

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

# Comparação Entre Metodologias Semiempíricas E Modelagem Numérica Na Estimativa Do Momento Fletor Em Estacas Submetidas Ao Efeito De Tschebotarioff

Luiz Eduardo Monteiro Marcelino

Mestrando, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, [eduardomonteiro\\_m@hotmail.com](mailto:eduardomonteiro_m@hotmail.com)

Façal Massad

Professor Titular do Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações da EPUSP, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, [faical.massad@usp.br](mailto:faical.massad@usp.br)

**RESUMO:** Tschebotarioff foi o primeiro autor a discorrer acerca dos esforços gerados em estacas instaladas em um depósito argiloso devido à colocação de uma sobrecarga assimétrica ao estaqueamento. Embora alguns métodos semiempíricos tenham sido propostos para estimativa dos esforços gerados por esse efeito, sua aplicação frequentemente resulta em dispersão, o que sugere a necessidade de mais estudos acerca do tema. Neste trabalho, foram utilizados os dados publicados por Heyman e Boersma (1961) (1º. Caso) e Heyman (1965) (2º.Caso), os quais mediram os esforços em estacas instrumentadas gerados devido à construção de aterros em depósitos de solo compressível em Amsterdã. Foram aplicadas as metodologias semiempíricas de Tschebotarioff, de Wenz e de De Beer e Wallays para estimativa dos momentos fletores máximos nas estacas e foi sugerida uma modificação na metodologia de Tschebotarioff. Foram também desenvolvidos modelos bidimensionais em elementos finitos (Sigma/W). As metodologias de Tschebotarioff e de De Beer e Wallays subestimaram os momentos fletores máximos nas estacas, enquanto a de Wenz os superestimou. A metodologia de Tschebotarioff modificada apresentou resultados próximos aos de campo no primeiro caso e os superestimou em 2 vezes no segundo. O modelo numérico retornou valores condizentes com os de campo.

**PALAVRAS-CHAVE:** Efeito de Tschebotarioff, Empuxo horizontal em estacas, Estacas passivas.

**ABSTRACT:** Tschebotarioff was the first author to discuss the forces induced in piles installed in a clayey subsoil due to the construction of a surcharge load asymmetric to the piles. Although some semi-empirical methods have been proposed to estimate the forces induced by this effect, their application often results in dispersion, which suggests the need for further studies on the subject. In this article, data published by Heyman and Boersma (1961) (1<sup>st</sup>. Case) and Heyman (1965) (2<sup>nd</sup>. Case) were used, who measured the efforts in instrumented piles generated due to the construction of embankments in a compressible deposit in Amsterdam. The semi-empirical methodologies of Tschebotarioff, Wenz and De Beer and Wallays were applied to estimate the maximum bending moments in piles and a modification in the Tschebotarioff's methodology was suggested. Two-dimensional finite element models (Sigma/W) were also developed. Tschebotarioff's and De Beer and Wallays' methodologies underestimated the maximum bending moments in piles, while Wenz's overestimated them. The modified Tschebotarioff's methodology provided results close to those measured in the field in the first case and overestimated them twice in the second one. The numerical model provided values according to those measured in situ.

**KEYWORDS:** Tschebotarioff effect, Horizontal pressure in piles, Passive piles.

## 1 Introdução

Qualquer sobrecarga unilateral sobre um solo de fundação irá gerar tensões e deslocamentos verticais e horizontais no interior da massa de solo. Quando há um estaqueamento nas proximidades dessa sobrecarga, essas estacas irão constituir um impedimento à deformação da massa de solo e, assim, ficarão submetidas aos esforços consequentes dessa restrição. O primeiro a autor descrever a existência desses esforços foi Tschebotarioff em 1962, o qual dá o nome a esse efeito. Esse autor verificou que em estacas instaladas em



solos arenosos fofos as tensões de flexão nas estacas são desprezíveis. No entanto, em uma camada de argila mole ele verificou a ocorrência de solicitações consideráveis em estacas cravadas. Isso ocorre porque a ação de uma sobrecarga nesse depósito argiloso implicará um deslocamento horizontal, e, posteriormente, um adensamento dessa camada, o que induzirá os esforços horizontais nas estacas. (Velloso e Lopes, 2010).

De acordo com Alonso (2019), esses esforços transversais ocorrem mesmo quando se tem fatores de segurança satisfatórios contra a ruptura da camada compressível. Ademais, tanto a magnitude quanto a distribuição das tensões horizontais atuantes nas estacas dependem de alguns fatores, como as características da camada de solo compressível, a magnitude da carga assimétrica, a rigidez entre o solo e a estaca, a geometria do estaqueamento, a posição relativa entre a sobrecarga e a estaca e o tempo a partir da instalação das estacas.

