

Lucas Sousa de Oliveira

UNISUAM

Thayná Cristina Maciel de Brito Abreu

UNISUAM

Paulo Pinheiro Castanheira Neto

UNISUAM

Flávia da Silva

UNISUAM

Rachel Cristina Santos Pires

UNISUAM

RESUMO

O presente artigo mostra de forma teórica com embasamentos de pesquisas e modelos de cálculo como funciona o chamado "Efeito Tschebotarioff", comum em pontes, viadutos e em obras que utilizam fundações profundas como as estacas. Este efeito é visto quando estacas em terrenos compressíveis sujeitos a sobrecargas assimétricas são submetidas a empuxos passivos, acarretando deflexões, momentos fletores e esforços internos. A deslocação horizontal do solo devido à natureza assimétrica do carregamento, gera esforços por toda a extensão da profundidade das estacas instaladas nos arredores dessa sobrecarga. Esse efeito é motivado por diversas condições, entre elas, o adensamento do solo, o efeito de grupo e também pelo afastamento do estaqueamento em relação à base do aterro, cujas ponderações de suas influências fazem parte do propósito desse trabalho, passando tanto por modelos de cálculos e pesquisas quanto por maneiras de resguardar o efeito através da execução de serviços de melhoramento de solos, como colunas de solo-cimento, drenos verticais, reforço com geogrelhas, ou por meio de utilização de estacas reforçadas capazes de absorver os esforços de flexão.

Palavras-Chave: Tschebotarioff; Estacas; Solo; Argila.

INTRODUÇÃO

A construção de aterros sobre em qualquer solo de fundação ocasiona deslocamentos verticais e horizontais no solo de base, podendo causar problemas que não somente têm relação à estabilidade do aterro em si, mas também de estruturas próximas. Quando existem fundações através de estaqueamento nas proximidades de um aterro sobre solos moles, podem

ocorrer complicações, determinantes nos solos moles, em função dos grandes recalques envolvidos.

Com o aumento das cidades, estradas e ferrovias ao redor do mundo, a construção de aterros sobre solos moles tornou-se um desafio cada vez maior, demonstrando a importância de se prever de maneira correta o comportamento dos solos de fundação, de forma a garantir de maneira econômica a estabilidade do aterro e a segurança das estruturas adjacentes (COBE, 2017).

Sem acompanhamento tecnológico, os aterros podem ter constituição muito heterogênea não são recomendados para fundações e, mesmo que mostrem aparentemente uma capacidade adequada, podem apresentar, em camadas mais fundas, materiais imprevistos. O que reforça a necessidade de uma boa investigação geotécnica além do já mencionado controle tecnológico durante a execução. A existência de contaminantes e materiais aleatórios ao corpo do aterro pode provocar a ocorrência de grandes deformidades quando os mesmos são carregados.

Tendo isto em vista, é de suma importância a correta interpretação dos parâmetros geotécnicos, utilizando ensaios em laboratório e in situ, para entender qual metodologia será utilizada e a sequência construtiva adotada para assim, obter o sucesso do projeto. No geral, o projeto de construção de aterros de todos os tipos e em especial nos solos moles deve considerar um fator de segurança adequado quanto à possibilidade de ruptura do solo de fundação no decorrer e após a construção, apresentar deslocamentos totais e diferenciais e evitar danos a estruturas adjacentes ou enterradas. (FORMIGHERI, 2003; BELLO, 2004).

O tema foi escolhido em consequência de poder mostrar o valor de se realizar um estudo sobre este efeito, visto que o mesmo pode provocar muitos prejuízos em um projeto.

O presente artigo é sustentado por diversas informações, como artigos científicos, normas, dissertações de mestrado e revistas científicas e se propõe a estudar um pouco mais sobre o efeito Tschebotarioff em construções.

O objetivo deste projeto é demonstrar como o efeito ocorre, suas bases de cálculo e a importância de ser considerado na fase de projeto para evitar problemas futuros.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Definição de adensamento

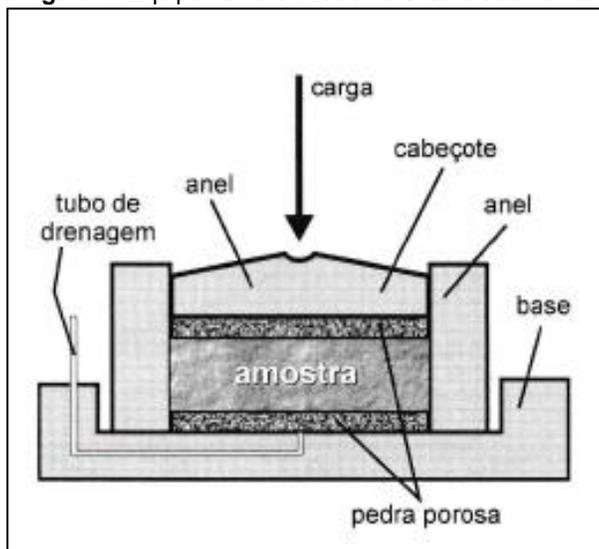
O adensamento é o processo de compressão (relação entre a variação de volume de um elemento de solo e a variação do estado de tensões efetivas) que ocorre em um solo saturado, provocado pela expulsão de uma quantidade de água igual à diminuição do volume de vazios, como resultado da transferência do excesso de poropressão proporcionada pelo carregamento, para a tensão efetiva. No caso das argilas saturadas, devida

a sua pouca permeabilidade e o baixo valor do coeficiente de adensamento, esse processo de deformação se desenvolve bem devagar e em grande escala. (DOMINONI, 2011).

