

Identificação de Potenciais de Colapso de Solos de um Trecho da Obra do Cinturão das Águas do Ceará

Higo Tavares Barbosa

Universidade Federal de Pernambuco, Recife-PE, Brasil, higo.tb@hotmail.com

Ana Patricia Nunes Bandeira

Universidade Federal do Cariri, Juazeiro do Norte-CE, Brasil, ana.bandeira@ufca.edu.br

Laís Chaves Guilherme

Universidade Federal do Cariri, Juazeiro do Norte-CE, Brasil, laiscguilherme@hotmail.com

RESUMO: O fenômeno de colapso em solos é um processo que ocorre em solos não saturados, pois o seu mecanismo está relacionado a uma estrutura porosa e metaestável, condição não saturada e baixo teor de umidade. Solos colapsíveis caracterizam-se por sofrerem variação volumétrica abrupta quando submetidos a uma variação do grau de saturação sob determinada tensão vertical constante. O presente trabalho objetiva-se apresentar resultados de um estudo da colapsibilidade de solos de um trecho da obra de um Canal do Projeto Cinturão das Águas do Ceará (CAC), localizado no Sul do estado do Ceará (Região do Cariri), realizado através do equipamento Expansocolapsômetro e por meio de ensaios edométricos simples e duplo. Os resultados encontrados por todos os métodos estudados apresentaram potenciais de colapso superiores a 2%, sendo então o solo classificado como colapsível, segundo o critério de Vargas (1978). Tais resultados mostram-se importante para o tipo de obra em questão (canais hidráulicos), visto que este tipo de estrutura pode apresentar fissuras nas laterais e no fundo, e por consequência infiltrações no solo, podendo ocasionar prejuízos devido ao fenômeno de colapso.

PALAVRAS-CHAVE: Colapso, Ensaios edométricos, Expansocolapsômetro, Cinturão das Águas do Ceará.

1 INTRODUÇÃO

Colapso é o fenômeno que acomete às fundações quando há recalques adicionais, provocados, principalmente, por umedecimento de solos não saturados (JENNINGS; KNIGHT, 1975 apud Souza Neto, 2004). Solos que sofrem o fenômeno de colapso são denominados de “Solos Colapsíveis”. Tal fenômeno é caracterizado por apresentar uma descontinuidade na curva tensão versus deformação.

Os solos colapsíveis se apresentam em maior predominância nas regiões de baixa pluviometria, tais como regiões semi-áridas (SOUZA NETO, 2004). Isso acontece devido

ao carreamento das partículas finas dos horizontes mais superficiais dos solos para os mais profundos (lixiviação), tornando-o mais poroso e, conseqüentemente, sujeito à recalques quando não há variação de tensões verticais (BARBOSA; GUILHERME; BANDEIRA, 2015).

Solos eólicos, coluviais, aluviais, residuais e aterros compactados no ramo seco podem ter maior incidência do fenômeno de colapso (OLIVEIRA, 2010). As conseqüências da utilização de solos colapsíveis como fundações de obras de engenharia podem ser bastante danosas, visto que seus indícios somente se mostraram perceptíveis ao longo de meses de exposição à variação de umidade, muitas vezes

um período suficiente para o término da construção (GUSMÃO FILHO, 2006).

Existem alguns fatores internos e externos que podem induzir com que o fenômeno de colapso ocorra. Dentre os fatores externos, pode-se considerar o carregamento e a variação de umidade; já dentre os fatores internos destacam-se: estrutura porosa (elevado índice de vazios), alta sensibilidade (capacidade das ligações intergranulares serem perdidas devido ao aumento no grau de saturação), forças intergranulares pequena, saturação parcial (condição não saturada) e uma formação geológica recente (geologicamente jovem) (HOWAYEK et al., 2011).

Silva (1996) destaca a influência da intensidade do colapso devido à umidade inicial do solo, o líquido permeante, a vazão de inundação e o histórico do estado de tensões do solo. O potencial de colapso de um solo possui uma relação inversa com a umidade inicial do mesmo, pois quanto menor o teor umidade, mais rígida será sua estrutura e, conseqüentemente, menor será o recalque antes da inundação em relação ao recalque total (SOUZA NETO, 2004).

O presente trabalho objetiva apresentar potenciais de colapso de solos de um trecho da obra do Cinturão das Águas do Ceará (CAC), por meio de ensaios de campo e de laboratório.

2 IDENTIFICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS COLAPSÍVEIS

Diversos autores discutem solos colapsíveis acerca de seus tipos, características intrínsecas, formas de identificação, avaliação dos potenciais de colapso e problemas nas obras de engenharia.

