



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Miguel Coelho Rochinha Fernandes

MODELAÇÃO NUMÉRICA 3D DE ESTACAS
FUNDADAS EM MACIÇOS SOB DESLOCAMENTO
LATERAL

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de
Especialização em Geotecnia, orientada pelo Professor Doutor José Carlos Duarte
Grazina e pelo Professor Doutor Paulo Miguel Cunha Matos Lopes Pinto e
apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e
Tecnologia da Universidade de Coimbra

Dezembro de 2021



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Miguel Coelho Rochinha Fernandes

**MODELAÇÃO NUMÉRICA 3D DE ESTACAS
FUNDADAS EM MACIÇOS SOB DESLOCAMENTO
LATERAL**

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de
Especialização em Geotecnia, orientada pelo Professor Doutor José Carlos Duarte
Grazina e pelo Professor Doutor Paulo Miguel Cunha Matos Lopes Pinto e
apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e
Tecnologia da Universidade de Coimbra

Dezembro de 2021

AGRADECIMENTOS

Um obrigado aos meus orientadores, o professor Paulo Pinto e o professor Carlos Grazina, pela compreensão, paciência e tempo despendido nesta enorme etapa do meu percurso académico. Sem vocês esta tese nunca teria tido fim.

À minha mãe, cuja risada e eternas palmadas na cabeça sempre me guiaram pelo caminho certo, mesmo quando eu não o queria percorrer.

Um obrigado à Beatriz por ser uma eterna companheira, e por me levar sempre a fazer melhor, mesmo quando a vontade era pouca.

Um obrigado ao meu pai, por me mostrar o significado de persistência e perseverança, e por me lembrar que tudo se consegue com trabalho.

Um obrigado ao meu segundo pai, cujo trabalho e amor pela profissão me trouxe até à Engenharia Civil, e que sempre me aturou quando as dúvidas me batiam à porta e sem o qual este percurso teria sido muito mais complicado e com muito menos espírito crítico.

Um obrigado aos meus amigos, Caio, Fábio, Bruno, Gouveia, Felipe, que me alegravam os dias no departamento, e prontamente se ofereciam para ler a minha dissertação. Um obrigado especial ao Caio, pela formatação de algumas das figuras, que acrescentaram beleza ao meu trabalho.

À minha família pelo apoio constante, em especial aos meus avós e aos meus irmãos, pelas palavras de encorajamento, e pela preocupação durante todo este percurso.

A todos os que contribuíram de uma forma ou de outra para esta dissertação, um obrigado.

RESUMO

Nos dias de hoje muitas estruturas encontram-se assentes em fundações profundas, frequentemente compostas por estacas. Nestas, devido aos movimentos horizontais do terreno, surgem esforços fletores que, em certas situações limite, podem levar à sua rotura. O efeito do movimento horizontal do terreno sobre as estacas é geralmente denominado por “Efeito Tschebotarioff”. Estes movimentos horizontais do terreno são particularmente relevantes em solos moles, nos quais ocorrem com amplitudes elevadas. Esta dissertação pretende fazer o estudo deste efeito utilizando para tal um modelo numérico em elementos finitos 3D e considerando um cálculo acoplado. Com esse intuito, é realizada, numa fase inicial, uma revisão bibliográfica sobre o tema e compilados os principais métodos analíticos que permitem estimar o momento fletor máximo em estacas carregadas lateralmente. Para além disso, foram identificados os principais critérios de admissibilidade para deslocamentos horizontais do topo da estaca.

Numa segunda fase foi estudada a evolução do comportamento da estaca ao longo do tempo quando sujeita a este efeito tendo por base os critérios de admissibilidade identificados na bibliografia. Foi ainda realizada uma análise numérica onde se procurou determinar a carga de rotura do solo de fundação do aterro para uma situação limite de equilíbrio. Posteriormente, tendo como referência os estudos anteriores, efetuaram-se diversas análises paramétricas que tiveram como objetivo determinar a influência da alteração de um conjunto de parâmetros no “Efeito Tschebotarioff”, nomeadamente a alteração das características do solo mole, da sua espessura, e do espaçamento transversal entre estacas.

Para que se pudesse tecer uma comparação adequada entre os valores estimados por cada um dos métodos analíticos estudados e os resultados obtidos pelo método dos elementos finitos, foi definido um caso base devidamente parametrizado. A análise crítica dos resultados obtidos permitiu estabelecer limites de momentos fletores atuantes nas estacas inseridas em solos moles e identificar quais os limites de carga a partir do qual este efeito se torna relevante. Os resultados mostram que, mesmo para cargas relativamente pequenas, este efeito é assinalável, sendo que a consolidação do maciço parece ter um efeito benéfico na redução dos esforços na estaca resultantes deste efeito.

Palavras-chave: Efeito Tschebotarioff, fundação profunda, modelo de elementos finitos, métodos analíticos.

ABSTRACT

Many structures are currently based on deep foundations, often composed of piles. Due to the soil's horizontal movements, bending moments arise in these piles, which, in certain limit situations, can lead to their failure. The effect of the horizontal ground movement on the piles is usually referred to as the "Tschebotarioff Effect". These horizontal ground movements are particularly relevant in soft soils, in which they may occur with large amplitude. This dissertation aims to study this effect using a 3D finite element numerical model and considering a coupled analysis. For this purpose, a literature review on the subject is initially performed and the main analytical methods that allow estimating the maximum bending moment in laterally loaded piles are compiled. In addition, the main admissibility criteria for horizontal displacements of the top of the pile were identified.

In a second phase, the evolution of the pile behavior over time was studied when subjected to this effect based on the admissibility criteria identified in the literature. A numerical analysis was also performed to determine the failure load of the of the embankment's foundation soil for a limit equilibrium situation. Afterwards, having as reference the previous studies, several parametric analyses were performed to determine the influence of changing a set of parameters in the "Tschebotarioff Effect", namely changing the characteristics of the soft soil, its thickness, and the transversal spacing between piles.

In order to make an adequate comparison between the values estimated by each of the analytical methods studied and the results obtained by the finite element method, a parameterized base case was defined. The critical analysis of the results allowed the definition of limits of acting bending stresses in the piles inserted in soft soils and the identification of the load limits beyond which this effect becomes relevant. The results show that, even for relatively small loads, this effect is remarkable, and the consolidation of the soft clay seems to have a beneficial effect in reducing the pile stresses resulting from this effect.

Keywords: Tschebotarioff effect, deep foundation, finite element model, analytical methods.

ÍNDICE

| | |
|--|------|
| Agradecimentos | i |
| Resumo | ii |
| Abstract..... | iii |
| Índice | iv |
| Índice de Figuras | vi |
| Índice de Quadros | viii |
| Abreviaturas..... | ix |
| Simbologia..... | x |
| 1 Introdução..... | 1 |
| 1.1 Enquadramento do tema | 1 |
| 1.2 Evidências do fenómeno | 4 |
| 1.3 Objetivos da dissertação | 6 |
| 1.4 Estrutura da dissertação | 7 |
| 2 Abordagens existentes e estado da arte de estacas carregadas lateralmente | 8 |
| 2.1 Mecanismos de transferência de carga e de rotura | 8 |
| 2.2 Critérios de admissibilidade para deslocamentos horizontais no topo das estacas..... | 9 |
| 2.3 Principais pesquisas e contribuições | 12 |
| 2.3.1 Métodos empíricos | 12 |
| 2.3.2 Métodos numéricos | 22 |
| 3 Modelação numérica 3D do efeito Tschebotarioff..... | 30 |
| 3.1 Considerações Iniciais | 30 |
| 3.2 Caso de estudo | 30 |
| 3.3 Modelo de elementos finitos..... | 31 |
| 3.3.1 Malha de elementos finitos e condições de fronteira | 31 |
| 3.3.2 Faseamento adotado | 33 |
| 3.4 Determinação do tempo de consolidação | 33 |
| 3.5 Análise para situação limite de equilíbrio..... | 37 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 3.6 | Análise para a situação de deslocamento admissível..... | 41 |
| 3.6.1 | Influência da condição de apoio no topo da estaca | 41 |
| 3.6.2 | Análise diferida no tempo..... | 44 |
| 4 | Análises paramétricas..... | 46 |
| 4.1 | Influência das características do maciço deformável..... | 46 |
| 4.1.1 | Parametrização da camada deformável | 47 |
| 4.1.2 | Resultados da modelação por elementos finitos..... | 49 |
| 4.1.3 | Comparação com os métodos analíticos..... | 51 |
| 4.2 | Influência da espessura da camada deformável | 53 |
| 4.2.1 | Resultados da modelação por elementos finitos..... | 54 |
| 4.2.2 | Comparação com os métodos analíticos..... | 55 |
| 4.3 | Influência do espaçamento longitudinal entre estacas | 57 |
| 4.3.1 | Resultados da modelação por elementos finitos..... | 58 |
| 4.3.2 | Comparação com os métodos analíticos..... | 60 |
| 5 | Conclusões e Trabalhos Futuros | 61 |
| | Referências Bibliográficas..... | 64 |
| | Anexo A – Resultados da aplicação dos métodos analíticos | A-1 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1 - Efeito Tschebotarioff (Retirado de Velloso & Lopes, 2011a)..... | 1 |
| Figura 2 – Resumo da bibliografia (Retirado de Kok <i>et al.</i> , 2009)..... | 3 |
| Figura 3 - Danos nas estacas devido ao efeito Tschebotarioff verificados por Kok <i>et al.</i> (2009b): rotura devido a uma escavação (Kok <i>et al.</i> 2009b) | 4 |
| Figura 4 - Fissuras no topo da estaca devido ao efeito Tschebotarioff (Retirado de Polido, 2015) | 5 |
| Figura 5 – a) Deslocamento do maciço do grupo de estacas verificados por França (2014); b) Aterro experimental para estudo do efeito (Retirado de França, 2014) | 6 |
| Figura 6 - Pressão horizontal proposta por Tschebotarioff (1973) (Adaptado de Velloso e Lopes, 2011a)..... | 13 |
| Figura 7 - Proposta de cálculo de uma estaca encastrada no bloco por Tschebotarioff (Adaptado de Velloso e Lopes, 2011a) | 14 |
| Figura 8 - Distribuição de pressões horizontais na estaca por Wenz (1963) (Adaptado de Velloso e Lopes, 2011a) | 15 |
| Figura 9- Pressão horizontal aplicada em estacas (Adaptado de Velloso & Lopes, 2011a) | 16 |
| Figura 10- Estacas submetidas a pressões horizontais junta a talude (Adaptado de Velloso e Lopes, 2011a) | 16 |
| Figura 11 - Proposta de Alonso para consideração da pressão horizontal (Retirado de Alonso, 1989)..... | 17 |
| Figura 12 – Distribuição dos deslocamentos do solo proposta Poulos (Adaptado de Poulos e Davis, 1980) | 19 |
| Figura 13 - Ábacos propostos por Stewart e colaboradores para estimativas dos momentos e deslocamentos nas estacas (Retirado de Stewart <i>et al.</i> , 1994)..... | 20 |
| Figura 14 - Modelo utilizado por Ratton (Retirado de de Velloso & Lopes, 2011a)..... | 23 |
| Figura 15 - Momentos máximos em função da rigidez relativa (Retirado de Velloso & Lopes, 2011a)..... | 24 |
| Figura 16 - Deslocamentos laterais da estaca para uma carga constante (Adaptado de Brom <i>et al.</i> , 1987)..... | 25 |
| Figura 17 - Deslocamentos laterais das estacas para uma carga triangular (Adaptado de Broms <i>et al.</i> , 1987)..... | 25 |
| Figura 18 - Influência do coeficiente de Poisson (Adaptado de Broms <i>et al.</i> , 1987)..... | 26 |
| Figura 19 - Modelo apresentado por Bransby & Springman (Retirado de Bransby & Springman, 1996)..... | 27 |
| Figura 20 – a) Posição relativa do aterro e b) estratigrafia do modelo..... | 31 |
| Figura 21 - Malha de elementos finitos | 32 |

| | |
|--|----|
| Figura 22 – Evolução com o tempo dos deslocamentos à superfície do terreno para uma carga de 70 kPa | 34 |
| Figura 23 – Evolução com o tempo dos excessos de pressão intersticial gerados por uma carga de 70 kPa | 36 |
| Figura 24 - Fatores de segurança obtidos para as análises 2, 3 e 4 | 39 |
| Figura 25 – Análise 4 -Plastificação do solo: a) 70kPa, b)150 kPa..... | 40 |
| Figura 26 - Deslocamento do topo da estaca com a rotação do seu topo restringida | 40 |
| Figura 27 - Momentos máximos na para as diferentes condições de apoio no topo da estaca. | 40 |
| Figura 28 - Diagrama de deslocamento da estaca em função da restrição do seu topo..... | 42 |
| Figura 29 - Momentos atuantes na estaca em função do tipo de apoio do topo..... | 43 |
| Figura 30 - Esforço axial atuante na estaca em função do tipo de apoio do topo | 43 |
| Figura 31 - Deslocamento do topo da estaca ao longo do tempo para uma carga de 70 kPa...44 | |
| Figura 32 - Momentos atuantes na estaca ao longo do tempo para uma carga de 70 kPa..... | 45 |
| Figura 33 - Variação do parâmetro A de Skempton com o OCR (Retirado de Craig, 1974)...48 | |
| Figura 34 -Deslocamentos do topo da estaca em função da carga atuante..... | 50 |
| Figura 35 - Momentos máximos na estaca em função da carga atuante | 50 |
| Figura 36 - Análise A) - Método de Wenz | 51 |
| Figura 37 - Análise B) - Método de Goh <i>et al.</i> | 51 |
| Figura 38 - Análise A) - Momentos máximos para uma carga de 70 kPa para solos com diferentes características..... | 52 |
| Figura 39- Análise B) - Momentos máximos para o deslocamento admissível para solos com diferentes características..... | 52 |
| Figura 40 - Deslocamento do topo da estaca para camadas de diferentes espessuras..... | 54 |
| Figura 41 - Momento máximo na estaca para camadas de diferentes espessuras | 54 |
| Figura 42 -Plastificação do modelo quando é aplicada uma carga de 70 kPa para: a) camada de 10 m de espessura; b) camada de 15m de espessura | 55 |
| Figura 43 - Aplicação do método de Wenz (1963) | 56 |
| Figura 44 - Análise A) - Momentos máximos para uma carga de 70 kPa para solos com diferentes com diferentes espessuras | 56 |
| Figura 45 - Análise B) - Momentos máximos para o deslocamento admissível para solos com diferentes espessuras..... | 56 |
| Figura 46 - Deslocamentos do topo da estaca para modelos com diferentes espessuras transversais | 58 |
| Figura 47 - Momento máximo atuante na estaca inserida em camadas de diferentes espessuras transversais | 59 |
| Figura 48 - Deslocamento longitudinal do solo em função da espessura transversal da camada | 59 |
| Figura 49 – Momentos máximos para o deslocamento admissível para solos com diferentes espessuras longitudinais | 60 |

ÍNDICE DE QUADROS

| | |
|--|----|
| Quadro 1 - Tabela resumo da magnitude de deslocamentos admissíveis e inadmissíveis do topo das estacas de pontes (Adaptado de Moulton <i>et al.</i> , 1985)..... | 10 |
| Quadro 2 - Limites de deslocamentos do topo da estaca segundo. Frank (1999) e Moulton <i>et al.</i> (1985) | 11 |
| Quadro 3 - Caraterísticas dos materiais do modelo | 31 |
| Quadro 4 - Faseamento para os modelos para análise da consolidação | 33 |
| Quadro 5 - Valores de N_{spt} em função da consistência da camada (adaptado de Kulhawy & Mayne, 1990)..... | 47 |
| Quadro 6 - Propostas de módulo de deformabilidade para o solo em função do N_{spt} (adaptado de Bowles (1996) & USACE))..... | 47 |
| Quadro 7 - Grau de sobreconsolidação do solo em função do N_{spt} (Adaptado de Mayne and Kemper, 1988)..... | 49 |
| Quadro 8 - Caraterísticas das diferentes argilas em função da sua consistência..... | 49 |
| Quadro 9 - Variação do módulo de deformabilidade por espessura da camada deformável ... | 54 |

ABREVIATURAS

SPT – Standard Penetration Test

OCR – Overconsolidation Ratio

FS – Fator de segurança

ETI – Estado de tensão inicial

M – C – Mohr – Coulomb

EL – Elástico Linear

SIMBOLOGIA

p_h – Pressão horizontal aplicada nas estacas

q – Sobrecarga aplicada

f – Fator corretivo a ser multiplicado pela sobrecarga

α – Ângulo que o talude faz com a direção horizontal

H – Altura do aterro

H_f – Altura do aterro fictício

γ_k – Peso volúmico do aterro

$[D]$ – Matriz das diferenças finitas

$\{\rho\}$ – vetor dos deslocamentos da estaca

B – Diâmetro da estaca

L – Comprimento da estaca

$E_p I_p$ – Rigidez à flexão da estaca

E_s – Módulo de deformabilidade secante do solo

ν_s – Coeficiente de Poisson do solo

$\{p\}$ – Vetor de pressões horizontais

E_{sr} – Valor de referência do módulo de deformabilidade do solo

$[I]$ – matriz de fatores de deslocamento do solo determinados através da equação de Mindl

$\{\rho_e\}$ – Vetor de deslocamentos externos do solo

n – número de elementos da discretização proposta por Poulos e Davis

F_R – Fator de flexibilidade da estaca

p_y – Pressão de cedência do solo

K_{ce} – Coeficiente de impulso recomendado por Tschebotarioff

Δq – Carregamento vertical gerado pelo aterro

R – Resultante da carga aplicada na estaca de acordo com Tschebotarioff

$M_{m\acute{a}x}$ – Momento fletor máximo a atuar na estaca

M_b – Momento a atuar no topo da estaca de acordo com Tschebotarioff

L_{eq} – Comprimento equivalente da estaca

M_q – Momento fletor máximo a atuar na estaca

$\Delta M_{m\acute{a}x}$ – Acréscimo de momento fletor

y_q – Deslocamento do topo do bloco da estaca

Δy – Variação de deslocamentos da estaca

K_R – Rigidez relativa solo – estaca

h_s – Espessura da camada de solo mole

$E_{viga}I_{viga}$ – Rigidez á flexão da viga

c_u – Resistência ao corte não drenada da argila mole

y_{estaca} – Deslocamento do topo da estaca

$y_{m\acute{a}x}$ – Deslocamento máximo da estaca

c' – coesão efetiva do solo mole

ϕ' – Ângulo de resistência ao corte do solo mole

$L_{solo\ mole}$ – Altura da camada de solo mole

T – Fator Tempo

d – maior distância até uma camada drenante

C_v – Coeficiente de consolidação

q_{ult} – Capacidade de carga máxima da estaca

σ'_v – Tensão efetiva

ν – Coeficiente de Poisson

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do tema

Para um engenheiro, as fundações são a componente estrutural que permite a transmissão de cargas da edificação para o solo. A sua importância é, então, notória, pois é esta componente que tece a ligação entre a estrutura e o solo que a suporta, permitindo a construção de forma segura e eficaz. As fundações constituem a fase inicial da construção e, por definição, o alicerce no qual a estrutura se suporta.

As fundações profundas, cujo estudo e modelação (sobre condições mais específicas) irá ser a base desta dissertação, são uma componente estrutural cujo uso deve ser considerado na eventualidade de o terreno superficial não ter condições de capacidade de carga para suportar as cargas que lhe são transmitidas. Nesse caso é esta fundação que faz a transmissão das cargas até à camada mais resistente do solo. Cada vez mais surge a necessidade de construção deste tipo de fundações, particularmente em baixas aluvionares, cuja baixa resistência ao corte, elevada compressibilidade e baixa permeabilidade, (Correia 2020), justificam o uso deste tipo de fundações numa tentativa de transmissão dos esforços das estruturas para uma camada mais competente. Ainda de acordo com Correia (2020), a construção sobre este tipo de solos traz consigo elevadas magnitudes de deslocamentos horizontais que podem influenciar as estruturas circundantes. Ora, dado esta elevada magnitude de deslocamentos horizontais, a existência de fundações profundas pode constituir um obstáculo ao deslocamento horizontal que o solo pode vir a sofrer aquando o seu carregamento.

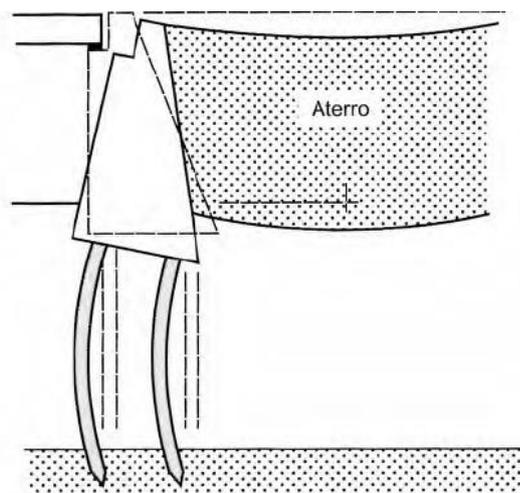


Figura 1 - Efeito Tschebotarioff (Retirado de Velloso & Lopes, 2011a)

Como se pode verificar, pela análise da Figura 1, a construção, por exemplo, de um aterro sobre um solo compressível, como é o caso de um solo aluvionar, pode levar a elevados deslocamentos horizontais do terreno, o que tem nas estacas o efeito ilustrado na figura.

Estes solos aluvionares, ao sofrerem deslocamentos laterais, devido a carregamentos assimétricos (como é o caso do aterro da Figura 1), carregam as estacas lateralmente, levando ao surgimento de esforços que podem constituir uma parcela significativa dos esforços a que estas estacas estão sujeitas, podendo provocar danos graves na estaca ou, eventualmente, a sua rotura. Intuitivamente se percebe que a caracterização e análise destes esforços é de clara importância para o dimensionamento destas estacas devendo ainda ser tido em conta neste dimensionamento os deslocamentos da estaca induzidos pelas pressões laterais.

De acordo com Velloso (2011) e Pires (2013) este fenómeno foi descrito pela primeira vez por Tschebotarioff em 1962, sendo, portanto, conhecido como *efeito Tschebotarioff*, designação que doravante, irá ser utilizada para designar este fenómeno. Para além disso, na literatura técnica dá-se também a estas estacas o nome de estacas passivas sob esforços horizontais, por forma a distinguir das estacas com forças horizontais no topo. Estes carregamentos assimétricos surgem de fontes distintas, desde a construção de aterros, à execução de uma escavação sendo que, Kok *et al.* (2009a) fez um resumo dos 4 principais tipos de obra que provocam este carregamento, tendo inserido em cada um deles a revisão bibliográfica relativa ao efeito Tschebotarioff até então realizada.

De acordo com o autor e através da análise da Figura 2, os 4 tipos de obra que provocam solicitação lateral das estacas são:

- Movimento lateral do solo;
- Estacas usadas para estabilização de taludes instáveis;
- Estacas submetidas a carregamento passivo devido á construção de aterros;
- Estacas nas proximidades das escavações.

No caso desta dissertação, o alvo de estudo é o de estacas sujeitas ao efeito Tschebotarioff devido à construção de um aterro, estudo feito através da modelação numérica de uma estaca. A construção assimétrica de um aterro sobre um solo mole, pode provocar, numa estaca nele inserida, uma solicitação lateral, flexão excessiva, deslocamentos horizontais exagerados e assentamentos excessivos do aterro.

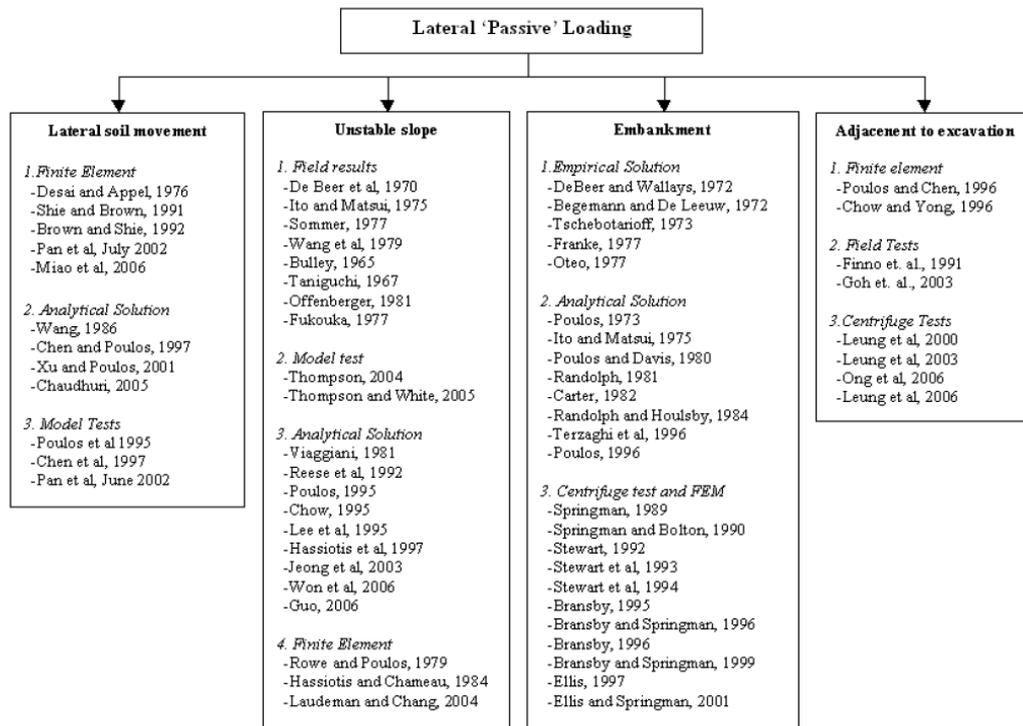


Figura 2 – Resumo da bibliografia (Retirado de Kok *et al.*, 2009)

Ainda de acordo com a Figura 2 existem, para o tipo de carregamento que se irá tratar nesta dissertação, essencialmente 3 métodos de análise do problema, nomeadamente:

- Soluções empíricas e soluções analíticas;
- Soluções baseadas em ensaios de centrifugadora;
- Soluções baseadas em métodos numéricos, mais concretamente o método dos elementos finitos.

Os diferentes tipos de abordagem e análise do problema têm, como seria de esperar, as suas vantagens e desvantagens para o estudo do efeito Tschebotarioff. É, por exemplo, estabelecido na bibliografia por Stewart *et al.* (1994) e Ratton (1985) que apenas um modelo numérico 3D consegue avaliar de forma precisa o comportamento de estacas isoladas sujeitas ao efeito Tschebotarioff, havendo a desvantagem de serem modelos que necessitam de maior poder computacional, o que nos dias de hoje, já não é um problema tão relevante. Uma vantagem dos modelos de centrifugadora é, de acordo com Bransby & Springman (1996), o facto de haver nestes modelos um melhor controlo das propriedades do solo, sendo ainda mais adequado, de acordo com os autores, para o estudo de grupos de estacas sujeitas a pequenas cargas. Ao longo

dos anos foram também propostos métodos cujo intuito é incorporar estes esforços no dimensionamento, sejam eles empíricos, numéricos ou baseados em ensaios, que irão ser abordados posteriormente.

