

XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
IX Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
IX Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
VI Conferência Sul Americana de Engenheiros Geotécnicos Jovens
XI Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia
23 a 26 de Agosto de 2022 – Campinas – SP



COBRAMSEG 2022
23 A 26 DE AGOSTO | CAMPINAS | SP | BRASIL
COBRAMSEG | SBMR | GEOJOVEM | CLBG

Modelagem em Centrífuga Geotécnica de um Túnel em Solo Mole em Processo de Adensamento

Raimundo Francisco Pérez León, MSc

Estudante de doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil. e-mail: rai88mundo@gmail.com

Juan Félix Rodríguez Rebolledo, Dr.

Professor, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil. e-mail: jrodriguezr72@unb.br

Bernardo Caicedo Hormaza, PhD.

Professor, Universidad de los Andes, Bogotá, Colômbia. e-mail: bcaicedo@uniandes.edu.co

Alexia Regine Costa Silva, Eng^a.

Estudante de mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil. e-mail: alexiaregine2@gmail.com

RESUMO: O bombeamento extensivo de água subterrânea, em áreas urbanas, tem causado grandes rebaixamentos piezométricos e subsidência alarmante, devido ao adensamento do solo. Este fenômeno pode causar graves problemas estruturais e econômicos a longo prazo, incluindo danos a edifícios e estruturas subterrâneas. Medidas da tensão total do solo, realizadas em suportes de túneis construídos sobre as argilas saturadas de Londres, Chicago e Detroit, mostram que a tensão vertical aumenta com o tempo. Em Tóquio, cinco túneis construídos em uma camada de solo mole submetida ao processo de adensamento por bombeamento, deformaram-se de forma elíptica, com aparecimento de fissuras. Neste artigo, uma modelagem física, em centrífuga geotécnica, foi conduzida para examinar a carga de longo prazo que atua no suporte de um túnel, construído em solo mole e submetido a condições de rebaixamento piezométrico. Com a modelagem, foram obtidas leituras de poropressão, tensão total, ao redor do suporte do túnel, e recalques superficiais. Os resultados confirmam a tendência de aumento das tensões totais e a ocorrência de grandes recalques superficiais associados ao bombeamento de águas superficiais.

PALAVRAS-CHAVE: Modelagem Centrífuga, Túnel, Análise a Longo Prazo, Adensamento, Tensões Totais no Suporte.

ABSTRACT: Extensive groundwater pumping from deep aquifers in urban areas has caused large piezometric drawdowns and alarming subsidence resulting from soil consolidation. This phenomenon may cause serious structural and economic problems over a long time period, including damage to building and underground structures. Field measurements of earth pressure acting on tunnel lining in saturated clays in London, Chicago and Detroit revealed that vertical pressure increases with time. In Tokyo, five tunnels constructed in a layer of soft soil subjected to the consolidation process due to pumping deformed in a form of elliptical shape, with the appearance of cracks. In this paper, a centrifuge modelling was conducted to examine a long-term loads acting on a tunnel support subjected to piezometric drawdown conditions. During the centrifuge test, changes in pore water pressures and earth pressure as well as superficial settlement were measured. The results verified the lining earth pressure development trend and large settlements associated with the extraction of water from deep soil layer.

KEYWORDS: Centrifuge Modeling, Tunnel, Long Term Analysis, Consolidation, Lining Load.



1 Introdução

O bombeamento extensivo de água subterrânea, em áreas urbanas, tem causado grandes rebaixamentos piezométricos e subsidência alarmante, devido ao adensamento do solo. Este fenômeno pode causar sérios problemas estruturais e econômicos a longo prazo, incluindo danos a edifícios e estruturas subterrâneas.

Medidas da tensão total do solo em suportes de túneis, construídos sobre as argilas saturadas de Londres, Chicago e Detroit, mostram que a tensão vertical aumenta com o tempo, chegando, em alguns casos, a ser superior ao valor inicial da pressão total do solo (Peck, 1969; Tchibotarioff, 1979). Széchy (1971) se referiu a medições de longo prazo das tensões totais no suporte de túneis em Chicago durante 10 anos, mostrando o aumento das tensões totais com o tempo. Barrat *et al.* (1994) descrevem o resultado do monitoramento das cargas desenvolvidas em um anel instrumentado no túnel norte da London Underground Jubilee Line, abaixo do Regent Park (20 m de profundidade), e no túnel de esgoto Oxford Trunk Outfall (15.5 m de profundidade). No Regent Park, os resultados indicaram que a carga vertical no suporte atingiu o equivalente ao 60% da tensão total inicial, após nove anos e meio. No mesmo período, a carga horizontal atingiu cerca do 40% da tensão inicial. Em Oxford, as cargas no suporte, embora um tanto irregulares, atingiram cerca de 35% a 50% da tensão inicial, após sete anos e meio de medição.

