



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Dimensionamento de uma cortina escorada

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Especialidade de Geotecnia

Autor

Liliana Ferreira Relvão

Orientadores

Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa

António Manuel Gonçalves Pedro

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, julho, 2015

AGRADECIMENTOS

Ao longo deste últimos anos várias pessoas merecem o meu agradecimento pelo seu importante papel na minha vida e percurso académico, não descurando todos os funcionários do DEC que, na sua maioria, estão sempre prontos a ajudar.

Em primeiro lugar quero agradecer à minha mãe, pelo seu espírito lutador e pela sua preocupação e apoio incondicional nos bons e maus momentos. Ao meu irmão, que apesar de me “matar a cabeça”, o seu apoio e presença é muito importante.

Em segundo, quero agradecer aos meus avós, Ferreira, Maria pela contante presença, mimo e amparo, e aos avós Celeste e Francisco, também pelo carinho e porque sem eles não seria a mesma pessoa.

Quero agradecer ao Pedro Pereira, Diana Relvão, Marina Relvão, Lúcia Fadiga e Balú, aquelas estrelinhas que, mesmo longe estão sempre presentes.

À Nádía Bica pelas horas intermináveis de estudo e tempestades de ideias sobre as mais diversas matérias. Também pela sua disponibilidade em ajudar sempre tanto quanto possa.

Ao Nuno Lucas pela discussão de ideias e revisão adicional deste trabalho

À Mónica Mendes, Vera Matias, Bruno Alves, Nuno Fonseca e Nuno Cavaco pela paciência e ouvidos.

Ao João Carmona e Rodrigo Esteves que também me foram aturando nos momentos de stress, e ao João Pinto da Costa pelo companheirismo e gargalhadas na fase final de entrega deste trabalho.

Ao Valter Paiva por tudo o que me ensinou, pelo companheirismo e apoio incondicional em bons e maus momentos.

Um agradecimento sincero aos professores Jorge Almeida e Sousa e António Pedro, pela incrível disponibilidade em me ensinar e ajudar ao longo deste trabalho, e não só. Também aos professores António Alberto e Paulo Coelho, que de alguma forma ajudaram ou tentaram ajudar na elaboração deste trabalho.

RESUMO

Terzaghi, Peck e Mesri, em 1967, após avaliar inúmeras escavações suportadas, propuseram uma metodologia para efetuar o pré-dimensionamento de cortinas multi-escoradas baseada em diagramas de pressões aparentes de terras. As obras observadas possuíam maciços semelhantes, homogêneos e arenosos, e cujo nível freático se encontrava abaixo da cota final da escavação.

Verifica-se que esta metodologia é, ainda hoje, bastante utilizada, mesmo que, para maciços arenosos, esta apenas derive da análise de obras em locais com homogeneidade do solo em profundidade e com nível freático abaixo da escavação.

Este trabalho tem como objetivo avaliar a fiabilidade dessa metodologia, usada tradicionalmente no pré-dimensionamento das escoras de uma cortina escorada, para as condições que estiveram na base da sua definição.

Esse estudo efetuou-se fazendo variar uma série de fatores a partir de um cálculo de referência, através de diversos cálculos numéricos para os quais se considerou que o comportamento reológico do maciço podia ser reproduzido através do *Hardening Soil Model*. O cálculo de referência foi ajustado tendo por base uma análise prévia da influência da rigidez das escoras no comportamento da estrutura de suporte, tendo-se considerado o cálculo que melhor correspondia à rigidez de escoras para a qual se obteve um diagrama de pressões aparentes mais próximo do digrama teórico de pré-dimensionamento.

Complementarmente, analisam-se as situações em que existe água no maciço, quer em regime hidrostático, quer em regime de escoamento estacionário. Para estes casos, são analisadas propostas apresentadas por outros autores, no sentido de avaliar se as mesmas se traduzem numa forma fidedigna de pré-dimensionar as escoras de uma cortina multi-escorada.

ABSTRACT

Based on measurements of struts loads recorded during several supported excavations Terzaghi, Peck and Mesri, in 1967, have proposed a methodology to design these structural elements based on apparent pressure diagrams. All the excavations monitored had similar characteristics, since they were performed on homogenous sandy soils where the water table was placed below the bottom of the excavation.

Nowadays, and despite being formulated for very specific conditions, this methodology is still applied in the majority of the excavations supported by struts.

This dissertation aims to evaluate the reliability of this methodology when applied to excavations with similar conditions to those described in the original formulation.

A parametric study was performed in order to assess the influence of several factors in the loads of the struts. The numerical analyses were compared against a reference analysis in which it was assumed that the soil behaviour could be simulated using the *Hardening Soil Model*. The reference analysis was calibrated based on a numerical study in which the stiffness of the struts was varied until a good agreement was observed with the apparent pressure diagram proposed by Terzaghi et al. (1967).