Para ser descoberto algumas características de adensamento do solo, o ensaio mais utilizado é o ensaio edométrico.

O ensaio edométrico funciona da seguinte forma: o ensaio consiste na compressão do solo preso dentro de um anel metálico que não permite qualquer deformação lateral. O ensaio simula o comportamento do solo quando ele é comprimido pela ação do peso das camadas que virão a ser depositadas sobre ele. O anel metálico não permite que haja nenhuma deformação lateral. Sabendo que o carregamento é feito por etapas, cada carga aplicada, anota-se a deformação a diversos intervalos de tempo, até que as deformações fiquem estáveis e a partir de um ensaio de adensamento em laboratório, são obtidos a tensão de pré-adensamento, o coeficiente de adensamento, o coeficiente de compressão secundária, os índices de compressão, o coeficiente de permeabilidade e o coeficiente de variação volumétrica. Quando os recalques param, as cargas são elevadas para o dobro do seu valor anterior, principalmente quando no ensaio, são argilas saturadas. A maneira mais comum de se apresentar os resultados é apresentar a curva índice de vazios versus tensão vertical efetiva. O equipamento deste ensaio está ilustrado na figura 1 (RODRIGUES, 2014; NETTO, 2006).

Figura 1: Equipamento utilizado no ensaio edométrico



Fonte: PINTO (2006)

Teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi e Frölich

Seja qual for o material, quando aplicamos tensões, as deformações são feitas. Alguns materiais, quando sujeitos a esses estados de tensões, deformam-se instantaneamente. A teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi e Frölich, conhecida também como teoria clássica do adensamento, estuda os casos em que as deformações e o fluxo são verticais. Essas circunstâncias ocorrem no campo quando é feito um carregamento uniforme numa área grande, por exemplo, um aterro de grande largura (AGUIAR, 2008).

Segundo Pinto (2006), Terzaghi partiu de nove hipóteses simplificadoras para validar sua teoria, sendo elas:

- a) O solo é totalmente saturado;
- b) A compressão é unidimensional;
- c) O fluxo d'água é unidimensional;
- d) O solo é homogêneo;
- e) As partículas sólidas e a água são praticamente incompressíveis perante a compressibilidade do solo;
- f) O solo pode ser estudado como elementos infinitesimais, apesar de ser constituído de partículas e vazios;
- g) O fluxo é governado pela lei de Darcy;
- h) As propriedades do solo não variam no processo de adensamento;
- i) O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento.

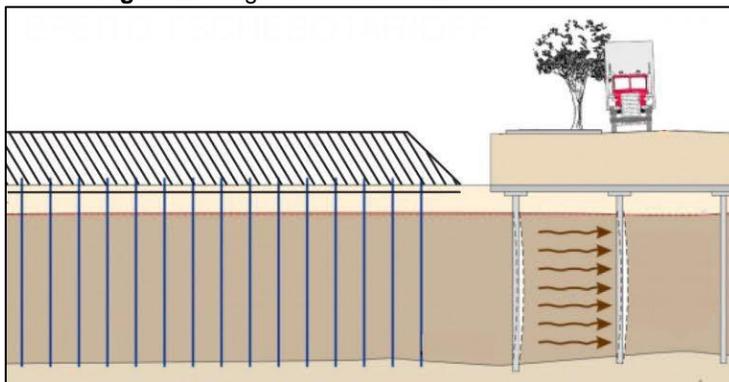
Dentro das hipóteses de Terzaghi, Aguiar (2008), faz as seguintes análises:

- Análise 1 – A primeira hipótese é bastante vista em solos sedimentares, mais aparente nas argilas moles, um solo ao qual está ligada a maioria dos problemas relacionados ao adensamento.
- Análise 2 - A segunda e terceira hipóteses são garantidas nos ensaios edométricos, uma vez que as deformações laterais do corpo de prova são impedidas por um anel rígido e o acréscimo de tensão vertical total é colocado de modo uniformemente distribuído em toda a área superior do mesmo.
- Análise 3 – A quarta hipótese diz que mesmo que se considere que todos os pontos da camada compressível tenham a mesma estrutura e composição, a primeira hipótese faz com que a teoria não se examine a alteração do índice de vazios ao decorrer da profundidade por causa da variação do estado de tensões efetivas devido ao peso próprio do solo.
- Análise 4 – A quinta hipótese não se distancia muito da realidade, devido ao fato de que as compressibilidades dos grãos e da água são bastante menores do que a compressibilidade do esqueleto sólido.
- Análise 5 – A sexta hipótese está atada a questão da representatividade do elemento infinitesimal usado para conclusão da equação diferencial que molda o fenômeno.

- Análise 6 - A sétima hipótese é aceita, mas é necessário estudar a validade da Lei Darcy quando os gradientes são muito altos ou baixos.
- Análise 7 - A oitava hipótese mostra parâmetros como o coeficiente de permeabilidade e o coeficiente de compressibilidade que na realidade variam durante o adensamento, como por exemplo o coeficiente de permeabilidade que é maior na horizontal do que na vertical.
- Análise 8 – A nona hipótese é a mais restritiva por não antecipar a relação entre tensão vertical efetiva e índice de vazios.