1.2 Evidências do fenómeno

O fenómeno de estacas passivas começa por ser caracterizado em 1961 por Heyman e Boersma (1961), sendo posteriormente alvo de estudos extensivos ao longo dos anos. Este fenómeno, surge descrito por diversos autores, sendo alvo de estudos extensivos no contexto da análise das estacas de pontes por Moulton *et al.* (1985), cujo estudo mostrou a necessidade de verificação deste fenómeno, documentando os deslocamentos das estacas das pontes e os movimentos do seu tabuleiro, imagens que, podem ser consultadas na referência. Em estudos mais recentes, Kok *et al.* (2009a) e Kok *et al.* (2009b), documentam os danos provocados por este efeito em estacas, mostrando a magnitude de danos que este pode provocar.



Figura 3 - Danos nas estacas devido ao efeito Tschebotarioff verificados por Kok *et al.* (2009b): rotura devido a uma escavação (Kok *et al.* 2009b)

A Figura 3 ilustra estes danos, sendo possível verificar a rotura total das estacas como se pode verificar pela imagem da direita, o que, obviamente, compromete o seu funcionamento. Para além da rotura é muito claro o deslocamento das estacas na segunda imagem, havendo ainda rotação muito evidente do topo dessas estacas. Polido *et al.* (2015) fizeram também estudos num aterro experimental na Vila dos Atletas no Rio de Janeiro, para os jogos olímpicos, documentando o aparecimento de patologias nas estacas devido ao efeito Tschebotarioff, nomeadamente fissuras e deslocamentos do seu topo.



Figura 4 - Fissuras no topo da estaca devido ao efeito Tschebotarioff (Retirado de Polido, 2015)

Como se pode verificar pela Figura 4, o efeito Tschebotarioff, provocou fissuras no topo da estaca, fissuras que, de acordo com os autores, têm influência na rigidez da estaca e consequentemente nas suas deflexões e momentos fletores máximos.

Como último exemplo, França (2014), relatou o efeito Tschebotarioff através de um aterro experimental junto de um grupo de estacas, tendo estudado o efeito nestas estacas através de monitorização e instrumentação, que pode ser visto na Figura 5 b). O autor mostrou o efeito da construção do aterro no grupo de estacas, mostrando os deslocamentos sofridos pelo maciço de encabeçamento.

De acordo com o autor o maciço de encabeçamento sofreu deslocamentos significativos, o que pode ser visto na Figura 5 a).

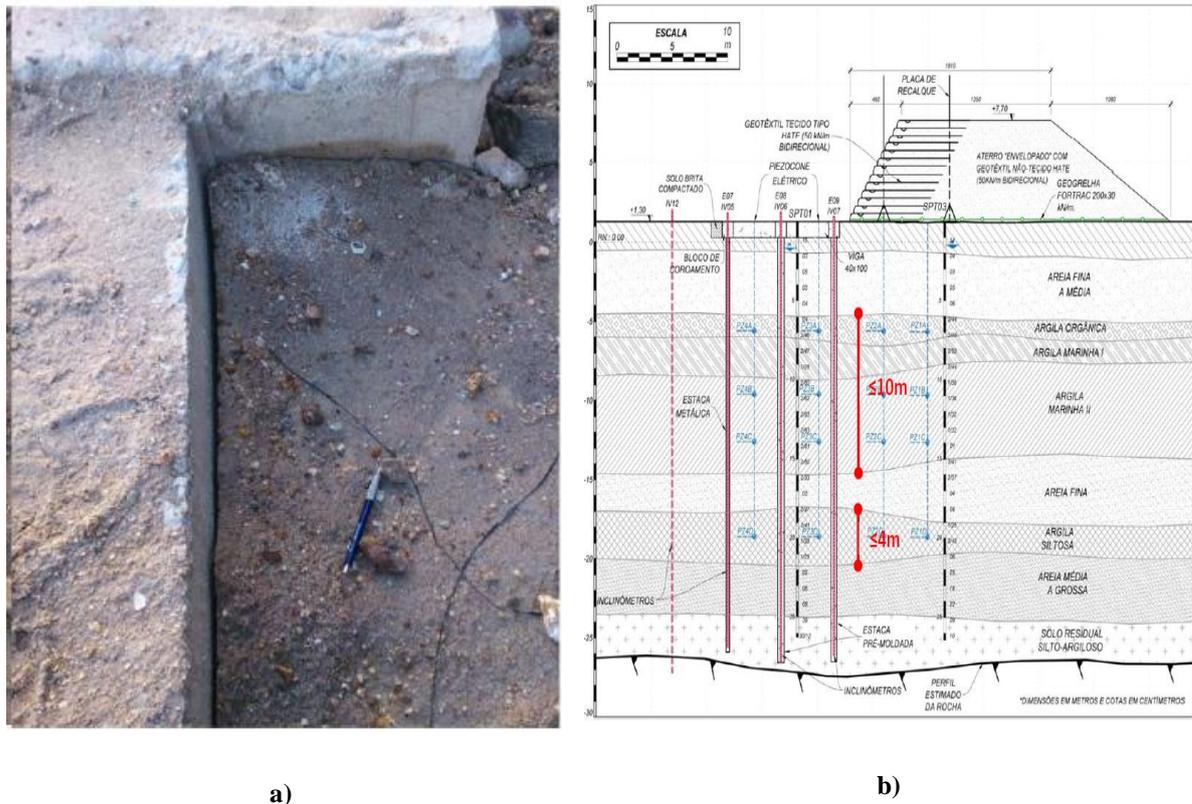


Figura 5 – a) Deslocamento do maciço do grupo de estacas verificados por França (2014);
 b) Aterro experimental para estudo do efeito (Retirado de França, 2014)

1.3 Objetivos da dissertação

Esta dissertação tem como objetivo o de estudar o efeito Tschebotarioff de uma estaca inserida numa camada de solo mole pretendendo obter-se um conjunto de análises distintas.

- Modelação do comportamento de uma estaca submetida ao efeito Tschebotarioff:
 - Determinação do tempo de consolidação da camada de solo mole, abordando os assentamentos e a evolução das pressões intersticiais ao longo do tempo;
 - Análise para situação limite de equilíbrio, com determinação da carga máxima aplicada à superfície, admissível com ou sem estacas; e qual a influência do tipo de apoio do topo da estaca, e uma análise para a situação de deslocamento horizontal máximo admissível do topo da estaca, admitindo os critérios de admissibilidade de Frank (1999) e Moulton *et al.* (1985);
- Avaliação do comportamento e dos esforços na estaca diferidos no tempo, em concordância com os critérios de admissibilidade anteriormente referidos;
- Análises paramétricas em que se considera diferentes tipos de material deformável, diferentes espessuras dessa camada e espaçamentos entre estacas distintos;

- Comparação dos resultados da análise paramétrica com os resultados dos principais métodos analíticos.

O estudo do efeito Tschebotarioff vai então ser feito através da modelação numérica 3D de uma estaca numa camada de solo mole. Esta análise irá ser realizada através do software RS3 (Rocscience 2021), um programa de modelação 3D de elementos finitos.

1.4 Estrutura da dissertação

O estudo do efeito Tschebotarioff vai ser feito através da modelação numérica 3D de uma estaca que atravessa uma camada de solo mole e cuja extremidade está encastrada num estrato resistente. Este efeito é induzido através de um carregamento assimétrico (em relação á posição da estaca) aplicado na superfície do maciço. Para melhor compreensão do fenómeno e de toda a análise envolvida, esta dissertação está subdividida em diversos capítulos nomeadamente:

No Capítulo 2 é feita a revisão bibliográfica, sendo abordados os conceitos necessários à compreensão do problema, as principais contribuições de outros autores ao longo dos anos e feita uma compilação dos principais métodos analíticos para cálculo dos momentos flectores máximos nas estacas.

O Capítulo 3 concerne a modelação numérica do efeito Tschebotarioff sendo, numa fase inicial, tocados os aspetos relevantes relativos ao programa que se usou para realizar o estudo deste efeito, o RS3 (Rocscience 2021). É apresentada a malha de elementos finitos usada para esse estudo e toda a informação necessária para a reprodução das análises, nomeadamente as condições de fronteira e os parâmetros dos materiais constituintes do modelo. Neste capítulo irá ser verificada a carga limite de equilíbrio para o solo com e sem estaca, sendo verificadas as influências de diferentes tipos de apoio no topo da estaca. Ainda neste capítulo irá ser verificado o tempo de consolidação da camada de solo mole, e a evolução do comportamento da estaca ao longo do tempo.

No Capítulo 4 irão ser realizadas análises paramétricas por forma a verificar a influência de parâmetros geométricos no efeito Tschebotarioff, nomeadamente a influência da espessura da camada de solo mole e do espaçamento longitudinal da estaca, sendo também estudada a influência das características do solo mole no efeito Tschebotarioff em função dos deslocamentos do topo da estaca.

O Capítulo 5, o último capítulo desta dissertação corresponde ao capítulo das conclusões, no qual são compiladas as principais conclusões decorrentes do estudo do fenómeno pelo método dos elementos finitos e propostas para trabalhos futuros.

2 ABORDAGENS EXISTENTES E ESTADO DA ARTE DE ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE

2.1 Mecanismos de transferência de carga e de rotura

Como referido anteriormente a existência de cargas horizontais aplicadas nas estacas que surgem devido ao deslocamento do terreno, tem tendência a induzir nessas estacas esforços que não devem ser desprezados aquando do seu dimensionamento. De acordo com Polido *et al.* (2015), estes esforços, para além da usual carga axial a que estaca está sujeita, constituem-se sob a forma de esforços transversos, e momentos fletores, provocados pelo movimento desse solo. Intuitivamente se percebe que a magnitude destes esforços depende não só da magnitude de deslocamento do terreno, mas também da rigidez à flexão da estaca, e ainda da interação solo-estaca, tal como indicado por Aschrafi *et al.* (2018). Outros autores como Springman & Bolton (1990), De Beer (1977) e Veloso & Lopes (2011b) destacam diversos outros fatores importantes que influenciam a sollicitação lateral das estacas nomeadamente:

- Geometria e deformabilidade das estacas;
- Propriedades da camada de solo compressível;
- Resultante do carregamento horizontal;
- Geometria relativa das estacas, nomeadamente a distância à sobrecarga e o efeito do grupo;
- Consolidação da camada compressível;

A interação solo-estaca toma particular importância, pois é desta interação que a estaca consegue transmitir as cargas a que está sujeita para o solo, o que torna determinante a correta caracterização deste mecanismo de transferência de carga.

Tendo em conta as características da carga, a estaca tenta deslocar-se lateralmente no sentido dessa carga, o que produz flexão, rotação ou translação na estaca, ou ainda uma combinação de todas estas. O solo que se encontra na direção na qual a estaca se tenta movimentar é comprimido, o que gera nele acréscimos de tensão resultantes da restrição desse movimento, até um valor máximo deste impulso passivo, de acordo com Ahmed *et al.* (2017). Esta resistência passiva dos solos, ainda que possa acrescentar alguma resistência ao movimento, não é muito eficaz na resistência ao carregamento, já que, ainda que corresponda ao impulso máximo a que o solo pode estar sujeito, o estado limite passivo, ou seja, o estado para o qual ocorre a rotura do solo que está a ser comprimido, só é atingido para deslocamentos consideráveis da estaca. Para efeitos de dimensionamento, no entanto, esta resistência é muitas

vezes ignorada, pois, a remoção total ou parcial do solo que oferece esta resistência (reparações, alterações de projeto), não pode comprometer a segurança da estaca. Ainda que para efeitos de dimensionamento esta resistência não seja normalmente considerada, ela constitui um dos mecanismos de transferência de carga da estaca para o solo e, portanto, relevante no presente trabalho. De acordo com, Davidson (1970), no caso de um grupo de estacas com maciço de encabeçamento, as tensões tangenciais ao longo deste maciço constituem também um modo efetivo de resistência do solo a cargas laterais ainda que, mais uma vez, para efeitos de dimensionamento esta resistência não seja considerada por ser anulada caso haja assentamento por debaixo do maciço de encabeçamento.

No que toca aos mecanismos de rotura, de acordo com Ahmed *et al.* (2017) e Davidson (1970), quando as estacas se encontram carregadas lateralmente existem essencialmente 3 mecanismos de rotura. O primeiro deles será a rotura por rotação. Esta ocorre essencialmente para fundações curtas e, portanto, de maior rigidez, nas quais a carga lateral provoca uma rotação θ sem que a flexão seja de grande importância, havendo, no entanto, momentos e tensões tangenciais na base da estaca que não devem ser desprezados. Outro dos mecanismos que pode ocorrer para fundações mais rígidas é a translação horizontal, já que a aplicação da carga horizontal em combinação com a elevada rigidez força a estaca a mover-se horizontalmente no sentido da carga. Os autores indicam ainda que no caso de fundações mais esbeltas (que constituem a maior parte das fundações profundas), e, portanto, mais flexíveis, a existência de carga lateral leva a que a flexão tome já proporções mais importantes. O último dos mecanismos ocorre, de acordo com Kok *et al.* (2009b), no caso de as estacas se encontrarem na proximidade de uma escavação, caso o momento fletor induzido pela escavação exceda o momento de fendilhação das estacas. A fendilhação das estacas ocorre, por norma, nos limites entre a camada mole e as camadas mais competentes, nomeadamente se estas estacas estiverem encastradas numa das camadas de melhores características dado que se geram nesses limites momentos fletores significativos.

2.2 Critérios de admissibilidade para deslocamentos horizontais no topo das estacas

Os assentamentos das estruturas fazem parte de um conjunto de problemas que devem ser caracterizados aquando da sua conceção, dado serem responsáveis por um conjunto de patologias que podem surgir nessas estruturas, como o aparecimento de fissuras e, em casos mais graves, a sua eventual rotura. No caso de pontes, dado o tipo de cargas (carros e comboios, por exemplo) que lhe são aplicados diariamente, o seu dimensionamento deve já ter em conta os eventuais movimentos das suas fundações, um aspeto que foi sendo alvo de estudo ao longo dos anos.

Uma das considerações iniciais que deve ser tida em conta na conceção de uma ponte passa por aferir se a estrutura proposta consegue tolerar os eventuais movimentos totais e diferenciais que a sua fundação lhe pode provocar. Moulton *et al.* (1985), indicam que, antes de 1985, o dimensionamento das fundações a estes movimentos era feito usando regras conservativas, ou de orientações dadas por manuais, ou códigos.

Moulton *et al.* (1985) estabelecem o primeiro dos critérios de avaliação da tolerância de pontes ao movimento de fundações, através do estudo de 280 pontes, verificando os efeitos desse movimento na estrutura. Destas 280 pontes, os autores indicam que para 180 os movimentos da fundação podem ser considerados como toleráveis, enquanto para as restantes 100, o movimento da fundação foi considerado intolerável. No caso das primeiras 180, os efeitos do movimento da fundação fizeram-se sentir apenas no aparecimento de pequenas fissuras na estrutura e na abertura e fecho das juntas de construção dos pilares. Por sua vez, para as restantes 100 pontes, nas quais os movimentos das fundações foram considerados inadmissíveis, os danos foram mais extensos, havendo não só danos nos pilares e nas juntas, mas também deslocamentos horizontais e verticais de elevadas magnitudes. A definição quantitativa da tolerância dos movimentos de fundação de pontes é também feita pelos autores, classificando o tipo de movimento ocorrido e os respetivos intervalos de movimento, classificando-os como admissíveis e não admissíveis em função dos efeitos qualitativos indicados na frase anterior, definição que se encontra representada no Quadro 1.

Quadro 1 - Tabela resumo da magnitude de deslocamentos admissíveis e inadmissíveis do topo das estacas de pontes (Adaptado de Moulton *et al.*, 1985)

| Tolerância a movimentos | Tipo de Movimento | Frequência | | Magnitude | |
|-------------------------|-----------------------|------------------|--|-----------------------------|-------------------------|
| | | Número de pontes | Porcentagem de pontes em que se observou movimento (%) | Intervalo de movimento (cm) | Média de movimento (cm) |
| Toleráveis | Todos os tipos | 173 | 100 | 0,0762- 61,5 | 4,1 |
| | Vertical | 135 | 78 | 0,254-17,8 | 3,8 |
| | Horizontal | 11 | 6,4 | 0,254-28,9 | 5,3 |
| | Vertical & Horizontal | 28 | 16,2 | 0,254-50,8 | 4,1 |
| Intoleráveis | Todos os tipos | 89 | 100 | 0,508-54,9 | 12,5 |
| | Vertical | 39 | 43,8 | 1,27-30,5 | 9,7 |
| | Horizontal | 19 | 21,3 | 1,5-128,0 | 25,9 |
| | Vertical & Horizontal | 31 | 34,8 | 2,5-36,6 | 8,9 |

No que toca aos movimentos horizontais por si só, para 88% das pontes cuja magnitude de movimento do topo das fundações era inferior a 50,8 mm, esses movimentos foram

considerados admissíveis, com 81,8% dos movimentos horizontais superiores a esse limite considerados inadmissíveis. Quando os movimentos horizontais eram conjugados com movimentos verticais, apenas 60% dos movimentos horizontais inferiores a 50,8 mm foram considerados toleráveis, o que indica que esta conjugação de movimentos é desfavorável para a sua admissibilidade (tal como seria de esperar). Uma análise mais cuidada desta interação feita pelos autores indicou que a conjugação deste movimento diminui o limite de admissibilidade do deslocamento total (horizontal com vertical), na maior parte dos casos, para 25,4 mm. Nesse sentido, no que toca aos deslocamentos horizontais, os autores estabeleceram o limite máximo de movimento do topo da estaca em 38,1 mm (1,5 in) dado que se estes viessem conjugados com assentamentos verticais, a sua admissibilidade diminuiria grandemente.

Mais recentemente, Frank (1999) estabeleceu também alguns limites que, à semelhança dos estabelecidos por Moulton *et al.* (1985), obedecem a um critério qualitativo. De acordo com o autor, os deslocamentos das fundações são considerados admissíveis se os trabalhos de manutenção necessários forem moderados, e inadmissíveis caso os trabalhos de manutenção forem consideráveis ou se reparações forem necessárias. Os limites estabelecidos por Frank (1999) surgem depois de um estudo realizado a 150 pontes, 90 das quais fundadas sobre estacas resistentes pela ponta, e as restantes 60 fundadas em estacas flutuantes. O autor indica, no entanto, o estudo feito por Moulton *et al.* (1985) como sendo também a base para estabelecimento dos seus limites. No Quadro 2 são apresentados os intervalos de deslocamentos propostos tanto por Moulton *et al.* (1985) como por Frank (1999):

Quadro 2 - Limites de deslocamentos do topo da estaca segundo. Frank (1999) e Moulton *et al.* (1985)

| Deslocamentos do topo da estaca | Intervalo de deslocamentos [mm] | |
|---------------------------------|---------------------------------|------------------------------|
| | Frank (1999) | Moulton <i>et al.</i> (1985) |
| Admissíveis | 0-25 | $\leq 38,1$ |
| Admissíveis (com danos) | 25-50 | - |
| Inadmissíveis | 50-100 | $> 38,1$ |

Como se pode verificar, os limites fornecidos por Frank (1999) são mais restritivos que os estabelecidos por Moulton *et al.* (1985), já que para Moulton *et al.* (1985) a admissibilidade de deslocamento do topo da estaca vai até aos 38 mm, em comparação com os 25 mm de Roger Frank (1999). Roger Frank (1999) indica, no entanto, que o patamar de admissibilidade pode ser elevado para 50 mm se se admitir que possam haver danos que, apesar de não comprometerem o comportamento estrutural da estrutura, possam levar ao aparecimento de patologias (fissuração) nos pilares das pontes. Os limites assim definidos permitem, agora, avaliar os momentos atuantes em estacas cujos deslocamentos se enquadrem nestes valores, já que são uma garantia de funcionalidade das estacas. Em concordância com os critérios

anteriormente estabelecidos, foi considerada uma admissibilidade de deslocamentos até aos 50 mm, valor que se usará nos estudos subsequentes neste trabalho.

2.3 Principais pesquisas e contribuições

2.3.1 Métodos empíricos

O uso de métodos empíricos como forma de cálculo e pré-dimensionamento é muito difundido no meio técnico, já que estes métodos contam com os muitos anos de experiência de aplicação que permitem, na maior parte dos casos, uma boa estimativa preliminar dos resultados. Os métodos empíricos consistem em métodos que se apoiam na experiência vivida dos seus criadores e que consistem, essencialmente, na repetida comprovação prática de um fenómeno durante um longo período de tempo. Ora, numa fase inicial do estudo do fenómeno em causa (que começou na década de 1960), o uso de métodos baseados na observação e em resultados de ensaios de campo era a mais comum e, portanto, surgem alguns métodos empíricos para o estudo do fenómeno. Com base empírica surgem também os métodos analíticos, ainda que a sua utilização deva apenas ser feita para as condições para as quais estes foram desenvolvidos, já que estes métodos surgem, normalmente, como solução de um problema específico e a sua aplicação a um problema com diferentes condições deverá ser devidamente avaliada. Apresentam-se, de seguida, os métodos de maior relevo no estudo do efeito Tschebotarioff, por ordem cronológica do seu surgimento.

2.3.1.1 Contribuição de Heyman & Boersma

Heyman e Boersma (1961) descrevem pela primeira vez o efeito de cargas laterais atuantes ao longo da estaca. Neste artigo, os autores descrevem o efeito da execução de um aterro sobre estruturas próximas assentes sobre estacas, com o aterro e as estacas executados sobre um solo constituído essencialmente por uma camada de argila/turfa mole, e cuja taxa de deslocamentos horizontais é elevada (sendo o deslocamento horizontal á superfície do solo de 27 cm no final da execução do aterro). O efeito deste deslocamento fez-se sentir sob a forma de momentos fletores nas estacas que atingiram valores de 130 kNm quando a construção do aterro se encontrava nas suas fases finais. No sentido de resistir a estes esforços, os autores propuseram o uso de estacas com armadura reforçada caso as fundações se encontrassem a menos de 25 m do local de um futuro aterro.

2.3.1.2 Contribuição de Tschebotarioff

Tschebotarioff (1962) começou por estudar estacas de muros de gabiões sujeitas a problemas de flexão e até à rotura. Deste estudo, o autor obteve uma equação inicial que lhe permitia uma

estimativa grosseira da pressão horizontal máxima a que as estacas estavam sujeitas devido à sobrecarga assimétrica aplicada sobre camadas de solos moles.

$$p_h = 2 * B * K_{ce} * \gamma_k * H \quad (1)$$

onde B é o diâmetro da estaca, K_{ce} é o coeficiente de impulso recomendado pelo autor com o valor de 0,4, γ_k o peso volúmico do aterro, e H a altura do aterro.

A pressão horizontal calculada pela equação corresponde ao valor máximo de um diagrama triangular aplicado nas estacas da seguinte forma:

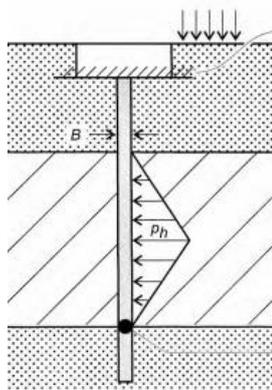


Figura 6 - Pressão horizontal proposta por Tschebotarioff (1973) (Adaptado de Velloso e Lopes, 2011a)

Posteriormente, na sequência da instrumentação de uma ponte em Allamuchy, New Jersey, em 1970, Tschebotarioff (1973) recomenda que, ainda que se deva manter o diagrama triangular da Figura 6, o valor máximo da pressão p_h seja reduzido para:

$$p_h = B * K_{ce} * \Delta\sigma_z \quad (2)$$

Nesta equação, $\Delta\sigma_z$ corresponde ao acréscimo de tensão vertical no centro da camada de argila, calculado, de acordo com o autor, pela teoria da Elasticidade.

Para o cálculo dos momentos atuantes na estaca, o autor aconselha considerar a estaca rotulada na base da camada mole e encastrada no maciço de encabeçamento tal como se pode ver na Figura 7. Esta recomendação é apenas válida se a camada superficial for resistente e se a estaca estiver de facto encastrada no maciço de encabeçamento e resulta nas seguintes equações:

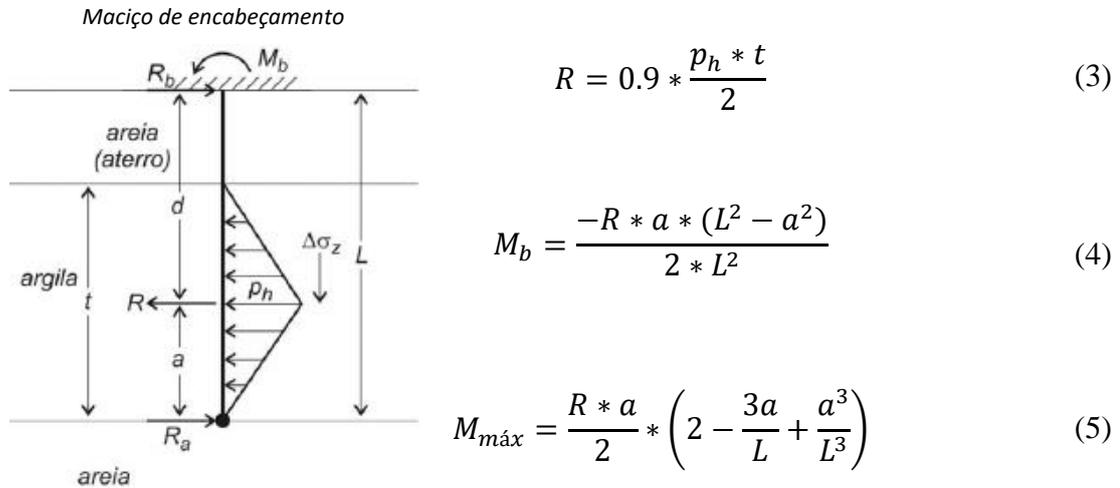


Figura 7 - Proposta de cálculo de uma estaca encastada no bloco por Tschebotarioff (Adaptado de Velloso e Lopes, 2011a)

em que R corresponde à resultante da pressão exercida na estaca, e M_b o momento no topo da estaca. Com base na instrumentação, Tschebotarioff destaca ainda as descobertas mais significativas:

- A pressão lateral atuante no pilar da ponte diminuiu devido à diminuição de $K_{ce} = 0,32$ para $K_{ce} = 0,13$, diminuição essa que ocorreu, na sua maioria, após a construção total do aterro, ou seja, devido à consolidação da camada de solo mole;
- Os assentamentos das paredes de apoio dos limites da ponte são desprezáveis, havendo, no entanto, algum movimento na direção do aterro.
- Os assentamentos nas bases dos encontros começaram quando a altura H do aterro aumentou de tal forma que o seu peso igualou $3 * c_u$, em que c_u é a resistência não drenada da camada de argila, tendo os movimentos laterais dos apoios começado também nessa altura. Uma pausa de 6 meses na construção do aterro (essencialmente construção faseada) permitiu a consolidação da camada de argila que, por sua vez, aumentou a sua resistência ao corte, levando a assentamentos subsequentes de menor dimensão.