## 2. Metodologias semiempíricas

Entre as metodologias semiempíricas disponíveis na literatura, foram utilizadas neste trabalho a metodologia de Tschebotarioff (baseada no acréscimo de tensão vertical e no coeficiente de empuxo), a de Wenz (baseada na resistência não drenada da camada compressível) e a de De Beer e Wallays (dependente da geometria do problema e do ângulo de atrito efetivo da argila). Ademais, será apresentada a modificação proposta na metodologia de Tschebotarioff na estimativa do acréscimo de tensão horizontal.

### 2.1 Método de Tschebotarioff

Tschebotarioff desenvolveu sua pesquisa com base em casos de muros de arrimo estaqueados, que apresentaram problemas de flexão até a ruptura. Esse autor sugeriu que o momento fletor atuante nas estacas poderia ser estimado por meio de uma aproximação, na qual os empuxos laterais seriam representados por um carregamento triangular, com valor máximo no centro da camada compressível. A ordenada máxima ( $p_{h-máx}$ ) do carregamento triangular atuante na estaca é dada pela Equação (1):

$$p_{h-máx} = 2B \cdot K \cdot \Delta\sigma_z \quad (1)$$

em que ( $\Delta\sigma_z$ ) é o acréscimo de tensão vertical devido à sobrecarga assimétrica no centro da camada compressível; ( $B$ ) é a largura da seção transversal da estaca (ou diâmetro) perpendicular à direção em que o empuxo horizontal atua e ( $K$ ) é o coeficiente de empuxo. O autor sugere que a estaca deva ser considerada como engastada no bloco e rotulada na base para o caso em que o solo superficial seja resistente e os blocos de coroamento estejam interligados por cintas. Caso haja dúvidas acerca do engastamento da estaca no bloco, a estaca deve ser considerada como birotulada. (Velloso e Lopes, 2010).

### 2.2 Método de Wenz

De acordo com Velloso e Lopes (2010), o método proposto por Wenz advém de observações realizadas em modelos reduzidos e sugere que uma estaca isolada esteja submetida a um diagrama de pressões horizontais uniforme ao longo do comprimento embutido na camada de solo compressível, em uma condição de apoio birrotulada nas extremidades da camada compressível. A ordenada ( $p_u$ ) do diagrama uniforme ao qual a estaca está submetida é dada em função da resistência não drenada ( $S_u$ ) da camada de argila mole, conforme Eq. (2):

$$p_u = B \cdot (2 + 2\pi) \cdot S_u \quad (2)$$

### 2.3 Método de De Beer e Wallays

De Beer e Wallays sugeriram que a aplicabilidade do seu método se restringe a casos em que, sem a consideração das estacas, o fator de segurança global no solo seja maior que 1,4. A tensão horizontal ( $P_h$ ) que atua na linha de estacas mais próxima ao aterro é dada por:

$$P_h = f \cdot q \quad (3)$$



em que ( $q$ ) é a sobrecarga aplicada ao terreno pelo aterro e ( $f$ ) é dado por:

$$f = \frac{\alpha - \phi'/2}{90^\circ - \phi'/2} \quad (4)$$

sendo ( $\phi'$ ) é o ângulo de atrito efetivo da camada de solo mole e ( $\alpha$ ) é o ângulo do talude fictício obtido conforme Figura 1, na qual ( $h_1$ ) é definido pela altura ( $h$ ) e peso específico ( $\gamma$ ) do aterro. Ou seja:

$$h_1 = h \cdot \frac{\gamma}{18} \quad (5)$$

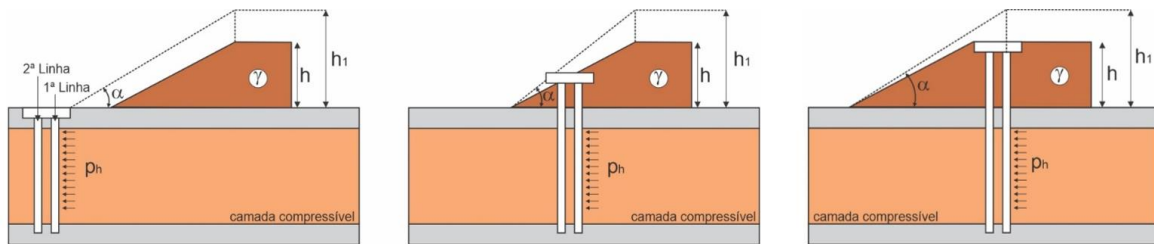


Figura 1. Determinação de ( $\alpha$ ) no método de De Beer e Wallays. (Adaptado de Alonso, 2010).

