, entre outros) no resultado do ensaio, e na falta de padronização do processo, mesmo havendo a norma regulamentadora do SPT no Brasil, a NBR-6484 (SCHNAID, 2000). Entretanto, cabe salientar que ainda existem muitas obras de engenharia sendo feitas no país sem investigações geotécnicas, principalmente no que diz respeito às obras de pequeno porte.

No sentido de aumentar o leque de ensaios disponíveis para a investigação do solo, e de apresentar uma opção que pudesse baratear os serviços e facilitar o acesso a informações do solo, conferindo maior autonomia ao processo de sondagem é que se selecionou o ensaio com o equipamento PANDA 2, desenvolvido a partir do aperfeiçoamento do PANDA, criado em 2000, na França.

O PANDA 2 apresenta vantagens como, por exemplo leveza, portabilidade e facilidade execução, além de fornecer as características do perfil do solo quanto à resistência à penetração milimetricamente. Entretanto, para que ele possa ser utilizado para fins de sondagem para projeto de fundações, é importante que esse ensaio, tenha seus resultados correlacionados com os resultados de ensaios já consagrados, como o SPT e o CPT, dando assim maior segurança ao projetista no uso de seus resultados.

Pesquisas realizadas na UFG como as de Ferreira, Quirino e Soares (2013) e Azevedo e Rodrigues (2014) comparando o SPT e o ensaio PANDA 2 em solos tropicais mostraram viabilidade de seu uso em sondagens para fundações.

O objetivo deste trabalho é empregar os resultados do ensaio PANDA 2 no cálculo da capacidade de carga de fundações, utilizando os métodos consagrados, e compará-los ao cálculo via SPT.

Neste trabalho foram utilizados os resultados de ensaios em aterro de solo tropical compactado de barragem de Angelim (2011). Embora a maioria dos casos práticos de fundação é realizado em solo natural, acredita-se que a escolha do aterro de solo compactado traz como vantagem o rigoroso controle de

qualidade na execução, o que o tornou relativamente homogêneo, em se tratando de solos, reduzindo assim uma série de variáveis em relação a um solo natural, aliando-se ao fato de que o solo foi bastante estudado anteriormente.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Relação entre SPT e CPT

Velloso e Lopes (2010), informam que entre os principais processos de investigação do subsolo para fins de projeto de fundações de estrutura encontram-se as sondagens a percussão (SPT) e o ensaio de cone (CPT).

Velloso e Lopes (2010) correlacionam a resistência à penetração do cone (q_c) do ensaio CPT com a resistência à penetração (N_{SPT}) do ensaio SPT através da Equação 1. Os valores de “k” estão dispostos na Tabela 1. Cabe salientar o valor de N_{SPT} da Equação 1, considera uma eficiência de energia do ensaio SPT dentro da média brasileira, em torno de 72%.

$$q_c = k N_{SPT} \quad (1)$$

Tabela 1: Valores de coeficiente k e valores da razão de atrito α para dimensionamento de estacas via método Aoki-Velloso, adaptado de Cintra e Aoki (2010).

Solo	k (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

2.2 Ensaio PANDA 2

O PANDA (*Pénétromètre Autonome Numérique Dynamique Assisté par Ordinateur*), é um equipamento de sondagem a partir de

penetração dinâmica, desenvolvido pela empresa francesa *Sol Solution*, com a finalidade de ser um equipamento leve e portátil, para investigações geotécnicas de menores proporções, evitando a grande mobilização gerada pelas demais investigações geotécnicas, além disso, pode ser usado no controle de compactação de solos (SOL SOLUTION).

O PANDA 2, sua versão mais recente, está apresentada na Figura 1 e trata-se de um penetrômetro que funciona com energia variável, que é calculada instantaneamente no momento do golpe por uma célula de carga no capacete. Os deslocamentos de cravação são precisamente registrados e utilizados para o cálculo do seu parâmetro de resistência dinâmica à penetração do cone (q_d), minimizando assim a interferência do operador e do próprio equipamento nos resultados do ensaio.