Os métodos de identificação de solos colapsíveis podem ser divididos em duas categorias: diretos e indiretos. Os métodos diretos baseiam-se na análise real do potencial de colapso através da aplicação de tensões e verificação de recalques. Já os métodos indiretos baseiam-se em ensaios simples, de laboratório ou de campo, que utilizam o solo em sua estrutura deformada (FERREIRA, 1995).

Os métodos diretos de identificação possuem maior representatividade, quando comparados

aos indiretos, pois eles consideram tensões atuantes podendo, dessa forma, quantificar o potencial de colapso a qualquer formação e tipo de solo (SOUZA NETO, 2004). Os tipos de ensaios de laboratório mais comuns são os edométricos duplos e simples.

Os métodos indiretos para identificação de solos colapsíveis, por estarem baseados em análise dos índices físicos, limites de consistência e parâmetros associados à textura do solo, não quantificam o potencial de colapso, desta forma, eles possuem caráter orientativo (SOUZA NETO, 2004).

Devido à dificuldade de representação das condições naturais de uma amostra de solo coletada para ser analisada em laboratório, diversos pesquisadores buscaram estudar métodos de ensaios de campo para identificação de solos colapsíveis. Ensaios de prova de carga sobre placas e em estacas, Sondagens do tipo SPT (*Standart Penetration Test*), ensaios de cone do tipo CPT (*Cone Penetration Test*) com e sem inundação e a utilização de Tomografias Computadorizadas são alguns dos métodos indiretos mais discutidos e estudados para identificação de solos colapsíveis *in situ*. O Expansocolapsômetro e ensaio pressiométrico duplo são os métodos utilizados para identificação direta de solos colapsíveis no campo (BANDEIRA et al., 2015).

Jennings; Knight (1975), *apud* Souza Neto (2004), apresentaram uma proposta de cálculo do Potencial de Colapso (PC) de um solo, considerando o conhecimento da estrutura do mesmo durante os ensaios pressiométricos, conforme a Equação 1.

$$PC = \left(\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right) * 100 \quad (1)$$

Onde:

PC: potencial de colapso, em percentual (%);

Δe : variação do índice de vazios devido à inundação sob determinada tensão constante;

e_0 : índice de vazios inicial da amostra.

Com relação ao equipamento Expansocolapsômetro, trata-se de um método simples, desenvolvido por Ferreira; Lacerda (1993), que mede a variação volumétrica de solos em campo, após a aplicação de tensões e

umedecimento no mesmo. O método consiste em um ensaio de placa, em escala reduzida, realizado em furo aberto com auxílio de trado. O carregamento é feito de forma gradual até se atingir à tensão desejada, momento em que inicia-se a inundação. Os recalques parciais são acompanhados até sua estabilização e o Potencial de Colapso é obtido através da Equação 2 (SOUZA NETO, 2004), ou seja, devido ao desconhecimento da estrutura do solo durante o carregamento, o Potencial de Colapso está relacionado à variação do recalque.

$$PC = \left(\frac{\Delta H}{H} \right) * 100 \quad (2)$$

Onde:

PC: potencial de colapso, em percentual (%);

ΔH : variação de altura (recalque) devido à inundação;

H: espessura inicial da camada de solo comprometida pelo colapso.

Conforme exposto na Equação 2, para determinação da colapsibilidade de um solo através do “Expansocolapsômetro” é necessário definir previamente a profundidade de solo, sob a fundação, pelo qual contribuirá com o fenômeno de colapso (BARBOSA; GUILHERME; BANDEIRA, 2015). Muitos autores apresentam diferentes discussões sobre o valor a ser adotado para essa profundidade; em geral são utilizadas as formulações da teoria da elasticidade, definindo a profundidade do bulbo de tensões (Z) e uma parcela do bulbo de tensões de inundação (Z_w).

Considerando “B” a menor dimensão de uma sapata, Jennings; Knight (1975) apud Souza Neto (2004) limitam a profundidade de contribuição para o colapso como 1,5B; já Ferreira e Lacerda (1993) consideraram o limite como 2,5D, sendo “D” o diâmetro de uma placa. Vale ressaltar, no entanto, que o fenômeno de colapso ocorre dentro de uma espessura de solo denominada camada ativa. No perfil do solo haverá uma profundidade (profundidade de equilíbrio) em que a partir da mesma não apresentará variação do teor de umidade, sendo a umidade chamada de “umidade de equilíbrio”. A profundidade delimitada pela superfície do terreno e a profundidade da umidade de equilíbrio é

denominada de “camada ativa” ou “zona ativa” (JUCÁ; PONTES FILHO, 1997).