Para a estimativa dos momentos fletores na estaca, deve-se restringir a atuação da tensão horizontal ( $p_h$ ), a uma profundidade ( $z_d$ ), definida como a profundidade em que a tensão vertical efetiva antes da construção do aterro ( $\sigma'_{v0}$ ) seja igual à sobrecarga ( $q$ ), gerada pelo próprio aterro. (Alonso, 2019).

## 2.4 Método de Tschebotarioff Modificado

A modificação na metodologia de Tschebotarioff proposta neste trabalho, aqui denominada de Método de Tschebotarioff Modificado, consiste na estimativa de ( $p_{h-máx}$ ) a partir de ( $\Delta\sigma_x$ ), em substituição ao produto entre ( $K$ ) e ( $\Delta\sigma_z$ ) presente na Equação (1), conforme a seguir:

$$p_{h-máx} = 2B \cdot \Delta\sigma_x \quad (5)$$

Nessa proposta, ( $\Delta\sigma_x$ ) é o acréscimo de tensão horizontal no centro da camada compressível e é obtida com base na solução de Gray (1936) apud Poulos e Davis (1991), baseada na Teoria da Elasticidade, conforme Equação (6), cujos parâmetros são definidos na Figura 2.

$$\Delta\sigma_x = \frac{p}{\pi} \left[ \beta + \frac{x \cdot \alpha}{a} + \frac{z}{R_2^2} (x - b) + \frac{2z}{a} \ln \left( \frac{R_1}{R_0} \right) \right] \quad (6)$$

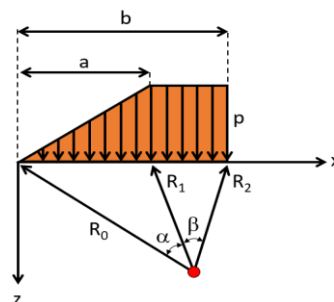


Figura 2. Variáveis envolvidas na solução de Gray (1936). (Redesenhado a partir de Poulos e Davis, 1991).



### 3. Modelo Numérico

Os modelos numéricos em elementos finitos foram desenvolvidos com o programa Sigma/W e procuraram reproduzir os processos executivos dos dois estudos de casos. As primeiras análises foram do tipo “in situ”, para estabelecer as tensões geostáticas. Já as análises seguintes foram análises transientes do tipo “acoplado tensão-poropressão”, com a intercalação das etapas de alteamento do aterro e de dissipação dos excessos de poropressão. As estacas foram modeladas como “elementos de viga”, considerando os mesmos momento de inércia, área da seção transversal e módulo de elasticidade. Para os solos moles foi utilizado o modelo Cam-clay modificado (CCM); para as areias, o modelo elastoplástico linear (EP); e para o aterro, o modelo linear elástico (LE). Como nos dois estudos de caso os movimentos horizontais das estacas eram impedidos, em cada modelo numérico aplicou-se uma condição de contorno de restringir os deslocamentos horizontais (*Fixed X*) no topo da estacas. Os pormenores de cada modelo numérico desenvolvido e os parâmetros utilizados são apresentados na próxima seção.

## 4 Estudos de Caso

### 4.1 Caso 1: Linha de 3 estacas paralelas ao perfil longitudinal de um aterro em amsterdã

#### 4.1.1 Apresentação do caso

Esse caso foi desenvolvido em Amsterdã e consistiu na cravação de uma linha 3 estacas instrumentadas de 12,5 m de comprimento, distanciadas entre si em 5 m, conforme publicação de Heyman e Boersma (1961). Foram utilizadas estacas metálicas de seção transversal vazada de formato quadrado com 30 cm de lado com 6 mm de espessura, nos quais foram instalados *Strain Gauges* para a medição dos momentos fletores. Um aterro de 7 m de altura foi construído inicialmente a uma distância de 30 m da linha de estacas e, em cada nova etapa construtiva, o aterro era aproximado das estacas, de 5 em 5 metros, até que a distância entre o aterro e as estacas fosse 5 m. Para restringir os deslocamentos das estacas na direção do empuxo horizontal, os seus topos foram apoiados a uma viga rígida de concreto, suportada por um conjunto de 8 estacas.

#### 4.1.2 Modelo Numérico

O modelo numérico desenvolvido no Sigma/W possui um total de 19 etapas, nas quais são intercaladas duas etapas de alteamento do aterro e uma de dissipação dos excessos de poropressão. A cada novo par de etapa de alteamento, o aterro se aproxima 5 m da linha de estacas. As Figuras 3a e 3b ilustram as etapas do modelo numérico com o aterro a 30 m e 5 m da estaca, respectivamente.