Um caso extremo ocorre para as argilas moles sujeitas ao processo de adensamento induzido pela diminuição da pressão hidrostática original nos aquíferos que subjazem às argilas lacustres, tal como observado no vale do México. Neste caso, a medida em que o rebaixamento piezométrico aumenta, o topo do túnel é submetido a incrementos de carga e as laterais sofrem perda de confinamento devido à redução da pressão de água. Esta diferença de pressão induz significativos esforços de flexão e compressão no suporte (Tamez *et al.*, 1997; Rodríguez *et al.*, 2013). Este fenômeno também é conhecido como subsidência regional e é característico de cidades como Shanghai, Bangkok, Tóquio, Kuala Lumpur, Jakarta, Singapore e Bogotá (Rodríguez-Rebolledo *et al.* 2015; Rodríguez-Rincón, *et al.* 2020). Na área metropolitana de Tóquio, Kusakabe e Ariizumi (2005) identificaram cinco túneis construídos em solo mole que, a longo prazo, se deformaram de forma elíptica, com o aparecimento de rachaduras, ao serem submetidos ao rebaixamento piezométrico resultante do processo de bombeamento.

A modelagem física por meio da centrífuga geotécnica é uma técnica de modelagem avançada e tem sido amplamente utilizada, por pesquisadores do mundo todo, como uma ferramenta confiável para simulação e estudo de problemas geotécnicos. Esta técnica permite que as condições de tensão, em escala real (protótipo), sejam reconstruídas usando modelos físicos, em escala reduzida (Huang *et al.* 2014). Também fornece dados físicos para investigar os mecanismos de deformação e ruptura e para validar métodos analíticos e numéricos. Devido a sua confiabilidade e eficácia, quanto ao tempo e custo, a modelagem centrífuga tem sido, frequentemente, o método experimental preferido para abordar problemas geotécnicos complexos (Ng, 2014).

Neste artigo é estudado, por meio da modelagem física em uma centrífuga geotécnica, o comportamento de longo prazo no suporte de um túnel construído em solo mole, em processo de adensamento. A mudança, com o tempo, das tensões totais agindo no suporte do túnel e os recalques desenvolvidos na superfície são investigados.

2 Modelagem em Centrífuga

2.1 Características da Centrífuga

O modelo físico foi desenvolvido na maior centrífuga geotécnica da *Universidad de los Andes*, Laboratório de Modelos Geotécnicos, Bogotá, Colômbia. O equipamento consiste em uma centrífuga geotécnica de braço com um raio efetivo de 1,70 m, um campo gravitacional máximo de 200g e um peso máximo do modelo de 400 kg, como apresentado na Figura 1a.

No ensaio foi utilizada uma caixa retangular que possui dimensões internas de 150 mm de largura, 550 mm de comprimento e 580 mm de altura (Figura 1b). As principais partes da caixa foram feitas de alumínio, com uma parede frontal de acrílico resistente e espessura de 64 mm. Dez pequenos furos foram feitos na lateral direita da caixa de alumínio visando a colocação dos transdutores de poropressão (PPTs) no solo, a diferentes profundidades. Ainda na lateral direita da caixa foi feito um furo para permitir a drenagem da água durante o

ensaio na centrífuga. Na parte inferior da lateral esquerda foi realizado um furo para conectar o modelo com o tanque de água externo e, assim, manter o nível de água.