As fundações superficiais, normalmente, estão apoiadas sobre a camada ativa, sendo o colapso um fenômeno de risco para a maioria das obras de pequeno e médio porte, assentes em solos não saturados. Em solos que apresentam perfis espessos, a frente de umedecimento pode alcançar profundidades maiores do que a camada ativa, podendo afetar, inclusive, obras assentadas em fundações profundas (SOUZA NETO, 2004).

Com relação a interpretação fenômeno do colapso nos solos, Jennings; Knight (1975) propuseram a seguinte classificação do “Potencial de Colapso” (PC) nas obras de engenharia, considerando uma tensão de inundação de 200 kPa:

- $0 < PC < 1$ – Sem problema;
- $1 < PC < 5$ – Problema moderado;
- $5 < PC < 10$ – Problemático;
- $10 < PC < 20$ – Problema grave;
- $PC > 20$ – Problema muito grave.

Vargas (1978), em seus estudos com solos que apresentavam comportamento abrupto quando submetidos a um aumento no grau de saturação no estado de São Paulo, considerou colapsível aqueles que apresentavam um Potencial de Colapso (PC) superior a 2%, independente da tensão vertical de inundação.

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Para o desenvolvimento do presente trabalho, foram escolhidos dois locais do Projeto Cinturão das águas do Ceará (CAC). O primeiro, localizado no município de Brejo Santo-CE, distante 418 km da capital do estado, designado como Solo A. O segundo, localizado no município de Missão Velha, distante 395 km da capital do estado, designado como Solo B.

Ambos os locais escolhidos para o estudo dos solos consistem em trechos onde o canal terá seção trapezoidal aberta. As tensões transmitidas pela obra nos trechos em estudo atingirão as camadas dos solos amostrados, visto que para o apoio do fundo do canal será necessário regularizar o terreno por meio de

aterros compactados, com alturas de 1,0 m no trecho da amostra do Solo A e de 0,31 m no trecho da amostra do Solo B.

Ambos os municípios possuem características ambientais muito semelhantes, o que talvez estejam associadas a proximidade entre ambos, pois são municípios limítrofes.

Vale ressaltar que, segundo Veríssimo (1999), a insolação anual na região em estudo apresenta um valor de 2.848 horas e a evaporação registra, em média, um valor anual de 2.288,6 mm, com máxima no mês de setembro (292,8 mm) e mínima em abril (100,5 mm), o que dá indícios de ser encontrados solos não saturados e com comportamento colapsíveis e/ou expansivos.

A Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos (FUNCEME) realizou o cálculo do Índice de Aridez (IA), definido pela razão entre a precipitação anual e a evapotranspiração média anual, para todos os municípios do estado do Ceará, utilizando valores de IA em percentual. Os municípios Brejo Santo e Missão Velha apresentaram valores de IA superiores a 50%, ou seja, a saída de água da sistema (evapotranspiração) é quase 50% maior do que a entrada (precipitação), sugerindo assim uma maior propensão à ocorrência de solos não saturados nessa região.

Com relação à investigação geotécnica foi inicialmente realizada a retirada de amostras deformada e indeformada, a 1,5 m de profundidade, seguindo-se as recomendações da NBR 9604/86. A amostra do Solo A foi coletada no mês de abril de 2105, dentro do período chuvoso, enquanto a amostra do Solo B foi coletado durante o mês de outubro de 2014, correspondendo ao período de estiagem da região.

Com a amostra deformada foram realizados ensaios de granulometria e de Limites de Atterberg, de acordo com as NBRs 7181/84, 7180/84 e 6459/84. O Solo A apresentou materiais com os seguintes percentuais: 21% de argila; 8% de silte; 11% de areia fina; 57% de areia média; 3% de areia grossa; e 0% de pedregulho. Enquanto que o Solo B apresentou: 15% de argila; 6% de silte; 19% de areia fina; 48% de areia média; 2% de areia grossa; e 10% de pedregulho (FIGURA 1). Em relação aos

Limites de Consistência, o Solo A apresentou LL de 11% e LP de 13,43%, resultando em IP de 0,71%. Enquanto que o Solo B não apresentou LL, ou seja, ele não possui uma boa definição do ponto de transição entre o seu estado líquido e o estado plástico; já o LP foi de 13%, caracterizando-se como um solo de baixa plasticidade. Os valores de limites de consistência de ambos os solos resultaram valores de IP menores do que 1, caracterizando os dois solos (A e B) como “Não Plástico” (NP). Ferreira (1995) e Souza Neto (2004) verificaram, em algumas amostras de solos arenosos colapsíveis, resultados semelhantes de limites de Atterberg encontrados no presente estudo.