No perfil geotécnico elaborado, a superfície do terreno e o nível de água estão a, respectivamente, 0,60 m e 1,20 m em relação ao *Normal Amsterdam Level* (NAL), conforme Heyman e Boersma (1961). Os materiais argila mole e turfa foram modeladas com o modelo Cam-clay modificado (CCM) considerando as variações das poropressões com o tempo. As camadas de areia superior, inferior e areia argilosa foram modeladas com o modelo elastoplástico linear (EL) e o aterro, com o linear elástico (LE). A partir de publicações recentes como de Zwanenburg et al. (2019), Koning et al (2019) e Wegman (2020), foram reunidas informações do solo do local, para embasar a estimativa dos parâmetros (Tabela 1).

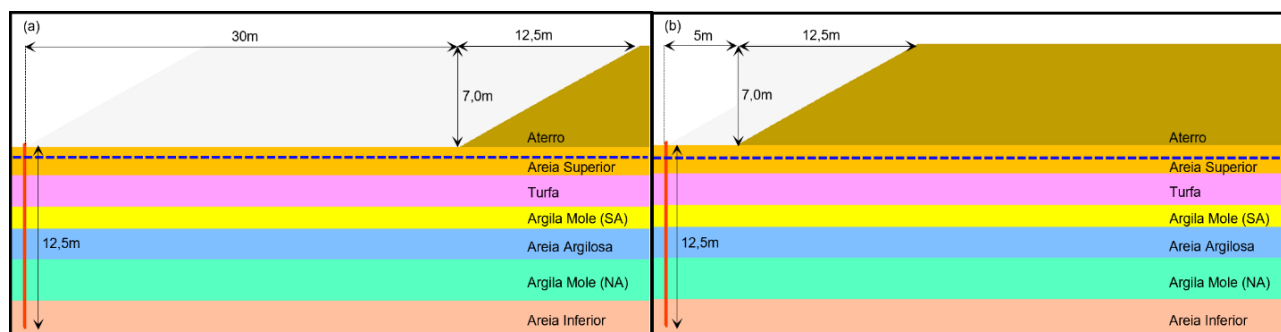


Figura 3. Modelo numérico – Caso 1 (a) Estaca a 30m do aterro; (b) Estaca Estaca a 5m do aterro.



Tabela 1. Parâmetros adotados na modelagem numérica – Caso 1.

| Prof.<br>(m - NAP) | Material         | Modelo | k<br>(m/s) | $\gamma$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | OCR<br>(-) | $\lambda$<br>(-) | $\kappa$<br>(-) | $v'$<br>(-) | $\phi'$<br>(°) | $c'$<br>(kPa) | $E'$<br>(MPa) |
|--------------------|------------------|--------|------------|----------------------------------|------------|------------------|-----------------|-------------|----------------|---------------|---------------|
| 6,60 a -0,60       | Aterro           | LE     | -          | 18                               | -          | -                | -               | 0,30        | -              | -             | 30,0          |
| -0,60 a -2,60      | Areia Superior   | EL     | -          | 19                               | -          | -                | -               | 0,25        | 32             | 10            | 4,5           |
| -2,60 a -4,80      | Turfa            | CCM    | $10^{-8}$  | 10                               | 1,8        | 0,73             | 0,11            | 0,35        | 22             | -             | -             |
| -4,80 a -6,30      | Argila Mole (SA) | CCM    | $10^{-9}$  | 16                               | 1,4        | 0,21             | 0,03            | 0,35        | 22             | -             | -             |
| -6,30 a -8,40      | Areia Argilosa   | EL     | -          | 18                               | -          | -                | -               | 0,25        | 27             | 10            | 3,0           |
| -8,40 a -11,25     | Argila Mole (NA) | CCM    | $10^{-9}$  | 16                               | 1,0        | 0,19             | 0,03            | 0,35        | 22             | -             | -             |
| -11,25 a -14,70    | Areia Inferior   | EL     | -          | 19                               | -          | -                | -               | 0,30        | 35             | 10            | 15,0          |

#### 4.1.3 Resultados

A Figura 4 apresenta o diagrama de momentos fletores e os momentos máximos na estaca. Verifica-se que os esforços máximos ocorrem entre 2m e 3m de profundidade, o que é condizente com o observado por Heyman e Boersma (1961). Ademais, nota-se que houve uma correspondência adequada entre os resultados do modelo numérico e os obtidos em campo, sobretudo a partir de 20m de distância entre as estacas e o aterro.

A Tabela 2 apresenta estimativas feitas a partir das metodologias semiempíricas. Destacam-se os seguintes pontos: a) os valores medidos com o método de Tschebotarioff não se mostraram condizentes com os de campo; b) os momentos obtidos com o método Tschebotarioff modificado retornaram valores condizentes com os valores medidos nas situações de estacas a 20m ou menos do pé do aterro, superestimando os esforços nas distâncias superiores; c) obteve-se um momento 74% maior que o de campo com a metodologia de Wenz; e d) os esforços obtidos com a formulação de De Beer e Wallays foram consideravelmente inferiores aos medidos.

