

Avaliação do Módulo de Elasticidade, Resistência de Ponta e Variação de Volume em Campo com e sem Inundação em Solo Colapsível

Jesce John da Silva Borges

Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, jescejohn@hotmail.com

Marta Lúcia de Almeida Almendra Freitas

Universidade Federal de Pernambuco e Universidade Católica de Pernambuco, Recife, Brasil, marta.rolim@uol.com.br

Flávio Alexandre dos Anjos

Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, f.a.anjo@hotmail.com

Hedmun Matias da Cruz

Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, hedmun.mota@bol.com.br

Moacy Silva Torres

Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil, moacyatc@hotmail.com

Silvio Romero de Melo Ferreira

Universidade Federal de Pernambuco e Universidade Católica de Pernambuco e Universidade de Pernambuco, sr.mf@hotmail.com

RESUMO: A interiorização e o desenvolvimento do estado de Pernambuco tem levado a construção de barragens, indústrias, canais de irrigação e conjuntos habitacionais, dentre outras obras, a vários municípios e regiões. No sertão do Estado, as condições geomorfológicas, geológicas, pedológicas e climatológicas favorecem a formação de solos potencialmente colapsíveis e expansivos, havendo ocorrência de solos colapsíveis em vários municípios. A investigação geotécnica é uma etapa essencial para a elaboração de projeto de engenharia. Para se avaliar o comportamento dos solos colapsíveis, é necessário utilizar técnicas de ensaios que simulem as condições a que o solo será submetido. O artigo tem por objetivo avaliar o módulo de elasticidade, a resistência de ponta e a variação de volume em campo de um solo colapsível de um conjunto Residencial em Petrolina-PE, com e sem a inundação prévia. Para tanto, foram utilizados em campo os equipamentos Light Weight Deflectometer – LWD, Expansocolapsômetro, Penetrômetro Dinâmico Ligeiro (Dynamic Probing Light – DPL), Penetrômetro Estático (PE) e a caracterização física do solo foi realizada em laboratório. O resultado apresentou um solo preponderantemente arenoso, sua resistência de ponta cresce com a profundidade, chegando a um valor médio de 12,85 MPa para profundidade de 1,20 m, a inundação reduz a resistência em torno de 84%. O módulo de elasticidade varia de 46,3 a 79,2 MPa e a inundação causa uma redução de 88%. Verificou-se que o colapso em campo devido à inundação é menor do que o obtido em laboratório e o tempo para ocorrer o processo de colapso é maior em campo. Há uma boa correlação ($R^2 > 0,80$) entre o módulo de elasticidade obtido com o LWD e o índice de resistência a penetração dinâmica (DPL). A partir dos resultados do LWD, estabeleceu-se um critério de identificação de solo colapsível através do coeficiente K_{LWD} , atestando que o solo de Petrolina apresenta suscetibilidade ao colapso: alto para $K_{LWD} > 4,2$, baixo para $K_{LWD} < 2,8$ e médio para K_{LWD} entre 2,8 e 4,2.

1 INTRODUÇÃO

Petrolina é um município brasileiro do interior do estado de Pernambuco, Região Nordeste do país, está localizada à margem esquerda do rio São Francisco, distando 722 km da capital. O crescimento de Petrolina vem sendo destaque nos últimos anos e passa por um bom momento tanto no cenário estadual, quanto no nacional. Devido a esse crescimento, fez com que o desenvolvimento econômico da cidade atraísse investimentos em diversas áreas, dentre elas destaca-se o ramo da construção civil com a execução de conjuntos habitacionais. O setor de habitações populares está em ascensão desde 2013, com destaque para o Programa do Governo Federal, Minha Casa Minha Vida, favorecendo a cidade com mais de 10 mil habitações populares.

Há em Petrolina solos colapsíveis, ou seja, solos que experimentam um rearranjo estrutural após terem a umidade elevada a certos valores, podendo sofrer colapso com ou sem aplicação de carga. Esse solo de Petrolina vem sendo estudado há algum tempo, pode-se citar ARAGÃO e MELO (1982), FUCALÉ (2000), SILVA (2003) e TORRES (2014).

ARAGÃO e MELO (1982) realizaram investigações geotécnicas sobre os solos de fundação do Conjunto Habitacional Massangano com o objetivo de obter as características colapsíveis desses solos. Dentre as 1200 casas que foram construídas, cerca de 50% apresentaram patologias (fissuras, trincas e rachaduras) devido à ocorrência de colapsividade nos solos de fundação.