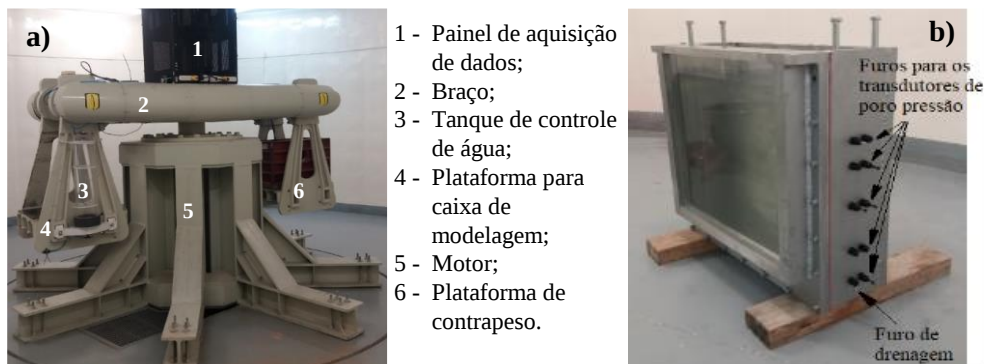


Figura 1. a) Centrífuga geotécnica utilizada (*Universidad de los Andes*), b) Caixa utilizada na modelagem.

2.2 Configuração do Modelo e Instrumentação

Na Figura 2a é apresentada a configuração do modelo, em escala reduzida, e o arranjo da instrumentação. A estratigrafia do modelo foi dividida em duas camadas: a camada superior constituída por uma areia e a camada inferior de solo mole, na qual se encontra o túnel. Uma camada de areia, que atua como dreno, foi inserida na parte inferior do modelo. O lençol freático foi considerado a 2 cm de profundidade.

O ensaio foi realizado com uma gravidade de 80g. Considerando a lei de escala linear, para o comprimento, as dimensões do modelo devem ser aumentadas por um fator de 80, para se obter as dimensões do protótipo. Em contrapartida, a tensão e a deformação são escaladas por um fator de 1. Assim, a espessura das camadas de areia e de solo mole foram representadas, no protótipo, com 17,2 m e 19,6 m, respectivamente. Para profundidade do lençol freático foi adotado um valor de 1,6 m.

A instrumentação foi selecionada em função das variáveis a serem monitoradas durante a realização do ensaio. Para as medidas de recalque, na superfície do solo, foram utilizados três extensômetros (LVDTs) e para medir as poropressões na massa de solo, durante o rebaixamento, foram instalados cinco piezômetros miniatura (PPTs).

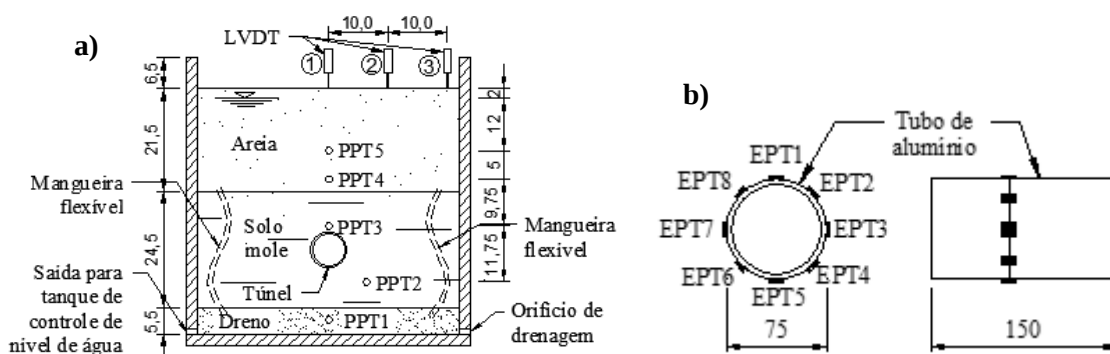


Figura 2. Esquema da configuração e instrumentação no: a) Modelo, b) Suporte do túnel.

Um cilindro de alumínio (tubo) de 12 cm de comprimento, diâmetro externo de 7,5 cm e espessura de parede de 5 mm foi utilizado para simular o protótipo de um túnel com suporte de concreto de 35 MPa de resistência, 6,0 m de diâmetro externo e espessura 50 cm. A espessura do tubo foi selecionada de forma a manter a similaridade modelo-protótipo em termos de rigidez à flexão. Para medir as tensões totais transmitidas pelo solo ao redor do suporte do túnel, foram inseridas oito células de tensão total (EPC) espaçadas a 45 graus, como apresentado na Figura 2b.



2.3 Preparação do Modelo e Programa de Ensaio

O solo mole utilizado no modelo, foi obtido por meio da reconstituição em laboratório. Para isto, o mesmo foi preparado pela mistura de um pó conformado por 50 % de argila caulim, tipo Caomin P055, e 50 % de solo diatomáceo, de Bogotá (50K-50DS), com teor de água aproximadamente 1,5 vezes o limite líquido do pó, sendo os percentuais referidos em peso do material seco.