Figura 1. Ensaio PANDA 2 (Angelim, 2011)

O mecanismo de medição da resistência de ponta “ q_d ” consiste em usar um martelo de massa conhecida para golpear um capacete de metal que fica sobre hastes de metal com uma ponta de cone no solo, que ao receber o impacto, penetra no solo. A velocidade de queda do martelo é medida logo em seguida ao impacto deste com o capacete. Este capacete possui um sistema de controle de altura, que faz com que seja feito o controle da profundidade de penetração das hastes. Os dados de energia e de profundidade de cravação são armazenados em um pequeno sistema de aquisição de dados, que calcula o valor de resistência dinâmica. O

cálculo é função da área de ponta (2, 4 ou 10 cm²) e do número de hastes, de massas conhecidas, utilizadas.

A Equação 2 mostra a formula para se calcular o valor da resistência de ponta em MPa (CRUZ JR, 2014):

$$q_d = \frac{1}{A} \frac{\frac{1}{2} M V}{(1 + \frac{P}{M}) e} \quad (2)$$

Onde:

A = área da ponta de cone (m²);

M = massa do martelo (kg);

V = velocidade do impacto (m/s);

P = massa das hastes e ponta (kg);

e = penetração da ponta (m).

Conforme demonstrado experimentalmente por Ferreira, Quirino e Soares (2013), Azevedo e Rodrigues (2014) no aterro de solo argiloso para barragem de terra em estudo compactado com teor de umidade por entre de 15 e 20%, em profundidades até 5,0 metros, os ensaios PANDA 2, com ponteira de 4 cm², e o SPT puderam ser satisfatoriamente correlacionados.

Ferreira, Quirino e Soares (2013), apresentaram uma correlação linear entre os ensaios SPT e PANDA 2 de:

$$q_{d30} = 0,26 N_{SPT} \quad (3)$$

2.3 Dimensionamento de fundações

Velloso e Lopes (2010) definem capacidade de carga de uma fundação como sendo a carga com a qual o solo sob essa fundação se rompe. A ABNT (2010) normaliza o projeto e a execução de fundações no Brasil através da norma NBR 6122 – Projeto e execução de fundações, e se divide basicamente em dois grandes grupos: as fundações rasas e as fundações profundas.

2.3.1 Fundações rasas

Segundo Teixeira e Godoy (1998), o dimensionamento de fundações diretas se dá através da estimativa prévia da tensão admissível do solo, e consequente dimensionamento da área necessária para que

seja distribuída a carga gerada pelo pilar na fundação, conforme a Equação 4:

$$A = \frac{P}{\sigma_a} = B L \quad (4)$$

Onde:

A = Área necessária (m²);

P = Solicitação de projeto (kN);

σ_a = Tensão admissível (kN/m²);

B e L = Largura e comprimento da sapata retangular (m);

Deste modo, se torna imprescindível que se saiba a tensão admissível do solo, que é calculada a partir de diversas fórmulas e modelos que variam de acordo com o parâmetro geotécnico determinado pela investigação geotécnica realizada. Os métodos podem ser baseados em ensaios de laboratório que fornecem o ângulo de atrito, peso específico e coesão do solo em estudo ou baseados em ensaios *in situ* como CPT e SPT. Ressalta-se ainda, que segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), a tensão admissível de um solo se caracteriza pela tensão última deste solo que deve ser reduzida por um fator de segurança (FS) de valor 3 para as fundações superficiais.

O Método de Terzaghi (1943) *apud* Velloso e Lopes (2010), propõe a Equação 5 (em kPa), deduzida para sapata quadrada, desprezando a resistência ao cisalhamento do solo acima do nível da base, substituindo-o por uma sobrecarga (γD) e considerando solo homogêneo.

$$q_{ult} = 1,3 c N_c + \gamma D N_q + 0,8 \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (5)$$

Onde:

B = base da fundação (m);

c = coesão do solo em kPa;

γ = peso específico do solo em kPa;

D = camada de solo acima do nível da base da sapata (m);

N_c , N_q e N_γ = fatores de capacidade de carga fornecidos a partir de gráficos (clássicos da Teoria de Terzaghi) em função do ângulo de atrito do solo.