FUCALÉ (2000) realizou estudos sobre solos colapsíveis para a elaboração do Canal Pontal Azul (CPA) com cerca de 35 km de extensão. SILVA (2003) descreve as patologias que ocorreram devido ao colapso do solo no conjunto residencial Privê Village, onde oito das quatorze casas geminadas apresentaram fissuras bastante proeminentes que causaram desconforto e insegurança para os moradores. SILVA (2003) elaborou cartas de zoneamento do município considerando os levantamentos climatológicos, pedológicos e geológicos; indi-

cando a área do município com níveis de suscetibilidade ao colapso: alto (6%), médio (44%) e baixo (50%). TORRES (2014) elaborou um estudo sobre a análise da variação de volume e de resistência de ponta do solo colapsível devido à inundação.

O presente trabalho visa analisar o módulo de elasticidade, resistência de ponta estática e dinâmica e a variação de volume em campo no solo colapsível de Petrolina – PE antes e após inundação.

2 PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO

O programa de investigação geotécnica ocorreu em um local próximo ao conjunto habitacional do Programa do Governo Federal Minha Casa Minha Vida no município de Petrolina-PE. Foram utilizados em campo os equipamentos Light Weight Deflectometer – LWD, Expansocolapsômetro (1ª versão), Penetrômetro Dinâmico Ligeiro (Dynamic Probing Light – DPL), Penetrômetro Estático (PE) e a caracterização física do solo foi realizada em laboratório (umidade, peso específico natural, granulometria e a colapsibilidade do solo devido à inundação, por meio de ensaios edométricos simples e duplos).

A Figura 1 representa de forma esquemática os locais onde foram realizados os ensaios com o LWD e com o Expansocolapsômetro. Nas Áreas A e B foram realizados ensaios no solo natural e na Área C no solo inundado previamente até 0,40 m de profundidade. Na Área D foi realizado os ensaios com o DPL com um total de 12, sendo 6 realizados no solo natural e 6 no solo inundado previamente. Na Área E foi realizado ensaios com o Penetrômetro Estático sendo 6 realizados no solo natural e 6 no solo inundado previamente. Para as áreas A, B e C foram numerados de 1 a 8 os ensaios com o LWD.

O módulo de elasticidade dinâmico foi avaliado em três áreas com dimensões de 2,0 m x 2,0 m. Nas Áreas A e B foram realizados ensaios no solo na umidade natural a 0,30 e 0,05 m de profundidade, respectivamente. Na

Área C foi a 0,05 m de profundidade e o solo foi inundado previamente de forma lenta e progressiva de modo a se obter uma umidade uniforme nos 0,40 m iniciais (camada que representa o alcance do LWD). Nas Áreas A e C foram realizados 16 ensaios, sendo oito com carga de impacto de 10 kgf e posteriormente a realização dos ensaios iniciais, a carga de impacto foi elevada para 15 kgf e 16 novos ensaios foram realizados.

A Figura 1 representa de forma esquemática os locais onde foram realizados os ensaios com o LWD e com o Expansocolapsômetro. Nas Áreas A e B foram realizados ensaios no solo natural e na Área C no solo inundado previamente até 0,40 m de profundidade. Na Área D foi realizado os ensaios com o DPL com um total de 12, sendo 6 realizados no solo natural e 6 no solo inundado previamente. Na Área E foi realizado ensaios com o Penetrômetro Estático sendo 6 realizados no solo natural e 6 no solo inundado previamente. Para as áreas A, B e C foram numerados de 1 a 8 os ensaios com o LWD.

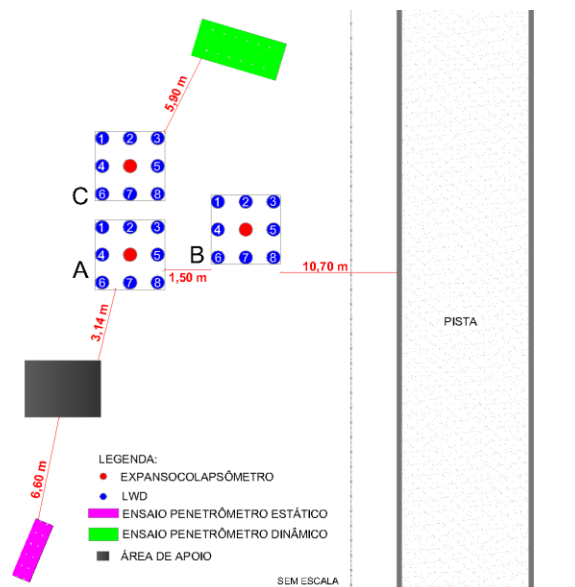


Figura 1. Representação esquemática dos ensaios de campo.