No início, a homogeneização da lama foi feita manualmente e, posteriormente, por um misturador industrial de palheta, que agitou a amostra durante 30 min. O processo foi realizado de forma cuidadosa, a fim de evitar o acúmulo de grumos no fundo do recipiente. O resultado final foi uma lama de consistência líquida, boa uniformidade e sem bolhas. A mistura 50K-50DS apresentou massa específica dos grãos (G_s) igual a 2,49 e limites de liquidez (w_L) e plasticidade (w_P) de 102% e 50%, respectivamente. A partir do ensaio de adensamento unidimensional foi determinado um coeficiente de compressão (C_c) e recompressão (C_s) de 0,707 e 0,110, respectivamente. Com a realização do ensaio triaxial consolidado não drenado (CU) foi obtido um ângulo de atrito (ϕ') de 28° e coesão (c') de 20 kPa. O valor do peso específico (γ) foi de 13,9 kN/m.

Para a montagem do modelo, o perfil de tensões da camada de argila foi obtido usando a técnica de compressão unidimensional, realizada sob gravidade normal de 1g. Esse procedimento é equivalente ao ensaio de adensamento padrão, no qual, a carga é aplicada em etapas até atingir a tensão de compressão necessária. Este procedimento também foi utilizado por Thaher e Jessberger (1991), Horikoshi e Randolph (1996), Leung *et al.* (2004), Tran *et al.* (2012b) e Rodríguez-Rincón *et al.* (2020).

A lama 50K-50DS foi preparada conforme descrito anteriormente em grandes quantidades. Para promover a drenagem durante o processo de adensamento, no fundo da caixa do modelo foi colocada uma camada, de 5,0 cm de espessura, de areia grossa. No meio dessa camada foi inserido o piezômetro N°1 (PPT1) e acima, um geotêxtil. Sobre o geotêxtil, de modo a evitar a colmatção desse material, foi disposto um papel filtro. Para garantir a drenagem do sistema, na camada superior do modelo (camada de areia média) foram colocadas duas mangueiras interligadas com a camada de drenagem de fundo. Posteriormente, a fim de reduzir o atrito entre as paredes do modelo e solo e, assim, garantir a condição de estado plano de deformação, as paredes laterais da caixa foram lubrificadas com vaselina e revestidas com duas camadas de plástico filme de PVC, comercialmente conhecido como plástico filme transparente, também lubrificadas com vaselina.

Em seguida, a mistura de solo mole foi inserida até formar uma camada com espessura de 40 cm, assim como o tubo instrumentado no meio da camada. A condição de movimento vertical livre do túnel em relação às paredes laterais foi alcançada experimentalmente. À medida que a mistura foi colocada dentro da caixa, os piezômetros N°7 e N°8 (PPT7 e PPT8) foram instalados. Acima da camada de solo mole foi colocado um papel filtro e, em seguida, um geotêxtil.

O processo de adensamento foi realizado em duas etapas. Na primeira, o adensamento unidimensional do solo mole foi realizado mediante colocação de pesos de forma manual e gradual, dobrando o carregamento vertical de 1,33 kPa a 6,25 kPa. Já na segunda etapa (12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa), fez-se uso de um compactador pneumático, sendo inseridas cargas a partir de 12,5 kPa. Nesta os carregamentos também foram inseridos de forma gradual, dobrando-se o valor até atingir 200 kPa. Durante as etapas de adensamento foi mantido o nível de água na superfície da camada por meio de um tanque de alimentação, para que o solo permanecesse submerso. O processo de adensamento foi controlado pelo método de Taylor, procurando atingir pelo menos 90% do adensamento total. Para isso, foram realizadas leituras de recalque durante o processo.

Após a conclusão do adensamento a superfície da argila foi regularizada para atingir a espessura necessária de 24,5 cm (19,6 m no protótipo). Posteriormente, foi colocado um novo papel filtro acima o geotêxtil. Finalmente, foi executada a camada de areia média ($D_{50} = 0,70$ mm, $C_u = 2,35$, $C_c = 0,92$, $\gamma_{nat\ max} = 15,3$ kN/m³, $\gamma_{nat\ min} = 14,8$ kN/m³, $\gamma_{sat\ min} = 19,1$ kN/m³, $e_{max} = 0,94$, $e_{min} = 0,56$) com espessura de 21,5 cm (17,2 m no protótipo), pelo método de chuva, a uma altura constante de 40 cm (Figura 3a).

