

DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES DIRETAS USANDO O PENETRÔMETRO DE CONE DINÂMICO (DCP)

João Henrique de Freitas¹

Dr. Jeselay Hemetério dos Reis²

Dr. Antonio Belincanta³

Bruno oliveira da silva⁴

RESUMO

As fundações são convencionalmente separadas em diretas e indiretas. As fundações diretas são caracterizadas por transmitirem sua carga ao terreno pelas pressões distribuídas sob sua base. Na construção civil, para se estimar a capacidade de carga dos solos, geralmente utiliza-se o ensaio de sondagem SPT (Standard Penetration Test) por ser um ensaio relativamente simples. Contudo a busca por um ensaio que seja rápido e confiável na verificação da tensão de ruptura do solo se torna necessário, uma vez que o SPT é feito em pontos distribuídos no terreno, havendo assim a necessidade da verificação do solo que servira de base para a fundação. O Penetrômetro de Cone Dinâmico (DCP) é usado para se estimar a resistência de camadas de solo, destacando-se pela agilidade e facilidade na coleta de dados. Esse trabalho tem como objetivo verificar a possibilidade do uso do DCP em projetos de fundações diretas, por meio da correlação do cone penetrométrico estático e dinâmico proposta por Reis (2010), obtendo-se a tensão da ponteira (r_p) do cone penetrométrico estático por meio do índice de penetração (I). O trabalho procurou comparar a tensão da ponteira (r_p) calculada pelo índice de penetração (I) com a tensão de ruptura (σ_r) proposta por Terzaghi. O trabalho busca reduzir consideravelmente as incertezas em projetos de fundações, gerando uma maior velocidade e economia na estimativa da capacidade de carga dos solos, além de uma maior confiabilidade no solo que servira de base para a fundação.

Palavras-chave: Fundações diretas. Índice de penetração (I). Tensão de ruptura (r_p).

¹ Mestrando, Universidade Estadual de Maringá-UEM, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil-PCV, autor1@uem.br

² Prof^a. Dr^a., Universidade Estadual de Maringá-UEM, Departamento de Engenharia Civil-DEC, autora2@uem.br

³ Prof. Dr., Universidade Estadual de Maringá-UEM, Departamento de Arquitetura e Urbanismo-DAU, autor3@uem.br

⁴ Mestrando Universidade Federal de São Carlos-UFSCar, Departamento de Engenharia Civil-DECiv, autora4@ufscar.br

1. INTRODUÇÃO

Toda obra de engenharia está relacionada com o solo por ela envolvido. O conhecimento sobre o solo é de fundamental importância para uma previsão adequada do comportamento do mesmo. Por esse motivo a caracterização física e mecânica é essencial para uma melhor análise das transmissões de esforços pelo solo. Entretanto os métodos de coleta de amostras mostram-se algumas vezes inviáveis devido a necessidade de pessoas capacitadas, laboratórios próximo a obra e equipamentos de fácil transporte. Tais fatores implicam em custo e tempo, fazendo com que algumas obras sejam executadas sem o monitoramento adequado (REIS; MICHELAN e BELINCANTA, 2010).

As obras, executadas sem o controle de qualidade ou que não prezam pela verificação contínua das etapas executadas, são obras com grande potencial ao surgimento de patologia. Em obras de fundações destaca-se a necessidade do conhecimento da resistência das camadas de solo, camadas a qual servira de apoio para a fundação. O sucesso de uma obra de engenharia depende da correta execução e avaliação dos serviços e dos materiais utilizados. Para este sucesso ser pleno uma das áreas da qual a engenharia depende fundamentalmente é a de fundações, pois são os elementos estruturais responsáveis por transmitir as cargas da superestrutura para o solo.

A NBR 6122 (Projeto e execução de fundações), estabelece dois grandes grupos onde as fundações são classificadas, em Fundações diretas: fundação em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação. Fundação indiretas: fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas.

O principal requisito para o desenvolvimento de um projeto de fundações é o reconhecimento do solo, o qual pode ser obtido por meio de sondagens. Para a realização do levantamento das características físicas e mecânicas do solo, o ensaio de grande utilização é o Standart Penetration Test (SPT).