Dentro dos métodos empíricos, Teixeira e Godoy (1998) e Cintra, Aoki e Albiero (2011)

indicam o cálculo da tensão admissível para sapatas por meio da Equação 6, utilizando o valor de N_{SPT} , e pelas Equações 7 e 8, utilizando valores de $q_c \geq 1,5$ MPa do ensaio CPT, com tensão admissível expressa em MPa.

O valor de N_{SPT} e q_c nas equações tratam-se do valor médio ao longo do bulbo de tensões, considerado 1,5 vezes o valor da menor largura da sapata (B).

- Válida para qualquer solo natural no intervalo de $4 \leq N_{SPT} \leq 20$.

$$\sigma_a = \frac{N_{SPT}}{50} \leq 0,4 MPa \quad (6)$$

- Areias:

$$\sigma_a = \frac{q_c}{15} \leq 0,4 MPa \quad (7)$$

- Argilas:

$$\sigma_a = \frac{q_c}{10} \leq 0,4 MPa \quad (8)$$

2.3.2 Fundações profundas

Cintra e Aoki (2010) explicam que a capacidade de carga de uma estaca é definida como a soma das tensões resistentes por adesão ou atrito lateral em toda a área do fuste da estaca com a tensão resistente normal à base ou ponta da estaca. Assim, os valores de resistência lateral são representados costumeiramente por R_L em kN (ou r_L em kPa) e os valores da resistência de ponta são representados por R_P em kN (ou r_p em kPa).

$$R = R_L + R_P \quad (9)$$

$$R_P = r_p A_F \quad (10)$$

$$R_L = r_L A_I \quad (11)$$

Onde:

A_P = área da ponta da estaca (m²);

A_L = área lateral da estaca (m²);

A NBR-6122 (ABNT, 2010) normaliza o fator de segurança com valor de 2 para

determinação da carga admissível de fundações profundas.

Dentre os métodos semi-empíricos para dimensionamento de estacas, se destacam alguns métodos brasileiros, como por exemplo o método de Décourt-Quaresma (1978) e o de Aoki-Velloso (1975) *apud* Cintra e Aoki (2010).

O método de Aoki-Velloso correlaciona a tensão de ruptura de ponta (q_p) e a tensão de ruptura lateral (q_L) a partir do CPT, utilizando fatores de correção F_1 e F_2 , respectivamente, que levam em conta o efeito escala, ou seja, a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo) e também a influência do método executivo de cada tipo de estaca. Para o caso de estaca hélice-contínua deste estudo, serão utilizados $F_1 = 2$ e $F_2 = 2F_1$, valores esses atualizados por Cintra e Aoki (2010). Além disso, Begemann (1965) *apud* Teixeira e Godoy, (1998), estabeleceu um coeficiente α (razão de atrito) para relacionar o atrito lateral do cone (f_s) com a tensão de ponta (q_c), que varia de acordo com o tipo de solo, demonstrado na Tabela 1. Assim as fórmulas expressas em MPa ficam

$$q_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (12)$$

$$q_L = \alpha \frac{q_c}{F_2} \quad (13)$$

No método de Décourt-Quaresma, que utiliza-se como resistência de ponta, em kPa, a equação:

$$q_p = C N' \quad (14)$$

Onde N' é a média dos valores de N_{SPT} imediatamente anterior a ponta da estaca, na ponta da estaca e o imediatamente posterior. O valor de C está apresentado na Tabela 2.

Tabela 2: Valores de “C” de Décourt e Quaresma (1978) *apud* Velloso e Lopes (2010).