Uma vez finalizada a preparação do modelo, a caixa foi pesada para determinar o contrapeso do sistema. Posteriormente, esta foi colocada na plataforma do braço da centrífuga e conectada ao tanque de controle externo do nível de água (Figura 3b), pelo orifício da parte inferior da lateral esquerda da caixa, visando garantir as condições hidrostáticas iniciais durante a primeira etapa do ensaio. O orifício na parte inferior da lateral direita da caixa foi conectado a uma válvula eletromagnética, acionada automaticamente, permitindo a drenagem da água durante o voo. Do lado esquerdo da plataforma foi instalado um tanque (horizontal) para

receber a água expelida pelo modelo. Finalmente, os LVDTs foram instalados na parte superior da caixa e os PPTs foram saturados.

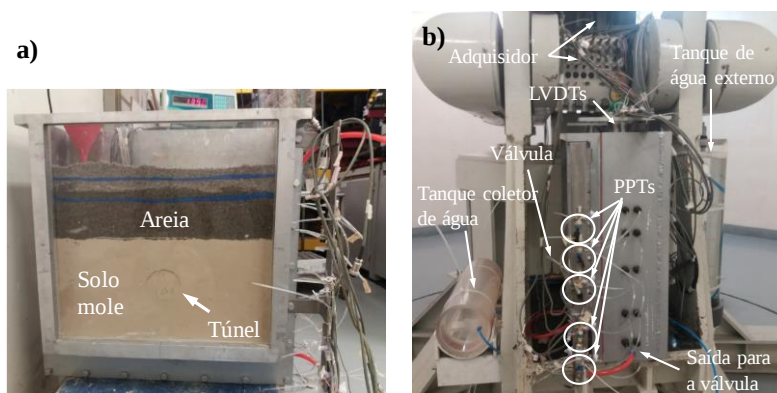


Figura 3. a) Modelo, b) Montagem da caixa na plataforma do braço.

O ensaio foi realizado em duas etapas. Na etapa 1, foi obtida a condição hidrostática e geostática para uma aceleração da gravidade (g) de 80. Na etapa 2 foi simulado o abatimento piezométrico, permitindo a drenagem por meio de uma válvula eletromagnética acionada automaticamente após finalização da Etapa 1. Assim, os intervalos do tempo de voo para as etapas 1 e 2 foram de aproximadamente 34 min (0,57 h) e 520 min (8,67 h), respectivamente. O tempo de voo para a Etapa 2, onde a aceleração da gravidade foi mantida em 80g, simula o comportamento ao longo do tempo de 6 anos e 4 meses no protótipo.

3 Resultados

3.1 Perfil Piezométrico

A Figura 4 apresenta a variação da poropressão com a profundidade ao longo do tempo, sendo que, a primeira medida foi realizada, imediatamente, após o início da drenagem. O piezômetro N°1, colocado na camada de drenagem de fundo, não funcionou durante o ensaio. No entanto, a tendência de rebaixamento piezométrico é suficientemente clara. Observa-se que os valores da poropressão inicial são muito próximos da condição hidrostática (linha tracejada) e diminuem com o tempo após o início da etapa de drenagem, alcançando uma redução de 80% da poropressão, após 8 horas (5,84 anos).

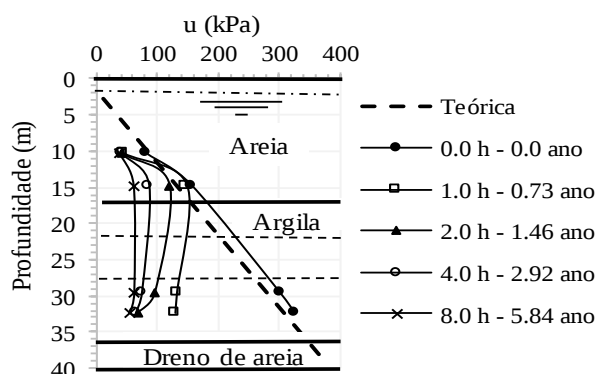


Figura 4. Perfil piezométrico durante a Etapa 2 do ensaio.