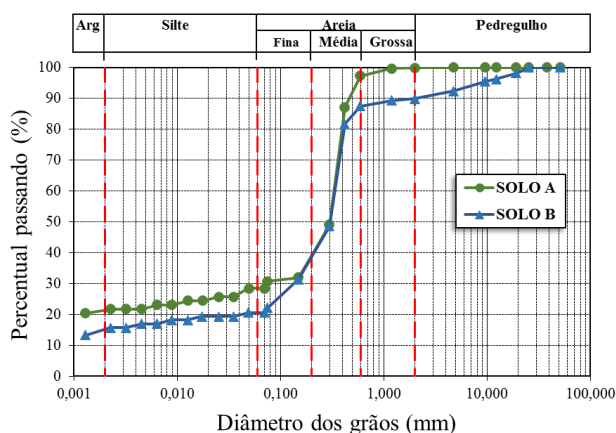


Figura 1. Distribuição granulométrica das amostras.

Através do cálculo do Índice de atividade de Skempton (Ia) as argilas de ambos os solos foram classificadas como “inativas”, conforme verificado por Souza Neto (2004), o qual concluiu que essa característica evidencia a não existência de minerais argílicos expansivos na fração argila. De acordo com os resultados, as amostras foram classificadas, de acordo com o S.U.C.S., como areia siltosa (SM).

Ensaio de resistência ao cisalhamento direto foram realizados em amostras indeformadas submetidas à inundação prévia, para obtenção dos parâmetros de resistência do solo. A Tabela 1 apresenta as condições iniciais dos corpos de prova de amostras ensaiadas na condição indeformada. Para definição da envoltória de resistência foram realizados ensaios sob tensões normais de 50, 150 e 250 kPa (FIGURA 2). Os resultados para o Solo A foram: ângulo de atrito

(ϕ') = 17° e intercepto de coesão (c') = 29,0 kPa; e para o Solo B foram: ângulo de atrito (ϕ') = 25° e intercepto de coesão (c') = 9,0 kPa.

Tabela 1. Condições iniciais do corpos de prova.

Ensaio	Índice	Solo A	Solo B
Cisalhamento Direto	W_0	1,2	0,54
	e_0	0,81	0,84
	S_0 (%)	4,2	1,62
	γ (KN/m ³)	21,8	25
Edométrico Simples	W_0	0,55	0,57
	e_0	0,89	0,84
	S_0 (%)	1,61	1,82
	γ (KN/m ³)	26	26,5
Edométrico Duplo	W_0	0,55	0,51
	e_0	0,88	0,7
	S_0 (%)	1,62	1,95
	γ (KN/m ³)	25,9	26

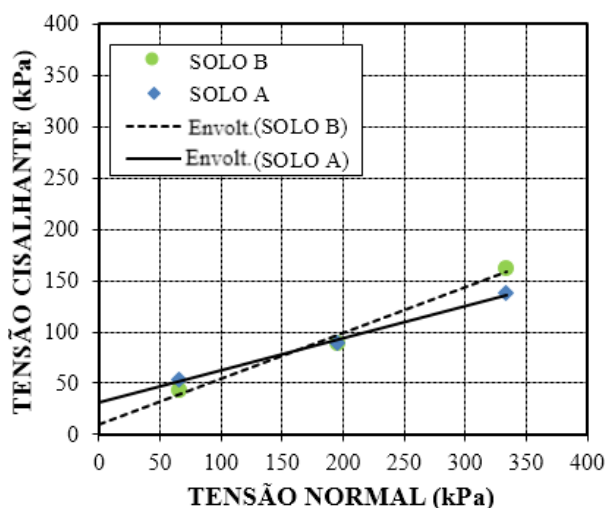


Figura 2. Envoltórias de resistência na condição inundada.

4 VERIFICAÇÃO DO POTENCIAL DE COLAPSO

Para análise direta do potencial de colapso do solo foram realizados ensaios de campo e de laboratório. O ensaio de campo corresponde ao realizado com o Expansocolapsômetro e os de laboratório correspondem aos ensaios edométricos simples e duplo.