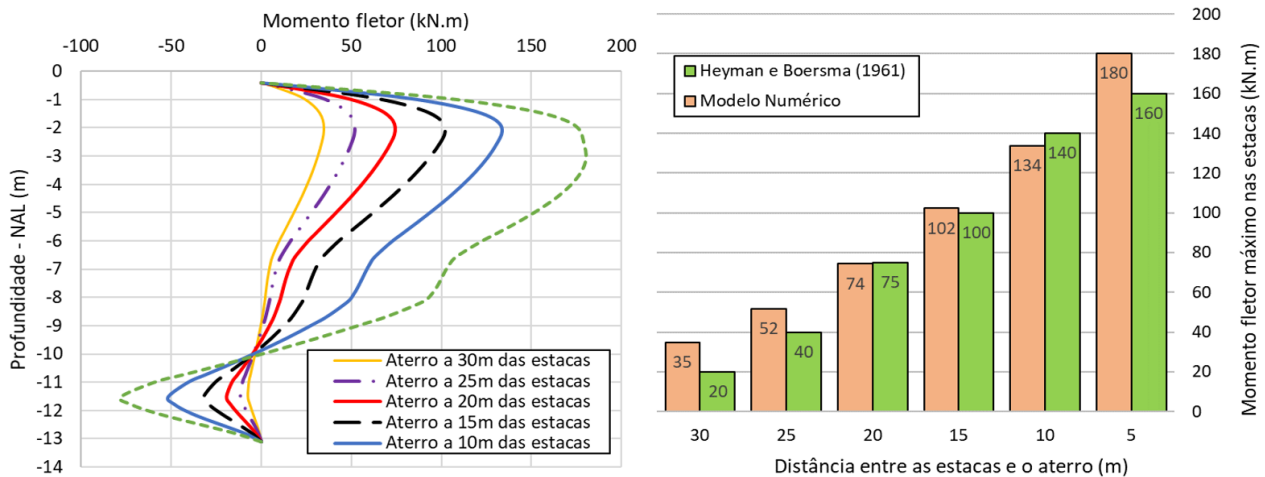


Figura 4. Momentos fletores – Modelo numérico e leituras de campo – Caso 1.

Tabela 2. Momento fletores máximos obtidos – Caso 1.

| Metodologia                      | Distância entre a estaca e o pé do aterro                                   |           |           |          |          |           |
|----------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------|-----------|-----------|----------|----------|-----------|
|                                  | 5 m                                                                         | 10 m      | 15 m      | 20 m     | 25 m     | 30 m      |
|                                  | <b>Momento fletor máximo - kN.m (Variação em relação ao valor de campo)</b> |           |           |          |          |           |
| Medição em campo                 | 160                                                                         | 140       | 100       | 75       | 40       | 20        |
| Modelo numérico                  | 180 (13%)                                                                   | 134 (-4%) | 102 (2%)  | 74 (-1%) | 52 (30%) | 35 (75%)  |
| Tschebotarioff                   | 12 (-93%)                                                                   | 4 (-97%)  | 2 (-98%)  | 1 (-99%) | 1 (-98%) | 0 (-)     |
| Tschebotarioff Mod.              | 186 (16%)                                                                   | 134 (-4%) | 110 (10%) | 90 (20%) | 77 (93%) | 66 (230%) |
| Wenz <sup>[A]</sup>              | 279 (74%)                                                                   | -         | -         | -        | -        | -         |
| De Beer e Wallays <sup>[B]</sup> | 50 (-69%)                                                                   | 25 (-82%) | 14 (-86%) | 7 (-91%) | -        | -         |

<sup>[A]</sup> O valor calculado por Wenz não é função da posição da estaca em relação ao aterro.

<sup>[B]</sup> Devido à geometria do problema, a aplicação da Eq. 4 retorna valor nulo para (f) a partir de 25m.





## 4.2 Caso 2: Linha de 2 estacas perpendicular ao perfil longitudinal de um aterro em Amsterdã

### 4.1.1 Apresentação do caso

Nesse caso, duas estacas metálicas de 12,5 m de comprimento com seção transversal quadrada de 0,30m e 6mm de espessura foram instaladas em Amsterdã, conforme detalhes apresentados por Heyman (1965). Após a inserção das estacas, o aterro experimental foi construído em três etapas de 1,4m de tal forma que uma das estacas (Estaca II) ficou posicionada no pé do talude do aterro e a outra (Estaca I) a 12 metros desse pé. O deslocamento da extremidade superior das estacas foi impedido por um macaco hidráulico e os esforços foram medidos em ambas as estacas em cada uma das três etapas de alteamento.