Apesar de a Teoria de Terzaghi considerar deslocamentos unidimensionais verticais, também considera a hipótese de cargas centradas em grandes áreas, com longos comprimentos (infinitesimais), retratados pelo confinamento lateral no ensaio, o que ocorre, no Efeito Tschebotarioff, é a hipótese da ausência de confinamento lateral no limite do aterro, em função da redução da carga aplicada nas bermas laterais, estando este limite próximo a uma estrutura adjacente. Desta forma, os deslocamentos horizontais se tornam importantes, já que seguem o caminho de tensões. Ressalte-se que nos solos moles, argilosos, em função da disposição dos grãos, o fluxo horizontal é maior que o vertical, $c_h > c_v$, evidenciando ainda mais esta preocupação.

Figura 2: Carga distribuída horizontalmente no solo



Fonte: ANDRADE (2016)

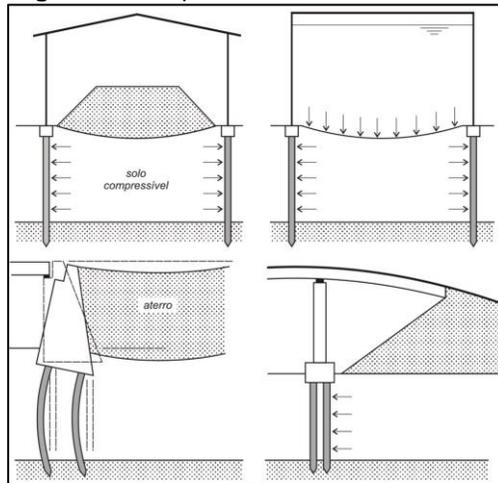
EFEITO TSCHBOTARIOFF

Quando movimentos de solo ocorrem perto de estruturas, eles podem exercer uma ação direta em suas fundações. No caso particular de estacas postas nas proximidades de deslocamentos horizontais do solo, a movimentação do mesmo pode acarretar esforços horizontais e momentos fletores não previstos preliminarmente. Esta manifestação foi descrita em detalhes, pela primeira vez, por Tschebotarioff em 1962 e, portanto, recebeu

esta denominação. Quando uma camada de solo mole é solicitada por uma carga, movimentos horizontais significativos são vistos junto às extremidades deste carregamento. (FRANÇA, 2014).

Velloso & Lopes (2011), apresentam como exemplos deste efeito, galpões, tanques de estocagem somente com estacas em suas extremidades e muros de arrimo sobre estacas como mostra a figura 3.

Figura 3: Exemplos do “efeito Tschebotarioff”



Fonte: VELLOSO & LOPES (2011)

Tschebotarioff (1962) avaliando os esforços de flexão, observou que nas estacas que sofriam sobrecarga assimétrica, diferenciam-se duas condições limite. Na primeira, as estacas atravessam solos arenosos fofos, passíveis a deformações altas por ação de tensões elevadas como, por exemplo, no alicerce de muros de arrimo com fundação direta, mas que não sofrem recalques relevantes pelo reaterro e nessas condições, as tensões de flexão em estacas são muito baixas e podem ser desprezadas. Na segunda situação, as estacas são fixadas através de uma camada de argila mole que não é comprimida, mas somente deslocada e amolgada pela cravação das estacas. Esse acúmulo argiloso, principalmente se estiver amolgado, suportará, pela ação de uma sobrecarga, um deslocamento horizontal com volume constante e após, adensamento, com ambos causando solicitação nas estacas.

Fatores que influenciam na carga horizontal em estacas

Velloso & Lopes (2011) apresentaram alguns fatores que influenciam na solicitação lateral de estacas, como por exemplo:

- Valor da sobrecarga, que é a variação de tensões aplicada no solo onde o valor se dá através do produto entre altura e peso específico (γh) do material de aterro ou do material acomodado;

- Características da camada compressível;
- Distância das estacas a sobrecarga;
- Rigidez das estacas;
- Geometria do estaqueamento;
- Tempo.

Em relação ao tempo, pode-se destacar que a situação logo após a atuação da sobrecarga talvez não seja a pior. Ao longo do tempo, apesar de ocorrer um acréscimo de resistência pelo adensamento, o que é bom, as deformações também crescem, resultando num efeito desfavorável. Não é possível deduzir qual dessas influências irá dominar o comportamento do conjunto, mas é possível que a fundação seja capaz de resistir no decorrer de um certo tempo e que, somente após alguns meses ou até mesmo anos, apresente problemas (DE BEER, 1972).

Alguns modelos de desenvolvimento de cálculo e pesquisa ao longo dos anos

Heyman & Boersma (1961), descrevem uma pesquisa feita em Amsterdã sobre o efeito da execução de aterro na proximidade de estacas. O subsolo local era formado por uma delgada camada de areia, sendo seguida de cerca de dez metros de argila/turfa mole. Estas estacas foram instrumentadas com extensômetros e instalaram-se inclinômetros no terreno. Depois de postas as estacas, um aterro hidráulico foi construído, no início a trinta metros de distância, e gradualmente ampliado em estágios de cinco metros para as proximidades das estacas, totalizando um total de seis etapas, a cada duas semanas.