Segundo Schnaid (2000) o Standart Penetration Test (SPT) é um dos ensaios mais populares e difundido pelo mundo, sendo uma ferramenta de investigação econômico, podendo ser usado tanto em solos granulares como também em solos coesivos e até mesmo em rochas. Sendo capaz de descrever as características do solo e suas respectivas resistências no decorrer da profundidades, por meio do perfil estratigráfico. Porém não pode ser aplicado em todos lugares, além de necessitar de um razoável número de pessoas para a montagem, transporte e realização do ensaio.

Na busca de equipamentos para ensaios in situ que seja versáteis, leves e de fácil transporte, diversos pesquisadores realizaram estudos sobre os penetrômetros. A utilização dos chamados penetrômetros é bem difundida e aplicada na engenharia geotécnica. Os penetrômetros podem ser de dois tipos: estático e dinâmico. Estes equipamentos possuem a característica de determinar indiretamente a resistência da camada de solo a ser penetrada.

O DCP (Penetrômetro de Cone Dinâmico) é um dispositivo leve, que pode ser convenientemente utilizado para a investigação de aterro compactado ou não, inclusive em locais de difícil acesso. Os resultados do DCP podem ser utilizados rapidamente para avaliar a variabilidade das condições do solo, permitindo a identificação de diferentes camadas e suas resistências. O penetrômetro de cone estático (ECP) é constituído por uma ponteira cônica, que é cravada no solo, por meio de uma carga estática aplicada na parte superior da composição de hastes, de forma mecânica ou manual, medindo ao longo da profundidade a tensão de ruptura.

A investigação por meio do penetrômetro de cone estático (ECP) se caracteriza pela determinação da tensão de ruptura (r_p), valor que corresponde à tensão necessária para a penetração da ponteira cônica na superfície analisada. Para o penetrômetro de cone dinâmico (DCP), o valor investigado é o índice de penetração (I), valor que identifica o número de golpes necessários para a

penetração de 10 cm da ponteira cônica na superfície estudada. As fundações diretas, se caracterizam pela transmissão de esforço por meio da base do elemento estrutural de fundação. Para o dimensionamento das dimensões da base, necessita-se conhecer a tensão de ruptura da camada destinada a suportar o carregamento. Neste sentido o presente trabalho tem como objetivo avaliar a viabilidade da utilização dos ensaios penetrométricos para a verificação da capacidade de carga na base de fundações diretas.

1. CARACTERÍSTICAS DOS PENETRÔMETROS ESTÁTICO E DINÂMICO

Os Penetrômetros são instrumentos que permitem realizar ensaios de penetração no solo em seu estado natural e em estruturas de pavimentos, cujas camadas são levemente cimentadas e compactadas, para avaliar a resistência do solo (STOLF, 1991)

O Penetrômetro de cone dinâmico utilizado na Universidade Estadual de Maringá é constituído de um conjunto de hastes metálicas de aço de 15,8 mm, de cravação e de guia, uma cabeça de bater e um martelo. O conjunto de hastes de cravação de 15,8 mm de diâmetro possui em sua extremidade uma ponteira cônica de aço com 20 mm de diâmetro e ângulo de ataque de 60°, com comprimento total de 45 mm. O conjunto penetra no solo sob ação da queda livre de um martelo de 8 kgf, com comprimento de 318 mm e diâmetro de 50 mm, direcionado por uma haste guia de 15,8 mm diâmetro, com altura de queda 553 mm.

A partir dos dados obtidos em campo traça-se a curva do DCP, sendo nas ordenadas as profundidades de cravação e nas abscissas o número de golpes para alcançar a profundidade de cravação. A inclinação da curva indica o índice de penetração (I) em mm/golpe.

Por meio da curva do DCP, pode-se verificar a homogeneidade de compactação no decorrer da profundidade da camada analisada. Pode-se também verificar se a camada superior está mais compactada que a camada inferior, ou seja, pode verificar o grau de compactação no decorrer da profundidade na camada ou entre duas camadas (EDIL, 2004).

Observa-se algumas considerações gerais quanto às vantagens dos penetrômetros de cone dinâmico e estático, pois os mesmos são ferramentas extremamente versáteis, simples na conceituação e na operação. São relativamente rápidos na obtenção de resultados e efetivamente econômicos, quando comparados aos demais ensaios convencionalmente usados (FILHO, 2007). Não é necessária uma frequência constante de aplicação de golpes ou de força. A execução do ensaio é relativamente simples (REIS; MICHELAN e BELINCANTA, 2010). É um equipamento portátil, de fácil manuseio e transporte.