3.2 Variação das Tensões Totais Desenvolvidas no Suporte do Túnel

A Figura 5a mostra a variação das tensões totais registradas durante a etapa de rebaixamento piezométrico. Os dados demonstram que, imediatamente após o início do processo de drenagem, têm-se um aumento das tensões totais no suporte do túnel, tal como observado para todas as células de tensão. As



principais mudanças ocorreram nas duas primeiras horas que sucedem o início do processo de drenagem e que representam, aproximadamente, 1,46 anos na escala do protótipo. As tensões totais iniciais, medidas pelas células colocadas na parte superior e inferior do suporte do túnel (EP1, EP2 e EP5), apresentaram os maiores valores. Em contrapartida, os menores valores de tensão total inicial foram obtidos na parede do túnel (EP3). Pode-se confirmar que a tensão total vertical medida no topo do túnel (EP1), antes da etapa de drenagem, é próxima ao valor da tensão total vertical teoricamente prevista (valores calculados iguais a 400,48 kPa; valores medidos iguais a 368,00 kPa). Já o valor da razão entre a pressão vertical (EP1) e a pressão horizontal (EP3) foi abaixo do previsto (cerca de 0,3), provavelmente devido ao procedimento de preparação do modelo.

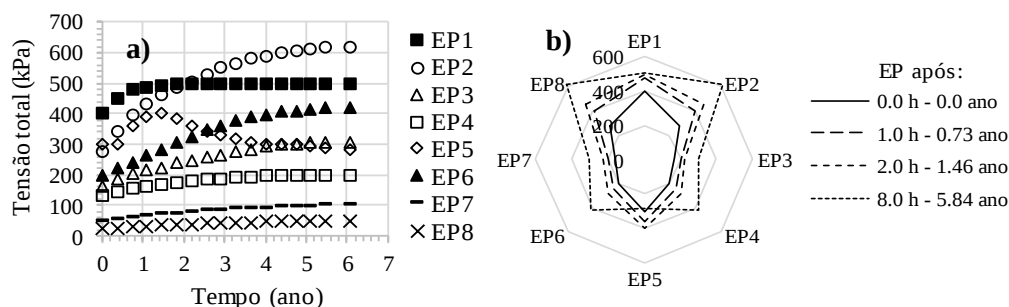


Figura 5. a) Tensões totais desenvolvidas no suporte do túnel, b) Distribuição das tensões totais ao redor do suporte do túnel.

As células N°4, N°7 e N°8 apresentaram leituras muito baixas e, por isso, não foram consideradas nas análises. Aproveitando a simetria do modelo, optou-se por substituir esses valores pelos obtidos nas células N°6, N°3 e N°2, respectivamente. As células N°1 e N°5 apresentaram um descarregamento que impediram quantificar a magnitude das tensões, para as condições estabelecidas.

A Figura 5b mostra a distribuição das tensões totais que atuam no perímetro do suporte do túnel, com base na medição de 1, 2 e 8 h após o início do processo de drenagem, representando, aproximadamente, 0,73, 1,46 e 5,84 anos, na escala do protótipo. Confirma-se que a variação da tensão total, ao redor do túnel, não é uniforme, apresentando maior valor no ponto onde foi inserida a célula N°2 (EP2). No entanto, conforme exposto anteriormente, acredita-se que os valores das tensões totais no ponto onde foi inserida a célula N°1 (EP1), são maiores que os valores registrados devido a problemas nesse instrumento. Os menores valores de tensões totais foram os registrados nas paredes (EP3).

3.3 Distribuição das Tensões Totais ao Redor do Suporte do Túnel

A Figura 6a mostra a variação da tensão total normalizada (NEP), ao longo do tempo, calculada como a razão entre a tensão total medida, no suporte do túnel, (EPn) e a tensão total inicial (EP0), medida imediatamente antes do início do processo de drenagem. Os dados da medição mostram claramente que a tensão total normalizada, ao redor do suporte do túnel, aumenta com o tempo durante o processo de drenagem. No topo do túnel (EP1), após de 3 anos de rebaixamento piezométrico, a tensão total aumentou aproximadamente 1,25 vezes, em comparação com os valores anteriores. No entanto, isto ressalta o mau funcionamento da célula N°1, visto que nas células N°2 e N°8 o aumento foi de aproximadamente 2 e 1,7 vezes, respectivamente. Assim, acredita-se que o valor da tensão total no ponto onde foi locada a célula N°1 possa ser maior do que o valor medido. Na parede do túnel, no mesmo período de tempo, a tensão total horizontal (EP3) aumentou 1,6 vezes.