O momento fletor máximo nas estacas foi observado, próximo do nível que separa as camadas de areia e argila e cresceu, quase linearmente, cerca de 20 kNm quando o aterro estava a trinta metros até 130 kNm sendo que o aterro chegou a cinco metros de distância e os movimentos horizontais da superfície do solo atingiram cerca de vinte e sete centímetros. A finalização da pesquisa, que se direcionava a região de Amsterdã, foi recomendar a utilização de estacas com armação reforçada em todos os casos de fundações em estacas a uma distância inferior a vinte e cinco metros de um futuro aterro.

Tschebotarioff (1962), levantou vários casos de muros de arrimo sobre estacas que tiveram problemas de flexão e até a ruptura de suas estacas. Ele admite que a magnitude e a distribuição de tensões laterais naturais vindas de uma sobrecarga unilateral em estacas que passam por camadas de argila mole eram complicadas de designar, uma vez que não se possuía resultados de instrumentações. Assim, com a falta de um critério mais rigoroso, foi recomendado que em uma estimativa grosseira do momento fletor nas estacas, as pressões laterais deveriam ser representadas por um carregamento triangular como mostra a figura 4 com uma altura máxima, no centro da camada compressível, de:

$$\rho_h = 2BK\gamma H$$

Onde:

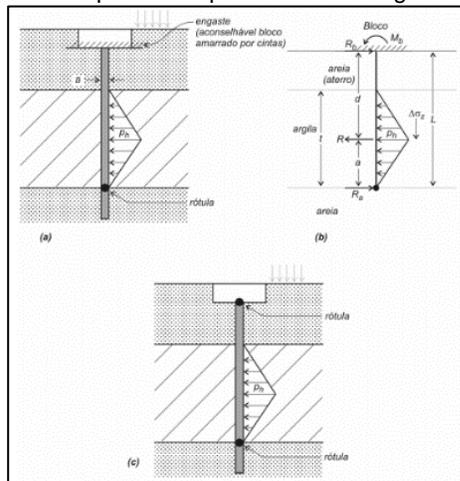
B = Largura da estaca;

γH = Tensão correspondente a um aterro de altura H;

K = Coeficiente de empuxo;

O coeficiente K, para um depósito normalmente adensado e não amolgado, pode ser utilizado um valor de 0,4 ou 0,5. As estacas da fileira mais próxima do aterro precisariam ser dimensionadas como vigas simplesmente apoiadas com vão possuindo o mesmo tamanho da espessura de camada argilosa. Nesses casos, Tschebotarioff (1962) recomendou o uso de estacas com uma alta resistência a flexão e que provocassem um pequeno deslocamento quando houvesse a cravação, como, por exemplo, estacas tubulares e perfis metálicos.

Figura 4: Proposta de Tschebotarioff: (a) caso em que a estaca pode ser apontada como engastada no bloco; (b) esquema de cálculo para esse caso; (c) caso em que a estaca não pode ser apontada como engastada no bloco



Fonte: VELLOSO & LOPES (2011)

Pesquisa realizada em Allamuchy, New Jersey, em 1970

A companhia de consultoria *King and Gavaris*, em que Tschebotarioff trabalhava, foi contratada pelo *New Jersey State Highway Department* para uma pesquisa sobre o empuxo em estacas. O *Highway Research Board*, embora soubesse da necessidade de se preverem esforços de flexão em estacas em regiões de argilas moles, considerava que as especificações *Standard Specifications for Highway Bridges* da AASHO apresentam um tratamento altamente simplificado do problema (VELLOSO & LOPES, 2011).

A pesquisa incluiu a instrumentação de estacas em uma ponte em Allamuchy e foi descrita por Tschebotarioff (1967) e King e Gavaris (1970). Tschebotarioff (1970, 1973), após a análise dos resultados, continuou com o

diagrama de tensões triangular que já havia sugerido em 1962, recomendando, entretanto, uma redução na tensão ρ_h para:

$$\rho_h = BK\Delta\sigma_z$$

Onde:

B = Largura da estaca;

K = Coeficiente de empuxo;

$\Delta\sigma_z$ = acréscimo de tensão vertical devido a ação do aterro, no centro da camada argilosa e junto à estaca.

Velloso & Lopes (2011), recomendam o uso de 2B ao invés de B, como na pesquisa de Tschebotarioff (1962), considerando que a parcela de solo envolvida no empuxo da estaca possui uma largura de duas vezes a largura da estaca.

Tschebotarioff (1973) faz algumas conclusões em relação à pesquisa em New Jersey, tais como:

- Os movimentos laterais dos apoios do tabuleiro iniciaram-se neste mesmo momento;
- As medidas de deformações feitas em uma estaca metálica instrumentada revelaram momentos fletores consideráveis, especialmente próximos a base do muro. Medições efetuadas com inclinômetro também apresentaram flexão das estacas na região da camada argilosa;
- O empuxo que atua no encontro diminuiu com o tempo após a colocação do aterro;
- Os recalques nas bases dos encontros começaram quando a altura do aterro atingiu uma altura tal que seu peso chegou próximo de três vezes a resistência não drenada da camada argilosa;
- Uma pausa de seis meses na construção permitiu algum adensamento e correspondente aumento da resistência ao cisalhamento da camada de argila, de modo que o alteamento final do aterro não resultou em movimentos adicionais significativos (Tschebotarioff, 1973).