Para as duas primeiras etapas de alteamento foram realizadas uma leitura logo após a aplicação da carga e outra após 2 meses de dissipação dos excessos de poropressão. Segundo Heyman (1965), para as 2 primeiras etapas, após esse período de 2 meses, não houve aumento dos esforços medidos nas estacas. Para a terceira e última etapa foram medidos apenas os valores do momento fletor logo após o alteamento do aterro. Os momentos máximos medidos logo após essa última foram 25 kN.m e 68 kN.m nas estacas I e II, respectivamente.

### 4.1.2 Modelo Numérico

Foram desenvolvidos dois modelos numéricos independentes, um para Estaca I (a 12m do pé do aterro) e outro para a Estaca II (estaca no pé do aterro). Foram adotados 3 pares sequenciais de análises. Em cada par se simula a construção de 1,40m de aterro e o período de dissipação das poropressões geradas. As Figuras 5a e 5b ilustram a última etapa da modelagem para Estaca I e II, respectivamente.

As camadas de turfa e argila mole foram modeladas com o modelo Cam-clay modificado (CCM). Para esses materiais foram inseridos parâmetros hidráulicos para simular a dissipação do excesso de poropressão. As camadas de areia superior, inferior e areia siltosa foram modeladas com o modelo elastoplástico linear (EP) e para o aterro, o modelo linear elástico (LE). Assim como no primeiro caso, foram reunidas informações do solo do local, para embasar a estimativa dos parâmetros geotécnicos apresentados na Tabela 3.

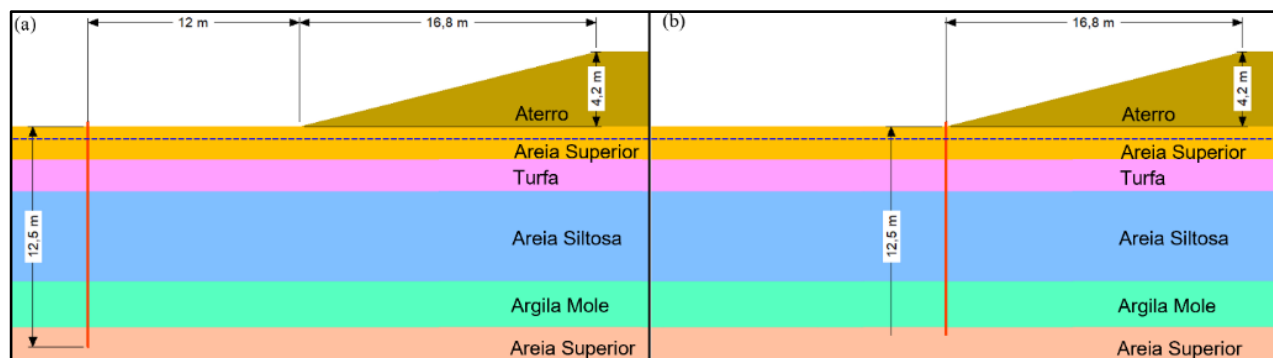


Figura 5. Modelo numérico – Caso 2 – (a) Estaca I; (b) Estaca II.

Tabela 3. Parâmetros adotados na modelagem numérica – Caso 2.

| Prof.<br>(m - NAP) | Material       | Modelo | k<br>(m/s) | $\gamma$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | OCR<br>(-) | $\lambda$<br>(-) | $\kappa$<br>(-) | $v'$<br>(-) | $\phi'$<br>(°) | $c'$<br>(kPa) | $E'$<br>(kPa) |
|--------------------|----------------|--------|------------|----------------------------------|------------|------------------|-----------------|-------------|----------------|---------------|---------------|
| 3,40 a -0,80       | Aterro         | LE     | -          | 15                               | -          | -                | -               | 0,30        | -              | -             | 30,0          |
| -0,80 a -2,70      | Areia Superior | EL     | -          | 19                               | -          | -                | -               | 0,25        | 32             | 10            | 4,5           |
| -2,70 a -4,50      | Turfa          | CCM    | $10^{-8}$  | 10                               | 2,3        | 0,90             | 0,14            | 0,35        | 22             | -             | -             |
| -4,50 a -9,60      | Areia Siltosa  | EL     | -          | 18                               | -          | -                | -               | 0,25        | 30             | 10            | 3,0           |
| -9,60 a -12,20     | Argila Mole    | CCM    | $10^{-9}$  | 15                               | 1,0        | 0,32             | 0,05            | 0,35        | 22             | -             | -             |
| -12,20 a -15,00    | Areia Inferior | EL     | -          | 19                               | -          | -                | -               | 0,30        | 35             | 10            | 10,0          |