Tipo de solo	C (kPa)
Argilas	120
Siltes argilosos (alteração de rocha)	200
Siltes arenosos (alteração de rocha)	250
Areias	400

A resistência lateral, em kPa, é calculada através da fórmula:

$$q_s = 10 \left(\frac{N_{barra}}{3} + 1 \right) \quad (15)$$

Onde N_{barra} é a média dos valores de N_{SPT} ao longo do fuste da estaca, desconsiderando os valores usados no cálculo da resistência de ponta. Valores menores que 3 são assumidos como 3 e valores acima de 50 devem ser assumidos como 50 (VELLOSO e LOPES, 2010).

O método teórico, conhecido como método de Meyerhof (1951) *apud* Velloso e Lopes (2010), apresenta uma teoria clássica de dimensionamento de capacidade de carga de estaca em solo homogêneo. Este dimensionamento consiste nos cálculos das resistências de ponta e lateral, em kPa, a partir das Equações 16 e 17, e disponibilizam um gráfico em função do ângulo de atrito do solo para obtenção dos fatores de capacidade de carga, necessários para o cálculo das resistências.

$$q_p = 1,3 c N_c + \frac{K_s}{2} q N_q \quad (16)$$

$$q_L = a + K_0 q \tan \delta \quad (17)$$

Onde:

c = coesão do solo (kPa);

$a = 2/3 c$ para estacas sem deslocamento;

$q = \gamma_{nat} z$ (kN/m);

$K_s = K_0$ = coeficiente de empuxo no repouso do solo;

$\tan \delta = \tan(2\phi/3)$;

N_c e N_q = fatores de carga obtidos a partir de gráficos (clássicos da Teoria de Meyerhof) em função do ângulo de atrito;

3 METODOLOGIA

O primeiro passo para se estabelecer uma comparação foi coletar os dados dos ensaios realizados na ombreira esquerda da barragem do Ribeirão João Leite. Neste caso, os ensaios SPT 1 e 2 foram feitos de forma contínua, ou seja, com avanço do furo em 10 cm e uma nova determinação de N_{SPT} , enquanto que o SPT 3 foi realizado da forma convencional, ou seja,

uma única determinação de N_{SPT} por metro, conforme a norma.

O PANDA 2 foi realizado ao lado de cada um dos furos de SPT. Ao lado do furo SPT 1 foram feitas três sondagens PANDA 2, denominadas P1_A, P1_B e P1_C, ao lado de SPT 2 outras três denominadas P2_A, P2_B e P2_C e ao lado do furo SPT 3 apenas duas, denominadas P3_A e P3_C.

Os ensaios PANDA 2 geraram uma grande quantidade de resultados de resistência à penetração (q_d) ao longo da profundidade com a aquisição automática e milimétrica.

Foi necessário fazer um tratamento desses dados, de forma a selecionar apenas os dados de resistência (q_{d30}) dos intervalos de 30 cm, referentes ao 2 últimos 15 cm da determinação de N_{SPT} , para que a comparação dos dois métodos fosse válida. Esse tratamento apresentou a média dos valores (q_{d30}) na cota de 15 cm acima e 15 cm abaixo das profundidades apresentada nas Tabela 3 a 5.

Devido a semelhança entre os resultados dos ensaios Panda 2 realizados em torno do mesmo furo SPT e para facilitar a comparação foi feita a média dos dados obtidos entre eles, como apresentado nas Tabelas de 3 a 5.

A Equação 1 foi utilizada para transformar o N_{SPT} em resistência a penetração de cone (q_c) do ensaio CPT. Para uso dessa equação, utilizou-se o valor de k igual a 0,35, apresentado na Tabela 1, de acordo com o tipo de solo (argila arenosa) determinado pela classificação granulométrica apresentada na Tabela 6.

Tabela 3: Resultados ensaios *in situ* em torno de SPT1.

Prof. (m)	SPT1 contínuo N_{SPT} (Golpes)	q_c pelo N_{SPT} via Eq. 1 (MPa)	Panda - P1 q_{d30} (MPa)
0,80	9	3,15	2,36
1,37	9	3,15	2,10
1,90	10	3,50	2,45
2,46	8	2,80	2,20
3,01	10	3,50	2,17
3,56	11	3,85	2,86
4,10	13	4,55	3,02
4,66	11	3,85	2,73
5,20	12	4,20	3,32
5,75	11	3,85	3,18
6,30	12	4,20	3,36
6,90	10	3,50	3,32
7,40	13	4,55	3,72
7,95	13	4,55	3,53

Tabela 4: Resultados ensaios *in situ* em torno de SPT2.