Quanto as condições de apoio, se porventura a estaca estar engastada no bloco e o solo superficial ser resistente, Tschebotarioff (1973) sugere considerar a estaca rotulada na base da argila e engastada no bloco, como indicado na figura 4 (a). Com base na figura 4 (b), as fórmulas para o momento fletor na ligação com o bloco (M_b), o momento máximo ($M_{máx}$) e a resultante (R) para este caso, são:

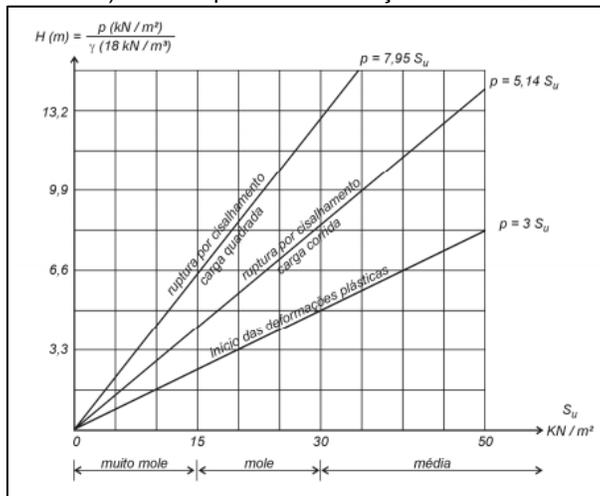
$$M_b = -\frac{Ra(L^2 - a^2)}{2L^2}$$

$$M_{m\acute{a}x} = + \frac{Ra}{2} \left(2 - \frac{3a}{L} + \frac{a^3}{L^3} \right)$$

$$R = 0,9 \frac{\rho_h t}{2}$$

Se houver duidas quanto ao perfeito engastamento da estaca no bloco, a solicitação máxima pode ser avaliada considerando a estaca birrotulada como mostra a figura 4 (c). Tschebotarioff (1973) sugere que em todos os casos em que a pressão do aterro ultrapassar três vezes a resistência não drenada da camada argilosa, deve ser dada uma atenção especial aos esforços de flexão nas estacas como mostra a figura 5. Esta pressão corresponde a um fator de segurança de 1,7 em relação a ruptura do aterro (que romperia com uma pressão da ordem de $5S_u$), indicando que um fator de segurança menor do que esse deve ser evitado.

Figura 5: Relação entre tensão aplicada (dividida por um peso específico de aterro de $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$) e consequências em função da resistência da argila.



FONTE: VELLOSO & LOPES (2011)

Contribuição de Wenz em 1963

Wenz (1963), que foi citado por Sinniger e Viret (1975) tomou como base modelos menores e propôs um método em que a estaca é simplesmente apoiada nos níveis superior e inferior da camada mole, e também vinculada ao diagrama de tensão limite que irá se desenvolver quando houver a ruptura do solo de fundação (Figura 6).

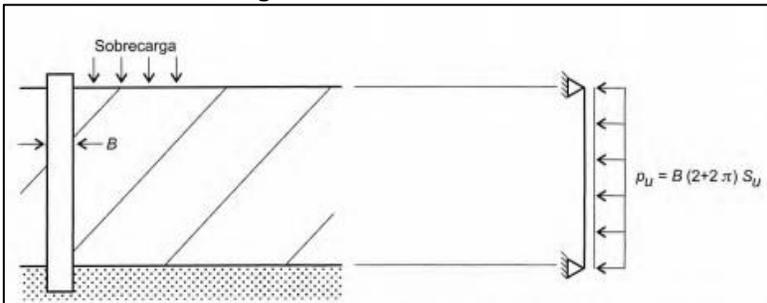
Schenck (1966), diz que para um grupo de estacas, a tensão aumenta em função da relação B/a , onde B é a largura ou o diâmetro da estaca e a o espaçamento entre eixos. Se a estaca estiver isolada, o

diagrama retangular que atua em seu comprimento introduzido na camada argilosa, ocorrendo a ruptura do solo de fundação, tem ordenada ρ_u da seguinte forma:

$$\rho_u = B(2 + 2\pi)S_u$$

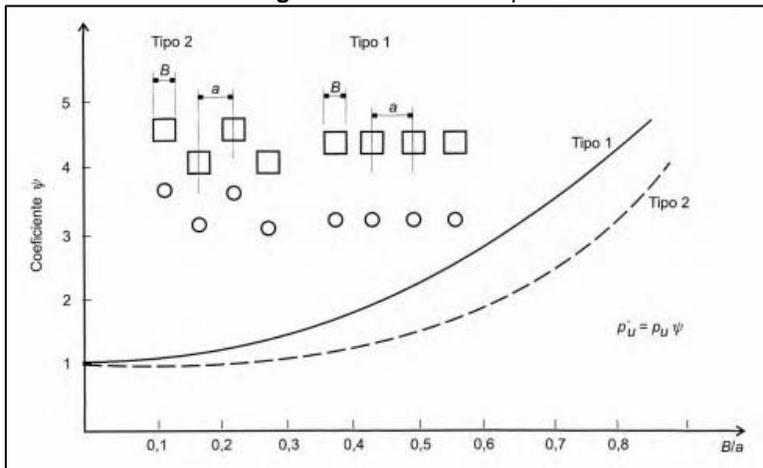
Para a estaca que pertencer a um grupo, o diagrama de tensões é multiplicado por um coeficiente ψ , (tal que $\rho'_u = \psi \rho_u$), que pode ser encontrado na figura 7, partindo da relação B/a .