#### 4.1.3 Resultados

Os momentos fletores solicitantes nas estacas I e II obtidos no modelo numérico são apresentados nas Figuras 6-a e 6-b, respectivamente. Os diagramas de momento fletor obtidos por meio do modelo numérico recebem o sufixo “Sigma/W” e os medidos experimentalmente por Heyman (1965), “Instrumentação”. As 3 etapas de construção do aterro (etapas de alteamento) foram nomeadas como 1-a, 2-a e 3-a. Já as 3 análises de dissipação dos excessos de poropressão, as quais foram simuladas com duração de 60 dias, foram denominadas como 1-b, 2-b e 3-b. Cumpre destacar que não são apresentados por Heyman (1965) os resultados obtidos por meio de instrumentação após a dissipação dos excessos de poropressão da última etapa de alteamento. Ou seja, não se dispõe dos resultados das etapas “Instrumentação - Etapa 3-b” em ambas as estacas.

Os resultados de momento fletor máximo medidos em campo e apresentados por Heyman (1965), obtidos por meio do modelo numérico no Sigma/W e a partir das metodologias semiempíricas são comparados na Tabela 4. Em geral, houve um ajuste adequado entre os resultados de campo e numéricos, sendo o erro percentual igual a -12% para a Estaca I e 7% para a Estaca II.

No entanto, os valores obtidos com base nos métodos semiempíricos não estão em conformidade com o que foi medido em campo. A partir da metodologia de Tschebotarioff, obteve-se momentos fletores máximos inferiores aos medidos. Já as metodologias de Tschebotarioff Modificado e de Wenz retornaram esforços superiores aos de campo, sendo a primeira a que retornou valores mais próximos aos medidos. Tampouco foi observada equivalência entre os esforços obtidos com a metodologia de De Beer e Wallays e os de campo, já que a partir dessa metodologia o momento fletor estimado foi praticamente nulo.

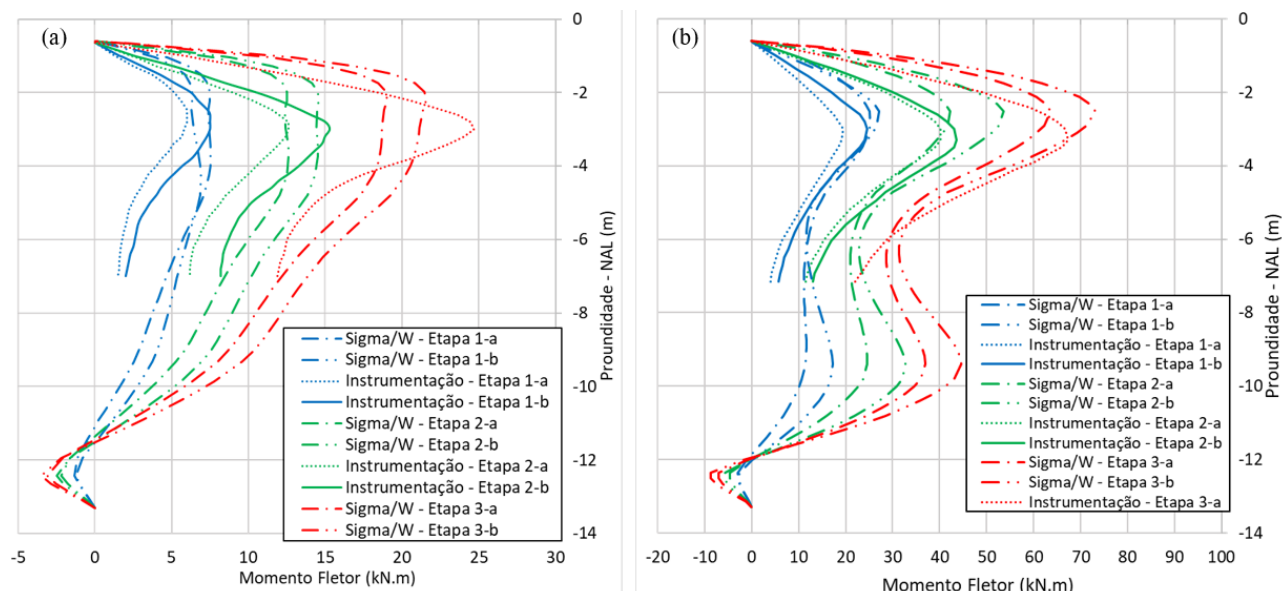


Figura 6. Momentos fletores – Modelo numérico e leituras de campo – Caso 2 – (a) Estaca I; (b) Estaca II.