Furthermore, the influence of the position of water table within the excavation level was analysed. To simulate the water table two different conditions were assumed. First, a hydrostatic water level and secondly a steady-state seepage condition. The obtained results were then compared against some proposals published by other authors in order to predict earth pressures and load struts in similar excavation conditions.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Justificação do tema.....	1
1.2 Objetivos e metodologia	2
1.3 Linhas de atuação.....	3
1.4 Estruturação da tese	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 Preâmbulo	5
2.2 Tipos de estruturas de suporte flexíveis.....	6
2.3 Diagrama teórico das pressões de terra nas cortinas multi-escoradas	8
2.4 Diagramas de projeto	10
2.4.1 Maciço homogéneo e seco.....	10
2.4.2 Maciço estratificado	11
2.4.3 Maciço com água acima da base da escavação	12
2.5 Dimensionamento dos elementos estruturais.....	15
2.6 Modelo de cálculo numérico.....	17
2.6.1 <i>Hardening Soil Model</i> - Características e lei constitutiva.....	17
2.6.2 Endurecimento por corte	20
2.6.3 Endurecimento por compressão.....	22
2.6.4 Ativação das superfícies de cedência	24
2.6.5 Parâmetros definidores do modelo	25
3 ESTUDO BASE	26
3.1 Introdução	26
3.2 Características do Caso de Estudo	26
3.2.1 Geometria	26
3.2.2 Discretização do domínio e simulação do faseamento construtivo.....	27
3.2.3 Propriedades do maciço e das interfaces com a estrutura	29
3.2.4 Propriedades dos elementos estruturais.....	30
3.3 Discussão dos resultados	32
3.4 Estudo da influência da rigidez das escoras.....	35
4 ESTUDO PARAMÉTRICO NUM MACIÇO SECO E HOMOGÉNEO.....	39
4.1 Introdução	39
4.2 Influência da rigidez da cortina.....	40
4.3 Influência da altura enterrada da cortina.....	43

4.4	Influência da profundidade do estrato firme.....	45
4.5	Influência da largura da escavação.....	46
4.6	Influência do número de níveis de escoras.....	48
4.7	Influência das características mecânicas do solo.....	50
4.8	Influência da resistência da interface R_{inter}	53
5	EFEITO DA ESTRATIFICAÇÃO E PRESENÇA DE ÁGUA NO MACIÇO.....	55
5.1	Introdução.....	55
5.2	Efeito da estratificação.....	56
5.3	Efeito da presença de água.....	61
5.3.1	Condição hidrostática.....	61
5.3.2	Percolação em regime de escoamento permanente.....	64
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	69
6.1	Conclusões.....	69
6.2	Recomendações.....	73
6.2.1	Maciço homogêneo seco.....	73
6.2.2	Maciço estratificado e seco.....	74
6.2.3	Maciço homogêneo com nível freático acima da base da escavação.....	75
6.3	Trabalhos Futuros.....	77
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	79

1 INTRODUÇÃO

1.1 Justificação do tema

O lema principal dos tempos atuais, que é a melhoria da qualidade de vida, com o menor impacto ambiental e de forma segura e sustentável, tem conduzido nas últimas décadas a uma cada vez maior utilização do espaço subterrâneo, particularmente nas áreas urbanas, onde as elevadas taxas de crescimento das populações têm originado grandes carências nos mais diversos domínios, nomeadamente a nível das redes de transporte.

Esta utilização do espaço subterrâneo obriga frequentemente à execução de escavações profundas, maioritariamente, por falta de espaço, de face vertical e contidas por estruturas de suporte flexíveis.

As estruturas de suporte flexíveis, ao contrário do que acontece com as de suporte de aterros, têm um peso diminuto e sofrem em serviço deformações por flexão. Estas deformações, que resultam em redistribuições de tensões no maciço, condicionam fortemente o valor das pressões de terra atuantes e dos esforços mobilizados para os quais os elementos estruturais deverão ser dimensionados.

A interdependência entre os deslocamentos, as pressões de terra e os esforços mobilizados faz com que uma estrutura de contenção flexível e o respetivo maciço suportado constituam um sistema altamente hiperestático (Matos Fernandes, 1993).

Esta complexidade, associada às limitações numéricas existentes, levou a que na segunda metade do século passado, no projeto de alguns tipos de estruturas de suporte flexíveis, tivessem adquirido grande desenvolvimento métodos de natureza semi-empírica, baseados especialmente em conclusões retiradas da observação de obras reais e de modelos reduzidos (Almeida e Sousa, 2007).