2.3.1.3 Contribuição de Wenz

Wenz (1963) baseou o seu estudo do efeito Tschebotarioff em modelos reduzidos, nos quais a estaca inserida numa camada de solo mole é considerada como estando simplesmente apoiada nos limites superior e inferior dessa camada, sendo a distribuição de pressões horizontais a representada na Figura 8:

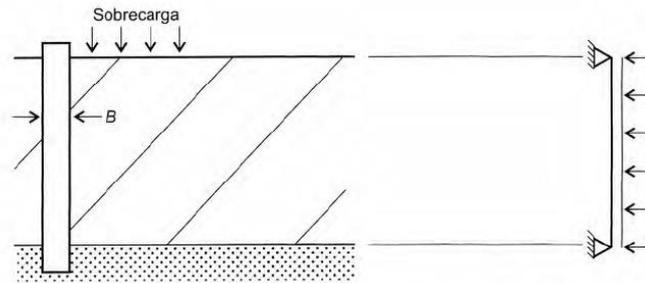


Figura 8 - Distribuição de pressões horizontais na estaca por Wenz (1963) (Adaptado de Velloso e Lopes, 2011a)

O valor de cálculo desta pressão, por sua vez, pode ser calculado usando a expressão:

$$p_h = B * (2 + 2\pi) * c_u \quad (6)$$

onde p_h é a pressão uniforme representada na Figura 8 e c_u a resistência ao corte não drenada do solo argiloso. É importante notar que, esta pressão horizontal não depende da altura do aterro, mas apenas do diâmetro da estaca e da resistência ao corte não drenada do solo mole.

2.3.1.4 Contribuição de Beer & Wallays

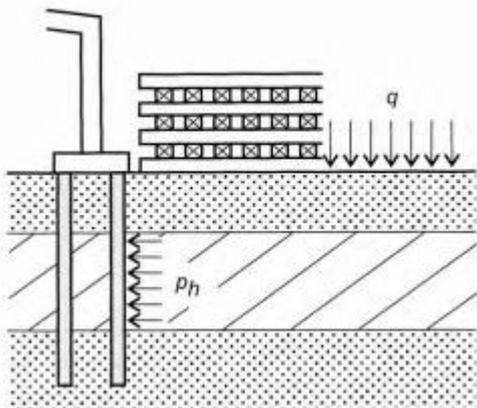
De acordo com Velloso & Lopes (2011a), Beer & Wallays (1972) propuseram, um método empírico que permite o cálculo das pressões horizontais na estaca em função do FS global do aterro a construir (sem a presença das estacas).

O método foi estabelecido para calcular as pressões horizontais causadas pela mobilização de terreno na proximidade de um novo aterro que, de acordo com os autores, distingue duas situações em função do FS global desse novo aterro:

- Caso A: O FS global do aterro é superior a 1,6;
- Caso B: O FS global do aterro é inferior a 1,6.

O valor de $FS \geq 1,6$ foi estabelecido através da comparação de resultados da instrumentação de diversos aterros, ainda que posteriormente De Beer (1977) apresente um limite inferior para o FS do aterro, diminuindo-o para 1,4 em vez de 1,6.

No caso A, os autores indicam que a pressão horizontal, p_h , a aplicar na estaca depende apenas da sobrecarga aplicada. Se a sobrecarga for uniforme, os autores assinalam que essa pressão é igual à sobrecarga aplicada, tal como se pode verificar pela Figura 9:



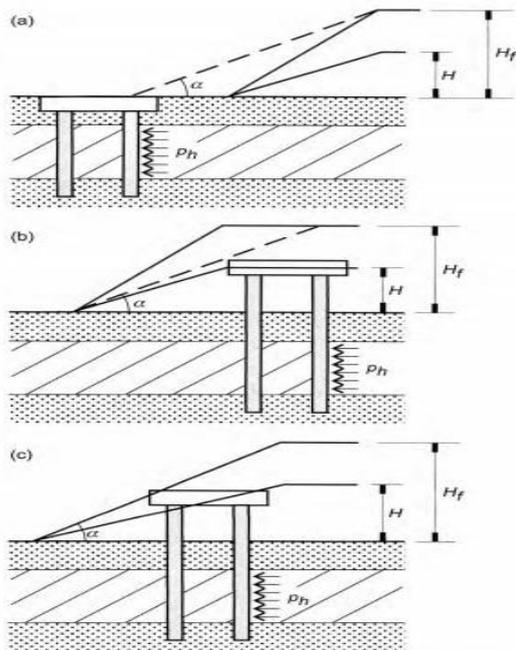
$$p_h = q \quad (7)$$

Figura 9- Pressão horizontal aplicada em estacas (Adaptado de Veloso & Lopes, 2011a)

Se a sobrecarga não for uniforme, mas sim definida por um talude, então os autores estabelecem um fator corretivo, f , a ser multiplicado pela sobrecarga, tal que:

$$p_h = f * q \quad (8)$$

Neste caso, o aterro é também substituído por um aterro fictício de peso específico $\gamma_k = 18 \text{ kN/m}^3$ e de altura H_f , tal que a carga vertical seja equivalente à do aterro inicial.



$$H_f = H * \frac{\gamma_k}{18} \quad (9)$$

Figura 10- Estacas submetidas a pressões horizontais junta a talude (Adaptado de Velloso e Lopes, 2011a)

O fator f , por sua vez, depende apenas do ângulo α que esse talude fictício faz com a horizontal, como se encontra representado na Figura 10, e do ângulo de resistência ao corte do solo que sofre os deslocamentos:

$$f = \frac{\alpha - \varphi'/2}{\frac{\pi}{2} - \varphi'/2} \quad (10)$$

No caso B, ou seja, para aterros com fatores de segurança inferiores a 1,6, os autores recomendam que o carregamento horizontal, agora muito superior ao calculado no caso A, seja calculado com base em Hansen (1961).

O cálculo do momento máximo é feito assumindo que o solo se comporta como uma viga simplesmente apoiada, havendo, no entanto, uma correção a fazer no caso de a camada deformável ser de espessura elevada. Esta correção, proposta por Alonso (1989), indica que a pressão horizontal na estaca só deve ser considerada até uma altura de z_d que corresponde à profundidade de influência do aterro. O valor de z_d é determinado como a profundidade correspondente a uma tensão efetiva vertical em repouso igual ao valor da sobrecarga, como ilustrado na Figura 11. Também para este caso, o modelo estrutural considera uma rótula a uma profundidade 5 vezes superior a z_d dado que o autor indica que para o cálculo dos momentos a camada abaixo dessa rótula não deve ser considerada.

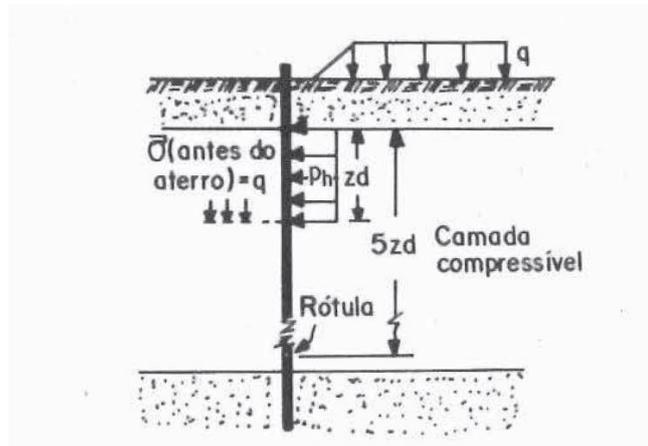


Figura 11 - Proposta de Alonso para consideração da pressão horizontal (Retirado de Alonso, 1989)

Por fim, os autores indicam ainda que este método é uma aproximação, pelo que deve apenas ser usado para estimar o valor máximo do momento fletor. De facto, Fleming *et al.* (1985) indicam que este método não tem em conta a profundidade, extensão ou resistência inicial do solo que se desloca, pelo que o seu uso deve ser limitado a estimativas iniciais do momento máximo.

2.3.1.5 Contribuição de Poulos e Davis

Poulos e Davis (1980) estudaram este fenómeno em mais detalhe, fazendo a análise considerando a estaca como sendo de largura d , comprimento L , flexibilidade $E_p I_p$ e dividida em n elementos distintos. O solo, por sua vez, é assumido como um solo ideal, ou seja, isotrópico, de módulo de elasticidade E_s (variável com a profundidade) e de coeficiente de Poisson ν_s . Os autores assumem ainda que quaisquer esforços que se desenvolvam entre solo e estaca são normais à estaca, não sendo tidos em conta quaisquer esforços de corte gerados por essa interação (solo-estaca). Posteriormente, a análise é feita impondo compatibilidade entre os deslocamentos do terreno e da estaca, sendo os deslocamentos da estaca obtidos através da equação de flexão de uma viga, equação essa que é descrita, para cada nó da estaca, usando o método das diferenças finitas:

$$[D]\{\rho\} = -\frac{dL^4}{E_p * I_p}\{p\} \quad (11)$$

Nesta equação $[D]$ corresponde à matriz dos coeficientes da diferença finita, $\{\rho\}$ ao vetor dos deslocamentos da estaca e $\{p\}$ o vetor de pressões horizontais.

Por sua vez os deslocamentos do solo devem-se não só à fonte externa que lhe provoca o movimento, mas também devido às pressões causadas pela interação solo estaca sendo:

$$\{\rho\} = \frac{d}{E_{sr}} \left\{ \frac{E_{sr}}{E_s} \right\} [I] * \{p\} + \{\rho_e\} \quad (12)$$

Onde E_{sr} corresponde ao valor de referência do módulo do solo, $\left\{ \frac{E_{sr}}{E_s} \right\}$ o vetor de valores de $\frac{E_{sr}}{E_s}$ para cada nó, $[I]$ a matriz de fatores de deslocamento do solo determinados através da equação de Mindlin, e $\{\rho_e\}$ o vetor de deslocamentos externos do solo.

Ao igualar-se as duas equações de cima, compatibilizando assim ambas as deformações, obtém-se:

$$\left[D + \frac{[I]^{-1}}{F_R * n^4} \right] \{\rho\} = \frac{[I]^{-1}}{F_R * n^4} \quad (13)$$

onde $F_R = \frac{E_p * I_p}{E_s * L^4}$ corresponde ao fator de flexibilidade da estaca e n o número de elementos da discretização da estaca.

Adicionalmente à equação da compatibilidade apresentada acima, os autores indicam ainda que podem ser escritas as equações de equilíbrio em função dos deslocamentos na ponta e topo da estaca, (sendo-lhes atribuídas as condições de fronteira adequadas). Assim sendo, obtém-se um sistema de equações que, ao ser resolvido, permite avaliar as pressões horizontais na estaca. A resolução do sistema é feita de forma iterativa, sendo inicialmente, como primeira aproximação, atribuída uma deformação do solo cuja distribuição se apresenta de seguida na Figura 12:

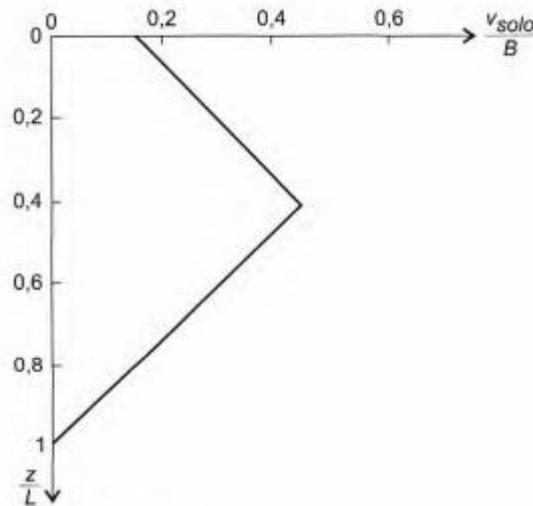


Figura 12 – Distribuição dos deslocamentos do solo proposta Poulos (Adaptado de Poulos e Davis, 1980)

Podem agora ser determinados os deslocamentos e as pressões horizontais na estaca, sendo os deslocamentos finais obtidos quando as pressões horizontais forem inferiores à pressão de cedência do solo em contacto com a estaca, p_y . Se em alguma iteração os nós da estaca atingirem pressões superiores a p_y deve-se, na iteração seguinte, substituir o valor da pressão nesse nó por p_y .

No mesmo artigo, os autores discutem, fazendo uso dos resultados obtidos, a influência de um conjunto de parâmetros no comportamento da estaca como:

- Efeito da flexibilidade relativa da estaca;
- Efeito das condições de fronteira atribuídas na resolução do sistema de equações;
- Efeito da magnitude de movimento do solo;
- Efeito do diâmetro da estaca.

A discussão dos resultados, por limitação de páginas, não vai ser aqui discutida em profundidade, podendo ser consultada na referência citada.

2.3.1.6 Contribuição de Stewart e colaboradores

Stewart *et al.* (1994) estabelecem dois métodos de dimensionamento com base em resultados de ensaios em centrífugadora realizados por Stewart, em 1992, e por Springman, em 1989. Ambos verificaram que existe um valor crítico da sobrecarga que altera o comportamento das estacas, ou seja, para valores acima de $3c_u$ os momentos fletores e deslocamentos das estacas tomam valores mais significativos que quando a sobrecarga toma valores inferiores a esse limite.

Dos dois métodos propostos, o primeiro deles, um método empírico analítico, é o único que cabe nesta categoria e, portanto, é nesse que se vai focar este subcapítulo. Este baseia-se na utilização de dois ábacos que relacionam grandezas adimensionais para mais generalizada e ampla aplicação, e que se apresentam de seguida na Figura 13:

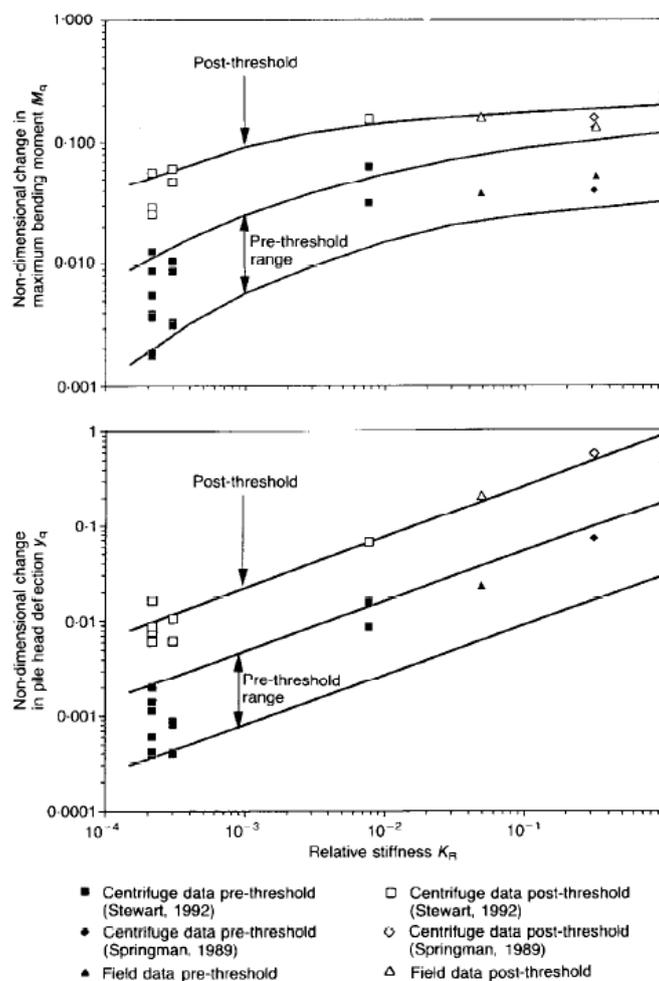


Figura 13 - Ábacos propostos por Stewart e colaboradores para estimativas dos momentos e deslocamentos nas estacas (Retirado de Stewart *et al.*, 1994)

Para que seja possível o uso dos ábacos os autores identificaram níveis de carga em função do valor crítico de $3c_u$, definindo intervalos de valores de deslocamentos e momento máximos para cargas acima desse valor (pós-limite, ou como identificado no gráfico “post-threshold”), e cargas abaixo desse valor (pré-limite, ou como identificado no gráfico “pre-threshold”). As curvas propostas foram definidas para o caso de as estacas serem instaladas antes ou durante a execução do aterro. Caso as estacas tenham sido cravadas após a execução do aterro, o valor de E_p deve ser adaptado para ter em conta os deslocamentos laterais do solo ocorridos previamente à sua cravação. Como se pode verificar, ambos os gráficos dependem ainda da rigidez relativa solo-estaca K_R , sendo possível retirar uma estimativa do momento máximo M_q no primeiro e do deslocamento do bloco de estacas y_q no segundo. Por sua vez, estes parâmetros são calculados usando as expressões:

$$K_R = \frac{E_p * I_p}{E_s * h_s^4} \quad (14)$$

onde K_R corresponde à rigidez relativa solo-estaca, e h_s à espessura da camada mole.

$$M_q = \frac{\Delta M_{máx}}{\Delta q * B * L_{eq}^2} \quad (15)$$

onde $\Delta M_{máx}$ é o acréscimo do momento fletor e M_q o momento fletor máximo.

$$y_q = \frac{\Delta y * E_p * I_p}{\Delta q * B * L_{eq}^4} \quad (16)$$

onde y_q é o deslocamento do topo do maciço de encabeçamento de estaca e Δy a variação de deslocamentos da estaca.

Nota: Existem alguns fatores comuns a todas as grandezas como o carregamento gerado pelo aterro Δq , o diâmetro da estaca B e finalmente o comprimento equivalente da estaca L_{eq} , que depende, de acordo com os autores, da fixação do topo da estaca sendo $L_{eq} = L$ se a rotação do topo estiver prevenida, $L_{eq} = 0,6L$ se o topo estiver encastrado ou $L_{eq} = 1,3L$ se o topo estiver livre.

2.3.1.7 Contribuição de Goh e colaboradores

Goh *et al.* (1997) realizam uma análise paramétrica com o intuito de avaliar o efeito da rigidez relativa de uma estaca localizada no pé do talude de um aterro, e cravada numa camada de argila uniforme, sobrejacente a uma camada de areia. Os autores começam por definir uma grandeza

adimensional, M^* , que permite o cálculo do momento máximo atuante na estaca, grandeza calculada usando a expressão:

$$M^* = \lambda e^{\beta \frac{q}{C_u}} \quad \text{em que } \lambda = 1,88(K_R)^{0,5} \text{ e } \beta = 0,18(K_R)^{-0,1} \quad (17)$$

onde K_R é a rigidez relativa solo-estaca, calculada usando a equação 14 e q é a carga aplicada pelo aterro.

O momento máximo aplicado, por sua vez, pode ser calculado da seguinte forma:

$$M_{m\acute{a}x} = M^* * B * C_u * h_s^2 \quad (18)$$

Os autores indicam ainda que estas equações podem ser usadas como forma de obter uma estimativa do máximo momento fletor induzido em estacas no pé do talude, ainda que refiram que uma estimativa mais fiável pode ser obtida através de métodos numéricos.

2.3.2 Métodos numéricos

Para problemas de engenharia civil, o uso de métodos numéricos torna-se vantajoso dado o elevado número de variáveis que têm que ser resolvidas, até nos problemas mais simples. O uso de programas de modelação numérica, dado o elevado poder computacional dos dias de hoje, tornou-se também mais amplo, sendo a oferta de softwares cada vez mais variada. É neste sentido que se apresentam, de seguida, trabalhos de diversos autores, tanto na modelação de estacas passivas, como na resolução de problemas relacionados com estas estacas. É ainda importante notar que a análise numérica de uso mais comum nos dias de hoje é feita usando o método dos elementos finitos, tendo-se optado por começar este capítulo pela contribuição de Ratton em 1985. Importa ainda notar que alguns dos métodos posteriormente apresentados são suportados por ensaios de centrifugadora, como é o caso, por exemplo, de Bransby & Springman (1996). Tal como para os métodos empíricos, são aqui apresentados os principais métodos por ordem cronológica.

2.3.2.1 Contribuição de Ratton

Ratton (1985), começa por fazer uma revisão de todos os métodos de cálculo até então divulgados, optando por realizar as suas análises através do método dos elementos finitos. O autor afirma ainda que só uma análise tridimensional permite avaliar, de forma precisa, o comportamento de estacas sujeitas a carregamento passivo.

O autor começou por identificar quais os parâmetros relevantes ao estudo do fenómeno, tendo posteriormente estabelecido um modelo com três camadas distintas e de deformabilidades

diferentes, atravessadas por um grupo de estacas de diâmetro B , como representado na Figura 14.

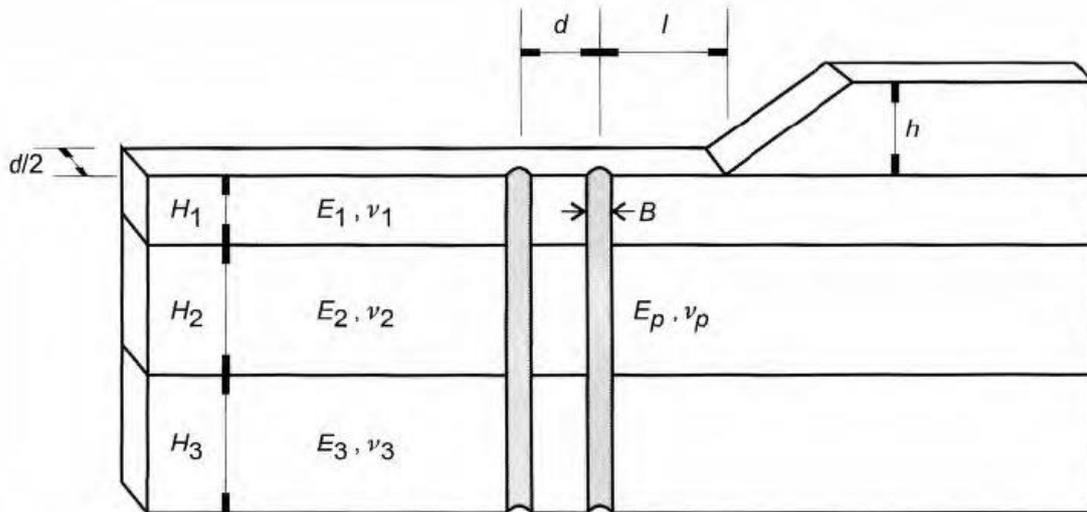


Figura 14 - Modelo utilizado por Ratton (Retirado de de Velloso & Lopes, 2011a)

Na discretização do modelo o autor optou por utilizar elementos finitos paralelepípedicos de 8 nós, com 24 graus de liberdade, e elementos barra de 4 nós, com 12 graus de liberdade. Para comprovar a exatidão do modelo, o autor comparou ainda os seus resultados com os resultados experimentais de Bigote *et al.* (1977), Heyman & Boersma (1961) e Ratton (1983).

A análise dos resultados permitiu ao autor a criação de ábacos que ilustram a influência de parâmetros importantes:

- Influência da rigidez e do diâmetro das estacas na variação dos deslocamentos em profundidade - o autor conclui que para estacas de maior diâmetro os deslocamentos desenvolvem-se mais à superfície, sendo que para estacas de menor diâmetro se desenvolvem em profundidade até ao limite máximo do centro da camada de solo mole;
- Influência da rigidez das estacas no deslocamento do solo – o autor conclui que a presença das estacas reduz o deslocamento do solo em todos os pontos vizinhos das estacas (naturalmente, já que estas estacas oferecem resistência ao movimento), e que o aumento da rigidez das estacas diminui os deslocamentos na camada mole mas aumentam nas restantes.

Com base nos resultados, o autor criou ainda ábacos na tentativa de abranger o maior número de casos possíveis, para que pudessem ser usados em casos práticos. Um desses ábacos, representado na Figura 15, que relaciona a variação do momento máximo em função da rigidez

relativa para diferentes valores de d/B , em que d representa o espaçamento entre estacas e o B o seu diâmetro, apresenta-se de seguida:

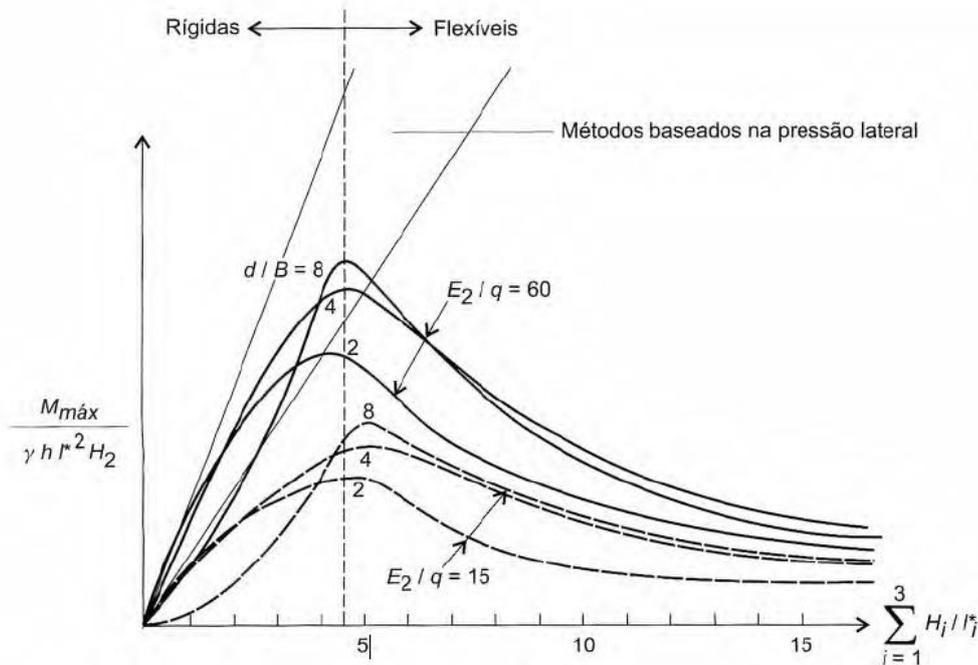


Figura 15 - Momentos máximos em função da rigidez relativa (Retirado de Velloso & Lopes, 2011a)

A rigidez relativa pode ser calculada usando a expressão:

$$Kr = \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{l_i^*} \text{ onde } l_i^* = \sqrt[4]{\frac{4 * E_p}{E_i}} \quad (19)$$

em que H_i é a espessura de cada camada e E_i a rigidez de cada camada, conforme se apresenta na Figura 14.