Pode-se destacar como desvantagem da utilização dos penetrômetros de cone dinâmico e estático: a elevada variação dos resultados no caso de materiais granulares. O uso do DCP para materiais granulares grosseiros é contestável e questionável (REIS e BELINCANTA, 2004). A correlação entre índice de penetração e a tensão de ruptura é empírica. O DCP não é um ensaio que fornece as propriedades diretamente, e sim um ensaio que fornece índices a serem relacionados com os parâmetros do solo através de correlações (REIS; MICHELAN e BELINCANTA, 2010)

2. RELAÇÃO ENTRE RESISTÊNCIA ESTÁTICA E DINÂMICA

Tsuha (2003), estudou a relação entre a penetração estática e os resultados de provas de carga em placa, vindo a identificar uma correlação linear entre a capacidade de carga (σ_r) e a resistência de ponta unitária medida com penetrômetro estático (r_p).

Essa relação foi desenvolvida para solos de baixa capacidade de carga. Em solos de alta capacidade carga, a utilização de penetrômetros estáticos fica limitada devido à força necessária para

cravá-los. Essa limitação é facilmente superada com a utilização de penetrômetros dinâmicos, necessitando apenas de métodos confiáveis para se obter a resistência estática em função do Índice de Penetração (I) (REIS; MICHELAN e BELINCANTA, 2010).

2.1. Tensão de ruptura

Segundo Velloso e Lopes (2012) para Terzaghi (1943), uma fundação superficial é aquela cuja largura $2b$ é igual ou maior que a profundidade D da base da fundação. Satisfeita essa condição, pode-se desprezar a resistência ao cisalhamento do solo acima do nível da base da fundação, substituindo-o por uma sobrecarga $q = \gamma D$. Com isso, o problema passa a ser o de uma faixa (sapata corrida) de largura $2b$, carregada uniformemente, localizada na superfície horizontal de um maciço semi-infinito. Terzaghi (1943) apresenta a Equação (1) para sapata circular com diâmetro B embutida em um solo compacto ou rijo.

$$\sigma_r = 1,3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,6 \cdot \left(\frac{V}{2}\right) \cdot B \cdot N_\gamma \quad (1)$$

Sendo σ_r é a tensão de ruptura ou capacidade de carga do solo; c é a coesão do solo; q é a sobrecarga de solo acima do nível da base; γ é o peso específico do solo; B é o diâmetro da base da sapata embutida no solo; N_c , N_q e N_γ são fatores de capacidade de carga referentes à coesão, à sobrecarga e ao peso específico do solo, respectivamente. Os fatores 1,3 e 0,6 são fatores que levam em consideração a forma da área base da sapata, nesse caso, circular.

2.2. Resistência Dinâmica

Segundo Reis et al. (2010), a resistência dinâmica mobilizada em cada golpe do martelo é proporcional à energia potencial aplicada ao sistema. De forma geral, pelo princípio de conservação de energia, a energia potencial do martelo é igual ao trabalho realizado durante a cravação do penetrômetro. Pode-se desconsiderar o atrito lateral, pois o diâmetro da haste é inferior ao diâmetro da ponteira do penetrômetro. Pode-se assim observar que a relação da resistência mobilizada para um golpe do penetrômetro é:

$$r_p = \frac{H * m * g}{A_p * S} \quad (2)$$

Em que S : é o deslocamento permanente; A_p : área da ponteira cônica; H : altura de queda do martelo; m : massa do martelo; g : aceleração da gravidade.

2.3. Relação entre a resistência estática e dinâmica do penetrômetro de cone

Segundo Aoki et al. (2004), a relação entre a resistência estática e dinâmica pode ser interpretada através do estudo entre a energia estática e dinâmica na cravação. Admitindo-se válido um modelo elastoplástico perfeito para a curva carga-deslocamento (Figura 1), obtida no ensaio dinâmico. Verifica-se que resistência dinâmica mobilizada em cada golpe do martelo é proporcional à energia potencial aplicada ao sistema, sendo R_u é a resistência última (Força); D é o deslocamento total; S é o deslocamento permanente (Nega); K é o deslocamento recuperável (Repique); EFD é a energia estática (energia de deformação mais o trabalho de penetração).