Para a realização do ensaio utilizando o Expansocolapsômetro procedeu-se, inicialmente, uma abertura de um furo com trado manual, até a profundidade de 1,5 m, correspondendo a profundidade de apoio da base do canal; seguindo-se do nivelamento do solo com auxílio de trado nivelador de maneira a

proporcionar tensões uniformes ao solo. Nesta profundidade realizou-se a aplicação de tensões graduais (5, 10, 20, 40, 80 e 100 kPa) com a verificação das deformações em cada estágio até a tensão de inundação, considerada de 100 kPa.

Após a estabilização das deformações devido ao carregamento de 100 kPa, executou-se uma variação intencional da umidade do solo, com uma velocidade de inundação de 0,25ml/s, verificando-se o recalque devido ao umedecimento. Ao findar o ensaio o equipamento foi desmontado e a partir da profundidade de 1,5 m dentro do furo, foram retiradas amostras de solo, a cada 12,5 cm, para verificação do perfil de umidade e entendimento da profundidade comprometida pelo fenômeno de colapso e posterior cálculo do seu potencial.

O ensaio de campo, com o equipamento Expansocolapsômetro, foi realizado em apenas um trecho do canal correspondente ao Solo B, devido às condições climáticas do local, pois havia iniciado o período chuvoso da região, não sendo possível dar continuidade a realização deste ensaio no trecho correspondente ao Solo A, o que poderia classificar o solo como não colapsível.

Com relação aos ensaios edométricos simples e duplos os mesmos foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal do Cariri (UFCA). Para cada ensaio, uma amostra indeformada do solo, moldada em anel metálico com diâmetro de 5,12 cm e altura de 2,15 cm foi submetida a tensões graduais e verificada a deformação estabilizada correspondente a cada nível de tensão. A discretização das cargas transmitidas pela obra no ponto correspondente ao Solo A, resultou em um nível de tensão de 100 kPa, enquanto que para o Solo B este valor foi de 80 kPa. Esses níveis de tensão foram adotados para a tensão de inundação nos ensaios edométricos simples. As tensões aplicadas no corpo de prova durante a realização do ensaio edométrico simples variaram de 5 kPa a 640 kPa. As tensões utilizadas no ensaio edométrico duplo variaram de 1,25 kPa a 1280 kPa.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

No ensaio de campo (Expansocolapsômetro),

após a aplicação das cargas, as deformações foram estabilizadas em um intervalo de tempo menor que 60 minutos, no entanto as novas cargas foram adicionadas após um intervalo mínimo de 1 hora. Ao término do ensaio, verificou-se que todo o bulbo de tensões foi umedecido devido à inundação (FIGURA 3), apresentando umidades variando de 15% até a mínima de 11% ao longo do perfil analisado. Para a determinação do Potencial de Colapso através da Equação 2, devido ao perfil do solo se apresentar bem homogêneo, foi considerada uma profundidade H no valor de $1,25D$, sendo D o diâmetro da placa circular, conforme recomenda Souza Neto (2004). Para o equipamento utilizado o valor de D é de 100 mm (BARBOSA; GUILHERME; BANDEIRA, 2015).

A Figura 4 e a Tabela 2 apresentam os resultados do Pontencial de Colapso (PC) em campo, de acordo com a Equação 2. Verifica-se desta tabela que o Potencial de Colapso em campo foi de 4,23%, ao considerar a profundidade comprometida pelo colapso na metade do bulbo de tensões.

Tabela 2. Resultados de campo.

H (mm)	Leitura (mm) em 100 kPa		PC (%)
	Antes da Inundação	Após a Inundação	
125	24,408	19,120	4,23

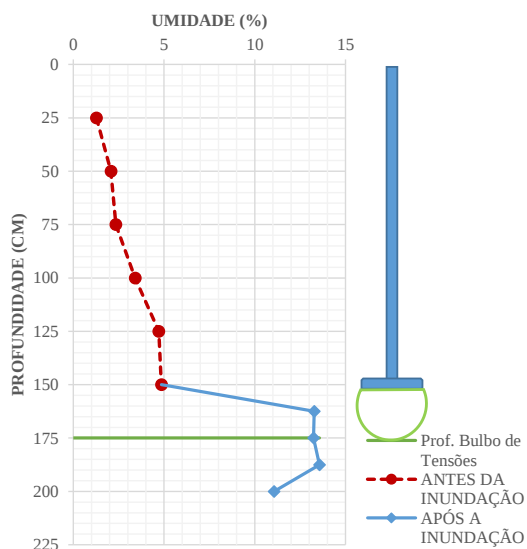


Figura 3. Perfil de Umidade ao longo da profundidade do solo em campo, antes e depois do ensaio. (BARBOSA; GUILHERME; BANDEIRA, 2015).