A Figura 6b mostra a distribuição, no perímetro do suporte do túnel, das tensões totais normalizadas (NEP) pela tensão inicial, com base nas leituras de uma hora, 2 h e 8 h (aproximadamente 0,73, 1,46 e 5,84 anos na escala do protótipo) após o início do processo de drenagem. Pode-se observar que a carga adicional, devido à drenagem, não é distribuída uniformemente sobre o suporte do túnel. Observa-se ainda um descarregamento nas células N°1 e N°5, para as leituras de 8 h. Isso pode ter ocorrido pelo fato de o túnel estar apoiado numa camada de argila, favorecendo o descolamento devido à baixa resistência da camada argilosa.

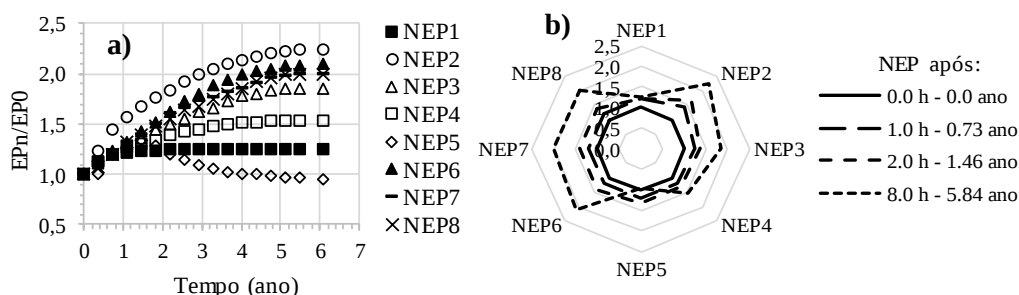


Figura 6. a) Acréscimo de tensões totais normalizadas desenvolvidas no suporte do túnel, b) Distribuição da tensão total normalizada ao redor do suporte do túnel.

3.4 Subsidência

A Figura 7 apresenta a evolução do deslocamento, na superfície, imediatamente após o início do processo de drenagem. A partir dos resultados medidos percebe-se que a superfície do solo apresentou uma subsidência de aproximadamente 9,4 mm após 8 h, equivalente a 75 cm após seis anos de rebaixamento piezométrico, no protótipo. A maior taxa de subsidência foi obtida nas primeiras 1,5 h (1,2 anos) da etapa de drenagem, após ocorrência de, aproximadamente, 55% do adensamento.

Na Figura 4 observa-se que o 80% do rebaixamento piezométrico total da poropressão foi alcançado em 8 h (5,84 anos no protótipo). Em contrapartida, os resultados dos LVDTs (Figura 7) mostram que os recalques se estabilizaram, aproximadamente após 6,85 h (5 anos no protótipo), indicando que o excesso de poropressão foi quase completamente dissipado, possivelmente devido ao não total rebaixamento da poropressão no modelo da centrífuga. Isto possivelmente ocorre devido à água expelida para o tanque horizontal que gera uma carga hidráulica remanescente, impedindo o rebaixamento total da poropressão. No entanto, a magnitude do recalque alcançado foi considerada suficiente para simular problemas relacionados à subsidência regional em solos moles ($\approx 17,5$ cm/ano). Para a zona lacustre da Cidade de México, Auvinet *et al.* (2017) relatou um valor médio de subsidência de 20 cm/ano (de 0 a 40 cm/ano).

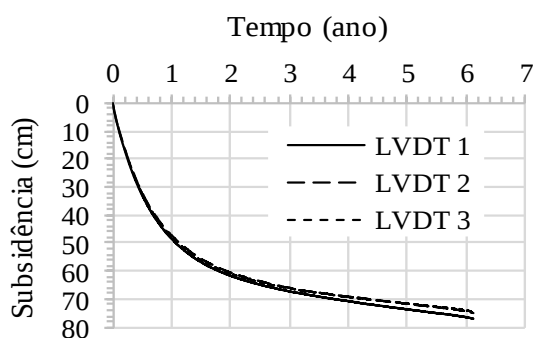


Figura 7. Variação dos recalques superficiais (subsidência).