2.1 Light Weight Deflectometer – LWD

O módulo de elasticidade dinâmico foi obtido por meio de ensaio de carga dinâmica em placa através do LWD, Figura 2a. A carga de impacto é causada por uma queda da massa sobre uma placa com um diâmetro de 0,30 m, o que gera uma força máxima ($F_{\text{máx}}$) de 7,070 kN e 10,6

kN para os pesos de 10 kgf e de 15 kgf, respectivamente. A altura de queda do peso é de 0,715 m. Durante calibração do dispositivo, esta força é ajustada de modo que a tensão normal ($\sigma_{\text{máx}}$) sob a placa chega a 0,1 MN/m² para o peso de 10 kgf e de 0,15 MN/m² para o peso de 15 kgf. Segundo o Manual da TERRATEST (2013), o módulo de elasticidade E_{LWD} é um parâmetro de deformabilidade do solo sob uma carga de impacto vertical e seu valor é calculado em função da amplitude dos deslocamentos medidos de acordo com a Equação 1.

$$E_{\text{LWD}} = 1,5 \cdot r \cdot \frac{\sigma_{\text{máx}}}{s_{\text{máx}}} \quad (1)$$

Onde:

$s_{\text{máx}}$ = significa os valores das deflexões $s_{4\text{máx}}$, $s_{5\text{máx}}$ e $s_{6\text{máx}}$ dos 3 ensaios (após os três testes de pré-carregamento);

r = raio da placa de carga (0,15 m);

$\sigma_{\text{máx}}$ = tensão normal sob a placa de carga (0,1 MN/m² ou 0,15 MN/m²).

Os principais parâmetros fornecidos pelo equipamento são: o E_{VD} ou E_{LWD} , sendo o módulo de elasticidade, em MPa; a deflexão média s_m , em mm, obtida através da média de 3 leituras, ou seja, 3 quedas da massa e s/v , que é o grau de compactabilidade, em que informa se o material estudado precisa ou não ser novamente compactado. De um modo geral, $s/v > 3,5$ indica que o local necessita de compactações adicionais, se menor do que esse valor, o solo não precisa sofrer nova compactação. O valor de s/v igual a 3,5 é resultado da experiência em obras rodoviárias em que esse valor representa um solo bem compactado. O ensaio é normatizado pela ASTM E2583-07.

2.2 Penetrômetros

2.2.1 Penetrômetro Estático

A resistência à penetração foi avaliada com o penetrômetro estático (PE) utilizando um cone com área de 633,00 mm², Figura 2b. O valor do deslocamento medido no anel (y em mm) foi transformado em força (kgf) pela equação de calibração do aparelho (0,505 kgf/divisão) que

corresponde a uma resistência de ponta $P_q = 0,00782y$ (MPa). Para o solo natural e inundado, foram realizados 06 ensaios afastados de 0,50 m um do outro.

2.2.2 Penetrômetro Dinâmico Ligeiro

O penetrômetro de impacto utilizado foi o modelo IAA / PLANALSUCAR – STOLF, operado com ponta fina com área = 1,29 cm², Figura 2c. Para o solo natural e para o solo inundado previamente, foram realizados 06 ensaios, com afastamento de 0,50 m um do outro. A transformação dos valores da penetração da haste do aparelho no solo (cm/impacto) em resistência à penetração foi obtida pela fórmula dos “holandeses”, segundo STOLF (1991), Equação 2. O valor obtido no relógio de leitura foi transformado em kgf pela equação de calibração do aparelho, Equações 3 e 4.

$$RP = \frac{Mg + mg + \left(\frac{M}{M + m} \right) \frac{Mgh}{x}}{A} \quad (2)$$

Onde:

RP = P_q - resistência à penetração, kgf cm⁻²;

M - massa do êmbolo (3,992 kg);

Mg - corresponde a massa do aparelho sem êmbolo (2,444 kg para profundidades até 0,70 m e 2,754 kg para profundidades até 1,20 m;

h - altura de queda do êmbolo (40 cm);

x - penetração da haste do aparelho (cm impacto⁻¹);

A - área do cone 1,29 cm² e g é a aceleração da gravidade.

Resistência à penetração (kgf/cm ²)	Profundidade (m)	
$P_q = 4,9891x + 7,67777$	< 0,70	(3)
$P_q = 5,2296x + 7,32496$	Entre 0,70 e 1,20	(4)

2.3 Expansocolapsômetro

A avaliação do colapso devido à inundação em campo foi realizada com a 1ª versão do Expansocolapsômetro, Figura 2d, FERREIRA (1995).