2.3.2.2 Contribuição de Broms *et al.*

Broms *et al.* (1987), utilizaram o método dos elementos finitos, numa análise 2D, e o método de Winkler para desenvolver uma forma de estimar o momento fletor aplicado em estacas sujeitas a carregamento passivo.

A camada de argila mole que sofre deslocamento lateral é assumida como sendo constituída por um material elástico ideal, com módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson constantes. Os deslocamentos laterais, por sua vez, são calculados usando o método dos

elementos finitos, assumindo tanto uma distribuição trapezoidal da carga, como uma distribuição constante da carga. Dos resultados da análise decorreram duas figuras que permitem o cálculo dos deslocamentos das estacas para diferentes distribuições da carga, cuja resultante unitária [1 kPa] permite a generalização dos deslocamentos caso as cargas sejam superiores (basta multiplicar os deslocamentos dessa carga pelas resultantes da carga unitária, dado se tratar de um cálculo elástico). Nestas figuras (Figuras. 16 e 17), as curvas representam estacas com topo em pontos distintos da superfície e com graus diferentes de proximidade à carga aplicada.

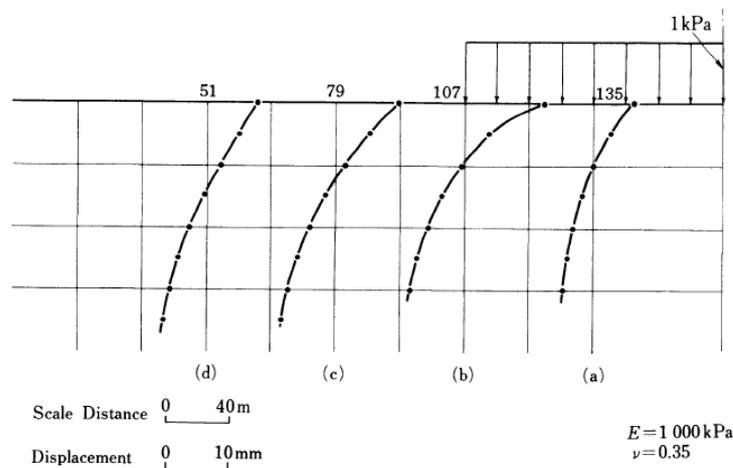


Figura 16 - Deslocamentos laterais da estaca para uma carga constante (Adaptado de Brom *et al.*, 1987)

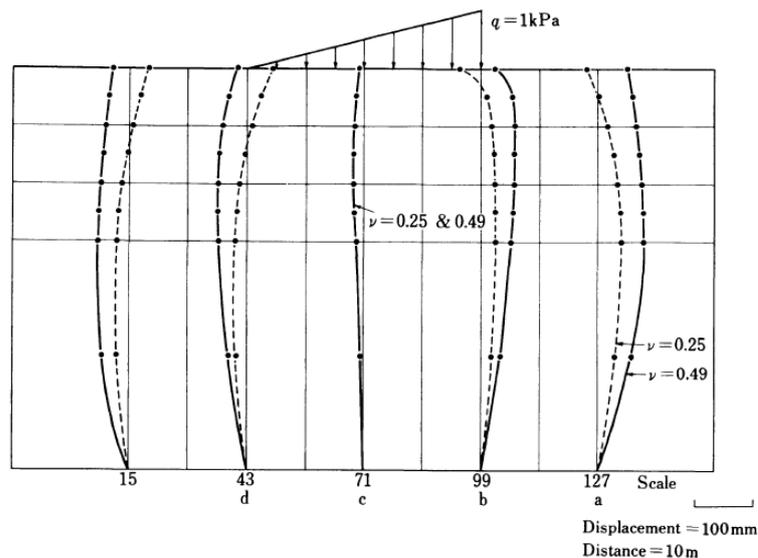


Figura 17 - Deslocamentos laterais das estacas para uma carga triangular (Adaptado de Broms *et al.*, 1987)

O uso deste modelo permitiu aos autores concluir que o coeficiente de Poisson tem grande influência nos deslocamentos laterais da estaca, particularmente à superfície, tendo sido analisados diferentes coeficientes de Poisson, que se encontram no eixo das abcissas da Figura 18. O eixo das ordenadas, por sua vez, representa os deslocamentos à superfície, ou seja, no topo da estaca.

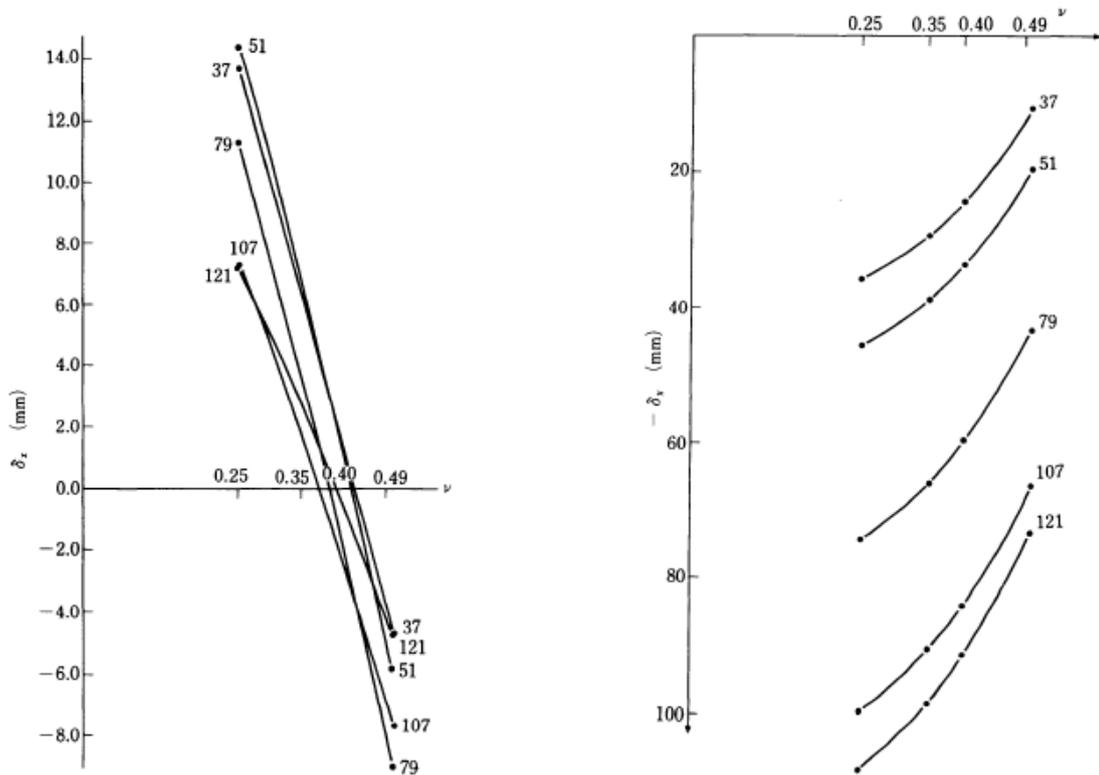


Figura 18 - Influência do coeficiente de Poisson (Adaptado de Broms *et al.*, 1987)

Os gráficos mostram que quanto menor o coeficiente de Poisson, maiores os deslocamentos laterais das estacas, e ainda que os deslocamentos são tanto maiores quanto mais próximo se estiver da carga aplicada à superfície.

Os autores fornecem ainda “ábacos” que permitem o cálculo dos deslocamentos para módulos de deformabilidade do solo diferentes daquele assumido para a análise.

2.3.2.3 Contribuição de Stewart, Jewell & Randolph

Stewart *et al.* (1993) indicaram que, até então, os métodos de dimensionamento exibiam correlações pobres com os dados disponíveis e, nesse sentido, realizaram um estudo comparativo entre modelação numérica 2D e resultados de ensaios em centrifugadora. Os autores indicam, no entanto, que o uso de modelos 2D, ou seja, em estado plano de deformação,

não permitem o estudo preciso de estacas isoladas, indicando que o uso destes modelos é apropriado apenas para grupos de estacas.

Stewart *et al.* (1993) mostram que os resultados das análises em MEF 2D e de testes em centrifugadoras se encontram em concordância, apontando, contudo, que a distribuição de momentos flectores na estaca é muito sensível a certos parâmetros, tendo a variação do coeficiente de Poisson e da rigidez da camada mole particular importância nos resultados.

2.3.2.4 Contribuição de Bransby & Springman

Bransby & Springman (1996) estudaram o comportamento de grupos de estacas sujeitas a esforços horizontais devido a deslocamento do terreno, focando a análise na interação argila-estaca. Neste artigo, ambos os autores complementam com análises numéricas 3D os resultados experimentais obtidos anteriormente usando ensaios de centrifugadora. A comparação permitiu aos autores verificar que o uso do método dos elementos finitos sobrestima os deslocamentos do grupo de estacas para pequenas cargas aplicadas, o que parece demonstrar ser uma vantagem dos modelos de centrifugadora no que toca ao controlo das propriedades do solo e na melhor reprodução do comportamento do solo. O modelo apresentado pelos autores surge aqui representado na Figura 19:

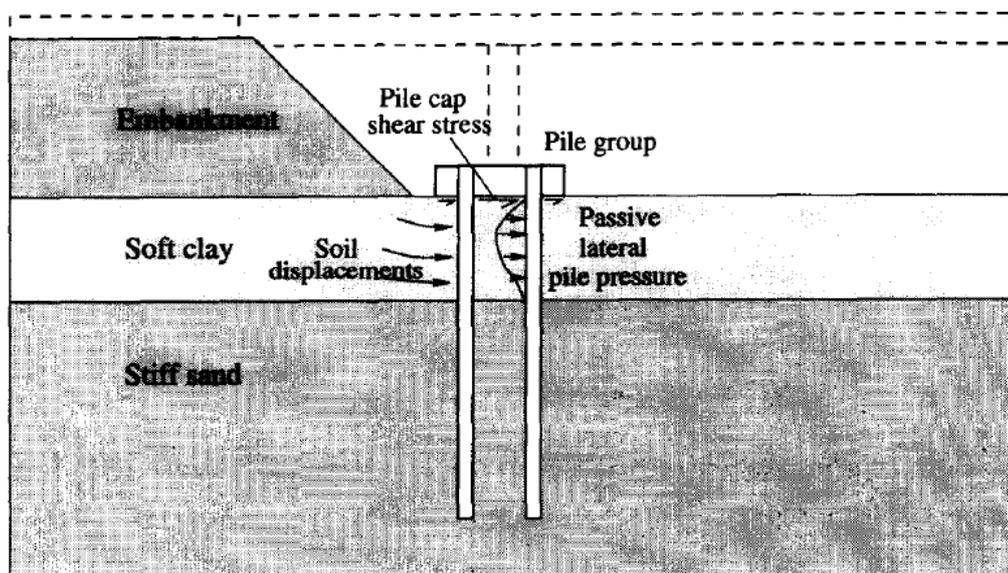


Figura 19 - Modelo apresentado por Bransby & Springman (Retirado de Bransby & Springman, 1996)

A comparação entre os resultados do modelo 3D de elementos finitos e dos ensaios em centrifugadora mostra que ambos os modelos estão em concordância no que toca ao comportamento da estaca quando sujeita a este tipo de carregamento, ainda que indiquem que

os perfis de momentos fletores encontrados poderiam ser mais precisos caso a malha fosse mais refinada.

Os autores indicam ainda que a replicação exata dos resultados do modelo de centrífugadora implicaria modelos constitutivos das camadas muito complexos, e ainda o conhecimento daquela que é a história de tensões do solo. Os autores reportam, no entanto, que o uso de modelos de elementos finitos 3D para estudar este tipo de problemas pode ser útil para dimensionamento e dar ainda uma melhor percepção do comportamento solo-estaca.

2.3.2.5 Contribuição de Ellis & Springman

Ellis & Springman (2001) realizaram uma série de testes de centrífugadora em modelos de encontros de pontes estacados, em conjugação com um estudo com método dos elementos finitos em estado plano da deformação. Os autores indicam, no entanto, que alguns aspetos da estrutura, mais especificamente as estacas, não podem ser compatibilizados em estado plano de deformação, já que o movimento do solo á volta destes elementos e, por consequência, a interação solo-estaca, não se conformam a este tipo de análise. Os autores notam, contudo, que a redução de esforço computacional neste tipo de análise assegura que outros aspetos possam ser considerados, podendo aumentar a refinação do modelo e o número de incrementos de carga.

Por forma a contornar a limitação deste tipo de modelo (“estado plano de deformação”), os autores assinalam que é possível a análise do comportamento estrutural de uma linha de estacas normais à secção analisada, através de uma viga contínua equivalente, composta por um material solo-estaca tal que a rigidez á flexão seja equivalente á do solo e estacas que substituem. Os autores notam, no entanto, que como a rigidez à flexão do solo é normalmente muito inferior à das estacas, a sua contribuição para a rigidez equivalente é claramente mais pequena e, portanto, pode ser desprezada.

Para além disso, por forma a considerar a interação solo-estaca de forma mais correta, os autores incluíram na análise elementos de interface no contacto entre o solo e a estaca, permitindo dessa forma movimento relativo na superfície de contacto.

O método foi então usado para analisar um aterro de 8 m de altura, sobrejacente a uma camada mole de argila de 6 m, com uma resistência ao corte não drenada c_u igual a 20 kPa. A camada de argila, sua vez, é sucedida por uma camada de areia mais competente, na qual dos 19 m de comprimento das estacas, se encontram inseridos 13. Como forma de acelerar a consolidação da camada de argila, os autores usaram ainda drenos verticais de 10 cm de diâmetro e 3 m de espaçamento.

De acordo com os autores, a comparação dos resultados dos ensaios de centrífugadora e do método dos elementos finitos permitiu verificar que ambas as alternativas se adequam na estimativa dos momentos fletores atuantes nas estacas, bem como do seu deslocamento, o que lhes permitiu estabelecerem a distribuição dos esforços e os dos deslocamentos da estaca.

3 MODELAÇÃO NUMÉRICA 3D DO EFEITO TSCHEBOTARIOFF

3.1 Considerações Iniciais

A modelação numérica do efeito Tschebotarioff é feita fazendo uso do programa RS3, Rocscience (2021), que é um software de análise de elementos finitos 3D. O software permite a modelação de taludes, túneis, escavações superficiais e profundas e análise e dimensionamento de fundações e aterros, sendo esta última, como até aqui evidenciado, de particular importância para esta dissertação. Dado o tipo de análise que esta dissertação envolve, optou-se pelo uso de um software 3D por permitir uma melhor representação do comportamento esperado. Para além disso, tanto Ratton (1985), como Stewart *et al.* (1993) indicam uma análise 3D como sendo aquela que melhor permite descrever o comportamento de estacas sujeitas a carregamento passivo.

O estudo do efeito Tschebotarioff é feito através de um caso de estudo, de geometria e características definidas e que se encontram descritas na seção 3.2, e que possibilita uma análise dos esforços e deslocamentos provocados pelo efeito, por forma a entender os mecanismos envolvidos. O cálculo é feito através de uma análise acoplada, pela teoria de Biot, que permite realizar o cálculo das pressões intersticiais e, portanto, reproduzir o efeito da consolidação do estrato de solo mole ao longo do tempo.

3.2 Caso de estudo

O modelo considera uma estaca quadrada, com 0,4 m de lado e 16 m de comprimento, inserida numa camada de solo mole de 10 m de espessura, sobrejacente a uma argila dura de melhores características geotécnicas. Para além disso, acima da camada de solo mole, modelou-se uma plataforma de trabalho para execução das estacas, constituída por um solo arenoso e com 1 m de altura. A estaca, por sua vez, encontra-se encastrada na camada de argila dura, penetrando nessa camada em cerca de 4 m. O nível freático encontra-se entre a camada de solo mole e plataforma de trabalho, a 1 m de profundidade. Apresenta-se, de seguida, na Figura 20 b) e 20 a) respetivamente, a estratigrafia adotada para o modelo e a posição do aterro em relação ao encontro da ponte:

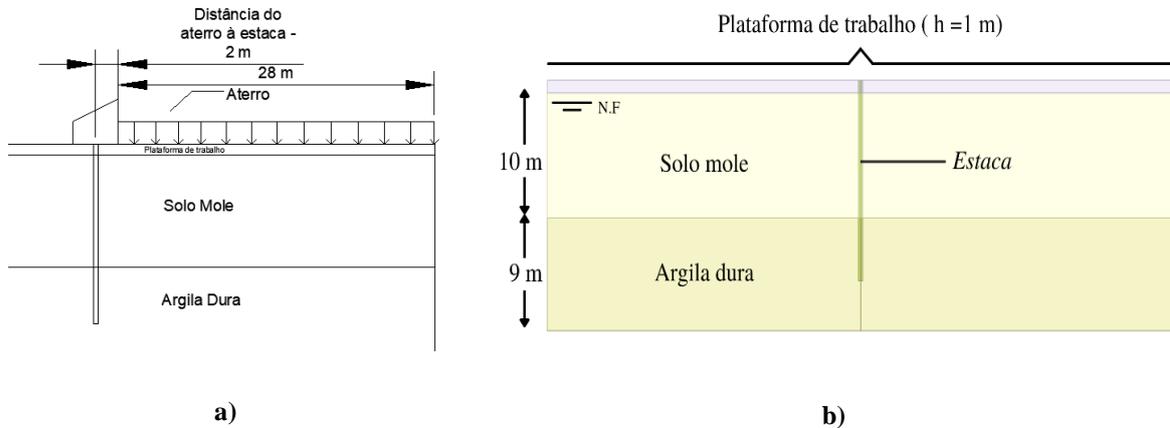


Figura 20 – a) Posição relativa do aterro e b) estratigrafia do modelo

Os materiais geotécnicos foram assumidos como sendo materiais de rigidez linear isotrópica, tendo-se assumido como tendo comportamento elástico perfeitamente plástico, com o critério de rotura de Mohr-Coulomb (M-C). Importa ainda notar que, ainda que os módulos de deformabilidade da plataforma de trabalho e argila dura se tenham assumido como sendo constantes, o módulo de deformabilidade do solo mole varia com a profundidade z , de acordo com a equação ilustrada no Quadro 3. A estaca, por sua vez, foi assumida como tendo comportamento elástico linear com propriedades equivalentes às de um betão C20/25. Por último, assume-se que o coeficiente de impulso em repouso, K_0 , é de 0,5. Apresenta-se de seguida uma tabela que resume as características destes solos, bem como da estaca.

Quadro 3 - Características dos materiais do modelo

| Material | Modelo | γ_k [kN/m ³] | E_s [MPa] | ν | ϕ' [°] | c' [kPa] | k [m/s] |
|-----------------|--------|------------------------------------|----------------|-------|----------------|---------------|--------------|
| Plataforma | M-C | 18 | 20 | 0.3 | 35 | 0 | 1.0E-04 |
| Solo mole | M-C | 16 | $3+0,6z$ | 0.3 | 30 | 0 | 1.0E-10 |
| Argila Dura | M-C | 20 | 200 | 0.3 | 38 | 100 | 1.0E-10 |
| Estaca de betão | EL | 25 | 20000 | 0.2 | - | - | 1.0E-12 |

3.3 Modelo de elementos finitos

3.3.1 Malha de elementos finitos e condições de fronteira

A malha de elementos finitos utilizada encontra-se representada na Figura 21. O modelo tem 60 m na direção longitudinal (Y), com a estaca no seu centro, e 2 m na direção transversal (X), que representa o espaçamento transversal entre estacas, com o modelo a tirar partido das condições de simetria do problema na direção transversal, tendo ainda 20 m de altura (Z). Esta

malha é constituída por 22.180 elementos, todos eles tetraedros de 4 nós, com discretização particularmente intensa junto da estaca e da plataforma de trabalho.

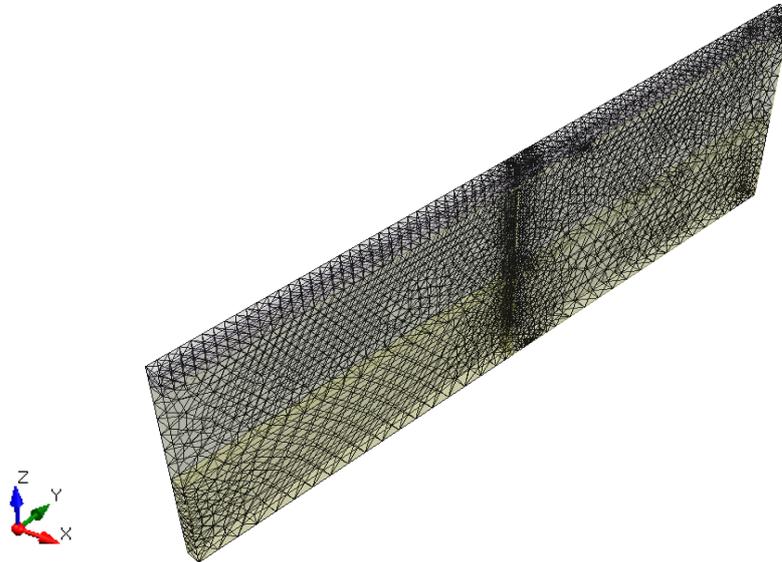


Figura 21 - Malha de elementos finitos

Para atender ao efeito da dimensão da sua secção transversal nos resultados, a estaca foi modelada com elementos de contínuo. Face à dificuldade em obter os esforços internos quando utilizados estes tipos de elementos, foi também adicionado um elemento viga, colocado exatamente no eixo da estaca quadrada e na totalidade do seu comprimento o qual permite, de forma simples, a obtenção dos esforços internos na estaca. De forma a que este elemento não influencie a flexibilidade da estaca, a sua rigidez à flexão $E_{viga}I_{viga}$ é 10^{-6} vezes a rigidez da estaca E_pI_p , o que se traduz numa relação diretamente proporcional dos esforços internos entre o elemento viga e a estaca.

No que toca às condições de fronteira do modelo, o RS3 permite a restrição individual de cada uma das direções X, Y e Z, ou seja, os eixos segundo a direção longitudinal, transversal e vertical, respetivamente, do modelo. As condições de fronteira consistem na restrição de todos os graus de liberdade na base do modelo, a restrição dos deslocamentos em X no plano YZ, ou seja, nas duas faces laterais dos topos, e deslocamentos em Y no plano XZ, ou seja, nas faces de maior comprimento e que representam planos de simetria localizados a meia distância entre estacas alinhadas longitudinalmente (segundo Y) com espaçamento entre eixos de 2,0 m. A face na superfície, por sua vez, não é restringida.

No que toca às superfícies pelas quais o fluxo de água se encontra restringido, estas correspondem a todas as faces do modelo, com exceção do seu topo, estando o nível freático,

tal como dito anteriormente, a 1 m de profundidade. Deste modo considera-se que na direção longitudinal, dado ser plano de simetria em relação às estacas adjacentes, não existe fluxo por se terem as mesmas condições nesse plano. Do lado que se encontra carregado, numa extensão de 28 m (e que se assume que se prolonga para além das dimensões do modelo), por ser uma carga de grande extensão, assume-se que as condições hidráulicas para além da sua fronteira são iguais às do modelo e, por isso, sem fluxo a atravessar essa fronteira.

3.3.2 Faseamento adotado

No que toca ao faseamento adotado nos modelos, no caso de se realizar um estudo da consolidação do modelo ou de se avaliar o seu comportamento ao longo do tempo, optou-se por se fasear o modelo em 8 etapas distintas, com uma primeira etapa onde se determina o estado de tensão inicial (ETI) e uma segunda etapa onde se ativa a estaca por substituição dos materiais do solo pelo material constituinte da estaca, ambas em “steady state”, ou seja, considerando uma situação de equilíbrio hidrostático (a longo prazo). Para a evolução ao longo do tempo foram considerados diferentes instantes de tempo, todos em regime de fluxo transiente. A etapa final é uma etapa de “steady state”, ou seja, uma etapa que assume que a consolidação está já terminada. Apresenta-se de seguida um quadro que indica todo este faseamento:

Quadro 4 - Faseamento para os modelos para análise da consolidação

| Fase | Instante de tempo [dias] | Tipo de análise |
|-----------------------------|--------------------------|-----------------|
| 1ª fase -ETI | -- | Estacionário |
| 2ª fase -Estaca | -- | Estacionário |
| 3ª fase -Carga | 0,01 dias | Transiente |
| 4ª fase -Consolidação | 10 dias | Transiente |
| 5ª fase -Consolidação | 100 dias | Transiente |
| 6ª fase -Consolidação | 1000 dias | Transiente |
| 7ª fase -Consolidação | 10.000 dias | Transiente |
| 8ª fase -Consolidação | 50.000 dias | Transiente |
| 9ª fase -Final Consolidação | -- | Estacionário |

Nos cálculos em que se faz uma análise a curto prazo foi apenas considerada uma fase transiente, correspondente ao instante 0,01 dias, pelo que os cálculos foram compostos apenas pelas 3 primeiras fases.

3.4 Determinação do tempo de consolidação

A consolidação da camada de solo mole ocorre à medida que os excessos de pressão intersticial se dissipam, havendo transferência da carga da fase líquida para a fase sólida. A dissipação das pressões intersticiais e conseqüente saída de água do solo, provocada por acréscimo de carga

sobre a camada superficial, é acompanhada pelo aumento dos assentamentos e da tensão efetiva, às quais está associado um aumento da resistência ao corte do solo.

A estimativa do tempo que o modelo demora a consolidar, utilizando o modelo com estaca e assumindo que não existe variação dos parâmetros de resistência dos materiais com a consolidação, foi efetuada através da evolução dos excessos de pressão intersticial e dos assentamentos à superfície ao longo do tempo. Obviamente se percebe que pelo facto de o modelo ter 2 camadas de argila sobrepostas, ou seja, a camada de solo mole e de argila dura, o tempo de consolidação obtido será o correspondente a todo modelo e não apenas da camada de solo deformável.

No que toca aos assentamentos à superfície do terreno, estes assentamentos são caracterizados de seguida na Figura 22. Pelo facto de a carga apenas alterar a magnitude das pressões intersticiais e dos assentamentos, optou-se por uma carga para estudo da consolidação de 70 kPa, o que corresponde a uma altura de aterro de 3,5 metros (assumindo um peso volúmico do material de aterro de 20 kN/m³).