Figura 5: Processo de Wenz



Fonte: VELLOSO & LOPES (2011)

Figura 7: Gráfico $B/a \times \psi$



Fonte: VELLOSO & LOPES (2011)

Testes no norte da Alemanha por Leussink e Wenz

Leussink e Wenz (1969) mostraram testes em um local do norte da Alemanha, onde uma sobrecarga de 300 kN/m^2 seria posta em um depósito. O subsolo consiste em uma camada superficial de quatro a cinco metros de aterro hidráulico, sobrejacente a uma espessa camada de argila mole com a

altura aproximadamente de quinze metros, abaixo de uma densa camada de areia, sendo a resistência não drenada inicial da argila mole cerca de 20 kN/m². Para o manejo do minério utilizando um pórtico rolante, foram previstas vigas-caixão em concreto armado, apoiadas sobre estacas, para o suporte dos trilhos.

Para avaliar o carregamento horizontal nas estacas, três estacas metálicas de seção quadrada de oitenta e cinco centímetros de lado foram postas até a camada inferior de areia. As extremidades superiores das estacas foram conectadas a viga-caixão e durante o primeiro ano de análise, a sobrecarga vinda de um aterro arenoso chegou a 160 kN/m² e, durante o segundo ano, alcançou 280 kN/m². Para a sobrecarga de 180 kN/m², os deslocamentos horizontais do solo chegaram a cinquenta centímetros e então ocorreu a ruptura de uma estaca em relação a sobrecarga máxima na estaca, que por sua vez já estava rompida, deslocou-se até oitenta centímetros e após os testes, Leussink e Wenz (1969) escolheram utilizar drenos de areia para aprimorar as características do material de fundação.

De Beer e colaboradores

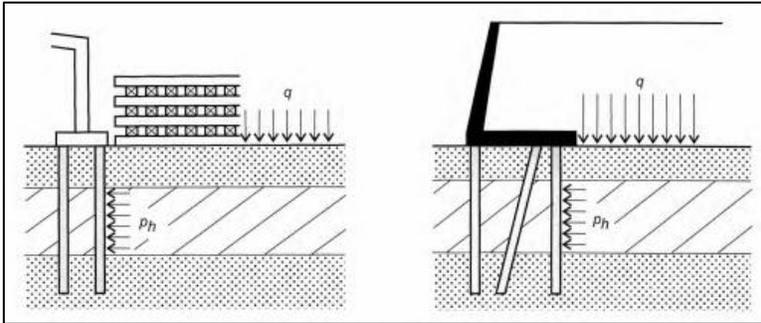
Em três atividades, De Beer e colaboradores (De Beer e Wallays, 1969, 1972; De Beer, 1972) encontram uma proposta de método empírico para várias situações de carregamento perto de estacas. Tomando como base os resultados que de Heyman e Boersma (1961) e de Leussink e Wenz (1969) obtiveram em suas respectivas pesquisas, De Beer e colaboradores reconheceram dois casos, que são:

- (a) As tensões cisalhantes presentes no solo são notadamente menores do que os valores de ruptura;
- (b) As tensões cisalhantes chegam próximas dos valores de ruptura.

Tomando como base primeiramente o caso (a) pode ser visto que De Beer e Wallays (1972) apontam este método somente quando o fator de segurança global, for superior a 1,6 e quando a sobrecarga atuante for uniforme como mostra a figura 8, e a tensão horizontal ρ_h nas estacas que estão na camada submetida as deformações horizontais, é igual a sobrecarga q atuante, ou seja:

$$\rho_h = q$$

Figura 8: Tensão horizontal nas estacas no caso de sobrecarga uniforme.



Fonte: VELLOSO & LOPES (2011)

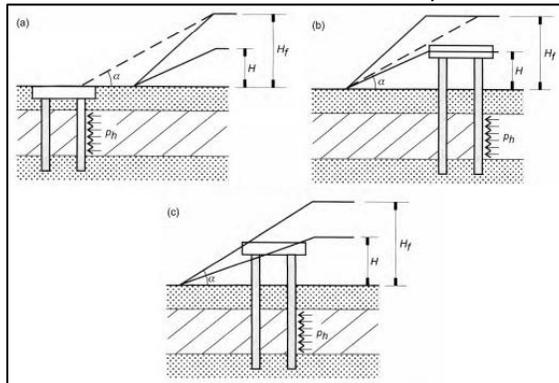
Quando a sobrecarga lateral não é uniforme, mas é definida por um talude (Figura 9) um fator de redução f dado pela equação abaixo é introduzido, onde se obtém uma nova relação de ρ_h .

$$f = \frac{\alpha - \varphi'/2}{\pi/2 - \varphi'/2}$$

$$\rho_h = f q$$

Onde α é o ângulo de um talude hipotético, dado em radianos e φ' o ângulo de atrito efetivo do solo, ambos definidos na figura 8 e também a tensão ρ_h pode ser multiplicada pelo diâmetro ou pela largura da estaca.

Figura 9: Estacas submetidas a tensões laterais próximas a um talude.