Foi o caso das cortinas multi-escoradas, que são estruturas flexíveis suportadas por vários níveis de escoras não pré-esforçadas, em geral apoiadas nas duas faces da escavação. O dimensionamento das escoras e, muitas vezes da própria cortina, era feito recorrendo aos chamados diagramas de projeto de Terzaghi et al. (1967), estabelecidos tendo como base

diagramas aparentes obtidos a partir de resultados da observação de numerosas obras executadas em maciços semelhantes na primeira metade do século XX.

Para o dimensionamento do escoramento, os esforços estimados com base nesses diagramas de projeto eram majorados por fatores de segurança de valor variável consoante o tipo de solo uma vez que se assumia que estes elementos eram rígidos, enquanto que no dimensionamento da cortina, nomeadamente no caso de cortinas metálicas, era corrente a consideração de uma redução de 20-30% naqueles diagramas dada a flexibilidade existente. (Matos Fernandes, 1983; Peck et al., 1974)

Verificando-se que atualmente ainda é usual, particularmente no pré-dimensionamento das escoras, a utilização deste método e atendendo a que, no caso de solos arenosos, as situações analisadas que estiveram na base da definição dos diagramas aparentes contemplaram apenas maciços homogéneos e em que, ou não existia água, ou foi possível realizar o rebaixamento do nível de água antes da execução da escavação, é relevante tentar validar, recorrendo a modelos de cálculo mais avançados, a metodologia empírica para as condições mais generalizadas possíveis.

1.2 Objetivos e metodologia

Foi no contexto acima apresentado que se inseriu o trabalho desenvolvido. Nele se procurou, em primeiro lugar, avaliar a fiabilidade do método para as condições que estiveram na base da definição dos diagramas aparentes – maciço homogéneo e seco - e, complementarmente, generalizá-lo para situações em que o maciço suportado é estratificado e (ou) existe água a diferentes profundidades em equilíbrio hidrostático ou com escoamento em regime estacionário.

Para o efeito recorreu-se a uma série de análises numéricas, efetuadas com o programa de cálculo de elementos finitos, *Plaxis* (Plaxis, 1995), com as quais foi possível, para além da consideração da interação entre o maciço suportado e a cortina, levar em conta os seguintes aspetos:

- a) A consideração da geometria da escavação e das condições do terreno, nomeadamente a sua estratigrafia e a posição do nível freático;
- b) A simulação das diferentes fases construtivas;
- c) A integração no cálculo de leis constitutivas capazes de reproduzir as principais características do comportamento mecânico do maciço;
- d) A determinação conjunta dos esforços instalados na cortina e nos elementos de suporte, bem como dos deslocamentos no maciço, associados à escavação, em particular à superfície do terreno.

1.3 Linhas de atuação

Para a concretização dos objetivos anteriormente referidos, foram desenvolvidas as seguintes linhas de atuação:

- a) Revisão da bibliografia da especialidade, procurando situar e equacionar os principais aspetos relacionados com este tipo de estruturas, designadamente os referentes aos diversos métodos que podem ser usados no seu dimensionamento, desde os mais simples, de natureza semi-empírica, até aos mais elaborados, baseados em análises numéricas mais ou menos complexas;
- b) Estudo do programa de cálculo por elementos finitos (Plaxis, 1995) que foi utilizado nas análises numéricas efetuadas;
- c) Definição e resolução de um problema base, propositadamente simples, correspondente a uma escavação, com 12 m de profundidade, suportada por uma cortina multi-escorada e realizada num maciço arenoso homogéneo e seco, procurando comparar as soluções obtidas através do método baseado nos diagramas de projeto de Terzaghi et al. (1967) e de análises numéricas;
- d) Análise comparativa dos efeitos sobre o comportamento da estrutura de alguns parâmetros fundamentais que controlam e determinam aquele comportamento, nomeadamente, a rigidez das escoras e da cortina, a largura da escavação, o espaçamento entre as escoras, a altura enterrada desta e o tipo de solo;
- e) Análise do efeito da estratificação do maciço sobre as pressões de terra na cortina;
- f) Análise do efeito da presença de água no maciço nas pressões de terra na cortina, considerando-se, ou não, a possibilidade de existência de escoamento por baixo da cortina;
- g) Escrita da tese.

1.4 Estruturação da tese

Para além deste primeiro capítulo introdutório e de um último onde são apresentadas as principais conclusões do trabalho efetuado e são propostas algumas linhas de atuação futuras sobre o tema, a tese encontra-se estruturada em quatro capítulos principais.