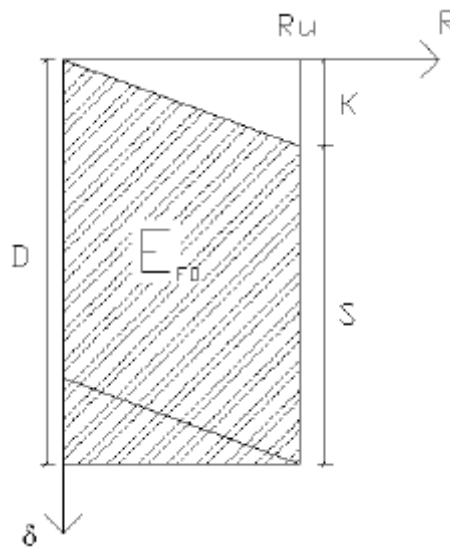


Figura 1 – Curva carga-deslocamento

Fonte: modelo de SMITH (REIS, 2010).

A energia E_{FD} é numericamente igual a área sob a curva carga-deslocamento, Equação 3:

$$E_{FD} = \frac{D+S}{2} \cdot Ru \quad (3)$$

A relação entre a energia estática e a energia dinâmica gasta na cravação varia entre 0,7 e 0,9 (AOKI et al. 2004). Por meio do valor intermediário 0,8 obtém-se a Equação 4:

$$E_{FD} = 0,8 \cdot E_{MX} \quad (4)$$

Sendo, E_{FD} é a energia estática; E_{MX} é a energia dinâmica.

Pode-se admitir que a energia no início da cravação é igual a energia potencial do martelo em queda livre, menos a energia dissipada pelo sistema de aplicação do carregamento, quantificada pelo coeficiente de rendimento η (eficiência) do sistema, Equação 5:

$$E_{MX} = \eta \cdot H \cdot W \quad (5)$$

Em que, η é o coeficiente de rendimento; H é a altura de queda; W é peso do martelo; E_{MX} é a energia dinâmica de cravação.

Isolando R_U na Equação 3, tem-se a Equação 6:

$$R_U = \frac{E_{FD} \cdot 2}{(D+S)} \quad (6)$$

Substituindo a Equação 4 na Equação 6, tem-se R_U em função de E_{MX} , Equação 7:

$$R_U = \frac{0,8.E_{MX}.2}{(D+S)} \quad (7)$$

Substituindo o valor de E_{MX} na Equação 6 tem-se a Equação 8.

$$R_U = \frac{1,6.\eta.H.W}{(D+S)} \quad (8)$$

Considerando a eficiência dinâmica η em torno de 0,6 (AOKI et al. 2004) e o valor de $K \ll S$, tem-se a Equação 9.

$$R_U = \frac{1,6.0,6.H.m.g}{(2.D)} \quad (9)$$

Sabe-se que a resistência R_U é composta somente pela resistência de ponta, tem-se assim a Equação 10.

$$r_p.A_p = \frac{1,6.0,6.H.m.g}{(S)} \quad (10)$$

Isolando-se r_p na Equação anterior chega-se à Equação 11.

$$r_p = \frac{1,6.0,6.H.m.g}{A_p} \cdot \frac{1}{S} \quad (11)$$

Considerando a parcela que multiplica $1/S$ constante e sabendo que S é o deslocamento permanente para cada golpe, chega-se assim à Equação 12:

$$r_p = cte. \frac{1}{S} \quad (12)$$

2.4. Relação da tensão de ponta (r_p) com a tensão de ruptura (σ_r)

Segundo Aoki e Veloso (1975) a relação entre a resistência de ponta medida com ensaio de CPT (q_c) e a resistência de ponta unitária da base de uma fundação é 1,75 (Fator F1), se considerar uma fundação metálica.

Segundo Robertson e Cabal (2012), sugere uma relação entre a resistência de ponta medida no CPT (q_c) com a resistência de ponta unitária da base de uma fundação em torno de $K_\theta = 0,16$ a 0,3, dependendo da relação entre a dimensão e profundidade da base. Pode-se assim dizer que:

$$r_p = K\phi.q_{c(av)} \quad (13)$$

Sendo q_r é tensão de ruptura do solo; K_θ é constante de proporcionalidade das tensões; $q_{c(av)}$ medida de resistência a penetração do CPT.