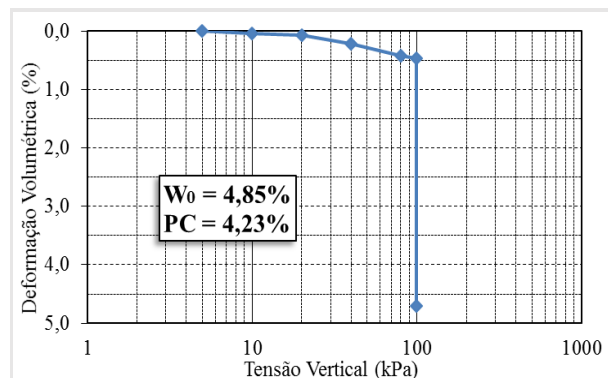


Figura 4. Curva Tensão Aplicada x Deformação Volumétrica do solo pelo Expansocolapsômetro. (BARBOSA; GUILHERME; BANDEIRA, 2015).

O Solo A apresentou, no ensaio edométrico simples (EES), com índice de vazios inicial (e_0) de 0,89, um potencial de colapso (PC) de 13,7%, para tensão de inundação de 100 kPa, caracterizando, segundo a classificação proposta por Jennings; Knight (1975), como “problema grave” para obras de engenharia. Os resultados de potencial de colapso obtidos através de ensaio edométrico duplo (EED), para essa amostra (Solo A), no mesmo nível de tensão supracitado, foi equivalente à 10,6%, mantendo a mesma classificação encontrada no EES. De acordo com os resultados de PC obtidos através de ensaios EED, o solo A apresenta comportamento colapsível a partir de uma tensão de 10 kPa, segundo o critério de Vargas (1978), que considera colapsível o solo com PC superior a 2,0%. As Figuras 5 e 6 apresentam as curvas dos ensaios EES e EED respectivamente.

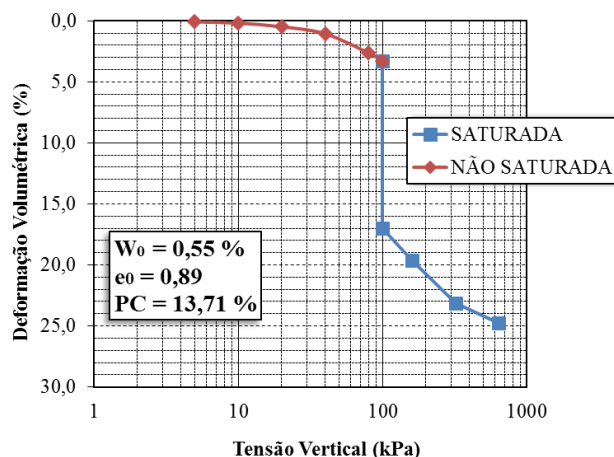


Figura 5. Resultados do EES para o Solo A.

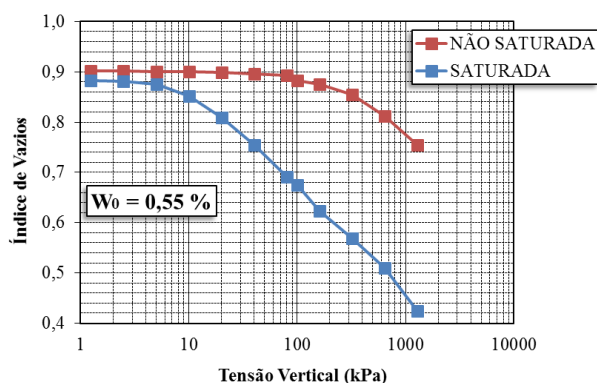


Figura 6. Resultados do EED para o Solo A.

O potencial de colapso do Solo B, obtido através do EES, com índice de vazios inicial (e_0) de 0,84, foi de 7,7% para o nível de tensão de 80 kPa, sendo classificado, de acordo com a proposta de Jennings; Knight (1975), como “problemático” para obras de engenharia. Entretanto, o potencial de colapso obtido através do EED foi equivalente à 4,1%, com uma classificação de “problema moderado” para obras de engenharia, segundo Jennings; Knight (1975). O ensaio EED também indicou que o solo é considerado colapsível, de acordo com os critérios de Vargas (1978), a partir da tensão de 40 kPa. A diferença entre os resultados dos potenciais de colapso do solo “B”, obtidos pelos dois ensaios (EES e EED) pode estar associada aos valores de índice de vazios inicial dos corpos de prova. As Figuras 7 e 8 apresentam as curvas do solo B dos ensaios EES e EED respectivamente.