Figura 2. Investigação: a) LWD, b) Penetrômetro Estático, c) Penetrômetro de Impacto, d) Expansocolapsômetro (1ª versão).

O diâmetro e a espessura da placa são 0,07 m e 0,01 m, respectivamente. O sistema de aplicação de carga é composto dos pesos, viga de reação e colunas de estrutura metálica que fazem parte do sistema de mobilidade do próprio equipamento. A base do furo, a 0,50 m de profundidade, era limpa e nivelada com uma plainadeira. A placa e demais peças componentes do equipamento eram colocadas para atingir a profundidade do ensaio. Através do sistema de transferência de carga a placa, o carregamento era aplicado em estágio até atingir a tensão de inundação desejada (10 kPa, 20 kPa, 40 kPa, 80 kPa e 160 kPa). Os deslocamentos eram aferidos por dois

deflectômetros colocados diametralmente opostos com sensibilidade de 0,01 mm.

O tempo de duração de cada estágio era tal que a diferença entre duas leituras de deformação consecutivas fosse inferior a 5% da deformação total ocorrida até aquele momento, com intervalos entre duas leituras consecutivas de $\Delta t/t = 1$. Quando os deslocamentos estabilizavam, inundava-se o solo com água a uma vazão de inundação de 1,0 ml/s, e medidos os deslocamentos causados pela variação de umidade no solo, até a sua estabilização. Após o término dos ensaios determinava-se as umidades dos solos abaixo a cada 0,05m.

De acordo com a metodologia da Associação

Brasileira de Normas Técnicas, foram realizados os ensaios de caracterização física.

3 RESULTADOS

3.1 Caracterização Física

O solo apresenta mais de 90% de areia, resultando em um solo essencialmente arenoso. Praticamente não apresenta silte (1%) e possui fração argilosa igual a 5%. O peso específico natural do solo varia de 15,85 a 17,48 kN/m³, a umidade natural é em torno de 0,80% e grau de saturação de 2,60%.

3.2 Avaliação da resistência de ponta – obtida com o DPL

As resistências de ponta (Pq) foram obtidas até a profundidade de 1,25 m no solo na umidade natural e inundado e estão ilustradas na Figura 3. A resistência de ponta no solo na umidade natural cresce com a profundidade, chegando a um valor médio de 12,85 MPa para a profundidade de 1,20 m.

Para o solo inundado, na profundidade de 0,30 m até 0,85 m, os valores da resistência de ponta (Pqw) apresentou uma variação de 0,70 a 2 MPa, Figura 3b. Destaca-se uma maior resistência para a camada mais superficial devido ao fato da localização do ensaio estar situada em um trecho de passagem.

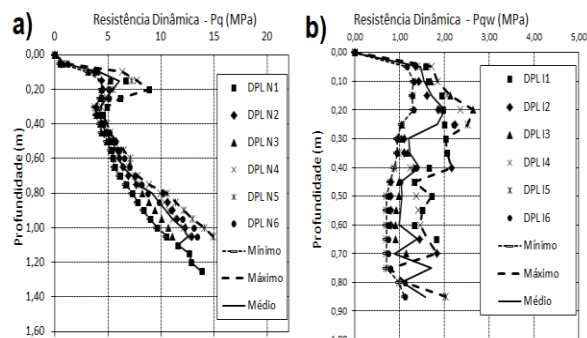


Figura 3. Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Dinâmico: a) resultado para o solo natural e b) resultado para o solo inundado.

3.3 Avaliação da resistência de ponta – obtida com o PE

Os valores da resistência de ponta (Pq) no solo determinados com o penetrômetro estático até a profundidade de 1,40 m na umidade natural e inundado são mostrados na Figura 4. A resistência de ponta no solo na umidade natural cresce linearmente com a profundidade até 0,20 m e para profundidades superiores varia de 1,0 a 1,5 Mpa, Figura 4a. No solo inundado previamente a resistência de ponta variou de 0,30 a 1,50 Mpa, sem evidências de crescer com a profundidade, Figura 4b. A razão entre a resistência de ponta do solo na umidade natural e inundado ($K_w = P_q/P_{q_w}$) é variável com a profundidade, com valores próximos a 1 na superfície do terreno e chegando a 3,5 na profundidade de 1,40 m, Figura 4c.