Tabela 4. Momento fletores máximos obtidos – Caso 2.

| Metodologia                      | Estaca I<br>(a 12 m do pé do aterro)                                 | Estaca II<br>(no pé do aterro) |
|----------------------------------|----------------------------------------------------------------------|--------------------------------|
|                                  | Momento fletor máximo - kN.m (Variação em relação ao valor de campo) |                                |
| Medição em campo                 | 25                                                                   | 68                             |
| Modelo numérico                  | 22 (-12%)                                                            | 73 (7%)                        |
| Tschebotarioff                   | 2 (-92%)                                                             | 21 (-69%)                      |
| Tschebotarioff Mod.              | 71 (184%)                                                            | 132 (94%)                      |
| Wenz <sup>[A]</sup>              | -                                                                    | 336 (394%)                     |
| De Beer e Wallays <sup>[B]</sup> | 0 (-)                                                                | 0 (-)                          |

<sup>[A]</sup> O valor calculado por Wenz não é função da posição da estaca em relação ao aterro.

<sup>[B]</sup> Devido à geometria do problema, a aplicação da Eq. 4 retorna valor nulo para (f).



## 5 Conclusões

No primeiro estudo de caso, com exceção da distância de 30m entre o aterro e a estaca, em que a variação percentual entre o valor de campo e o do modelo foi 75%, os valores de momento fletor máximo obtidos pelo modelo numérico apresentaram bom ajuste aos resultados medidos em campo. Ademais, foram observados no modelo momentos fletores máximos entre 2m e 3m de profundidade, o que é condizente com o observado em campo por Heyman e Boersma (1961). As metodologias de Tschebotarioff e de De Beer e Wallays subestimaram consideravelmente os esforços, enquanto a de Wenz os superestimou em 74% para a distância de 5m. A metodologia de Tschebotarioff modificada foi, entre as outras metodologias semiempíricas, a que mais se aproximou dos valores de campo, sobretudo para distâncias menores que 20m, em que a variação percentuais entre 4% e 20%.

No segundo estudo de caso, o modelo numérico apresentou valores condizentes com os obtidos por Heyman e Boersma (1965), sendo 12% inferior aos de campo na Estaca I e 7% superior na Estaca II. A metodologia de Tschebotarioff novamente subestimou significativamente os esforços em ambas as estacas, enquanto a de Wenz subestimou os esforços na estaca no pé do aterro. A formulação de De Beer e Wallays retornou valores nulos de momento fletor, o que não condiz com os observados. A metodologia de Tschebotarioff Modificada, proposta neste trabalho, embora tenha superestimado os esforços em 184% e 94% para as estacas I e II, respectivamente, foi, assim como no primeiro estudo de caso, a que mais se aproximou dos valores de campo.

Dessa forma, o modelo numérico bidimensional desenvolvido no Sigma/W se mostrou adequado para a estimativa dos momentos fletores nas estacas submetidas ao efeito de Tschebotarioff. Já as metodologias semiempíricas disponíveis na literatura não se mostraram aplicáveis aos casos aqui analisados por retornarem valores ora muito abaixo (Tschebotarioff e De Beer e Wallays), ora muito acima (Wenz) dos medidos em campo. A metodologia proposta neste trabalho (Tschebotarioff Modificado) se mostrou uma alternativa mais adequada em relação às demais formulações semiempíricas aqui utilizadas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, U.R (2019) *Dimensionamento de Fundações Profundas*, 3ª ed., São Paulo, Blucher, 158 p.
- Heyman, L, Boersma, L. (1961) *Bending Moments in Piles Due to Lateral Earth Pressure*. 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Paris), p.425-429.
- Heyman, L. (1965) *Measurement of the Influence of Lateral Earth Pressure on Pile Foundations*. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Montréal) Deep Foundations, p.257-260.
- Koning, de M., Simanjuntak, T.D.Y.F., Goeman, D.G., Bakker, H.L., Haasnoot, J.K., Bisschop, C. (2019) Determination of SHANSEP parameters by laboratory tests and CPTu for probabilistic model-based safety analyses. Proceedings of the XVII ECSMGE-2019, 10 p. Doi: 10.32075/17ECSMGE-2019-0073.
- Poulos, H.G., Davis, E.H. (1991) *Elastic solutions for soil and rock mechanics*. Geotechnical Research, University of Sydney, Sydney, 411 p.
- Velloso, D.A., Lopes, F.R (2010) *Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*. Volume Completo, São Paulo, Oficina de textos, 568 p.
- Wegman, T. G. (2020) *Analysis of undrained soil behaviour of Dutch organic clay in K0-consolidated triaxial tests*. MSc thesis Applied Earth Sciences. TU Delft, Delft, 93 p.
- Zwanenburg, C., Erkens, G. (2019) *Uitdam, the Netherlands: test site for soft fibrous peat*. AIMS Geosciences 5(4): p.804-830.