Fonte: VELLOSO & LOPES (2011)

Como os autores do método tomaram como base um material que possuía um peso específico de 18 kN/m^3 , quando se deseja obter para qualquer outro material, é necessário calcular uma altura hipotética do talude, que é dada pela expressão:

$$H_f = H \frac{\gamma_k}{18}$$

Onde:

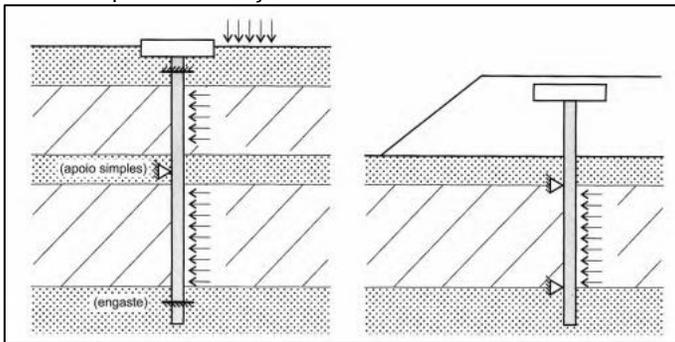
H_f = Altura do talude hipotético;

H = Altura do talude real;

γ_k = Peso específico do material do talude real em kN/m³.

Para se obter o valor dos momentos fletores, devem ser realizados os cálculos com as condições mostradas na figura 10.

Figura 10: Exemplos de condições de contorno de deslocabilidade horizontal.



Fonte: VELLOSO & LOPES (2011)

De Beer e Wallays (1972) apontam que o método semiempírico apresentado é aproximado e serve para estimar o valor máximo do momento fletor. O método não concede a variação do momento fletor por toda a extensão da estaca e visando a segurança, as estacas precisam ser armadas ao longo de todo o seu comprimento para o momento máximo calculado.

Em relação ao caso (b), no caso de o fator de segurança a ruptura global ser pequeno, as estacas estarão sujeitas a um carregamento bem maior do que o já indicado pelo método citado no caso (a). Nessa situação, De Beer e Wallays (1972) e De Beer (1972) sugerem que o carregamento horizontal máximo que atua na estaca tem que ser calculado tendo como base o trabalho de Hansen (1961), onde há de se considerar uma região de influência para cada estaca de três vezes o seu diâmetro.

Observações de Aoki

Aoki (1970) descreve a incidência de esforços horizontais em estacas devidos à execução de aterros de acesso a pontes construídas na BR-101 no Rio Grande do Norte. Na realização da etapa de terraplenagem de uma das pontes, ocorreu a ruptura da camada de argila mole e foram vistos desaprumos e fissuras em vários pilares. Os deslocamentos medidos na altura dos blocos chegaram a vinte centímetros e então, foi feito um programa

mais detalhado de análise do subsolo, que mostrou a ocorrência de um afundamento acentuado do aterro na argila mole.

Algumas avaliações de esforços tomando como base a literatura, indicaram solicitações de flexão nas estacas que estavam muito acima da sua capacidade resistente, e as fundações em estacas do tipo Franki e também as estacas tubadas foram reforçadas com estacas metálicas. A cravação dessas estacas foi preliminarmente imaginada com reação na estrutura, mas foi verificado, enquanto ocorriam os serviços, que era possível executar a cravação com o bate-estacas posto na parte de cima da ponte. Como uma solução adicional, para diminuir o valor da sobrecarga, foi prevista a execução de um novo aterro de acesso que possuísse vazios criados por bueiros metálicos tipo ARMCO.

Foi visto que o esforço de flexão obtido por De Beer e Wallays (1972) é muito superior ao obtido por Tschebotarioff (1973) e pode-se concluir que a determinação dos esforços de flexão no fuste de estacas quando sujeitas a uma sobrecarga assimétrica ainda necessita de uma formulação mais extensa que passe tanto pela verificação da segurança a ruptura do solo como da ruptura da estaca como elemento estrutural. Até lá, os resultados da avaliação dos esforços de flexão nas estacas irão indicar os resultados que aparentemente incoerentes, são vindos de diagramas de tensões obtidos com diferentes níveis de segurança em relação a ruptura do solo (Velloso & Lopes, 2011).

As precauções a serem tomadas para evitar ou diminuir este fenômeno

Velloso & Lopes (2011) mostram algumas prevenções que podem ser feitas a fim de evitar ou diminuir o efeito Tschebotarioff, tais como:

- Remoção da argila mole se a camada não for muito espessa;
- Uso de reforço com geogrelhas na base do aterro;
- No caso de aterros, pode-se diminuir a sobrecarga utilizando material com menor peso específico;
- Utilização de estacas com uma resistência apropriada a flexão e voltadas com seu eixo de maior inércia normal a direção do movimento;
- Encamisamento das estacas no trecho sujeito aos maiores movimentos (Velloso & Lopes, 2011).

Além dessas precauções, segundo Ferreira (1991), com o aumento do número de obras feitas sobre argilas moles, foram desenvolvidas técnicas de estabilização de solos de fundação, tendo como objetivo precaver a ruptura por cisalhamento ou evitar recalques excessivos, que podem gerar o efeito Tschebotarioff. Um dos primeiros métodos utilizado para isto, tem sido o da pré-compressão, onde é aplicado um pré-carregamento antes de se sobrepor ou adicionar a carga final da estrutura. Esta técnica pode ser utilizada com o objetivo de se eliminar todos ou parte dos recalques que poderão ocorrer durante e após a construção, devido ao adensamento

primário e diminuir os causados pelo adensamento secundário no longo prazo.