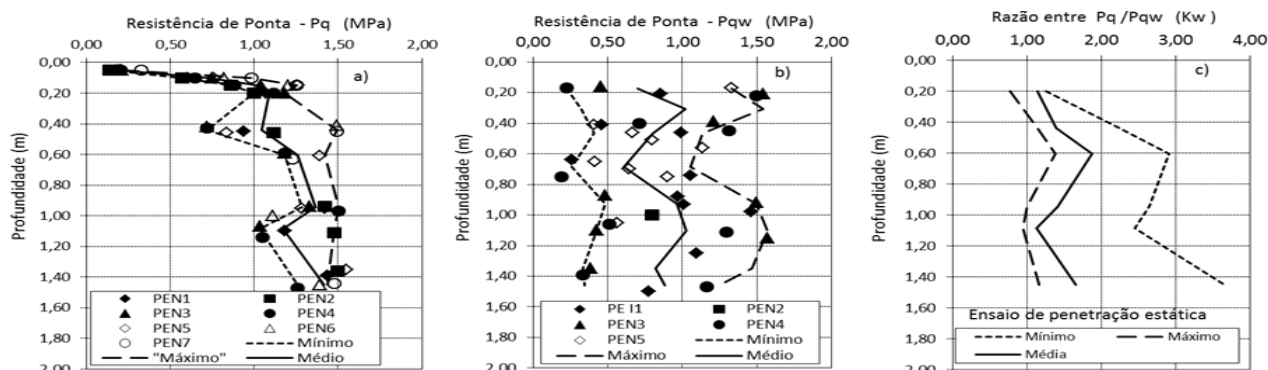


Figura 4. Resistência de Ponta obtida com Penetrômetro Estático: a) Solo natural, b) Solo inundado e c) Relação entre a Resistência de ponta no solo natural e inundado.

Considerando os valores médios a relação ($K_w = P_q/P_{q_w}$) variou de 1,2 a 1,8 com a profundidade. Os valores de K_w aqui encontrados para o solo colapsível de Petrolina são muito próximos aos valores obtidos por REZNIK (1989) utilizando resultados de ensaio

de cone (CPT) e para tensões inferiores as obtidas no presente trabalho.

3.4 Avaliação da colapsibilidade em campo - Expansocolapsômetro

Os resultados dos ensaios edométricos simples e duplos e os valores dos potenciais de colapso para as tensões verticais de inundação de 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640 e 1280, são apresentadas Figura 5. Os valores dos potenciais de colapso crescem atingindo um valor máximo de 3,57% na tensão de 160 kPa e depois decresce. Sendo esta, a tensão crítica para o colapso máximo, comportamento semelhante foi encontrado por ALONSO et al (1987) e FERREIRA (1995). Os valores dos potenciais de colapso (CP) são inferiores aos encontrados por SILVA (2003) no solo colapsível onde foi edificado o Conjunto Habitacional Privê Village - CHPV (SILVA, 2003) e o Canal Pontal Azul - CPA (FUCALE, 2000), em Petrolina. O solo é classificado como verdadeiramente colapsível pelo critério de REGINATTO e FERRERO (1973).

Os valores das deformações volumétricas específicas obtidas, em laboratório, através dos

ensaios edométricos simples (Figura 6a) são superiores aos obtidos em campo com o Expansocolapsômetro (Figura 7b). Mesmo comportamento foi verificado em relação aos valores dos potenciais de colapso (Figura 6c).

O processo de variação de volume devido à inundação em laboratório (Figura 7a) é mais rápido do que em campo (Figura 7b). Em laboratório cerca de 98% do processo ocorre a um minuto do início da inundação e em campo a quatro minutos. Comportamento similar foi encontrado por FERREIRA e LACERDA (1993), FERREIRA (1995) e FUCALE (2000). A diferença é atribuída ao caminho de água percolação ser menor na amostra de laboratório do que no campo e a distribuição de tensão ser uniforme em toda a amostra em laboratório (amostra com 20 mm de altura) enquanto em campo é variável e decresce com a profundidade.