Prof. (m)	SPT2 contínuo N_{SPT} (Golpes)	q_c pelo N_{SPT} via Eq. 1 (MPa)	Panda – P2 q_{d30} (MPa)
0,86	8	2,80	2,76
1,40	8	2,80	2,35
1,96	8	2,80	2,78
2,56	10	3,50	2,39
3,10	10	3,50	2,84
3,66	9	3,15	2,59
4,21	12	4,20	3,02
4,75	10	3,50	2,67
5,30	10	3,50	2,95
5,85	12	4,20	2,99
6,39	10	3,50	2,99
6,85	11	3,85	3,14
7,40	12	4,20	3,76
7,96	10	3,50	3,74

Tabela 5: Resultados ensaios *in situ* em torno de SPT3.

Prof. (m)	SPT3 convencional N_{SPT} (Golpes)	q_c pelo N_{SPT} via Eq. 1 (MPa)	Panda – P3 q_{d30} (MPa)
1,30	8	2,80	2,40
2,30	10	3,50	2,15
3,30	12	4,20	3,16
4,30	11	3,85	3,09
5,30	11	3,85	2,80
6,30	11	3,85	3,91
7,30	13	4,55	3,69
8,30	13	4,55	2,17

Tabela 6: Valores dos parâmetros do solo em estudo a partir de ensaios de laboratório.

Parâmetro	Valor
Peso específico natural – γ (kN/m ³)	19
Coesão via $CD_{nat} - c$ (kPa)	107
Coef. Empuxo em Repouso - K_0	0,48
Ângulo de atrito via CD_{nat} (°)	30
Classificação Granulométrica	Argila arenosa
Classificação Unificada - SUCS	CL
Classificação Rodoviária - TRB	A 7-6 (IG = 11)

De posse dos dados dos ensaios, foi estabelecido que seria determinada a capacidade de carga de uma sapata e uma estaca de dimensões pré-definidas por meio de variadas metodologias de cálculo, apresentadas a seguir:

- Sapata, pelo método teórico de Terzaghi e empíricos baseados no SPT e CPT, substituindo “ q_c ” do CPT por “ q_d ” do ensaio Panda 2;
- Estaca, pelos métodos teórico de Meyerhof e semi-empíricos de Décourt-Quaresma e de Aoki-Velloso, sendo que neste último substituiu-se “ q_c ” do CPT por “ q_d ” do ensaio Panda 2, além da conversão de N_{SPT}

em q_c , como também propõe o método.

Foi definida então a geometria de uma sapata quadrada com 2 metros de lado e base assente a 1 m de profundidade e de uma estaca tipo hélice contínua até 6 m de profundidade, desprezando para fins de capacidade de carga o primeiro metro próximo a superfície, e com 50 cm de diâmetro.

Usando as fórmulas apresentadas no item 2.3 calculou-se as cargas admissíveis de projeto que a sapata e a estaca suportariam de acordo com cada um dos métodos propostos anteriormente. Essas cargas estão apresentadas na Tabela 7 e 8.

Usando o valor da resistência à penetração dinâmica do cone “ q_d ” (do Panda 2) como a resistência a penetração estática “ q_c ” nos métodos que utilizam CPT, pôde-se aplicar os dados do PANDA 2 nas formulações para os métodos que utilizam os dados de CPT, complementando a Tabela 7 e a Tabela 8.