Entretanto, quando a espessura da camada é muito grande ou o tempo necessário para adensamento é extenso comparado com aquele que está disponível para a obra, a pré-compressão pode não funcionar e neste caso, a colocação de drenos verticais ligado a técnica de pré-compressão é constantemente utilizada (FERREIRA, 1991).

CONCLUSÃO

Neste artigo foi abordado o efeito Tschebotarioff, que ocorre em fundações profundas como as estacas, quando o deslocamento em função do recalque e do adensamento não é somente na vertical direcionado para baixo, mas também ocorre o movimento horizontal que encaminha deslocamentos consideráveis podendo arruinar ou prejudicar as fundações das obras próximas ou até mesmo do próprio empreendimento que estaria em construção.

Foi mostrado como este efeito funciona, tomando como destaque as pesquisas e os modelos de cálculo vistos durante os anos, tendo em vista que é de suma importância este reconhecimento. Também foi buscado mostrar alguns fatores que apresentam como ele ocorre e também maneiras de o diminuir com base nas precauções que podem ser tomadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, V. N. **Características de adensamento da argila do canal do porto de Santos na ilha Barnabé.** Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2008.

ANDRADE, S. Efeito Tschebotarioff. S.A. Soluções de Engenharia.2016. Disponível em: <http://sasolucoes.com.br/efeito-tschebotarioff/>. Acesso em: 19 de maio de 2020.

AOKI, N. **Esforços horizontais em estacas de pontes provenientes da ação de aterros de acesso.** In: CBMSEF, 4., 1970, Rio de Janeiro. Anais, Rio de Janeiro, 1970. v. 1, tomo I.

BELLO, M. I. **Estudo de ruptura em aterros sobre solos moles – Aterro do galpão localizado na BR-101-PE.** Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco. 2004.

COBE, R. P. **Comportamento de um aterro construído sobre solo mole e sua influência no estaqueamento adjacente.** Dissertação de Mestrado.

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro. 2017.

DE BEER, E. F.; WALLAYS, M. **Die Berechnung der waagerechten, Beanspruchung von Pfählen in Weichen Biden**. Der Bauingenieur, v. 44, Hef 6, jun 1969.

DE BEER, E. E; WALLAYS, M., **Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles**. In: EUROPEAN CSMFE, 5. 1972, Proceedings, Madrid, 1972. v. 1, p. 325-332.

DE BEER, E. E. **Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles**. Conference a Caracas, Société Vénézuélienne Fundaciones Franki, Mars, 1972.

DOMINONI, C. M. B. **Álise de estabilidade e compressibilidade de um aterro sobre solo mole no porto de Suape, região metropolitana do Recife**. Projeto de Graduação. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2011.

FERREIRA, C. A. M. **Análise de dados piezométricos de um aterro sobre argila mole com drenos verticais**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 1991.

FORMIGHERI, L. E. **Comportamento de um aterro sobre argila mole da Baixada Fluminense**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro. 2003.

FRANÇA, F. F. **Estudo teórico e experimental do efeito de sobrecargas assimétricas em estacas**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2014.

HANSEN, I. B. **The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces**. Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Bulletin n. 12, 1961.

HEYMAN, L.; BOERSMA, L. **Bending moments in piles due to lateral earth pressure**. In: ICSMFE, 5, 1961, Paris. Proceedings, Paris, 1961. v. 2, p. 425-429.

KING & GAVARIS. **Movement towards its backfill of pile supported bridge abutment**. Research Report to the New Jersey State Department of Transportation, Sep. 1970.

LEUSSINK, H.; WENZ, K. P. **Storage yard foundations on soft cohesive soils**. In: ICSMFE, 7., 1969, Mexico. Proceedings, Mexico, 1969. v. 2.

NETTO, Y. A. **Estudo experimental das características de compressibilidade e adensamento de uma argila mole**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro. 2006.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

RODRIGUES, N. L. **Comparação entre ensaios de adensamento realizados em equipe convencional e em equipamento de DDS em argila mole**. Projeto de Graduação. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2014.

SCHENCK, W., **Grundbau Taschenbuch**, Band I, 2 Auflage, W. Ernst und Sohn, Berlin, 1966.

SINNIGER, B.; VIRET, K. **Fondations, Premiere Partie**, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Departament de Genie Civil, Lausanne, 1975.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. **Retaining Structures**. In: LEONARDS, G. A. (eds.). **Foundation Engineering**. New York: McGraw-Hill, 1962.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. **Earth Pressure, Retaining Walls and Sheet Piling**, General Report - Division 4. In: Pan-American CSMFE, 3., Caracas. Proceedings, Caracas, 1967. v. 3, p. 301-322.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. **Bridge abutments on piles driven through plastic clay**. In: Conference on design and installation of pile foundations and cellular structures, Bethlehem. Proceedings, Lehigh Univ., Bethlehem, 1970.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. **Foundations, Retaining and Earth Structures**. 2. ed. Tokyo: McGraw-Hill Kogakusha, 1973.

VELLOSO, D. A., LOPES, F. R., 2011, **Fundações: Critérios de Projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**, São Paulo, Oficina de Textos, 2011.

WENZ, K. P. **Über die Grobe des Seiten-druckes auf Pfahle in bindigen Erdstoffen, Veröffentlichungen des Inst. Bodenmech**. Grundbau der Techn. Hochs. Frid. in Karlsruhe, Heft 12, 1963.