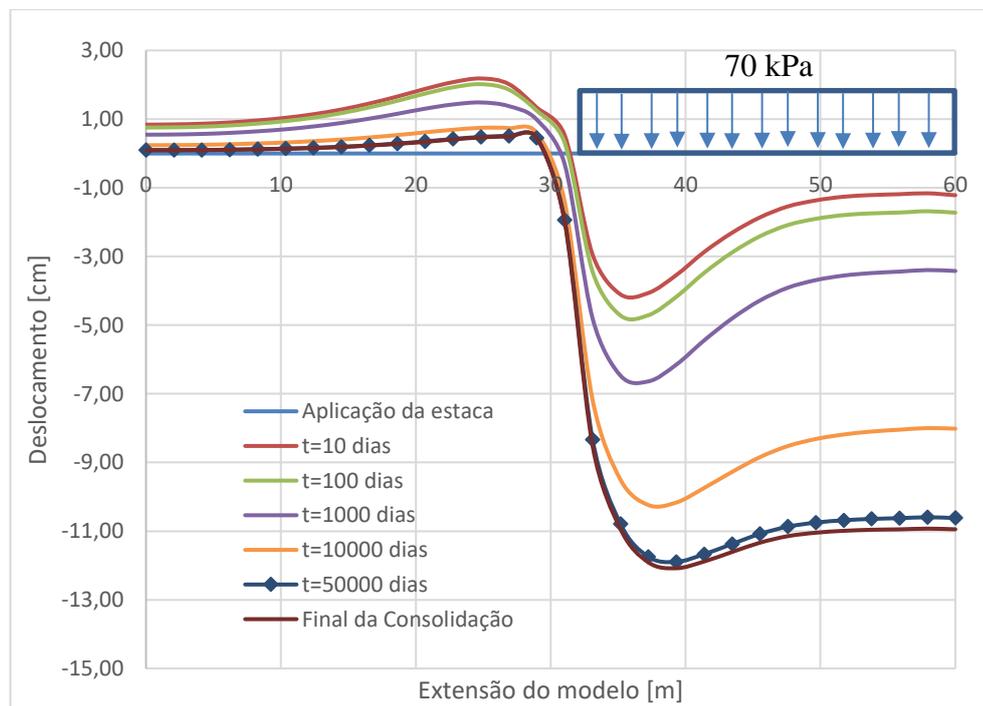


Figura 22 – Evolução com o tempo dos deslocamentos à superfície do terreno para uma carga de 70 kPa

Como se pode verificar, à medida que a consolidação se processa, os assentamentos aumentam, havendo empolamento do lado não carregado (empolamento que vai diminuindo ao longo do tempo), dado haver ainda um comportamento não drenado a curto prazo devido à baixa

permeabilidade e, portanto, com variação de volume muito próxima de zero, ainda que se verifique que o volume de empolamento à direita seja, nas fases iniciais, um pouco maior que o volume de assentamento à esquerda. À medida que o assentamento se processa e a camada consolida, este empolamento do lado contrário ao da carga vai também diminuindo. A magnitude dos assentamentos finais é, para esta carga, de cerca de 12 cm. Como é óbvio, a magnitude de assentamentos é tanto maior quanto maior for a carga, ainda que seja de esperar que o tempo de consolidação seja aproximadamente o mesmo (dado que se assume a permeabilidade como sendo constante no modelo), e, em teoria, só depende do fator tempo T , da distância á camada drenante d e do coeficiente de consolidação vertical C_v , o qual por sua vez também não é constante.

Com base nos resultados dos assentamentos máximos, pode ser estimado o grau de consolidação média das camadas ao fim de 50.000 dias, a fim de se confirmar se ao fim deste tempo já se pode considerar a consolidação como terminada. Em teoria, a consolidação total de qualquer camada demora um tempo infinito, mas pode ser estabelecido que quando o grau de consolidação médio é de 95% se considera a camada como consolidada. Nesse sentido, verifica-se agora o grau de consolidação média:

$$\bar{U}_z = \frac{\text{Assentamento a 50.000 dias}}{\text{Assentamento final}} \Leftrightarrow \bar{U}_z = \frac{11,89}{12,08} = 0,98 = 98\%$$

Como se pode verificar, os 50.000 dias (137 anos) são suficientes para a o modelo consolidar 98%, sendo portanto, assumido que nesse tempo, e de acordo com o critério anteriormente referido, a consolidação já se procedeu totalmente.

No que toca aos excessos de pressão intersticial, apresenta-se de seguida, através da Figura 23 a sua evolução para os instantes de tempo apresentados anteriormente. Esta evolução dos excessos de pressão intersticial ao longo do tempo é apresentada para um alinhamento vertical com coincidente com o centro do carregamento (aterro).

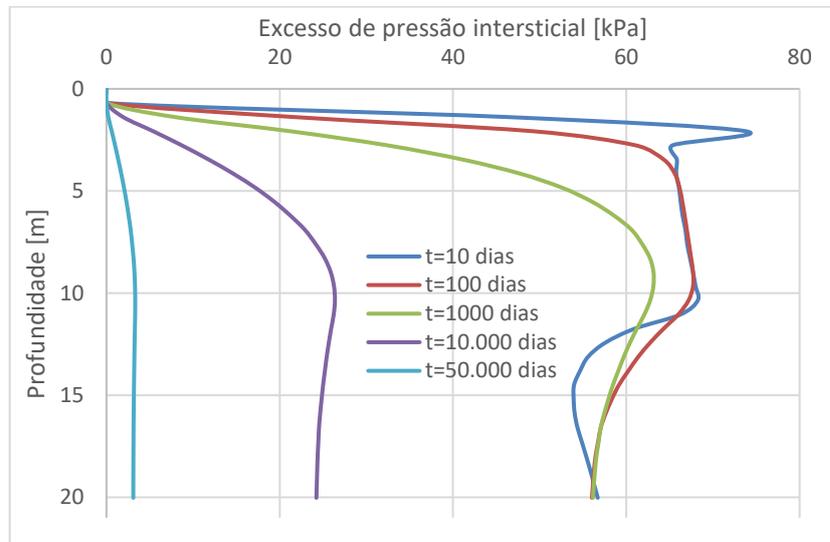


Figura 23 – Evolução com o tempo dos excessos de pressão intersticial gerados por uma carga de 70 kPa

Numa fase inicial, como dito anteriormente, é a fase líquida que suporta esta carga e, portanto, este parâmetro sobe, apenas na zona mais superficial da camada para um valor próximo de 70 kPa. Para além disso, atendendo a que 98% da consolidação se procede nos 50.000 dias, existe ainda um excesso de pressão intersticial de 3 kPa, referente aos restantes 2% que ainda falta consolidar, mas que, para todos os efeitos, e tendo em conta o critério adotado anteriormente, não são já relevantes.

Tendo agora em conta o tempo de consolidação da camada de solo mole, tendo-se estabelecido que 98% da consolidação ocorre em 50.000 dias, pode agora ser calculado o valor de C_v da camada de solo mole, numa tentativa de verificar se este valor se enquadra com a bibliografia encontrada.

Nesse sentido, obteve-se uma estimativa do coeficiente de consolidação da camada de solo mole através da teoria da consolidação e assumindo que o estrato está confinado, o que se traduz na seguinte expressão:

$$t = \frac{T * d^2}{C_v} \quad (20)$$

onde T é o fator tempo, d a maior distância até uma camada drenantes, e C_v o coeficiente de consolidação. É importante notar que, como a camada de solo mole não se encontra confinada, o uso desta fórmula permite apenas uma estimativa grosseira deste último, mas que possibilita adequação deste parâmetro com a bibliografia. Como se assume que uma camada se encontra consolidada quando o seu grau de consolidação médio é de 95%, então, dado se ter verificado

que, para os 50.000 dias, a camada tem já um grau de consolidação médio de 98%, assume-se $T=1,5$.

Dessa forma, para 50.000 dias, ou seja, aproximadamente 137 anos, obtém-se:

$$137 = \frac{1,5 * 10^2}{C_v} \Leftrightarrow C_v = 1.09 \text{ m}^2/\text{ano}$$

Na bibliografia, os valores encontrados para solos moles, como os solos aluvionares do Baixo Mondego, que são caracterizados por Coelho (2000), rondam os 30 a 40 m^2/ano para profundidades entre os 3 a 5 m, e 0,2 m^2/ano para as restantes profundidades até aos 21 m. Por sua vez, Soares (1995), citado por Coelho (2000), indica para este tipo de solos, valores de C_v entre 0,6 a 80 m^2/ano , ainda que não estabeleça uma relação destes valores com a profundidade. Assim sendo, o valor obtido no cálculo numérico enquadra-se nos valores obtidos por ambos os autores.

3.5 Análise para situação limite de equilíbrio

A análise para situação limite de equilíbrio passa por determinar o valor da carga para a qual haverá rotura do solo de fundação do aterro. Esta carga, aplicada sobre a plataforma de trabalho, simula, por exemplo, a construção de um aterro sobre esta plataforma, e que, como visto anteriormente, poderá levar à geração de esforços horizontais passivos sobre a estaca. A determinação da capacidade de carga máxima deste solo, foi feita aplicando inicialmente uma sobrecarga de circulação sobre a plataforma de trabalho, sendo posteriormente calculado, através do RS3 e utilizando um processo de “Shear Strength Reduction”, o FS a ela associado. Na iteração seguinte, a carga poderá ser multiplicada pelo FS da iteração anterior, e o novo FS novamente calculado, repetindo-se o processo até que o modelo deixe de convergir e, portanto, deixe de conseguir equilibrar as cargas aplicadas. Neste capítulo foram feitas 4 análises distintas, todas elas assumindo o cálculo a curto prazo, nomeadamente:

- Análise 1: cálculo não drenado sem estaca, em que apenas se faz uma estimativa de c_u da camada de solo mole com base em bibliografia existente;
- Análise 2: cálculo acoplado sem estaca;
- Análise 3: cálculo acoplado com estaca, restringindo tanto o movimento horizontal do seu topo na direção XY (através da restrição nesses planos pelo RS3), bem como a rotação do seu topo (este cálculo é, daqui para a frente designado como “Restrição do movimento horizontal”);

- Análise 4: cálculo acoplado com estaca, restringindo a rotação do seu topo, através do impedimento do movimento vertical da estaca, com restrições impostas pelo RS3.

1- Análise não drenada, sem estaca

A estimativa da capacidade de carga do solo mole sem a presença da estaca e para uma condição não drenada, ou seja, a curto prazo, foi feita usando a expressão da capacidade de carga de uma fundação:

$$q_{ult} = (\pi + 2) * c_u \quad (21)$$

Onde q_{ult} corresponde à capacidade de carga máxima da camada e c_u à resistência ao corte não drenada do solo mole. A estimativa deste último pode ser feita usando um conjunto de propostas dadas pela bibliografia, tendo-se optado pelas propostas de Mesri (1975), $c_u = 0,22 * \sigma'_v$ e Larsson (1980), $c_u = 0,33 * \sigma'_v$. Percebe-se que estimativa de c_u pode ser também realizada através da expressão que relaciona $c_u = f(c', \phi', A_f, K_0, \sigma'_{v0})$ apresentada em Matos Fernandes (1994), ainda que se tenha optado, por ser apenas uma estimativa, por usar as propostas acima referidas.

De acordo com Correia (2020), a proposta de Mesri (1975) é, no entanto, demasiado conservativa para os solos do baixo Mondego, levando a resultados muito do lado da segurança, enquanto a proposta de Larsson (1980) pode não ser conservativa o suficiente, levando a estimativas de c_u demasiado elevadas. Por essa razão, optou-se por usar um valor de 0,25 como coeficiente de proporcionalidade entre c_u e σ'_v , numa tentativa de colmatar as limitações de ambas as propostas. Nesse sentido, dadas as características das camadas apresentadas anteriormente na Secção 3.2.3, o que resulta numa tensão efetiva σ'_v de 48 kPa, o valor de c_u estimado é de 12kPa, o que conduz a uma carga última da camada de solo mole de 61 kPa. Portanto, seria de esperar que, para uma carga aplicada de 61 kPa, o FS seja próximo de 1. É ainda importante notar que, por se tratar de uma análise a curto prazo, pode também ser realizada uma análise não acoplada, ou seja, uma análise em tensões totais, para calcular o valor da carga última do solo mole. Da análise a curto prazo, o valor obtido para a carga última do modelo (modelo esse que considera o valor de c_u constante em profundidade), foi de 73,6 kPa, o que indica que a estimativa inicial se encontra aproximada, atendendo ao contributo para a capacidade de carga conferido pela plataforma de trabalho.

Análises 2, 3 e 4

Destas análises obteve-se o seguinte gráfico, que relaciona a carga aplicada com os fatores de segurança obtidos:

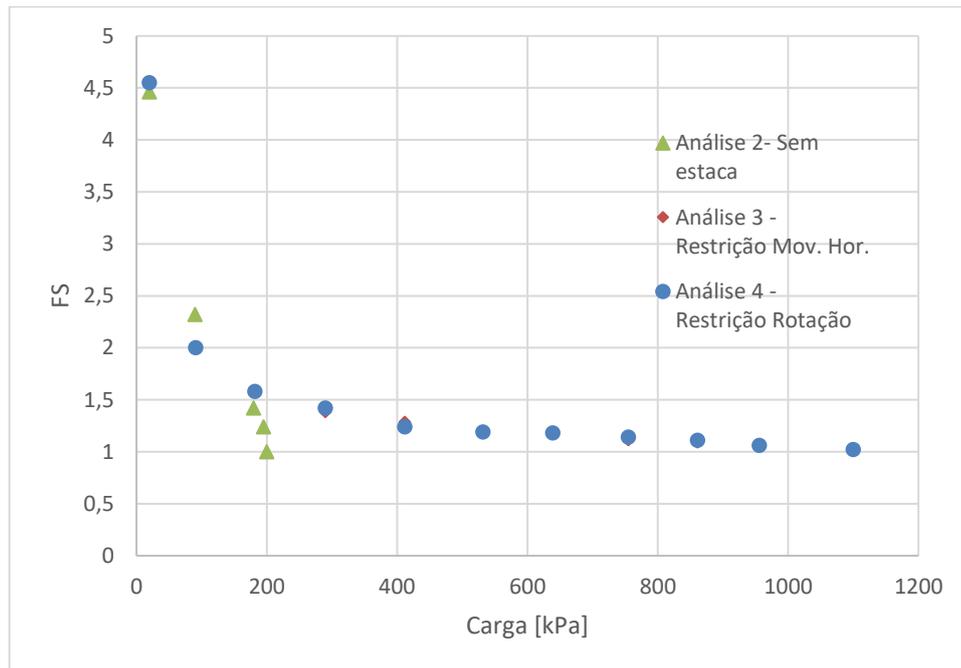


Figura 24 - Fatores de segurança obtidos para as análises 2, 3 e 4

Como se pode verificar pela análise da Figura 24, a carga para a qual o modelo sem estaca atinge o limiar da convergência é de 200 kPa, sendo de 1100 kPa, para ambas os modelos com a estaca, não havendo influência significativa do tipo de apoio da cabeça da estaca neste valor. A presença da estaca, aumentou significativamente a carga última para a qual o modelo deixou de convergir, que se traduz num aumento de 550% em relação ao cálculo sem estaca. Obviamente se percebe que, uma carga de 1100 kPa, que simula um aterro de 55 m de altura (para $\gamma_{aterro} = 20 \text{ kN/m}^3$) é claramente pouco realista, sendo, portanto, necessário verificar a fiabilidade dos resultados para cargas tão elevadas. De facto, verificou-se que para cargas superiores a 120 kPa, dada a elevada plastificação do modelo, e ainda que a sua convergência fosse garantida, os resultados passam a ser irrealistas, nomeadamente no que toca, por exemplo aos momentos aplicados na estaca que passam agora a ser superiores a 580 kNm. Para além disso, os deslocamentos do topo da estaca passam também a ser de 37 cm, com magnitudes muito superiores aos critérios de admissibilidade referidos na seção 2.2. A elevada plastificação do modelo, da qual resultam estes valores de deslocamento e momento atuante, ilustra-se de seguida, para uma carga de 70 kPa, e para uma carga de 150 kPa, por forma a fazer a comparação da plastificação para uma situação correspondente ao limite admissível e para uma situação em que já haverá uma plastificação mais desenvolvida.

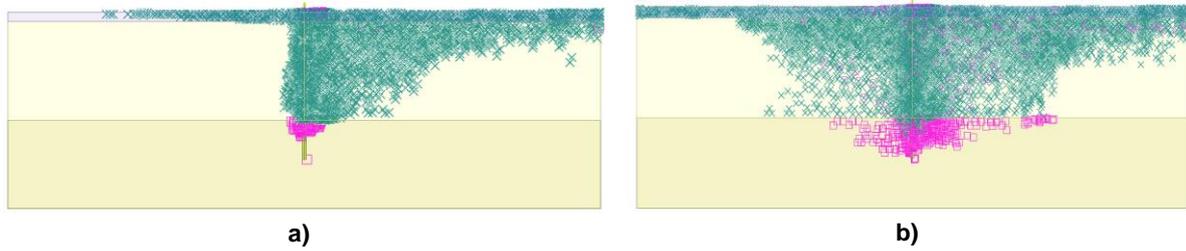


Figura 25 – Análise 4 -Plastificação do solo: a) 70kPa, b)150 kPa

Nestas figuras (Figura 25 a) e Figura 25 b)), os pontos a verde indicam que o solo sofreu plastificação por corte, sendo os pontos a rosa plastificação por tração. Como se pode ver pela análise das figuras, o aumento da carga de 70 kPa para 150 kPa provoca elevada plastificação do modelo na zona do maciço não carregada. Esta plastificação generalizada do maciço explica o facto de, para cargas elevadas, os resultados dos deslocamentos e dos esforços serem exagerados.

Apresentam-se, de seguida, os gráficos da evolução dos deslocamentos da estaca (Análise 4) e dos momentos fletores máximos (Análises 3 e 4) com a evolução do carregamento aplicado.

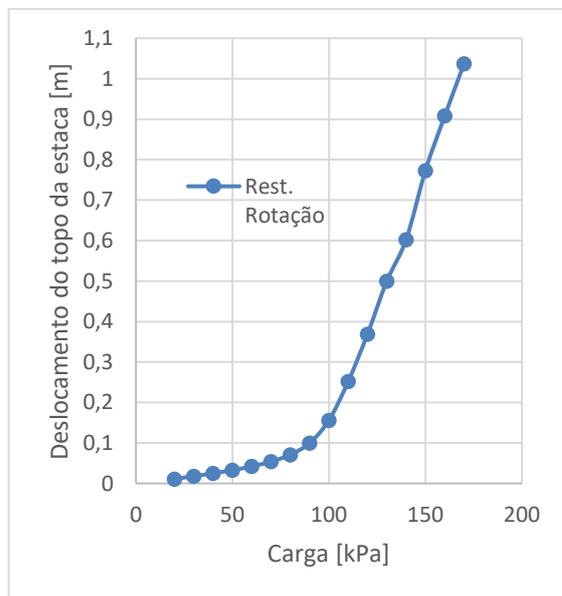


Figura 26 - Deslocamento do topo da estaca com a rotação do seu topo restringida

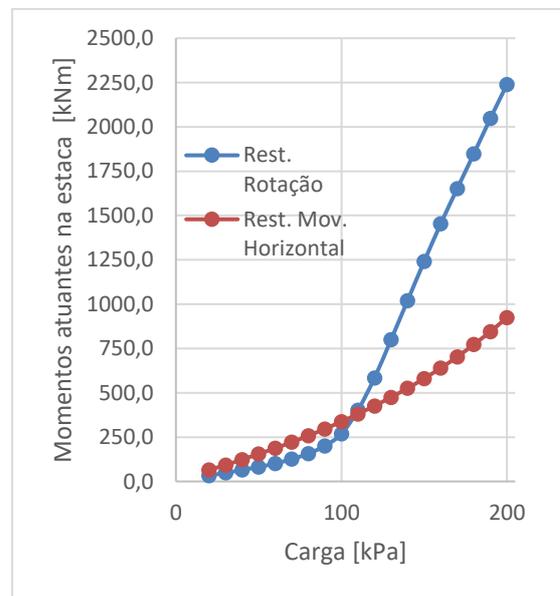


Figura 27 - Momentos máximos na para as diferentes condições de apoio no topo da estaca

Verifica-se, pela análise da Figura 26 que o deslocamento admissível do topo da estaca, 50 mm, é atingido para uma carga de 70 kPa, o que simula um aterro de cerca de 3.5 m ($\gamma_{aterro} = 20 \text{ kN/m}^3$), sendo que, para cargas acima dos 100 kPa, o modelo apresenta já plastificação elevada, pelo que o aumento sucessivo de carga começa a fazer subir exponencialmente os

deslocamentos do topo da estaca. De facto, pela análise do gráfico percebe-se a tendência exponencial destes deslocamentos, que pode ser atribuída ao consecutivo aumento de plastificação do solo à medida que se aumenta a carga.

Por outro lado, pela análise da Figura 27, verifica-se que os momentos tomam valores muito distintos em função do tipo de restrição no topo da estaca. Ainda que os valores sejam da mesma ordem de grandeza nas cargas abaixo dos 100 kPa, (sendo, p. ex., para uma carga de 70 kPa de 221 kNm e 125 kNm para a restrição do movimento horizontal e para a restrição da rotação do topo, respetivamente), é a partir desse valor que os momentos começam a subir exponencialmente para a estaca com a rotação do topo restringida. De facto, ainda que a tendência seja a mesma até aos 100 kPa, no caso de haver restrição da rotação do topo da estaca, como os momentos máximos ocorrem no limite entre a camada de solo mole e a camada de argila dura, a plastificação do modelo faz com que os momentos cresçam exponencialmente. O mesmo não se verifica quando se restringe o movimento horizontal do topo da estaca, porque, nesse caso, o momento máximo ocorre no topo da plataforma de trabalho. Os valores dos momentos podem agora ser analisados em função da armadura da estaca. Para isso é necessário estabelecer valores de armadura normalmente inseridos em estacas deste tamanho. Um tipo de seção típica, usado pelo Terratest Group (Espanha) usa (8Ø16), o que resulta numa resistência à flexão pura de 75 kNm. Se existir esforço axial de compressão, o valor da resistência aumenta, sendo máxima de 350 kNm para um valor de $N=1000$ kN. Para verificar esta variação seria necessário verificar a curva de flexão composta, cuja representação não entra no âmbito desta dissertação.

3.6 Análise para a situação de deslocamento admissível

Nesta secção é realizada uma análise para a situação de deslocamento admissível, no qual se vai abordar, em 2 subcapítulos distintos, a influência das condições de apoio no topo da estaca e a evolução do comportamento do solo ao longo do tempo. Tal como observado anteriormente na Figura 26, no cálculo em que não há restrição de deslocamento no topo da estaca o deslocamento máximo admissível de 50 mm é atingido para uma carga de aproximadamente 70 kPa, sendo esta a carga adotada para ambas as análises.

3.6.1 Influência da condição de apoio no topo da estaca

Neste primeiro subcapítulo são apresentadas as deformadas e os esforços M e N da estaca para ambas as Análises 3 e 4. No caso da análise 4, que corresponde a uma estaca com a rotação restringida no topo, os resultados correspondem a um deslocamento de aproximadamente 50 mm, ainda que no caso da análise 3, onde se restringe o movimento horizontal no topo, esse deslocamento não seja atingido (por estar restringido). No entanto, a apresentação de ambas as análises é importante pois numa situação em que se tem o deslocamento do topo da estaca com

algum grau de restrição e, simultaneamente, for permitida alguma rotação, então os esforços resultantes dessa situação híbrida encontrar-se-ão num valor intermédio entre as análises 3 e 4.

Começa por se apresentar o diagrama de deslocamentos do topo da estaca em função da restrição do seu topo.

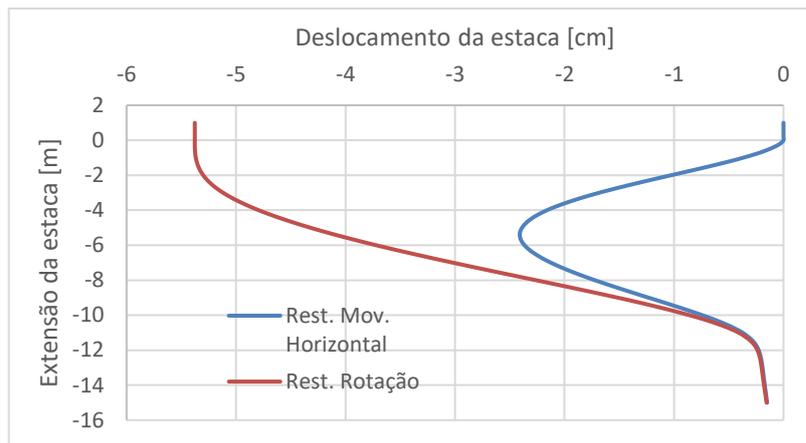


Figura 28 - Diagrama de deslocamento da estaca em função da restrição do seu topo

Pela análise da Figura 28, verifica-se que quando há restrição da rotação no topo da estaca o deslocamento máximo ocorre no seu topo, enquanto no caso de restrição do movimento horizontal este deslocamento máximo ocorre sensivelmente a meio da camada de solo mole.

No que toca aos esforços atuantes na estaca, optou-se por demonstrar as diferenças nos momentos atuantes e esforço axial para a carga em questão para diferentes condições de apoio da cabeçada estaca.

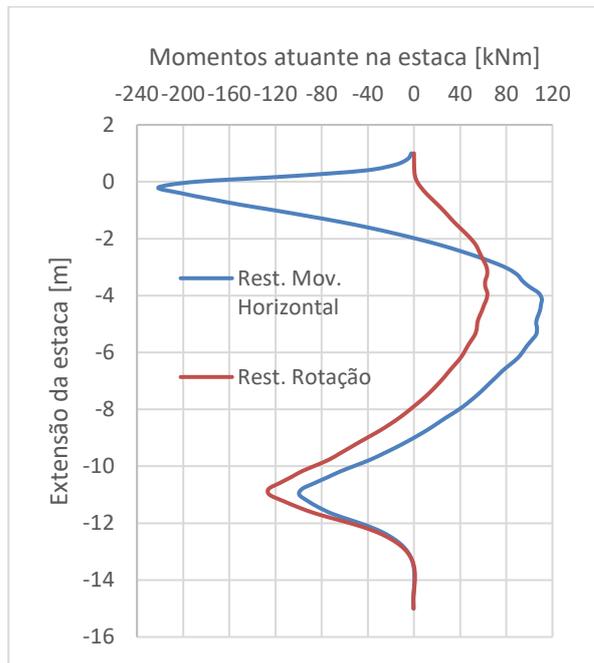


Figura 29 - Momentos atuantes na estaca em função do tipo de apoio do topo

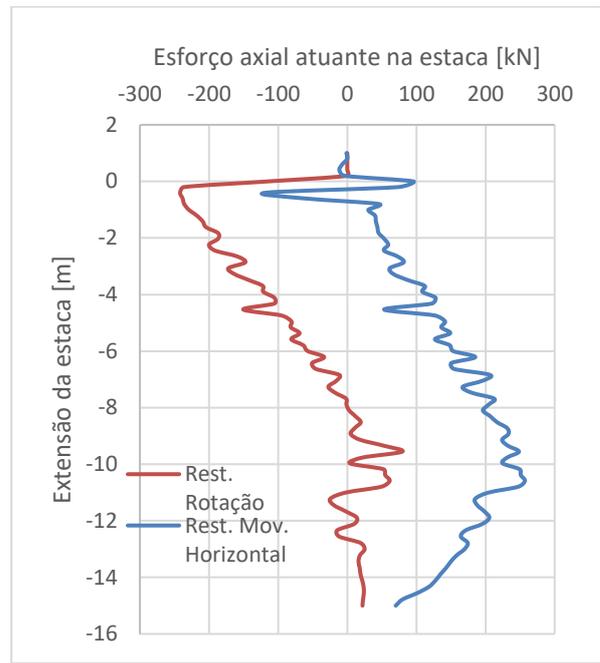


Figura 30 - Esforço axial atuante na estaca em função do tipo de apoio do topo

No que toca aos momentos atuantes na estaca, pela análise da Figura 29, e tal como seria de esperar, no caso da restrição da rotação do topo da estaca, o momento máximo ocorre no limite entre o solo mole e a camada de argila dura dado que esta argila funciona como um encastramento da estaca, o que permite que aí se desenvolvam momentos significativos. Para a restrição do movimento horizontal do topo desta estaca, era expectável que o momento máximo ocorresse no topo da plataforma de trabalho, dado se estar a impor uma restrição do movimento do topo da estaca, o que de facto se verificou.