Segundo Reis (2010), fazendo-se uma analogia da resistência de ponta do penetrômetro com o do ensaio de CPT e a capacidade carga calculada pela Equação 1 com a resistência de ponta unitária da base de uma fundação, e sabendo-se que a ponteira utilizada no penetrômetro tem diâmetro menor que a do cone do CPT, a ocorrência de um coeficiente de proporcionalidade de 2 a 2,5 para relações entre a resistência de ponta unitária medida com o ensaio penetrométrico e a calculada com a Equação 1 é aceitável.

Esse fator provavelmente possa ser atribuído ao efeito de escala ou diferença das dimensões da base do cone usado no penetrômetro e da base de uma fundação em escala real para qual a expressão de Terzaghi (1943) foi desenvolvida, (REIS; MICHELAN e BELINCANTA, 2010).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

O solo foi coletado na cidade de Mandaguaçu, localizada na Região Noroeste do Estado do Paraná. A amostra coletada para a realização dos experimentos em laboratório foi retirada de uma camada superficial de solo evoluído. A quantidade de material coletado foi estimada, considerando os ensaios de compactação e ensaios de penetração de cone estático e dinâmico. Após a coleta do solo, realizou-se a preparação do mesmo por meio do destorroamento e peneiramento na peneira de malha de 2 mm (peneira n°10). Após a homogeneização do solo, o mesmo foi acondicionado em barris de plástico, devidamente identificado e estocado no Laboratório de solos do Departamento de Engenharia Civil (DEC).

3.1. Solo estudado

O solo estudado provém da camada superficial de solo evoluído, originário do Arenito Caiuá. Apresenta-se com a textura de areno-argilosa e está englobado na classe do Latossolo Vermelho distrófico (antigo Latossolo Vermelho-escuro).

3.2. Ensaio realizados e procedimentos

Com o solo coletado foram realizados em laboratório ensaios visando a caracterização e a compactação, utilizando para isto as normas vigentes da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), entre elas as NBR 6457(1986), NBR 6508(1984), NBR 7181(1984) e NBR 7182(1984), respectivamente indicadas nas referências 9,10,11 e 12.

No ensaio de compactação os corpos de prova foram moldados na energia normal (600 kN.m/m³), com o uso do cilindro e soquete pequenos.

Os corpos de prova compactados para os ensaios penetrométricos foram moldados no cilindro grande de compactação, sem espaçador, disponibilizando desta maneira uma maior profundidade de penetração, mantendo-se a energia normal de compactação.

Para um melhor estudo do comportamento do solo frente ao índice de penetração (I), foram moldados três corpos de prova, compactados nos teores de umidade próximos à ótima (w_{ot}) e ao peso específico aparente seco máximo (γ_{dmax})

A determinação da resistência do solo contra o cisalhamento foi determinada a partir de ensaio de cisalhamento direto. O procedimento experimental consistiu em romper um corpo de prova hexaédrico sob efeito de tensão normal vertical, moldado a partir da cravação de um anel metálico de mesmo formato em corpo de prova cilíndrico de solo compactado nos teores de umidade próximos à ótima (w_{ot}) e ao peso específico aparente seco máximo (γ_{dmax})

4. RESULTADOS E ANALISES

Os resultados obtidos nesse trabalho são apresentados na forma de Tabelas e gráficos, com a devida análise.

4.1. Resultados dos ensaios de caracterização, índice de penetração (I), tensão de ruptura da ponteira (r_p) e do cisalhamento direto.

Existem diversos sistemas de classificação de solos, o método utilizado para o presente trabalho baseia-se, na análise granulométrica e na HRB/AASHTO (Highway Research Board). Pelos dados contidos na Tabela 1, este solo é do tipo areia argilosa, A-2-6.

Tabela 1 – Classificação do solo

Local da retirada	Areia	Argila	Silte	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IG	HRB	NBR 6508/95
Mandaguaçu	66,03	28,91	5,46	30	17	13	0,6	A-2-6 Areia argilosa	Areia argilosa

Substituindo os valores de massa, gravidade, altura de queda do martelo e área da ponteira foi possível o cálculo da resistência de ponta estática, por meio da Equação 12 em função do índice de penetração (I), além de atribuir a constante F_1 (correção de escala da ponteira) obtendo-se assim a Equação 13, que nos permite comparar com a tensão de ruptura da Equação 1:

$$r_p = 0,067 \cdot \frac{1}{S \cdot F_1} \quad (14)$$

Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 2, onde encontra-se os valores de índice de penetração (I) e seus respectivos valores de (r_p) calculado pela Equação (13) correspondente aos teores de umidades (w), em porcentagem e peso específico aparente seco (γ_d) ensaiados.