Tabela 7: Carga admissível da sapata pelas metodologias

Método	Carga admissível (kN)
Teórico de Terzaghi (com F.S.= 3)	7.817
Empírico - SPT1 contínuo (Eq. 6)	813
Empírico - SPT2 contínuo (Eq. 6)	760
Empírico-SPT3 convencional (Eq. 6)	820
Empírico - CPT 1 (Eq. 1 e 8)	1.423
Empírico - CPT 2 (Eq. 1 e 8)	1.330
Empírico - CPT 3 (Eq. 1 e 8)	1.435
Empírico - Panda 2 (P 1) (Eq. 8)	986
Empírico - Panda 2 (P 2) (Eq. 8)	1.065
Empírico - Panda 2 (P 3) (Eq. 8)	1.080

Tabela 8: Carga admissível da estaca pelas metodologias.

Método	Carga admissível (kN)
Teórico Meyerhof (c/ F.S.= 2)	4.834
Semi-emp.-Décourt-Quaresma SPT 1	613
Semi-emp.-Décourt-Quaresma SPT 2	590
Semi-emp.-Décourt-Quaresma SPT 3	622
Semi-emp. – Aoki-Velloso SPT 1	420
Semi-emp. – Aoki-Velloso SPT 2	460
Semi-emp. – Aoki-Velloso SPT 3	458
Semi-emp.- Aoki-Vell. Panda 2 (P 1)	389
Semi-emp.- Aoki-Vell. Panda 2 (P 2)	354
Semi-emp.- Aoki-Vell. Panda 2 (P 3)	444

Para melhor analisar os resultados, nas Tabelas 9 e 10 é mostrada as médias de cada um dos métodos.

Tabela 9: Cargas médias admissíveis na sapata.

Método	Carga média admissível (kN)
SPT (via N_{SPT} pela Eq.6)	798
CPT (via N_{SPT} pela Eq. 1 e 8)	1.396
Panda 2 (via q_{d30} pela Eq.8)	1.044

Tabela 10: Cargas médias admissíveis na estaca.

Método	Carga média admissível (kN)
Decourt-Quaresma (via N_{SPT})	608
Aoki-Veloso (via N_{SPT})	446
Aoki-Veloso (via q_{d30})	396

4 ANÁLISE E DISCUSSÃO

Os resultados de SPTs contínuos foram considerados pelos métodos de cálculo, devido a semelhança com o SPT convencional, conforme norma.

Analizando os resultados provenientes dos métodos teóricos em relação aos métodos empíricos e semi-empíricos, percebeu-se uma grande discrepância tanto para a fundação em sapata como para a em estaca. A carga admissível pelo método teórico de Terzaghi (7817 kN) ficou 980% superior da carga média admissível da sapata pelo método empírico via SPT (798 kN) considerado como referência neste trabalho pelo uso consagrado no país. Para a carga admissível pelo método teórico de Meyerhof (4834 kN) ficou 795% superior da carga média admissível da estaca pelo método semi-empírico de Decourt-Quaresma, via SPT (608 kN) considerado também como referência neste trabalho pelo uso consagrado pelo meio técnico.

Segundo Cintra e Aoki (2010) no caso de fundações rasas é bastante razoável o modelo de ruptura geral de Terzaghi, entretanto a utilização de fórmulas teóricas para o cálculo da capacidade de carga de elementos de fundação por estaca apresenta grande discrepância entre as diversas proposições existentes, o que leva o descrédito do uso dos métodos teóricos em projetos sendo preteridos em prol dos métodos semi-empíricos.

Analizando os resultados da carga média admissível da sapata para os três métodos empíricos, percebe-se que o valor (1044 kN) obtido por meio do parâmetro q_{d30} do ensaio PANDA 2 ficou intermediário aos valores obtidos via N_{SPT} , seja com formulação direta

para SPT (798 kN) ou convertendo em q_c e com formulação para CPT (1396 kN). Cabe salientar que a conversão de N_{SPT} em q_c depende do coeficiente “k” de Aoki-Velloso, no caso igual a 3,5 para argila arenosa. Os resultados mostraram que o uso de q_{d30} do PANDA 2 ficou bem satisfatório

Para a estaca, a variação dos valores da carga admissível entre os métodos foi menor. Entre o método Aoki-Velloso via N_{SPT} , convertido para q_c , e via q_{d30} , utilizado no lugar de q_c , a variação foi de 12,6%. Pelo método de Décourt-Quaresma, que utiliza o N_{SPT} no cálculo da carga admissível e reconhecidamente o método mais consagrado na região e no país para cálculo de elemento de fundação por estaca foi 36,3% maior que a carga por Aoki-Velloso via N_{SPT} convertido para q_c e 53,5% maior que a carga por Aoki-Velloso via q_{d30} , substituindo por q_c na formulação.