Os esforços axiais nesse modelo, caracterizados na Figura 30, por serem negativos, demonstram uma estaca que está a ser tracionada. Ora se o solo está a ser carregado, devido ao seu movimento com componente descendente, seria de esperar que este solicitasse a estaca à compressão por efeito do atrito negativo. Acontece que, ao se restringir a rotação do modelo através do impedimento de deslocamentos verticais na secção transversal do topo da estaca, está-se a impedir o deslocamento vertical da estaca, com o atrito negativo a gerar esforços de tração na estaca. Esta solução não é realista considerando que uma estaca está normalmente carregada axialmente devido às cargas transmitidas pelo atrito negativo, se a estaca não estivesse restringida no topo. Esta é uma das deficiências do modelo, dado que ao se impedirem apenas as rotações se está também a impedir os deslocamentos verticais. O mesmo não acontece quando se restringe apenas o movimento horizontal da estaca, permitindo assim o movimento vertical e, dessa

forma, permitir a geração de esforço axial positivo causado pelo atrito negativo transmitido à estaca. Por esta razão os restantes estudos foram realizados usando o modelo com a rotação do topo impedida, e com liberdade de deslocamentos horizontais.

3.6.2 Análise diferida no tempo

Neste capítulo procede-se ao estudo da evolução do comportamento da estaca, sendo analisada a evolução dos esforços na estaca. Os movimentos do maciço ao longo do tempo, e uma vez que a carga usada é a mesma para a qual se fez o estudo da consolidação na seção 3.4, podem ser verificados nesse capítulo. Esta análise é feita para uma carga que provoca os deslocamentos admissíveis no topo da estaca, ou seja, 70 kPa (aterro de 3,5 m de altura se $\gamma_{aterro} = 20 \text{ kN/m}^3$). É importante notar que os instantes de tempo para os quais se realiza a análise são semelhantes aos usados para a consolidação e que se encontram referidos na seção 3.3.2, no Quadro 4.

Um dos aspetos relevantes a referir passa pelo facto de não se ter considerado a alteração das propriedades do solo mole com a consolidação, nomeadamente a resistência ao corte não drenada, efetivamente estudando o caso mais desfavorável possível. Nesse sentido pode agora ser apresentado o gráfico dos deslocamentos do topo da estaca ao longo do tempo, apresentado na Figura 31:

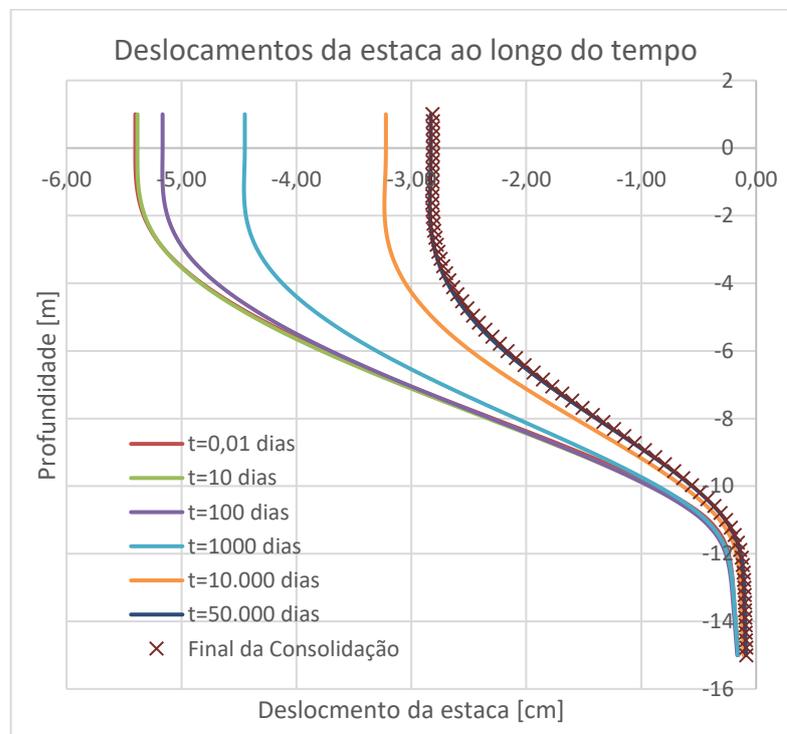


Figura 31 - Deslocamento do topo da estaca ao longo do tempo para uma carga de 70 kPa

No que toca aos deslocamentos, note-se que o deslocamento do topo da estaca é, assim que lhe é aplicada a carga, ligeiramente superior ao limite estabelecido, sendo de 5,4 cm, estando as séries para os instantes $t=0,01$ dias e $t=10$ dias praticamente sobrepostas. O aspeto notório do gráfico é o facto de, à medida que o tempo passa e a consolidação se processa, os deslocamentos da estaca recuarem, passando dos 5,4 cm no topo, quando a carga lhe é aplicada, para 2,8 cm quando termina a consolidação, reduzindo o deslocamento em 49%. Note-se que, para 50.000 dias, os deslocamentos da estaca estão já praticamente sobrepostos ao deslocamento final, o que indica que este período temporal é suficiente para representar o efeito final da consolidação.

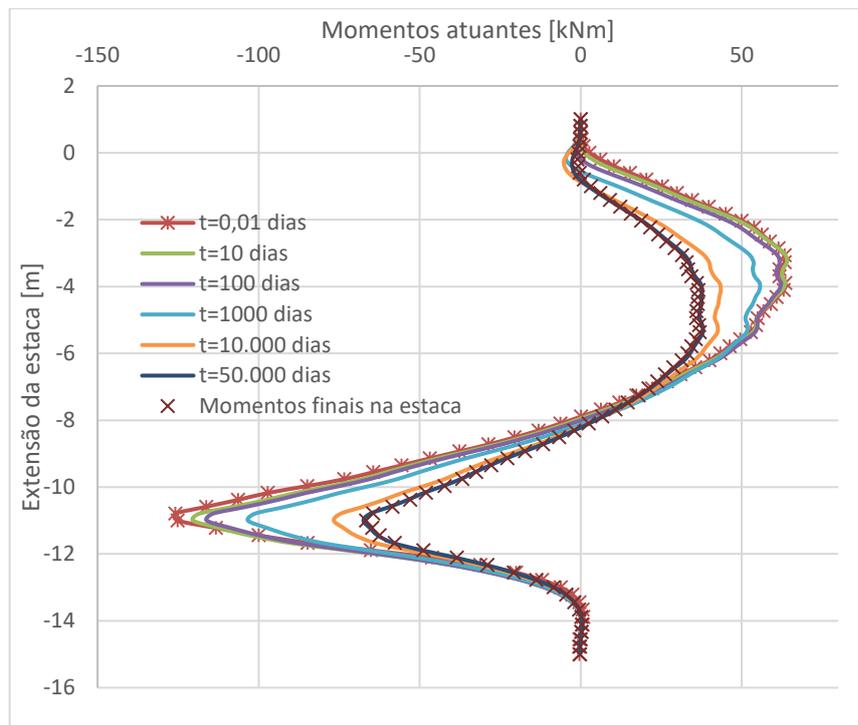


Figura 32 - Momentos atuantes na estaca ao longo do tempo para uma carga de 70 kPa

De facto, e tal como esperado após a análise da evolução dos deslocamentos, o valor dos momentos, representados na Figura 32 vai diminuindo ao longo do tempo, à medida que a consolidação se procede, atingindo o valor máximo junto do limite entre a camada de solo mole e a camada de argila dura, tal como observado anteriormente. Assim que a carga é aplicada, o valor do momento máximo é de 128 kNm, passando para 68 kNm, no final da consolidação, com uma redução de 47%. Percebe-se que esta redução, apesar de notória, não é importante para efeito de dimensionamento, dado a situação mais condicionante ser sempre a correspondente ao instante após a aplicação da carga. Importa também notar que, à semelhança dos deslocamentos, também os diagramas dos momentos nos instantes $t=0,01$ e $t=10$ dias se encontram praticamente sobrepostos, assim como $t=50.000$ dias a representar o final da consolidação.

4 ANÁLISES PARAMÉTRICAS

As análises paramétricas que se apresentam têm o objetivo de analisar a influência das características do maciço, nomeadamente da variação da coesão e módulo de deformabilidade da camada deformável no efeito Tschebotarioff, tendo sido escolhidas, para o efeito, 2 argilas de consistências distintas. Para além disso irá ser analisado o efeito da espessura da camada de solo mole e do espaçamento longitudinal entre estacas.

Os resultados destas análises são comparados com os obtidos através da aplicação dos métodos analíticos, embora alguns dos métodos utilizados não sejam sensíveis ao espaçamento longitudinal entre estacas. Optou-se por se aplicar todos os métodos analíticos expostos no seção 2.3.1 (Tschebotarioff (1962), Beer & Wallays (1972), Wenz (1963), Goh *et al.* (1997), Stewart *et al.* (1994)), com exceção de Poulos e Davis (1980). Todos os valores usados para a aplicação destes métodos encontram-se em anexo, para cada um dos métodos.

Um aspeto que importa salientar é o facto de todas as análises paramétricas serem realizadas restringindo a rotação do topo da estaca, permitindo o deslocamento do topo da estaca, à semelhança do efetuado na Análise 4 do capítulo anterior. A aplicação dos métodos analíticos é feita considerando dois critérios:

- Análises A), para uma carga de 70 kPa, que corresponde ao valor para o qual é atingido o deslocamento admissível do solo mole;
- Análises B), para a situação de deslocamento admissível de 50 mm, apenas para os métodos que não são sensíveis às alterações de parâmetros do solo, dado a situação de deslocamento admissível, por resultar em cargas diferentes para os solos de diferentes características, tornar viável a sua aplicação.

4.1 Influência das características do maciço deformável

O objetivo desta seção é o de verificar a influência das características do maciço nos momentos atuantes na estaca. Para o efeito foram escolhidas 2 argilas de consistências distintas para a camada de solo deformável, com diferentes parâmetros de rigidez e resistência, mais especificamente o módulo de deformabilidade e coesão. Pretende-se avaliar quais as características para as quais o efeito Tschebotarioff deixa de ser relevante para os esforços nas estacas. Para além disso, para cada uma das configurações de parâmetros do solo, é aferido o valor do peso do aterro para o qual os deslocamentos admissíveis do topo da estaca não são excedidos.

4.1.1 Parametrização da camada deformável

A configuração dos parâmetros é feita de forma coerente para ambos o módulo de deformabilidade e a coesão. Numa fase inicial, procurou encontrar-se parâmetros de resistência para argilas de melhores características que o solo mole para o qual se fez, até aqui, o estudo do efeito Tschebottarioff, tendo-se procurado na bibliografia correlações para os diferentes parâmetros. Foram, portanto, definidos valores de OCR da argila aos quais se associaram valores do módulo de deformabilidade e coesão. O ângulo de resistência ao corte não foi, no entanto, alterado, dado a sua variação não ser suficientemente grande para os diferentes graus de sobreconsolidação do mesmo solo, podendo ser, contudo, alvo de estudos futuros.

As correlações encontradas na bibliografia foram, na sua maioria, feitas em função do N_{SPT} e do grau de consistência do solo argiloso. De acordo com Terzaghi e Peck (1967), citado por Kulhawy & Mayne (1990), a consistência de um solo argiloso pode ser caracterizada através do ensaio SPT da seguinte forma, representada no Quadro 5:

Quadro 5 - Valores de N_{spt} em função da consistência da camada (adaptado de Kulhawy & Mayne, 1990)

| Consistência da argila | N_{spt} |
|------------------------|-----------|
| Muito mole | 0-2 |
| Mole | 2-4 |
| Média | 4-8 |
| Firme | 8-15 |
| Muito Firme | 15-30 |
| Dura | >30 |

Bowles (1996) e o manual de engenharia do exército dos Estados Unidos da América (USACE) estabelecem relações para o módulo de deformabilidade do solo em função da sua consistência, ainda que o manual do exército seja mais restritivo nos seus valores:

Quadro 6 - Propostas de módulo de deformabilidade para o solo em função do N_{spt} (adaptado de Bowles (1996) & USACE (1990))

| Consistência da argila | Bowles [kPa] | USACE [kPa] |
|------------------------|--------------|-------------|
| Muito mole | 2-15 | 0.5-5 |
| Mole | 5-25 | 5-20 |
| Média | 15-50 | 4.8-48 |
| Dura | 50-100 | 48-96 |
| Arenosa | 25-250 | 24-198 |

Sendo que a análise realizada é uma análise acoplada, e, portanto, em tensões efetivas, os cálculos são efetuados com os parâmetros efetivos de resistência (ϕ' , c'). Ora a caracterização da coesão efetiva em argilas é um processo complicado, sendo necessários ensaios laboratoriais (mais precisamente ensaios triaxiais, ensaios de corte direto ou de corte simples) para a sua determinação. Ainda assim, Matos Fernandes (1994) indica que como a resistência ao corte não drenada depende dos parâmetros de tensão efetiva, nomeadamente a coesão c' e o ângulo de resistência ao corte ϕ' , então é possível relacionar estes parâmetros com essa resistência, o que culmina na expressão:

$$c_u = \frac{c' * \cos(\phi')}{1 - \sin(\phi') + 2 * A_f * \sin(\phi')} + \sigma'_{v0} * \frac{\sin(\phi') * (K_0 + A_f - K_0 * A_f)}{1 - \sin(\phi') + 2 * A_f * \sin(\phi')} \quad (22)$$

Onde A_f é o parâmetro de pressão intersticiais de Skempton na rotura e K_0 é o coeficiente de impulso em repouso. O parâmetro A_f varia com o OCR de acordo com a Figura 33 proposta por Craig (1974):

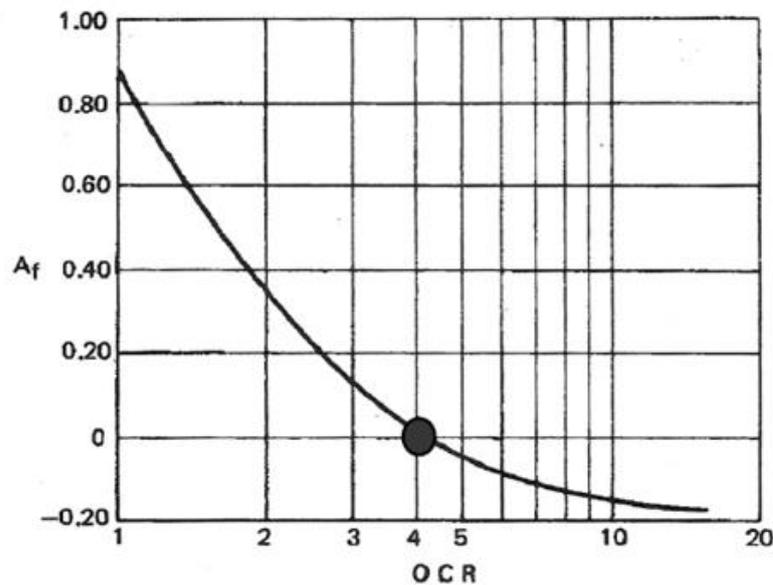


Figura 33 - Variação do parâmetro A de Skempton com o OCR (Retirado de Craig, 1974)

Por último, o valor de K_0 pode ser estimado simplifcadamente como sendo $K_0 = (1 - \sin(\phi')) * OCR^n$ proposta por Jaky (1944).

Mayne and Kemper (1988) estudaram 50 camadas de argilas distintas usando o ensaio SPT, caracterizando o seu grau de sobreconsolidação e relacionando-o com o N_{spt} . Deste estudo os

autores indicam que os valores do OCR se relacionam com a consistência da argila da forma representada no Quadro 7:

Quadro 7 - Grau de sobreconsolidação do solo em função do N_{spt} (Adaptado de Mayne and Kemper, 1988)

| Consistência da argila | OCR |
|------------------------|-------|
| Muito mole | 1-1.2 |
| Mole | 1.2-2 |
| Média | 2-3 |
| Firme | 3-6 |
| Muito Firme | 6-10 |
| Dura | >10 |

Assim sendo, podem agora definir-se as propriedades da camada, por forma a realizar a análise referida anteriormente. Para que haja ponto de comparação, a análise inicial foi feita com as características do solo com as quais se fizeram todos os cálculos até aqui, ou seja, com o solo mole cujas características se encontram especificadas na seção 3.2. No que toca às 2 argilas de consistências distintas escolhidas para fazer esta análise, os parâmetros de cada uma dessas argilas, nomeadamente o módulo de deformabilidade E_s , (atribuída em função do OCR), e o valor de c' determinado pela aplicação da Eq. 22, encontram-se descritas no Quadro 8. As restantes características destes solos, são iguais às descritas para o caso de estudo, na seção 3.2.

Quadro 8 - Características das diferentes argilas em função da sua consistência

| Camada Argila (Consistência) | OCR | E_s [Mpa] | c' [kPa] | c_u [kPa] | A_f |
|------------------------------|-----|-------------|------------|-------------|-------|
| Mole | 1 | 5 | 0 | 12 | 0,83 |
| Média | 2.5 | 20 | 15 | 35 | 0.2 |
| Firme | 4 | 40 | 30 | 75 | 0 |

4.1.2 Resultados da modelação por elementos finitos

Neste capítulo são discutidos os resultados obtidos pela modelação e feita uma análise comparativa para cada um dos solos, tendo como critério o deslocamento admissível do topo da estaca. Todos os cálculos foram feitos para o instante de tempo imediatamente após a aplicação da carga, ou seja, para $t=0,01$ dias.

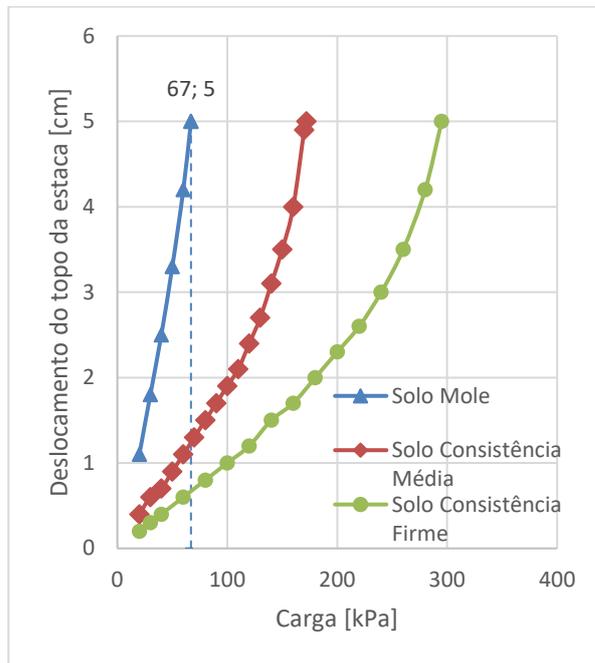


Figura 34 - Deslocamentos do topo da estaca em função da carga atuante

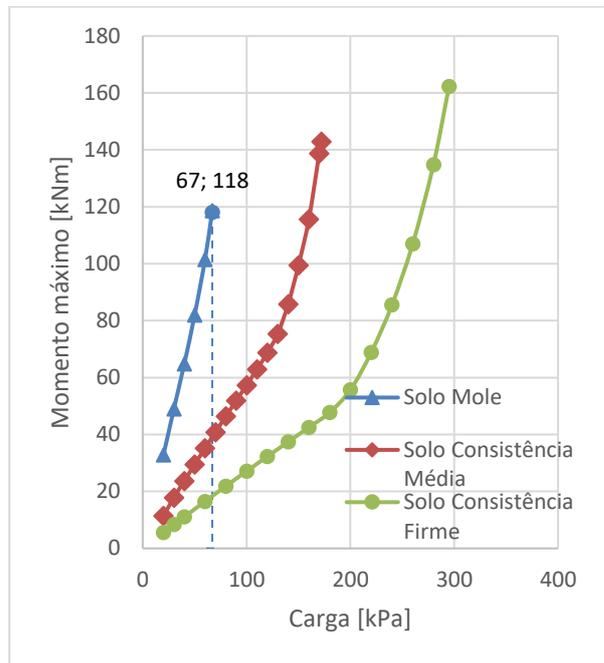


Figura 35 - Momentos máximos na estaca em função da carga atuante

Como seria de esperar, o deslocamento admissível é atingido para cargas sucessivamente superiores à medida que melhoram as características da camada deformável. De facto, para o solo mole, e tal como visto no Capítulo 3.5 o deslocamento admissível é atingido para uma carga próxima de 70 kPa, enquanto para os solos de consistência média e firme, esse deslocamento é atingido para 170 e 295 kPa, respetivamente. Para além disso, à medida que as características do solo melhoram as tendências deixam de ser tão inclinadas, dado que a taxa de variação dos deslocamentos não é tão elevada.

No que toca aos momentos atuantes na estaca, a tendência é em tudo semelhante à dos deslocamentos, dado que os valores de momento máximo atingidos para a carga correspondente ao deslocamento admissível são consecutivamente superiores à medida que se melhoram as características do solo. De facto, enquanto o momento máximo atingido para o solo mole é de cerca de 125 kNm, este valor sobe para os 165 e 170 kNm para os solos de consistência média e consistência firme, respetivamente.

Atendendo a que, no caso da camada deformável em solo mole, a construção de um aterro com 3,5 m origina um deslocamento no topo da estaca de aprox. 50 mm e um momento fletor máximo na estaca de 125 kN.m, esse mesmo aterro causaria um deslocamento de 1,3 e de 0,6 cm e momentos de 40,8 kNm e de 19.2 kNm nos casos da camada de consistência média e firme, respetivamente. Verifica-se, portanto, que os deslocamentos e esforços passam a ser

muito mais reduzidos para a mesma carga de 70 kN com a melhoria das características do maciço.

4.1.3 Comparação com os métodos analíticos

É aqui feita a comparação entre os resultados da aplicação dos métodos analíticos para os solos de consistência mole, média e firme. Importa notar, no entanto, que a alteração dos parâmetros do solo apenas afeta 2 dos métodos analíticos, dado Tschebotarioff (1962), Beer & Wallays (1972) e Wenz (1963) não serem sensíveis às características do solo, mas apenas à espessura da camada deformável e à carga aplicada, pelo que os seus resultados fornecem valores constantes independentemente do tipo de solo. Dessa forma, para a análise A), a comparação entre os resultados apenas é possível para os restantes 2 métodos. Os resultados do método de Wenz (1963) (análise A)) e do método de Goh *et al.* (1997) (análise B)) surgem em gráficos separados por darem valores muito maiores aos obtidos pelos restantes métodos.

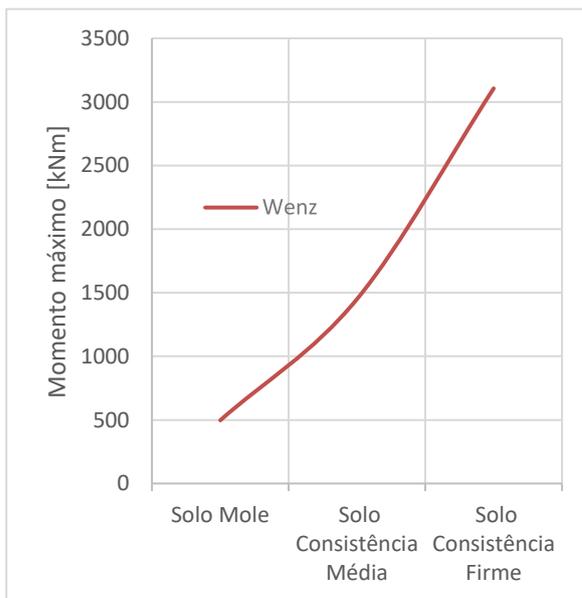


Figura 36 - Análise A) - Método de Wenz

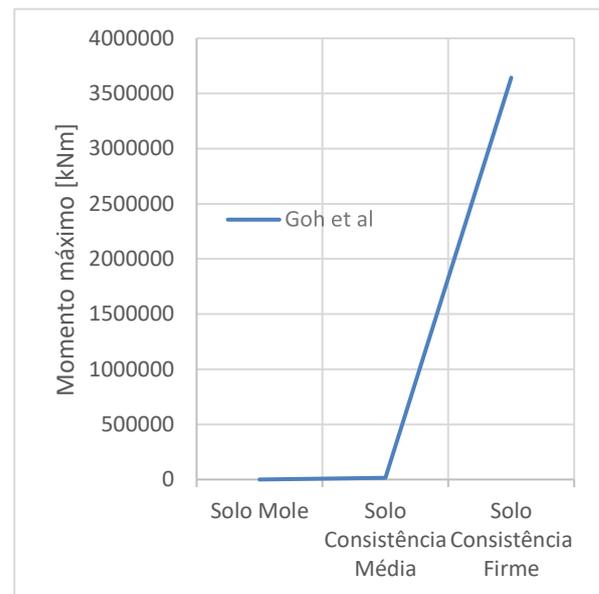


Figura 37 - Análise B) - Método de Goh *et al.*

Pela análise da Figura 36 verifica-se que dado o método de Wenz (1963) apenas depender do c_u das camadas em estudo, este toma valores elevados para as camadas de consistências média e firme (que são de 35 kPa e 75 kPa respetivamente, de acordo com o Quadro 8). No que toca ao método de Goh *et al.* (1997), pela Análise B) verifica-se que, para cargas muito elevadas (170 e 295 kPa, cargas em que se atinge o deslocamento máximo admissível para as camadas de solo de consistência média e firme respetivamente como se pode verificar pela Figura 35),

os resultados obtidos tomam já proporções irrealistas, sendo de 15000 kNm e 350.000 kNm para o solo de consistência média e firme respetivamente.