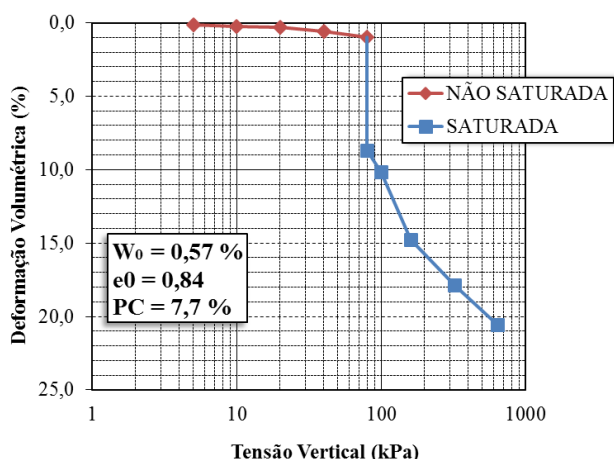


Figura 7. Resultados do EES para o Solo B. (BARBOSA; GUILHERME; BANDEIRA, 2015).

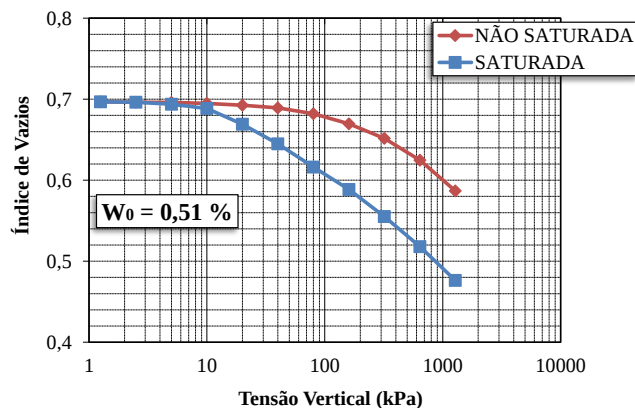


Figura 8. Resultados do EED para o Solo B. (BARBOSA; GUILHERME; BANDEIRA, 2015).

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As classificações da colapsibilidade dos solos, por meio dos resultados de PC dos ensaios edométricos duplos, indicaram o Solo A como “colapsível” a partir da tensão de 10 kPa e o Solo B a partir da tensão de 40 kPa, segundo a proposta de Vargas (1978); e segundo a proposta de Jennings e Knight (1975), o Solo A apresenta-se “problemático” a partir da tensão de 40 kPa e o Solo B a partir da tensão de 320 kPa. Através da classificação de colapsibilidade de Vargas (1978), pode-se concluir que ambos os solos apresentam comportamento colapsível quando submetidos à inundações sob tensões baixas (10 e 40 kPa), ou seja, caso eles sejam submetidos a uma variação de umidade, podem apresentar uma deformação vertical descendente sobre o seu peso próprio caracterizando-os como “verdadeiramente colapsíveis”.

Souza Neto *et al.* (2012) constataram, em trecho de obra de canal do Projeto de Integração do Rio São Francisco, potenciais de colapso que variavam de 6,49 a 11,57%.

É importante ressaltar que a classificação da colapsibilidade proposta por Jennings; Knight (1975), considera uma tensão de inundação de 200 kPa, porém os ensaios edométricos realizados nesse estudo reafirmam a discussão levantada por Futai (1997) e Souza Neto (2004), que alguns solos apresentam comportamento colapsível em níveis de tensão muito inferiores. Além disso, Futai (1997) discute que os critérios propostos por Jennings; Knight (1975) desprezam o histórico de tensões que o solo

apresenta, ou seja, caso a tensão de pré-adensamento seja maior do que a tensão de inundação, a amostra pode apresentar pouca deformação ou até expansão. Tal observação reafirma a consideração de Jatobá; Ferreira (1991), que o critério de Vargas (1978) prevalece como o mais eficiente para classificação da colapsibilidade dos solos através de ensaios edométricos (simples ou duplos).

O ensaio com o Expansocolapsômetro mostrou-se satisfatório na identificação do comportamento colapsível “in situ”, sendo a divergência dos valores de PC obtidos em campo e em laboratório, resultante das diferentes condições de contorno do solo.

As condições de contorno dos ensaios edométricos divergem das condições do ensaio com o Expansocolapsômetro, podendo subestimar as deformações obtidas através do ensaio em campo em relação ao ensaio de laboratório. Isso porque nos ensaios edométricos, devido à inexistência de deformações laterais, as deformações totais são resultantes da redução dos vazios, enquanto que no ensaio em campo além da redução dos vazios, atuam tensões cisalhantes (SOUZA NETO *et al.*, 2012).