Tabela 2: Tensão de ruptura calculada pela Eq. 13

w (%)	γ_d (kN/m ²)	I (cm/golpe)	r_p (Mpa)
12,19	18,1	1,52	1,76
12,23	18,4	1,57	1,70
12,23	18,4	1,67	1,60

Tabela 3: Tensão de ruptura calculada pela Eq. 1

w (%)	γ_d (kN/m ²)	ϕ (°)	C (kN/m ²)	σ_r (Mpa) Terzagui	σ_r (Mpa) Meyerhoff
12,9	18	45,23	13,1	2,24	1,73

A Tabela 2 e 3 mostram os valores da tensão de ponta unitária estática (r_p), calculada por meio do índice de penetração (I), utilizando-se a Equação 13. E os valores de tensão de ruptura calculada pela Equação 1, por meio do modelo de Terzaghi e Meyerhoff.

Pode-se observar que os valores obtido pelo DCP e os calculados por meio dos modelos clássicos de ruptura de solo deram valores relativamente próximos.

5. CONCLUSÃO

A comparação entre resistência de ponta medida e calculada por meio da fórmula clássica de capacidade de carga proposta por Terzaghi (1943) corrigida com um fator 2,5, mostrou uma aproximação entre os resultados.

A relação teórica da resistência de ponta medida com o cone penetrômetro estático em função do índice de penetração (I) se mostrou válida, pois apresentou valores próximos aos calculados pela fórmula de Terzaghi. Porém o pequeno número de dados amostrais tanto do ensaio de cisalhamento direto como no ensaio de índice de penetração (I), nos confere poucas afirmações, uma vez que se dá necessário um maior número de dados, para maiores conclusões.

No entanto pode-se verificar uma boa aplicabilidade do ensaio DCP para a estimativa da capacidade de carga de fundação direta. Diante disso sugere-se para estudos futuros um maior número de ensaios, e uma melhor análise entorno da constante de correção de forma (F_1) para a ponteira do DCP.

6. AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus por tudo que vem me proporcionando. Agradeço aos meus pais e amigos pelo apoio. Agradeço aos técnicos e professores da UEM, principalmente aos professores Jeselay Hemetério dos Reis e Antonio Belicanta, pelo apoio na pesquisa. Por fim agradece a Universidade Estadual de Maringá-UEM pelos recursos para a realização do trabalho.

7. REFERÊNCIAS

Aoki, N.; Neves, L. F. S.; Esquivel, E. R.; Cintra, J. C. A.. Prova de carga estática no amostrador SPT para obtenção da eficiência e da resistência estática em solo arenoso. São Paulo: Revista Solos e Rochas, Volume 27, Nº 2, 2004.

Belincanta, A.; Reis, J.; Michelan, P. P.; Estudo de correlação entre ensaios penetrométricos estáticos e dinâmicos. In: ENGENHARIA GEOTÉCNICA PARA DESENVOLVIMENTO, INOVAÇÃO E SUSTENTABILIDADE. Maringá: 2010 UEM.

Edil, T. B.; Benson, C. H. Investigation of soil stiffness gauge and dynamic cone penetrometer for earthwork property evaluation. Wisconsin: University of Wisconsin-Madison, 2004.

Tsuha, C. de H. C. Utilização de penetrômetro manual em solo colapsível e comparação com resultados de provas de carga em placa e em sapata. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2003.

Stolf, R. Teoria e teste experimental de fórmulas de transformação dos dados de penetrômetro de impacto em resistência do solo. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, Campinas, v.15, n.2. 1991.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações Profundas**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2012. 472p.

SCHNAID, FERNANDO. **Ensaio de Campo e Suas Aplicações à engenharia de fundações**. Oficina de textos. São Paulo, 2000.

Filho, H. B. M. **Aplicação do cone de penetração dinâmica (CPD) como alternativa para fundações rasas**. 2007. 128f. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil- área Geotecnia) – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, PA-Brasil. 2004.