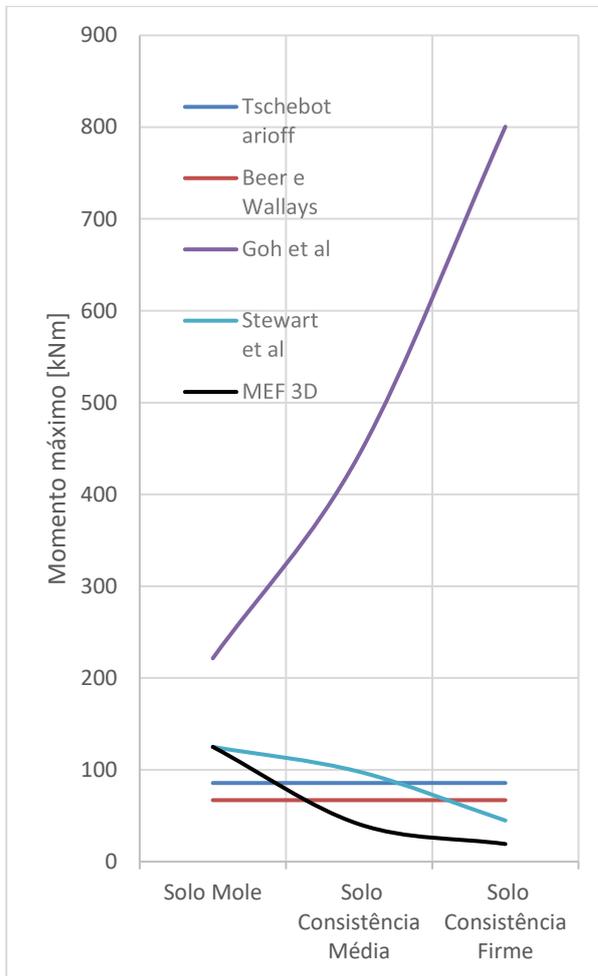


Figura 38 - Análise A) - Momentos máximos para uma carga de 70 kPa para solos com diferentes características

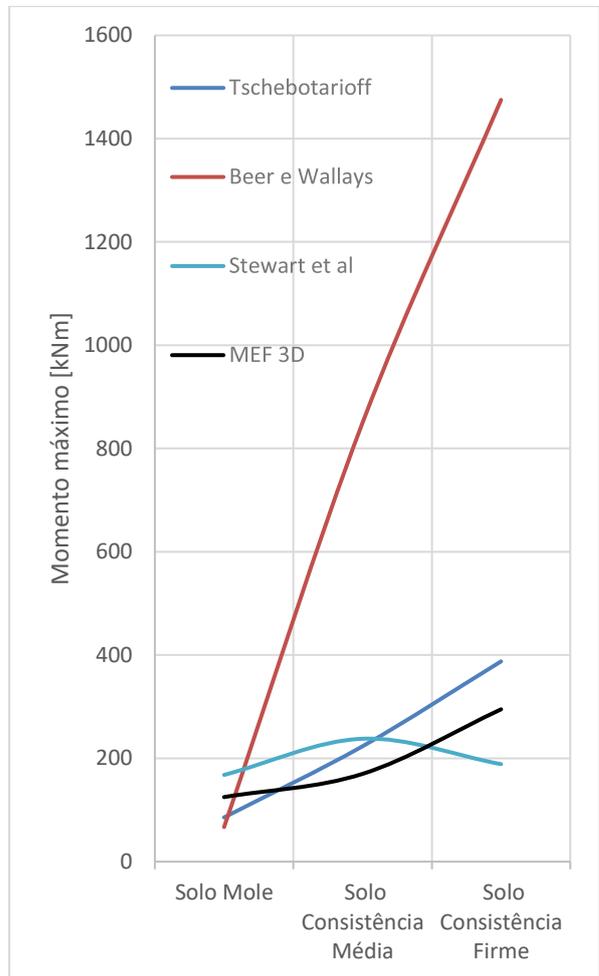


Figura 39- Análise B) - Momentos máximos para o deslocamento admissível para solos com diferentes características

Pela análise da Figura 38 verifica-se que os valores obtidos por Stewart *et al.* (1963) são os valores mais próximos dos valores obtidos pelos métodos numéricos, seguindo sensivelmente a mesma tendência. Os valores obtidos por Goh *et al.* (1997) tomam uma tendência ascendente, sendo os valores ligeiramente menos próximos dos valores obtidos pelos métodos numéricos. Pela comparação entre as Figuras 36 e 38, verifica-se que os valores estabelecidos por Wenz (1963) tomam já valores muito superiores aos restantes métodos, pelo que, para camadas dessa espessura o método não dê já previsões adequadas. O mesmo acontece para a análise B), mas desta vez para o método de Beer & Wallays (1972), dado que, pela análise da Figura 39, se

verifica que, para solos de melhores características a aplicação deste método resulta já em valores muito superiores aos estimados pelos restantes métodos.

Por último, pode agora apresentar-se as diferenças resultantes da aplicação dos diferentes métodos para o caso de estudo em que se focou esta dissertação, para que seja possível tecer a comparação entre os resultados obtidos e os resultados dos métodos analíticos.

No que toca à análise A), como se pode verificar pela análise da Figura 38, enquanto as estimativas de Tschebotarioff (1962), e de Beer & Wallays (1972) prevêm valores ligeiramente mais conservativos quando comparados com os obtidos pelo RS3, os valores estabelecidos por Goh *et al.* (1997) e por Wenz (1963) tomam já proporções superiores. Dado que o valor do momento máximo obtido para uma carga de 70 kPa, ronda os 125 kNm para o solo de consistência mole, as estimativas de Tschebotarioff (1962), Beer & Wallays (1972) encontram-se a subestimar os momentos provocados por uma carga desta magnitude, enquanto Goh *et al.* (1997) e Wenz (1963) sobrestimam este momento. Apenas Stewart *et al.* (1963), se aproxima do valor obtido pelos métodos numéricos, ainda que a estimativa seja ligeiramente inferior. A estimativa de Wenz (1963) é a que mais sobrestima o valor do momento máximo, dado que estipula um valor de quase 500 kNm. Esta sobrestimação advém do facto de a camada ser muito espessa, dado que se assume que o cálculo deste momento é análogo a uma viga simplesmente apoiada, e, com um vão de 10 metros, o valor do momento atuante a meio vão será muito grande.

No que toca à análise B), como se pode verificar pela Figura 39, é agora Tschebotarioff (1962) que melhor se aproxima aos resultados obtidos pelos métodos numéricos, sendo que Stewart *et al.* (1963) subestima o valor do momento atuante para cargas superiores, nomeadamente para o solo de consistência firme, que atinge o deslocamento admissível do topo da estaca para uma carga de 295 kPa. Os valores de momentos atuantes estimados agora por Beer & Wallays (1972) tomam proporções exageradas também para este método.

4.2 Influência da espessura da camada deformável

Nesta seção irá ser verificada a influência da espessura da camada de solo mole nos esforços atuantes na estaca e nos deslocamentos do seu topo, tendo-se optado por avaliar a influência de uma camada de 5 e 15 m de espessura. Com exceção da espessura da camada de solo mole, todas as características dos modelos e dos materiais são iguais às descritas nas Secções 3.2 e 3.3. Um aspeto que importa notar é o facto de apenas o valor médio do módulo de deformabilidade das camadas ser igual nas três camadas, o que significa que a variação do módulo é diferente para cada uma das camadas. Quer isto dizer que, dado que o valor médio é

igual, o valor de E_s é mais baixo à superfície para as camadas mais espessas, e mais elevado no caso da camada mais pequena. Apresenta-se de seguida, uma tabela que ilustra esta variação.

Quadro 9 - Variação do módulo de deformabilidade por espessura da camada deformável

| h=5m | h=10m | h=15m |
|--------------|--------------|--------------|
| $E's=3+0.8z$ | $E's=3+0.6z$ | $E's=3+0.4z$ |

A adoção destas leis de variação do módulo de deformabilidade permitiram que, no ponto médio da camada de solo deformável o valor do módulo fosse igual para todas as espessuras.

4.2.1 Resultados da modelação por elementos finitos

Os resultados do estudo da influência da espessura da camada de solo mole apresentam-se de seguida.

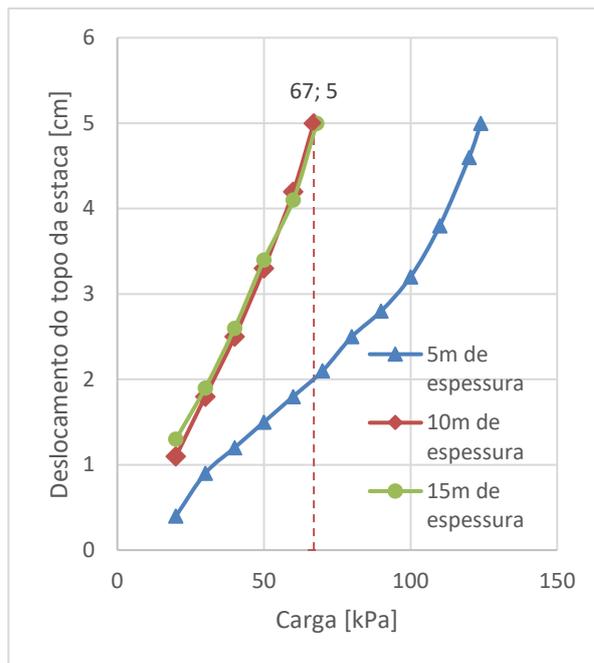


Figura 40 - Deslocamento do topo da estaca para camadas de diferentes espessuras

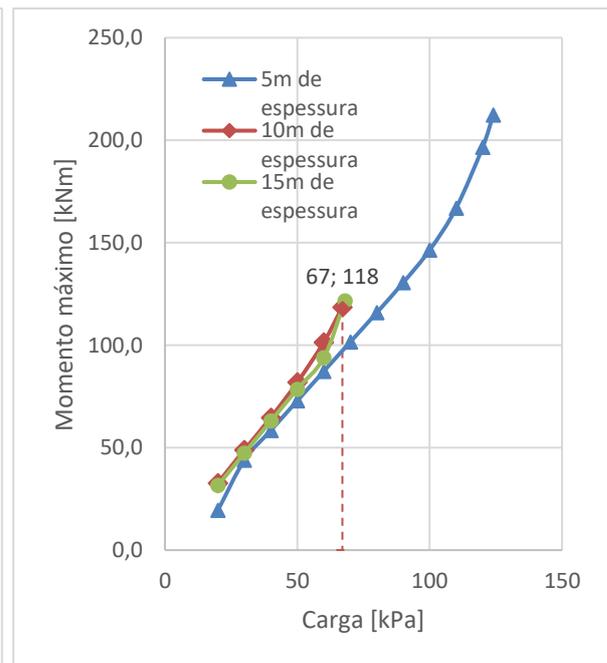


Figura 41 - Momento máximo na estaca para camadas de diferentes espessuras

Como se pode verificar pela análise da Figura 40, a carga para a qual se atinge o deslocamento admissível da estaca passou agora para 124 kPa na camada de 5 m de espessura, em contraste com os 70 kPa para as espessuras de 10 e de 15 m. O facto de a camada ter E_s mais elevado á superfície contribuiu para que o deslocamento admissível do topo da estaca fosse atingido para uma carga superior na camada mais pequena, o que, no caso das duas camadas mais espessas

não se verifica, parecendo mostrar que, para camadas de espessuras mais elevadas, a diminuição do E_s à superfície não seja tão relevante. No que toca aos momentos máximos da estaca, para as espessuras de 10 e 15 m o valor dos momentos é semelhante para as mesmas cargas, o que parece mostrar que, o aumento da espessura da camada acima dos 10 m não tem influência relevante nos esforços da estaca, tal como visto para os deslocamentos. Por forma a tentar verificar se a espessura da camada a partir dos 10 m de espessura não tem de facto influência da camada, verifica-se para ambas as camadas a plastificação do modelo, por forma a constatar se esta plastificação é ou não semelhante.

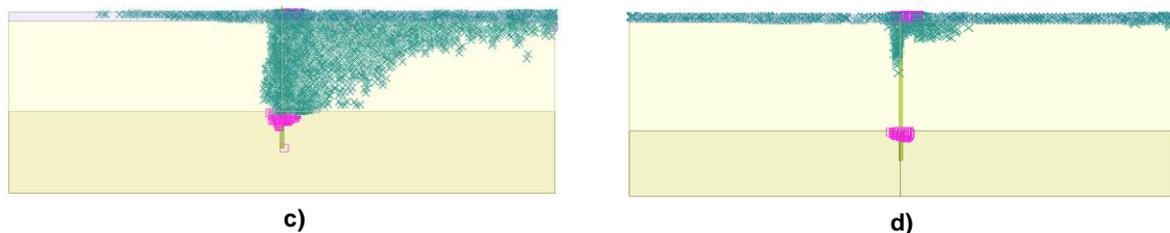


Figura 42 -Plastificação do modelo quando é aplicada uma carga de 70 kPa para: a) camada de 10 m de espessura; b) camada de 15m de espessura

Pela análise das Figura 42 acima, verifica-se que, ainda que haja alguma semelhança na plastificação dos modelos, não parece mostrar a razão pela qual as curvas da Figura 41 se sobrepõe, o que mostra que, a influência do tamanho da camada a partir dos 10 m não é significativa.

4.2.2 Comparação com os métodos analíticos

No que toca à comparação com os métodos analíticos, apresenta-se de seguida um gráfico que ilustra todos os métodos aplicados para as diferentes espessuras da camada de solo mole. Optou-se por, à semelhança do capítulo anterior, apresentar a estimativa de Wenz (1963) num gráfico à parte, por se ter verificado que os valores obtidos por este autor são muito superiores aos restantes.

De facto, em concordância com o dito anteriormente, os valores obtidos pelo autor são no caso da camada de 15 m, cerca de 3 vezes superiores aos resultados obtidos pelos restantes métodos. Ainda que a estimativa de momento máximo para uma camada de 5 m de espessura esteja próxima dos valores obtidos pelos restantes métodos analíticos, a forma como o método de Wenz (1963) considera a aplicação da carga (como se a estaca fosse uma viga simplesmente apoiada no solo, cujo momento máximo ocorre a meio vão), faz com que para valores elevados de espessura a estimativa obtida seja exagerada, o que pode ser visto na Figura 43.

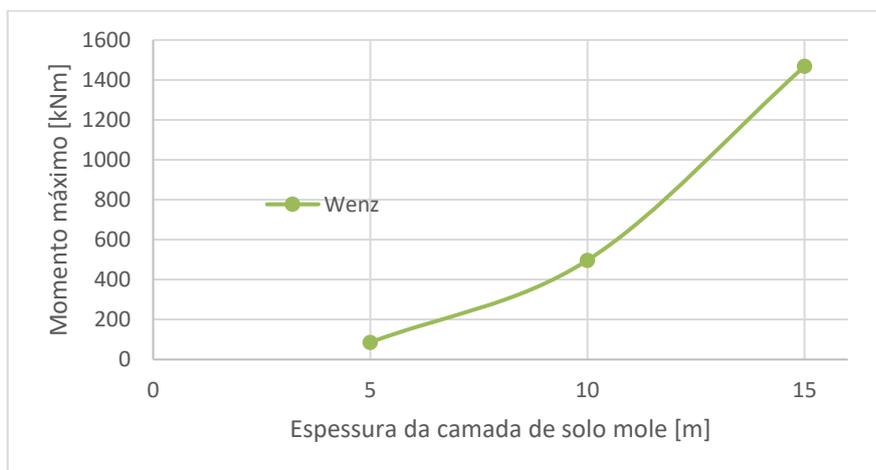


Figura 43 - Aplicação do método de Wenz (1963)

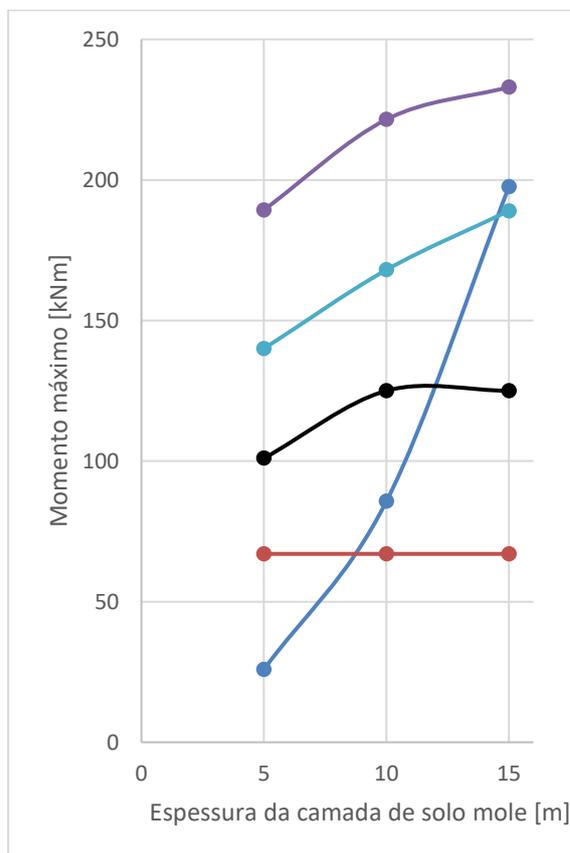


Figura 44 - Análise A) - Momentos máximos para uma carga de 70 kPa para solos com diferentes espessuras

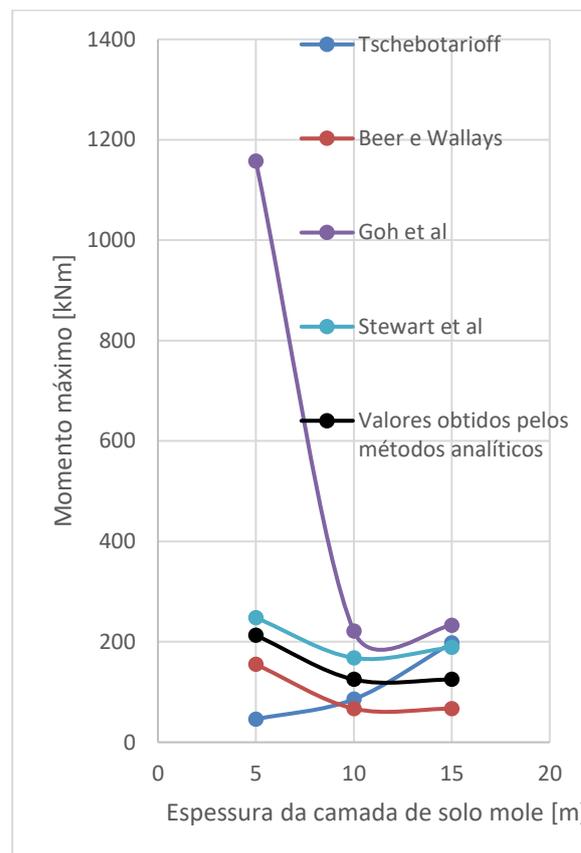


Figura 45 - Análise B) - Momentos máximos para o deslocamento admissível para solos com diferentes espessuras

No que toca à análise A), representada na Figura 44, a estimativa de Beer & Wallays (1972), pelo facto de a espessura da camada não ter influência nos valores, apresenta-se como sendo uma linha contínua, dado que os valores são iguais qualquer que seja a espessura da camada. A estimativa de Tschebotarioff (1962) é uma estimativa que representa uma tendência aproximadamente linear, dando valores sucessivamente superiores à medida que se aumenta a espessura da camada. Os valores estimados pelo método proposto pelo autor (25,85 e 198 kNm para 5, 10 e 15 m de espessura) representam valores que subestimam os momentos atuantes para as camadas de menor dimensão. A estimativa de Goh *et al.* (1997), apresenta os valores mais elevados para todas as camadas em comparação com os valores obtidos pelos métodos numéricos. Verifica-se, portanto, que a estimativa de Goh *et al.* (1997) sobrestima os momentos atuantes na estaca. Por último, a estimativa de Stewart *et al.* (1963), é a que se encontra mais próxima dos valores obtidos pelos métodos numéricos, obtendo valores de 140,168 e 189 kNm, comparado com 100, 125 e 125 kNm dos métodos numéricos.

No que toca á análise B), representada na Figura 45, verifica-se que, mais uma vez, Tschebotarioff (1962) é uma estimativa que representa uma tendência aproximadamente linear, dando valores sucessivamente superiores à medida que se aumenta a espessura da camada, e que se encontram a subestimar os momentos atuantes para as camadas de menor dimensão (quando comparados com os resultados dos métodos numéricos. É ainda a estimativa de Goh *et al.* (1997), que mais sobrestima o valor dos momentos atuantes, não só quando comparado com os restantes métodos, mas também quando comparado com os resultados obtidos pelo RS3. Para além disso, a sua estimativa de momento atuante para a camada de menor dimensão (5 m de espessura) é cerca de 6 vezes superior ao resultado obtido pelo MEF. No que toca à estimativa de Beer & Wallays (1972), esta apresenta-se como uma subestimação dos momentos atuantes na estaca para todas as espessuras da camada, quando comparados com os resultados obtidos pelos métodos numéricos. Por último e assim como para a análise A), é a estimativa de Stewart *et al.* (1963) que melhor se adequa aos valores obtidos pelos métodos numéricos, o que também se verificou no Capítulo 4.1, e que parece mostrar que este método dá estimativas adequadas (pelo menos para estes parâmetros de variação de características da camada).

4.3 Influência do espaçamento longitudinal entre estacas

Nesta seção pretende-se verificar a influência do espaçamento longitudinal nas estacas nos deslocamentos do topo da estaca e nos esforços atuantes. Nesse sentido, optou-se por verificar a influência de um espaçamento de 1.2 m entre eixos das estacas, em contraste com espaçamento de 2 m já analisado no Cap. 3. O modelo para o qual se realiza esta análise paramétrica é em tudo equivalente ao modelo descrito na Seção 3.2, com exceção da sua largura transversal. Todas as características dos materiais, condições de fronteira e condições hidráulicas podem ser consultadas nas Seções 3.2 e 3.3.

4.3.1 Resultados da modelação por elementos finitos

No que toca aos deslocamentos do topo da estaca apresenta-se de seguida o gráfico que representa os resultados de ambos os modelos, na Figura 46:

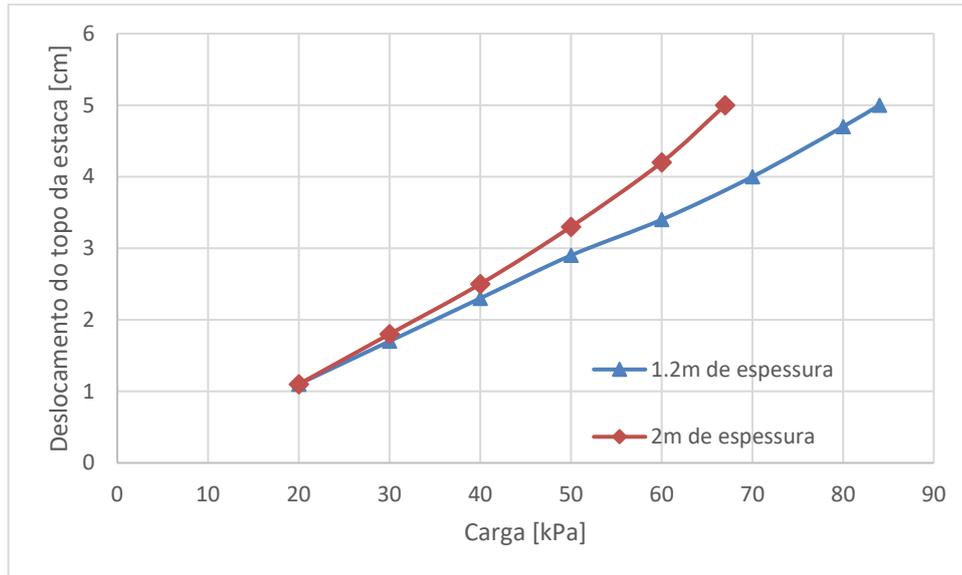


Figura 46 - Deslocamentos do topo da estaca para modelos com diferentes espessuras transversais

Pela análise dessa figura, verifica-se que o espaçamento entre estacas tem alguma influência nos valores dos deslocamentos do topo destas estacas, dado que a diminuição da espessura transversal do modelo, correspondente a um menor espaçamento longitudinal das estacas, aumentar a carga para a qual se atinge o deslocamento admissível dos iniciais 70 kPa para 90 kPa.

No que toca aos momentos atuantes na estaca, para a mesma carga, os momentos na estaca inserida no modelo com menor espaçamento transversal são inferiores aos atuantes na estaca inserida no modelo com maior espaçamento, ainda que essa diferença não seja significativa, o que pode ser visto na Figura 47:

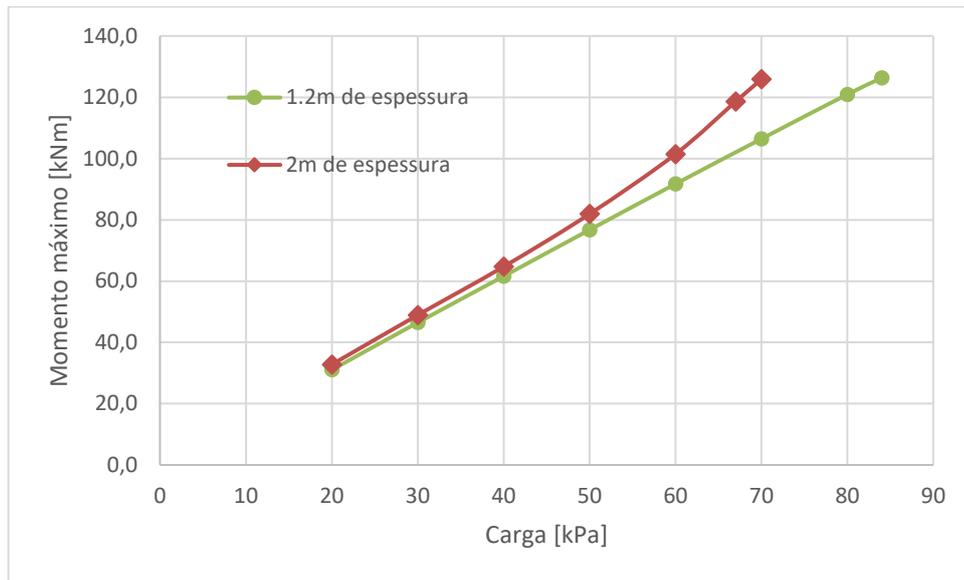


Figura 47 - Momento máximo atuante na estaca inserida em camadas de diferentes espessuras transversais

Por último, para que seja possível comparar a influência da espessura no movimento do solo entre as estacas, ir-se-á agora comparar o perfil de deslocamentos longitudinais (Y) à superfície, representado na Figura 48, para ambas as espessuras, e para as respetivas cargas admissíveis, ou seja, de 70 kPa e 90 kPa (para o solo de 2 e 1,2 m de espessura). Nesta figura, surge também representada a localização da estaca (a cinzento).