5 CONCLUSÕES

As principais divergências encontradas foram entre os valores de carga admissível calculados a partir dos métodos teóricos de Terzaghi, para a sapata, e Meyerhof, para a estaca, e os valores calculados a partir dos métodos empíricos e semi-empíricos, respectivamente. Conforme Cintra e Aoki (2010), tal discrepância leva o descrédito do uso dos métodos teóricos em projetos sendo preteridos em prol dos métodos empíricos e semi-empíricos, principalmente no que tange as fundações por estacas.

Acredita-se que os elevados valores de capacidade de carga obtidos pelos métodos teóricos utilizados, são decorrentes do elevado valor da coesão (c) utilizada como parâmetro de entrada. Esse valor foi obtido da média de 8 ensaios triaxiais, tipo CD_{nat} (um a cada metro do perfil estudado), pode ter sido influenciado pela sucção do solo na ruptura durante a execução do ensaio.

Os resultados dos ensaios PANDA 2 executados foram muito semelhantes em torno de cada furo de SPT. Essa repetitividade dos resultados dos ensaios PANDA 2 dão credibilidade para o uso em dimensionamento de fundações.

Os resultados do uso de q_{d30} do ensaio PANDA 2 em substituição ao valor de q_c do

ensaio CPT, nas equações dos diversos métodos empíricos e semi-empíricos de determinação da capacidade de carga admissível de elementos de fundação por sapatas e estacas mostrou-se muito promissor.

REFERÊNCIAS

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010); *NBR 6122 – Projeto e execução de fundações*.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (2001); *NBR 6484 – Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio*.
- Angelim, R. R. (2011). *Desempenho de Ensaios Pressiométricos em Aterros Compactados de Barragens de Terra e na Estimativa de Parâmetros Geotécnicos*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-067-1/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 271 p.
- Azevedo, F. H. B.; Rodrigues, Í. R. DE S. (2014); *Estudo comparativo entre ensaios SPT e PANDA 2 em solos tropicais*; Trabalho de conclusão de curso de engenharia civil UFG; Goiânia;
- Cintra, J. C.; Aoki, N. (2010); *Fundações por estacas: Projeto geotécnico*; Oficina de Textos; São Paulo; 96 p.
- Cintra, J. C.; Aoki, N.; Albiero, J. H. (2011); *Fundações diretas: Projeto geotécnico*; Oficina de Textos; São Paulo; 109-110 p.
- Cruz Jr, A. J. (2014); *Determinação do perfil de sucções a partir de amostras de SPT, e verificação de correlações entre sucção, NSPT e PANDA para solos argilosos superficiais da cidade de Goiânia*; In: XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Goiânia. São Paulo: ABMS;
- Ferreira, I. P.; Quirino, R.; Soares, T. M. (2013); *Estudo Comparativo Entre Ensaios SPT e PANDA 2 em Aterros Compactados de Barragem de Terra*; Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil; UFG; Goiânia; 70 p.;
- Schnaid, F. (2000); *Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*; Oficina de Textos; São Paulo;
- SOL SOLUTION. *Panda 2 Handbook*. Version 1.05, Peintamelec Ingenierie; Romagnat, France; 16-17 p.
- Velloso, D. A.; Lopes, F. de R. (2010); *Fundações: Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*; Oficina de Textos; São Paulo;
- Teixeira, A. H.; Godoy, N. S. de; *Análise, projeto e execução de fundações rasas. Fundações: teoria e prática*; 2ª edição; PINI; São Paulo; 1998. P. 227-264.