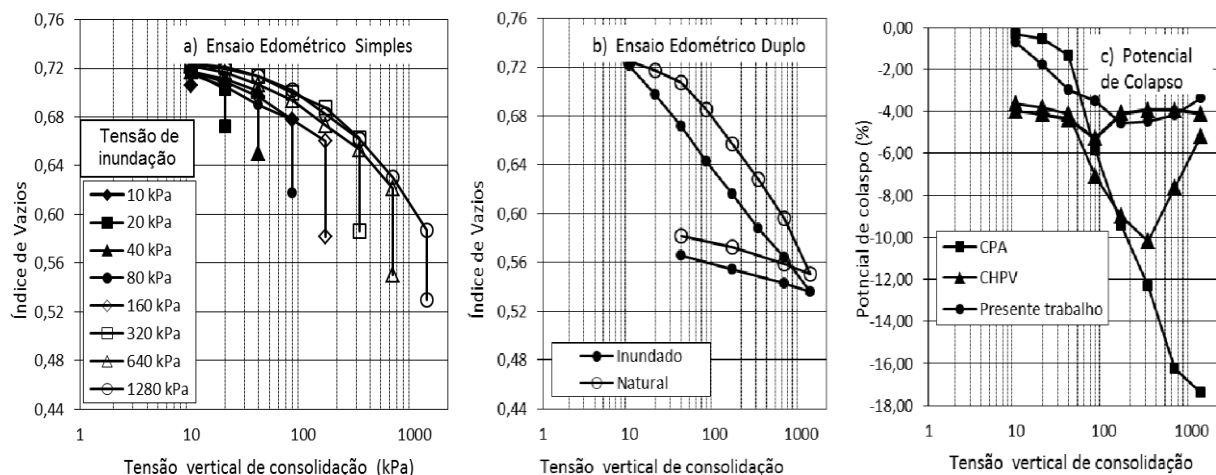


Figura 5. Resultados dos ensaios edométricos simples e duplo.

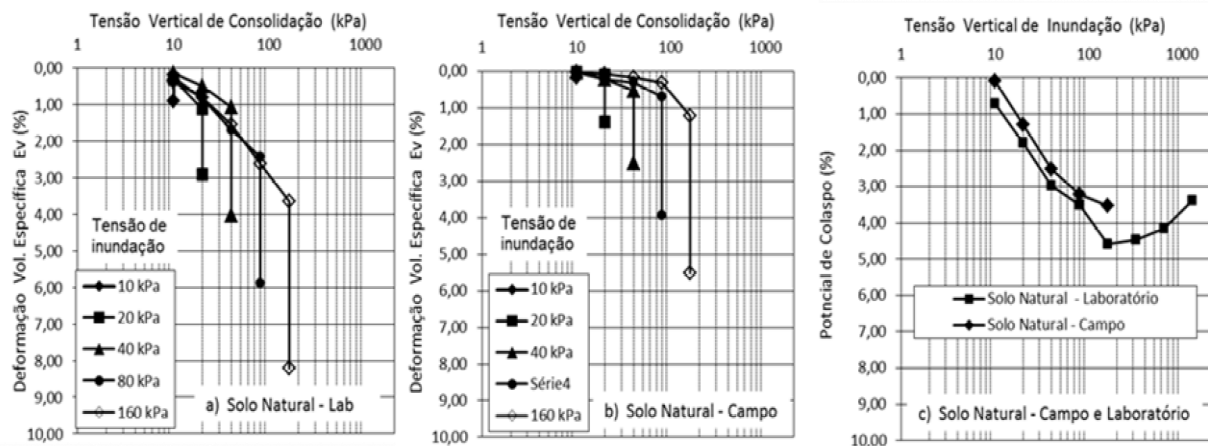


Figura 6. Curvas de deformação volumétrica específica e do potencial de colapso com a tensão vertical aplicada obtidas através de ensaios de laboratório e de campo.

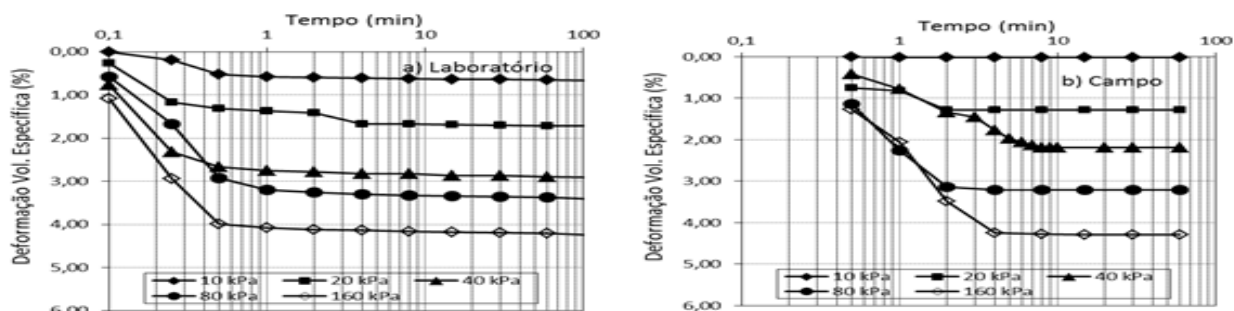


Figura 7. Curvas de deformações de colapso com o logaritmo do tempo a) Laboratório, b) Campo.