A ciência do comportamento de solos de fundação de um canal hidráulico é de extrema relevância, por se tratar de um tipo de obra que transporta um dos principais fluidos que desencadeiam o mecanismo do colapso em solos não saturados (a água), havendo uma maior suscetibilidade à ocorrência desse evento caso não sejam tomadas as devidas precauções.

Através deste estudo comprovou-se que os solos dos trechos analisados possuem comportamento colapsível, sendo recomendado que sejam adotadas técnicas de supressão desse fenômeno para a obra que será assente sobre ele tenha a sua vida útil preservada.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à SOHIDRA/CE – Superintendencia de Obras Hídricas do Estado do Ceará, pela contribuição a este estudo e ao Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal do Cariri - UFCA.

REFERÊNCIAS

- _____. NBR 6459: Solo – Determinação do Limite de Liquidez – Método de ensaio. Rio de Janeiro. 1984.
- _____. NBR 7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade – Método de ensaio. Rio de Janeiro. 1984.
- _____. NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica – Método de ensaio. Rio de Janeiro. 1984.
- _____. NBR 9604: Solo – Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas – Procedimento. Rio de Janeiro. 1986.
- BANDEIRA, A. P. N.; SOUZA NETO, J. B.; MELO, C. E. Avaliação do colapso de solos não saturados para dimensionamento de fundações superficiais. *Fundações e Obras Geotécnicas*. Editora Rudders, São Paulo - SP, v. 53, p.40-46, fev. 2015. Mensal.
- BARBOSA, H. T.; GUILHERME, L. C.; BANDEIRA, A. P. N. Análise da Colapsibilidade do Solo de um Trecho do Projeto Cinturão das Águas do Ceará. VIII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Fortaleza-CE, Novembro de 2015.
- CEARÁ. FUNDAÇÃO CEARENSE DE METEOROLOGIA E RECURSOS HÍDRICOS (FUNCEME). Índice de Aridez para o Ceará. Disponível em: <<http://www.funceme.br/index.php/areas/17-mapas-tematicos/542-índice-de-aridez-para-o-ceará>>. Acesso em: 10 jul. 2015.
- FERREIRA, S. R. M.; LACERDA, W. A. Variações de Volume em Solo Colapsível Medidas Através de Ensaios de Laboratório e de Campo. *Revista Solos e Rochas*. Vol. 16, No 4, 1993.
- FERREIRA, S. R. M. Colapso e Expansão de Solos Naturais não Saturados Devido à Inundação. 379 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE, Rio de Janeiro, 1995.
- FUTAI, M.M. Análise de Ensaios Edométricos com Sucção Controlada em Solos Colapsíveis. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1997.
- GUSMÃO FILHO, J.. Desempenho de Obras Geotécnicas. Recife: Editora Universitária da UFPE, 523 p., 2006.
- HOWAYEK, A. E. et al. Identification and Behavior of Collapsible Soils. West Lafayette: Joint Transportation Research Program, 2011. 87 p.
- JATOBÁ, L. e FERREIRA, S. R. M., 1991. Solos Especiais – colapsíveis. Relatório CNPq.
- JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement Due to a Collapse of Grain Structure. *Proced. IV Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Durban, 1975.
- JUCÁ, J.F.T.; PONTES FILHO, I.D.S. (1997). “Comportamento de Solos Expansivos”. *Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados*, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp.461-489.
- OLIVEIRA, Luís Marcelo de. Acidentes Geológicos

- Urbanos. Curitiba: Mineropar-serviço Geológico do Paraná, 2010. 48 p.
- SOUZA NETO, J. B. Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso). Rio de Janeiro, RJ – Brasil, 2004.
- SOUZA NETO, J. B.; MARTINS P. A.; PEREZ, E. N. P.; SANTOS, M. V. F.. Avaliação da Colapsibilidade do Solo de um Trecho do Projeto de Integração do Rio São Francisco por meio de Ensaios de Laboratório e de Campo. XVI COBRAMSEG. Porto de Galinhas-PE, Setembro de 2012.
- VARGAS, M. Introdução à Mecânica dos Solos. São Paulo: McGRAW -HILL do Brasil, 1978.
- VERÍSSIMO, L. S. A importância das águas subterrâneas para o desenvolvimento socioeconômico do eixo CRAJUBAR, Cariri Ocidental – Estado do Ceará. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, 1999.