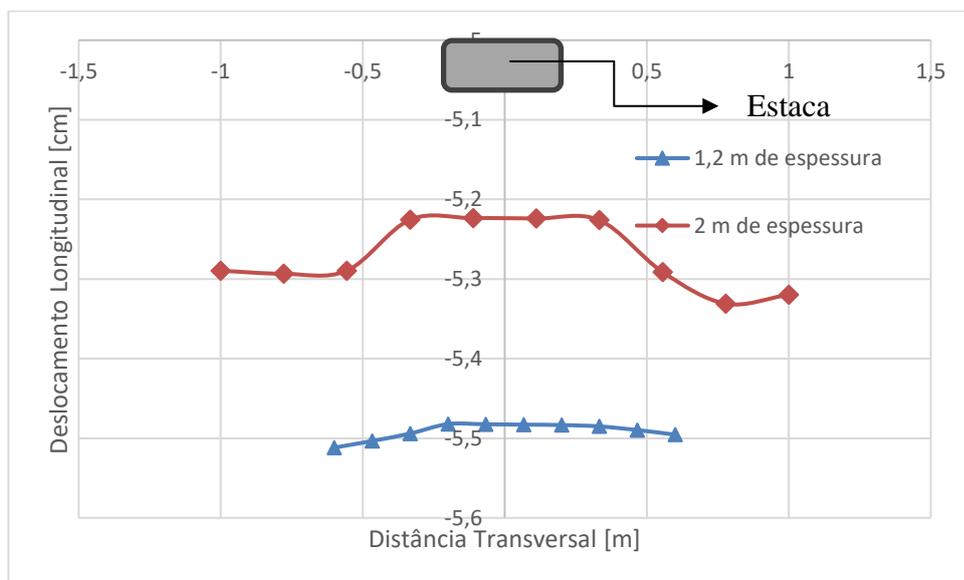


Figura 48 - Deslocamento longitudinal do solo em função da espessura transversal da camada

Verifica-se, pela análise da Figura 48, que o deslocamento longitudinal do solo é ligeiramente mais pequeno para um espaçamento entre estacas maior. Dado a Figura 48 representar o movimento do solo envolvente entre as estacas, e este ser aproximadamente o mesmo que o deslocamento admissível do topo da estaca (50 mm), verifica-se que o deslocamento do solo envolvente é ligeiramente superior ao deslocamento do solo cujo movimento se encontra impedido pela estaca.

4.3.2 Comparação com os métodos analíticos

Por último, podem também aqui ser aplicados alguns dos métodos, ainda que apenas para a análise B), dado nenhum dos métodos anteriormente explanados ser diretamente sensível á alteração do espaçamento longitudinal da estaca. Para além disso, apenas aqueles que são diretamente sensíveis a alterações da carga. Assim sendo apresenta-se de seguida a análise dos métodos analíticos.

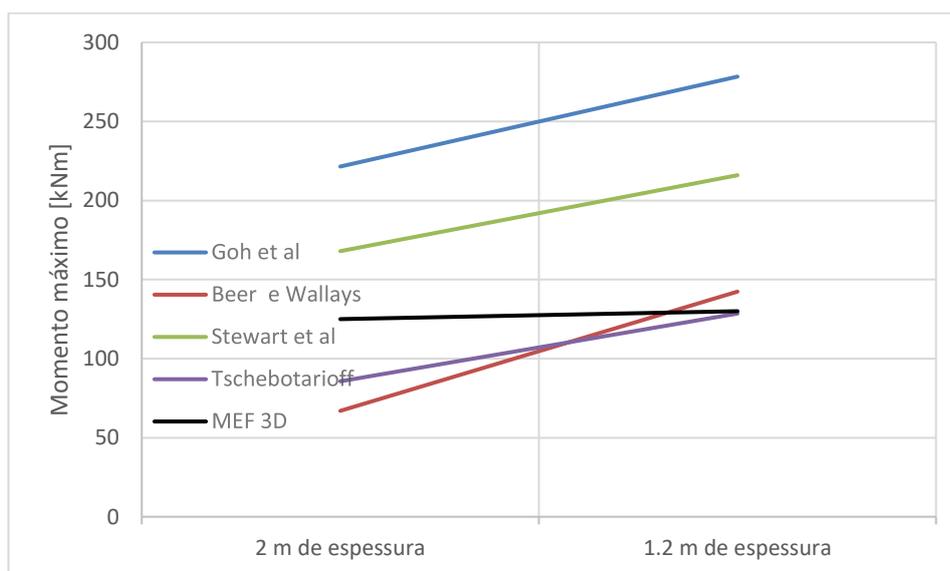


Figura 49 – Momentos máximos para o deslocamento admissível para solos com diferentes espessuras longitudinais

Como se pode verificar pela análise da Figura 49, para alterações do espaçamento longitudinal da estaca, a estimativa de Goh *et al.* (1997) continua a ser a que mais sobrestima os valores de momento atuante na estaca, seja quando comparado com os resultados do RS3, seja quando comparado com os restantes métodos. Tanto Beer & Wallays (1972), como Tschebotarioff (1962), obtém estimativas aproximadas dos valores obtidos pelos métodos analíticos, aproximando-se mais quando o espaçamento longitudinal entre estacas diminui.

5 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

A presente dissertação abordou uma questão importante em fundações profundas, dado que a sua inserção em solos moles pode trazer consigo problemas não só no que toca aos momentos atuantes na estaca, mas também ao deslocamento do seu topo.

O efeito Tschebottarioff, que se faz sentir quando as estacas estão inseridas em solos com elevados deslocamentos horizontais, não pode ser desprezado aquando do dimensionamento da estaca. Para a estaca em questão nesta tese, verificou-se que mesmo com esforço axial elevado, o momento resistente da estaca rondava os 350 kNm, o que era atingido, para uma carga entre os 100 e 110 kPa no modelo utilizado, que representa um aterro de 5 a 6 m consoante o peso volúmico do seu material. De facto, verificou-se que para essas cargas a estaca tinha já esforços atuantes que implicavam um redimensionamento ou a inserção de mais armadura. O problema toma dimensões particularmente relevantes se o solo mole estiver entre duas camadas de melhores características, já que é no limite destas camadas que surgem os momentos de maior relevância, o que de facto se verificou nesta dissertação, dado que o momento máximo se encontrava no limite entre as camadas inferiores. Por se encontrar entre duas camadas mais resistentes, a movimentação do solo mole provocará momentos elevados nos limites das camadas, dado estas camadas funcionarem como encastramentos por serem mais competentes. Estes momentos ocorrem também em zonas diferentes consoante o tipo de apoio do topo de estaca. De facto, mostrou-se que quando se restringe o movimento horizontal do topo da estaca, pelo facto de essa restrição ser feita pelo modelo, o momento máximo ocorre na ligação entre a plataforma de trabalho e o solo mole. Já quando se restringe apenas a rotação do topo da estaca, ao se restringir o seu deslocamento vertical, os resultados mostraram que o momento máximo ocorre agora no limite entre a camada mole e a camada de argila dura, dado ser essa agora a restrição de maior relevância.

A consolidação da camada parece ter um efeito benéfico nos deslocamentos e momentos atuantes na estaca, provocando uma diminuição de ambos à medida que a consolidação se procede. De facto, os resultados mostraram que, para uma carga de 70 kPa, correspondente à carga admissível do solo, houve uma diminuição tanto dos deslocamentos do topo como dos momentos atuantes de cerca de 50%. Os resultados mostraram também que o tempo de consolidação deste maciço é de aproximadamente 137 anos (o que seria de esperar dado ser uma camada de 10 m de espessura com apenas uma barreira drenante). Quer isto dizer que a diminuição para metade tanto dos esforços como dos deslocamentos do topo da estaca demoraria mais tempo do que aquele que seria a vida útil expectável desta fundação profunda. Dessa forma, a única forma que esta diminuição poderia ser aproveitada como forma de mitigar

o efeito Tschebotarioff seria se se acelerasse a consolidação, sendo este um estudo que pode ser feito futuramente.

A plastificação do solo é outros dos efeitos que parece ter enorme influência tanto nos momentos como nos deslocamentos do topo da estaca, dado que para cargas acima dos 100 kPa, para as características do solo estudadas, se verificam elevados graus de plastificação, conduzindo, se se continuar a aumentar a carga acima desses valores, a aumentos exponenciais dos esforços atuantes e deslocamentos do topo da estaca. Esta plastificação pode também explicar o facto de a consolidação deixar de ter efeito benéfico notório nestes dois parâmetros, já que dada a elevada magnitude de deslocamentos e esforços, a eventual diminuição de ambos não é significativa.

No que toca às análises paramétricas, quando se alteraram as características deste solo mole para um de melhores parâmetros, nomeadamente para um solo médio e para um solo firme, a carga para a qual se atingiu o deslocamento admissível aumentou, o que permite concluir que o melhoramento das características do solo atenua o efeito Tschebotarioff. De facto, o melhoramento das características do solo mole para um solo médio e um solo firme aumentou a carga admissível do solo de 70 kPa (do solo mole) para 170 kPa e 295 kPa para os solos médio e firme respetivamente. Este aumento da carga admissível é também acompanhado por um aumento do momento máximo atuante na estaca que passa de 125 kNm no solo mole para 160 e 170 kNm nos solos médio e firme respetivamente. Os resultados parecem também mostrar que para solos de melhores características, o momento máximo para a carga admissível do solo parece ser sensivelmente o mesmo, o que se verifica dado que apesar de a carga ter aumentado para 170 kPa e 295 kPa (no solo médio e firme respetivamente), os momentos máximos para esses solos são sensivelmente o mesmo (160 e 170 kNm). O estudo mostrou ainda que para valores de espessura da camada de solo mole acima dos 10 m, a sua influência mantém-se relativamente constante, não havendo aumentos significativos nem de momentos atuantes, nem de deslocamentos do topo da estaca. A diminuição do espaçamento entre estacas dos 2 m iniciais para os 1.2 m finais, trouxe algumas alterações no que toca à magnitude dos momentos atuantes, sendo que se concluiu que quanto maior o espaçamento, maiores os momentos a atuar em cada estaca isoladamente

A comparação dos resultados dos métodos analíticos com os resultados pelo método dos elementos finitos permitiu limitar quais os métodos que melhor se adequam para cada uma das análises paramétricas, tendo-se concluído que, de uma forma geral, é Stewart *et al.* (1963) que melhor se adequa e que resulta em valores mais próximos dos obtidos pelo modelo numérico. Esta tendência não se verifica para todas as análises paramétricas (como é o caso da análise paramétrica da espessura longitudinal da camada de solo mole, na qual tanto Beer & Wallays (1972), como Tschebotarioff (1962) resultam em valores mais aproximados), mas, para efeitos

de pré-dimensionamento pode ser útil para delinear valores. O facto de se terem realizado duas análises distintas (Análise A e Análise B) permitiu também mostrar que certos métodos analíticos deixam de ser adequados para valores de carga elevados, como é o caso, por exemplo, do método de Goh *et al.* (1997), para ambas as análises B das Seções 4.1 e 4.2 (nas quais se estudou a influência das características do maciço e da espessura da camada de solo mole, respetivamente). Nessas seções, quando o valor da carga à superfície é grande o suficiente (acima dos 100 kPa), os valores obtidos por Goh *et al.* (1997) tomam proporções exageradas, tal como se verifica pelas Figuras 37 e 45.

O uso de métodos numéricos como forma de previsão dos deslocamentos e esforços na estaca pode ser uma ferramenta útil, em conjugação com os habituais métodos analíticos usados para fazer esta previsão. O uso destes métodos deve, no entanto, atentar ao facto de se necessitar de muitos parâmetros do solo para uma caracterização correta, pelo que uma sondagem com apenas ensaios SPT (muito comum), pode comprometer o uso destes métodos.

O estudo do efeito Tschebotarioff ainda que extensivo, deve ser continuado, por forma a melhor entender os mecanismos que o regem. Como tal, como propostas de trabalhos futuros temos:

- 1) Estudo do efeito Tschebotarioff através de um modelo numérico, no qual os efeitos da consolidação se refletem nas propriedades do solo. Desta forma seria possível verificar a influência nos parâmetros que dependem da tensão efetiva (como por exemplo a resistência ao corte não drenada, a redução do índice de vazios e do teor em água, por exemplo) no efeito Tschebotarioff à medida que a consolidação se procede. Para além disso, poderiam ainda ser estudadas medidas de aceleração da consolidação, sendo estudada a sua influência no efeito Tschebotarioff e nas propriedades do solo em si.
- 2) Análise da influência da consolidação na plastificação do solo e no efeito Tschebotarioff.
- 3) Análises paramétricas que estudem o efeito do ângulo de resistência ao corte.
- 4) Análises que verifiquem a influência do diâmetro da estaca (ou outras propriedades geométricas).
- 5) Análise da concentração de tensões em grupos de estacas (efeito Sombra).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ahmed, S., Savant V. A. e Sadique, R. (2017). “Response of Pile foundation to Horizontal Load: A Review”. *International Journal of Advance Research in Science and Engineering*, Volume No. 06, Special Issue No.(03), pp. 171-176.

Alonso, U. R. (1988), “Dimensionamento de Fundações Profundas”, 3 ed., São Paulo, Edgard Blucher Ltda.

Aschrafi, J, Giridharan,S e Moormann C (2018), “Groups Effects for Pile Rows under Passive Lateral Loading”. Institute for Geotechnical Engineering, University of Stuttgart Germany.

Bigot, G., Bourges, F., Frank, R. e Guegan, Y. (1977), “Action du déplacement lateral du sol sur un pieu”, *Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées, Spécial VI*, Décembre, pp 59-63.

Bowles, J. E. (1996), “Foundation Analysis and Design, 5th Ed”, The McGraw-Hill Companies, Inc., Singapore, 1230 pp.

Bransby, M.F., Springman, S.M. (1996). “3-D finite element modeling of pile groups adjacent to surcharge loads”, *Computers and Geotechnics*, Vol. 19, No 4, pp. 301-324.

Broms, B.; Pandey P.C. e Goh, A., (1987), “The Lateral Displacements of Piles from Embankment Loads”, *Proceedings of JSCE n.o 388\III-8 (Geotechnical Eng.)*

Coelho, P.A.L.F (2000), “Caraterização geotécnica de solos moles: Estudo do local experimental da Quinta do Forja (Baixo Mondego)”, Tese de Mestrado, Universidade de Coimbra.

Correia, A. A. S. (2020), Apontamentos das Aulas de Obras de Terra - Especialização em Geotecnia, Universidade de Coimbra.

Craig, R.F. (2004), “Craig's Soil Mechanics”, University of Dundee UK, 7th ed.

Davisson M.T. (1970), “Lateral load capacity of piles”, University of Illinois, Urbana 1970

De Beer, E.E. (1977), “The Effects of Horizontal Loads on Piles, due to Surcharge or Seismic Effects”, *Proceedings of Special Section 10 - 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 1977*, p.547-553.

De Beer, E.E., Wallays, M. (1972), “Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles”, *Proceedings, 5th. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, vol. 1*, pp. 325-332.

Ellis, E.A., Springman S.M. (2001)., “Modeling of soil-structure interaction for a piled bridge abutment in plain strain FEM analyses”, *Computers and Geotechnics*, Vol. 28, No 2, pp. 79-98.

Fernandes, M.M. (1994), “Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais, Vol. 1”, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Fleming, K., Weltman A, Randolph e M, Elson K. (2009), “Piling Engineering” 3ed. Taylor & Francis.

Frank, R. (1999). *Calcul des fondations superficielles et profondes* (p. 142). Techniques de l'Ingénieur et Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées.

França, H.F. (2014), “Estudo Teórico e Experimental do Efeito de Sobrecargas Assimétricas em Estacas”, Tese de Mestrado, COPPE Rio de Janeiro.

Goh, A. T. V., Teh, C. I. E., Wong, K. S. (1997), “Analysis of Piles Subjected to Embankment induced Lateral Soil Movements”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 193, No. 9, September, p. 792-801.

Hansen, I. B. (1961), “The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces”, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Bulletin n. 12, 1961.

Heyman, L., Boersma (1961), “Bending moments in piles due to lateral earth pressure”. *Proc. Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 2, pp. 425-9

Jaky, J. (1944), “The coefficient of earth pressure at rest.”, *J. Soc. Hung. Eng. Arch. (Magyar Mernok es Epitesz-Egylet Kozlonye)*, 355–358.

Kok S. T., Huat, B. B., Noorzaei, J., Jaafar, M. S. e Sew, G. S (2009), “Modelling of Passive Piles – An Overview.”, *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, EJGE - Vol. 14, 2009.

Kok, S.T, Huat B.B.K. (2009), “A Case Study of Passive Piles Failure in Open Excavation”, November 2009, *The Journal of the Deep Foundations Institute* 3(2):49-56 DOI: 10.1179/dfi.2009.011

Kulhawy & Mayne (1990) "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design". EL-6800 Research Project 1493-6, prepared by Cornell University for Electrical Power Research Institute. USA.

Larson, R. (1980), “Undrained shear strength in stability calculation of embankments and foundations on soft clays.” *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 11, No. 1, p. 142-164.

Mayne, P- W., Kemper, J. B. (1988), “Profiling OCR in Stiff Clays by CPT and SPT”, *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 11, No. 2, June 1988, pp.139-147

Mesri,G.(1975), “New design Procedure for stability of soft clays”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.101, p.409-412.

Moulton, L.K., GangaRao, H.V.S. e Halvorsen, G.T. (1985), “Tolerable Movement Criteria for Highway Bridges”,FHWA, USA.

Pires, Flávia (2013), “Empuxo de Sobrecargas Assimétricas em Estacas: Estudo de Casos de Pontes, Rio de Janeiro”, Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ.

Polido, U, França H., Nichio A. (2015), “Esforços Laterais Em Estacas Submetidas A Sobrecargas Assimétricas, Teste em Escala Real – Análise Dos Deslocamentos”, *Artigo Científico*;

Poulos H. G., Davis E.H. (1980), “Pile Foundation Analysis and Design”, Wiley (John) & Sons, Limited, 307 pp.

Tschebotarioff G.P., (1973), “Foundations, Retaining and Earth Structures”, 2ed, New York: McGraw-Hill.

Ratton, E. (1983), “Etude par éléments finis des pieux charges lateralmente en profondeur”, Tese de Doutoramento em Ciências Aplicadas, Université Libre de Brucelles, 313 p.

Ratton, E., (1985), “Dimensionamento de estacas carregadas lateralmente em profundidade”, Solos e Rochas, vol. 8, nº 1.

Rocscience (2021), Rock Engineering Group, Universidade de Toronto, Canadá

Soares, F.N.S.C. (1995), “Caraterização geotécnica de solos da baixa aluvionar do rio Mondego”, Tese de Mestrado, Universidade de Coimbra.

Springman, S. M., Bolton, M. D. (1990), “The effect of Surcharge Loading Adjacent to Piles”, Contractor Report 196, Transport and Road Research Laboratory, Department of Transport.

Stewart, D.P., Jewell, R.J, Randolph, M.F. (1993), “Numerical modelling of piled bridge abutments on soft ground”, Computers and Geotechnics, Vol. 15, p. 21-46.

Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). Soil mechanics in engineering practice. John Wiley & Sons., 729p.

Stewart, D.P., Jewell, R.J., Randolph, M.F. (1994), “Design of Piled Bridge Abutments on Soft Clay for Loading from Lateral Soil Movement”, Géotechnique 44, n.º 2, p. 277-296.

USACE, (1990),” GUIDELINES ON GROUND IMPROVEMENT FOR STRUCTURES AND FACILITIES”, Engineering and Design: Settlement Analysis, Washington DC.

Velloso, D.A., Lopes, F.R (2011a)., “Fundações Profundas,Vol. 2”, Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.

Velloso, D. A, Lopes, F. R., (2011b), “Fundações: Critérios de Projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas”, São Paulo, Oficina de Textos.

Wenz, K. P. (1963), “Uber die Grobe des Seiten-druckes auf Pfhale in bindigen Erdstoffen, Verofentlichungen des Inst. Bodenmech” Grundbau der Techn. Hochs. Frid. in Karlsruhe, Heft 12.

ANEXO A – RESULTADOS DA APLICAÇÃO DOS MÉTODOS ANALÍTICOS

| | | Tschebotarioff (1962) | | | | | | | | | |
|-----------|------------|-----------------------|-----|----------|------------------|------------------|------------------|-----|-------|--------------|------------------------------|
| | | Amostra | B | K_{ce} | $\Delta\sigma_z$ | p_h (Eq. 2) | $L_{solo\ mole}$ | L | a | R Eq. 3 | $M_{m\acute{a}x}$ (Eq. 5) |
| Análise A | Solo Mole | 0,4 | 0,4 | 70 | 11,2 | 10 | 11 | 5 | 43,2 | 85,68 | |
| | Solo Médio | 0,4 | 0,4 | 70 | 11,2 | 10 | 11 | 5 | 43,2 | 85,68 | |
| | Solo Firme | 0,4 | 0,4 | 70 | 11,2 | 10 | 11 | 5 | 43,2 | 85,68 | |
| | h=5m | 0,4 | 0,4 | 70 | 11,2 | 5 | 6 | 2,5 | 25,2 | 26 | |
| | h=15m | 0,4 | 0,4 | 70 | 11,2 | 15 | 16 | 7,5 | 75,6 | 197,53 | |
| | e=1,2m | 0,4 | 0,4 | 70 | 11,2 | 10 | 11 | 5 | 43,2 | 85,68 | |
| Análise B | Solo Mole | 0,4 | 0,4 | 70 | 11,2 | 10 | 11 | 5 | 43,2 | 85,68 | |
| | Solo Médio | 0,4 | 0,4 | 170 | 27,2 | 10 | 11 | 5 | 122,4 | 223,46 | |
| | Solo Firme | 0,4 | 0,4 | 295 | 47,2 | 10 | 11 | 5 | 212,4 | 387,77 | |
| | h=5m | 0,4 | 0,4 | 70 | 124 | 5 | 6 | 2,5 | 44,64 | 45,88 | |
| | h=15m | 0,4 | 0,4 | 70 | 70 | 15 | 16 | 7,5 | 75,6 | 197,53 | |

| | | Beer & Wallays (1972) | | | | |
|-----------|------------|-----------------------|-----|-------|------------------|-------------------|
| | | Amostra | B | q | $L_{solo\ mole}$ | $M_{m\acute{a}x}$ |
| Análise A | Solo Mole | 0,4 | 70 | 4,375 | 66,99 | |
| | Solo Médio | 0,4 | 70 | 4,375 | 66,99 | |
| | Solo Firme | 0,4 | 70 | 4,375 | 66,99 | |
| | h=5m | 0,4 | 70 | 4,375 | 66,99 | |
| | h=15m | 0,4 | 70 | 4,375 | 66,99 | |
| | e=1,2m | 0,4 | 70 | 4,375 | 66,99 | |
| Análise B | Solo Mole | 0,4 | 70 | 4,375 | 66,99 | |
| | Solo Médio | 0,4 | 170 | 10 | 850 | |
| | Solo Firme | 0,4 | 295 | 10 | 1475 | |
| | h=5m | 0,4 | 124 | 5 | 155 | |
| | h=15m | 0,4 | 70 | 4,375 | 66,99 | |
| | e=1,2m | 0,4 | 70 | 4,375 | 66,99 | |

| | | Wenz (1963) | | | | | |
|-------------------------|------------|-------------|-------|--------|----------------|------------------|-------------------|
| | | Amostra | c_u | B | p_h Eq. 6 | $L_{solo\ mole}$ | $M_{m\acute{a}x}$ |
| Análise A= Análise B | Solo Mole | 12 | 0.4 | 39.76 | 10 | 496.99 | |
| | Solo médio | 35 | 0.4 | 115.96 | 10 | 1449.56 | |
| | Solo Firme | 75 | 0.4 | 248.50 | 10 | 3106.19 | |
| | h=5m | 8.25 | 0.4 | 27.33 | 5 | 85.42 | |
| | h=15m | 15.75 | 0.4 | 52.18 | 15 | 1467.68 | |
| | e=1,2m | 12 | 0.4 | 39.76 | 10 | 496.99 | |

| | | Goh <i>et al.</i> (1997) | | | | | | |
|-----------|------------|--------------------------|-----------------|-----------|----------|-----------------|----------|-----------------------------|
| | | Amostra | K_R Eq. 14 | λ | β | M^* Eq. 17 | c_u | $M_{m\acute{a}x}$ Eq. 18 |
| Análise A | Solo Mole | 8.53E-04 | 5.49E-02 | 3.65E-01 | 3.40E-01 | 12 | 163.4 | |
| | Solo médio | 2.13E-04 | 2.75E-02 | 4.19E-01 | 3.17E-01 | 35 | 443 | |
| | Solo Firme | 1.07E-04 | 1.94E-02 | 4.49E-01 | 2.67E-01 | 75 | 800.51 | |
| | h=5m | 1.37E-02 | 2.20E-01 | 2.77E-01 | 2.30E+00 | 8.25 | 189.34 | |
| | h=15m | 1.69E-04 | 2.44E-02 | 4.29E-01 | 1.64E-01 | 15.75 | 233.01 | |
| | e=1,2m | 8.53E-04 | 5.49E-02 | 3.65E-01 | 3.40E-01 | 12 | 163.4 | |
| Análise B | Solo Mole | 8.53E-04 | 5.49E-02 | 3.65E-01 | 3.40E-01 | 12 | 163.4 | |
| | Solo médio | 2.13E-04 | 2.75E-02 | 4.19E-01 | 1.04E+01 | 35 | 14575.42 | |
| | Solo Firme | 1.07E-04 | 1.94E-02 | 4.49E-01 | 1.21E+03 | 75 | 3.64E+06 | |
| | h=5m | 1.37E-02 | 2.20E-01 | 2.77E-01 | 1.40E+01 | 8.25 | 1156.98 | |
| | h=15m | 1.69E-04 | 2.44E-02 | 4.29E-01 | 1.64E-01 | 15.75 | 233.01 | |
| | e=1,2m | 8.53E-04 | 5.49E-02 | 3.65E-01 | 3.40E-01 | 12 | 163.4 | |

| | | Stewart <i>et al.</i> (1994) | | | |
|-----------|------------|------------------------------|-----------------|-----------------|-------------------|
| | | Amostra | K_R Eq. 14 | M_q Eq. 15 | $M_{m\acute{a}x}$ |
| Análise A | Solo Mole | 8,53E-04 | 0,06 | 168 | |
| | Solo médio | 2,13E-04 | 0,035 | 98 | |
| | Solo Firme | 1,07E-04 | 0,016 | 44,8 | |
| | h=5m | 1,37E-02 | 0,2 | 140 | |
| | h=15m | 1,69E-04 | 0,03 | 189 | |
| | e=1,2m | 8,53E-04 | 0,06 | 168 | |
| Análise B | Solo Mole | 8,53E-04 | 0,06 | 168 | |
| | Solo médio | 2,13E-04 | 0,035 | 238 | |
| | Solo Firme | 1,07E-04 | 0,016 | 188,8 | |
| | h=5m | 1,37E-02 | 0,2 | 248 | |
| | h=15m | 1,69E-04 | 0,03 | 189 | |
| | e=1,2m | 8,53E-04 | 0,06 | 168 | |