3.5 Avaliação do módulo de elasticidade – LWD

O módulo de elasticidade no solo natural varia de 46,3 a 79,2 MPa, enquanto no solo inundado, varia de 9,3 a 22,5 MPa. Logo, a inundação causa uma redução 88%. As deflexões no solo inundado são bem superiores às deflexões apresentadas pelo solo natural. O grau de compactabilidade (s/v) para o solo natural é mais de 3 vezes maior do que o solo inundado.

Solos fofos ou poucos resistentes apresentam baixos valores de módulo de elasticidade e as três curvas individuais de deflexão apresentam afastamentos entre si (TERRATEST, 2013). Este comportamento foi constatado na análise dos resultados para o solo inundado. Para o solo natural, as curvas individuais são sobrepostas (Figura 8a), enquanto para o solo inundado, é possível ver o distanciamento das 3 curvas; assim como constata-se os maiores valores das deflexões, Figura 8b.

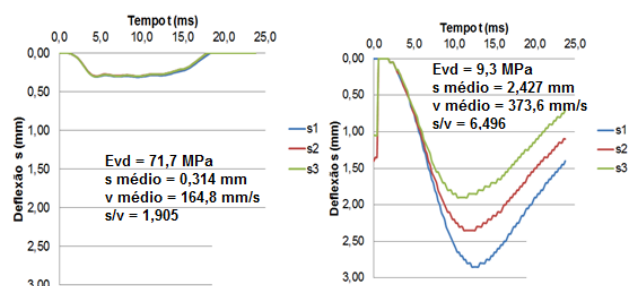


Figura 8. Análise através das curvas de deflexões individuais para o solo no estado natural (Área A) e inundado (Área C) - ensaio realizado com peso de 10 kgf: a) ponto 6 da Área A, b) ponto 5 da Área C.

Portanto, através da análise das curvas de deflexões, percebe-se o comportamento do solo quanto à perda da resistência quando submetido à inundação e aplicação de carga.

3.5.1 Correlação entre LWD e DPL

A correlação entre os parâmetros de deformabilidade e a resistência de ponta do solo resultaram em valores superiores a 0,80. Os resultados obtidos para $s \times I_{DPL}$ apresentaram uma boa correlação positiva (Figura 9a), enquanto que para $E_{LWD} \times I_{DPL}$, apresentaram uma boa correlação negativa (Figura 9b). Os valores das deflexões (s) foram multiplicados por 10 para que os resultados não fossem muito pequenos, o que dificultaria a colocação nos gráficos.

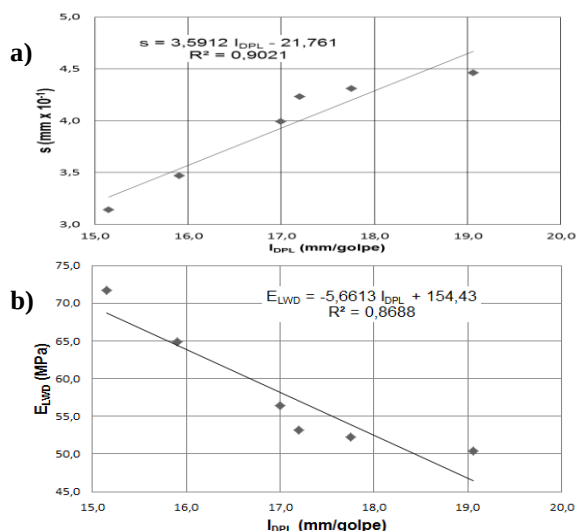


Figura 9. Correlações: a) $s \times I_{DPL}$, b) $E_{LWD} \times I_{DPL}$.

3.5.2 Critério de identificação de colapso

A partir dos resultados do LWD, estabeleceu-se um critério de identificação de solo colapsível através do coeficiente K_{LWD} . A determinação foi feita de acordo com a Equação 5.

$$K_{LWD} = \frac{E_q}{E_w} \quad (5)$$

Onde:

K_{LWD} = coeficiente de colapso obtido com LWD;

E_q = módulo de elasticidade do LWD no solo natural, em MPa;
 E_w = módulo de elasticidade do LWD no solo inundado, em MPa.