4 Conclusões

Um modelo físico, em escala reduzida, foi ensaiado em centrífuga geotécnica para analisar as tensões geradas, a longo prazo, no suporte de um túnel construído em solo mole e em processo de adensamento. A partir dos resultados do ensaio, as seguintes conclusões foram obtidas:

- 1- De forma global, foram obtidos resultados satisfatórios que evidenciam o rebaixamento piezométrico durante a etapa de drenagem. No modelo, os valores da poropressão inicial foram muito próximos à linha teórica e diminuíram com o tempo, após o início da etapa de drenagem. Os dados obtidos pelos LVDTs confirmaram que os recalques superficiais se estabilizaram aproximadamente após 6,85 horas, indicando que o excesso de poropressão gerado foi quase completamente dissipado. Assim, a metodologia apresentada nos permite simular satisfatoriamente as condições piezométricas necessárias na investigação;



- 2- Os resultados mostraram tendências no desenvolvimento de cargas adicionais no suporte do túnel. Para análises de longo prazo, o aumento das tensões totais deve ser considerado no projeto estrutural dos suportes de túneis construídos em uma argila mole;
- 3- A carga adicional, devido à drenagem, pode não ser distribuída uniformemente sobre o suporte do túnel, apresentando maior acréscimo de tensões na parte superior. Esta distribuição, não uniforme, de tensões totais verticais e horizontais induz esforços de flexão no suporte do túnel que evolui ao longo do tempo;
- 4- O efeito do rebaixamento piezométrico também se manifestou em deslocamentos superficiais adicionais, ao longo do tempo (subsidência). A superfície do solo apresentou deslocamento de, aproximadamente, 75 cm após 6 anos de rebaixamento piezométrico (8,2 horas no modelo).

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e à *Universidad de los Andes*, Colômbia, pelo apoio e parceria.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Barratt, D.A., O'Reilly, M.P., Temporal, J. (1994) *Long-term measurements of loads on tunnel linings in overconsolidated clay*. Tunnelling '94, p.469-481.
- Horikoshi, K., Randolph, M.F. (1996) Centrifuge modelling of piled raft foundations on clay. *Géotechnique*, 46(4), p.741-752.
- Huang, X., Zhang, D., Huang, H. (2014) Centrifuge modelling of deep excavation over existing tunnels. *Geotechnical Engineering*, 167(1), p.3-18.
- Kusakabe, O., Ariizumi, T. (2005) Physical and numerical modelling of long-term load on a tunnel in soft clay. *Goemechanics*, p.390-406.
- Leung, C., Liao, B., Chow, Y., Shen, R., Kog, Y. (2004) Behavior of pile subject to negative skin friction and axial load. *Soils and Foundations*, 44(6), p.17-26.
- Ng, C.W.W. (2014) The state-of-the-art centrifuge modelling of geotechnical problems at HKUST^{S*}. *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A (Applied Physics & Engineering)*, 15(1), p.1-21.
- Peck, R. (1969) *Deep excavations and tunneling in soft ground*. Proceeding Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Mexico, p.225-290.
- Rodríguez, J.F., Auvinet, G., Vázquez, F. (2013) *Design of tunnel lining in consolidating soft soils*. Proceedings of the 18th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, p.1765-1768.
- Rodríguez-Rebolledo, J.F., Auvinet, G., Martínez-Carvajal, H.E. (2015) Settlement analysis of friction piles in consolidating soft soils. *DYNA*, 82(192), p.211-220. DOI: 10.15446/dyna.v82n192.47752
- Rodríguez-Rincón, E., Cunha, R.P., Caicedo, B. (2020) Analysis of settlements in Piled Raft Systems founded in soft soil under consolidation process. *Canadian Geotechnical Journal*, 57, p.537-548. dx.doi.org/10.1139/cgj-2018-0702.
- Széchy, K. (1971) *The art of tunneling*. Kajima Institute Publishing (Japanese translation).
- Tamez, E., Rangel, J.L., Holguín, E. (1997) *Diseño geotécnico de túneles*. Ciudad de México, México, 336 p.
- Thaher, M., Jesseberger, H.L. (1991) *The behavior of pile-raft foundations, investigated in centrifuge model tests*. Centrifuge 91, ISMFE, Rotterdam, Germany, p.225-234.
- Tran, T.V., Teramoto, S., Kimura, M., Boonyatee, T., Vinh, L.B. (2012) Effect of ground subsidence on load sharing and settlement of raft and piled raft foundations. *International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering*, 6(2), 120-127.
- Tschebotarioff, G.P. (1979) *Foundations, Retaining and Earth Structures*. Mc Graw Hill, 2nd edition, United State of America, p.304-306.