A Tabela 1 apresenta os resultados dos coeficientes K_{LWD} obtidos pela Equação (5) a partir dos valores do módulo de elasticidade encontrados da Área A e na Área C utilizando as cargas de impacto de 10 kgf e 15 kgf. Para estabelecer as faixas de valores representadas por cada nível de suscetibilidade, realizou-se a média dos 8 menores valores de K_{LWD} e dos 8 maiores. Portanto, a faixa de valores de K_{LWD} e seus níveis de suscetibilidade estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 1. Valores de K_{LWD} .

Ponto	Área A e C (10 kgf)	Área A e C (15 kgf)
	K_{LWD}	K_{LWD}
1	3,10	2,76
2	2,90	3,10
3	4,48	3,35
4	4,95	3,79
5	4,99	3,22
6	4,33	2,76
7	4,13	3,64
8	2,24	2,17

Tabela 2. Identificação de solos colapsíveis através do ensaio com LWD para o município de Petrolina.

Faixa de valores de K_{LWD} *	Nível de Suscetibilidade ao colapso
$K_{LWD} < 2,8$	Baixo
$2,8 < K_{LWD} < 4,2$	Médio
$K_{LWD} > 4,2$	Alto

*Valores obtidos em região de alta suscetibilidade ao colapso com base na carta elaborada por SILVA (2003).

4 CONCLUSÕES

A resistência de ponta cresce com a profundidade, chegando a um valor médio de 12,85 MPa para profundidade de 1,20 m, a inundação reduz a resistência em torno de 84%.

O solo é verdadeiramente colapsível, apresenta comportamento de pico na relação entre o potencial de colapso e a tensão aplicada ocorrendo o valor máximo para a tensão de 160 kPa.

O colapso obtido em campo, com o Expansocolapsômetro, é inferior ao obtido em laboratório, com ensaio edométrico simples e o colapso ocorre mais rapidamente em laboratório

do que em campo.

O módulo de elasticidade varia de 46,3 a 79,2 MPa e a inundação causa uma redução de 88%. As deflexões no solo inundado são 7,7 vezes maiores que as deflexões no solo natural. Constatada uma boa correlação entre o LWD versus DPL. O solo de Petrolina apresenta suscetibilidade ao colapso: alto para $K_{LWD} > 4,2$, baixo para $K_{LWD} < 2,8$ e médio para K_{LWD} entre 2,8 e 4,2.

REFERÊNCIAS

- Alonso, E. E.; Gens, A. e Hight, D. W. (1987). "Special Problems Soils". *Proceedings of the 9 th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Dublin, General Report, Session 5, pp. 5.1-5.60.
- American Society for Testing and Materials -ASTM E2583. Standard Test Method for Measuring Deflections with a Light Weight Deflectometer (LWD), 2007.
- Reginatto A.R, Ferrero J.C., "Colapso potencial of soils and soil-water chemistry", *Proc. of the 8th I.C.S.M.F.E.*, Moscow, 2 2, 177-183, 1973.
- Aragão, C. J. G. e Melo, A. C. (1982) Fundações Rasas em Solos Colapsíveis no Semi-árido em Pernambuco. *VII COBRAMSEF*, Olinda-PE, Vol.2, p. 19-40.
- Ferreira, S. R. M. (1995) *Colapso e Expansão de Solos Naturais Não Saturados Devidos à Inundação*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, 379p, 1995.
- Ferreira, S. R.; Lacerda, W. A., Fatores que influenciam a variação de volume devido à inundação de solos colapsíveis, *Revista Solos e Rochas*, v. 16, n. 4, p. 254–253, 1993.
- Fucale, S. P. (2000) *Comportamento de Variação de Volume Devido à Inundação em Alguns Solos Colapsíveis do Estado de Pernambuco*. Tese de Mestrado, UFPE, Recife – PE.
- Reznik, Y. M. Discursion of Detemination of Collapse Potencila of Soils. *Geot. Test J.*, ASCE, V 12, nº 3, pp. 248-249, 1989.
- Silva, M. J. R. (2003) *Comportamento geomecânico de solos colapsíveis e expansivos em Petrolina-PE: Cartas de Suscetibilidade*. Tese de Mestrado, UFPE, Recife – PE.
- Stolf, R (1991). Teoria e Teste Experimental de Fórmulas de Transformação dos Dados de Penetrômetro de Impacto em Resistência do Solo. *Rev. Bras. Cienc. Solo* 15:229-235.
- Terratest GmbH (2013) *Instruction Manual Light Weight Deflectometer for the dynamic plate load test*, German.
- Torres, M. S. (2014) *Avaliação da colapsibilidade e da resistência de ponta de um solo de Petrolina devido à inundação*. Tese de Mestrado, UFPE, Recife – PE.