No segundo capítulo abordam-se alguns aspetos que foram objeto da revisão bibliográfica efetuada, nomeadamente os respeitantes à problemática do funcionamento e dimensionamento das estruturas de contenção multi-escoradas e ao modelo constitutivo empregue para, nas análises numéricas realizadas no âmbito do trabalho, reproduzir com alguma fidelidade o comportamento mecânico do maciço arenoso suportado.

No capítulo 3, depois de feita a descrição do caso de estudo, correspondente a uma escavação de face vertical num maciço arenoso suportada por uma cortina de betão armado multi-

escorada, são apresentados e discutidos os resultados decorrentes da simulação numérica da execução da obra. Nessa discussão, particular atenção foi dispensada à importância da rigidez efetiva do sistema de escoramento no comportamento da estrutura.

No quarto capítulo são apresentados e discutidos os resultados de um estudo paramétrico efetuado com o objetivo de precisar e quantificar a influência sobre o comportamento da estrutura de outros fatores, para além da rigidez efetiva das escoras, que o determinam e o condicionam. Neste estudo foram admitidas condições idênticas às que estiveram na base da definição dos diagramas de projeto propostos por Terzaghi et al. (1967), ou seja, admitiu-se um maciço homogêneo e sem água.

No capítulo 5 são apresentados, discutidos e comparados com algumas soluções propostas na bibliografia os resultados decorrentes das análises numéricas efetuadas, admitindo a estratificação e a presença de água, em condições hidrostáticas e em movimento, no maciço suportado.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Preâmbulo

Neste capítulo aborda-se alguns dos aspetos que foram alvo da revisão bibliográfica efetuada.

No primeiro ponto, são descritos os diversos elementos constituintes de uma estrutura de suporte flexível – apoios e cortina - e apresentados os principais tipos no que respeita às condições de apoio.

De seguida, entrando na problemática do funcionamento das estruturas multi-escoradas, objeto desta dissertação, é discutida a interação entre a estrutura e o maciço suportado e a sua consequência sobre a distribuição e a grandeza das pressões de terra sobre aquela atuantes.

No ponto seguinte são apresentados os diagramas das pressões de terra atuantes na cortina propostos por Terzaghi et al. (1967), baseados numa série de resultados experimentais, e que ainda hoje são vulgarmente empregues, nomeadamente para o pré-dimensionamento das escoras. Uma vez que estes diagramas foram estabelecidos tendo como base resultados fornecidos pela instrumentação de obras executadas em maciços homogêneos e secos, discute-se, em seguida, as diversas soluções propostas na bibliografia da especialidade que levam em conta a possível estratificação do maciço e a existência de água no maciço, com ou sem percolação.

Conhecidos os diagramas de projeto, é referida a forma como a segurança é vulgarmente introduzida e como se processa o dimensionamento dos elementos estruturais, nomeadamente das escoras.

Por fim, e uma vez que no âmbito do trabalho realizado na dissertação, efetuou-se uma série de análises numéricas de uma cortina multi-escorada, discute-se a importância dos modelos constitutivos no sucesso da aplicação de métodos numéricos a problemas de natureza geotécnica e apresenta-se as principais características do *Hardening Soil Model* (Shanz et al., 1999), empregue para reproduzir o comportamento mecânico do maciço arenoso onde se admitiu a escavação realizada.

2.2 Tipos de estruturas de suporte flexíveis

Ao contrário que acontece com as estruturas de suporte rígidas, empregues em geral na contenção de taludes de aterros, as estruturas de suporte flexíveis, têm um peso diminuto. Estas são essencialmente empregues no suporte de escavações e a garantia da sua estabilidade exige que sejam devidamente sustentadas.

Como elementos de suporte destas estruturas, podem ser empregues escoras ou ancoragens, que vão sendo sucessivamente instaladas à medida que a escavação progride. As escoras são elementos de apoio da cortina colocados do lado interior da escavação, pelo que trabalham à compressão. As ancoragens, por sua vez, são instaladas do lado do maciço a suportar, atrás da cortina, pelo que trabalham à tração.

Na grande maioria das situações as escoras são elementos metálicos e apoiam-se nos dois lados da escavação, como se mostra na Figura 2.1. Estas têm como vantagens a sua elevada rigidez, o facto de serem reutilizáveis e de não ser necessária a utilização de terrenos adjacentes à escavação para a sua colocação. Muitas vezes estes terrenos pertencem a outro proprietário, que não ao dono da obra. Como desvantagem da utilização deste tipo de suporte, pode-se apontar o facto de estas dificultarem a própria escavação e respetiva remoção dos escombros.



Figura 2.1 – Exemplo de estrutura de suporte flexível constituída por uma parede moldada suportada por vários níveis de escoras metálicas (Almeida e Sousa, 2007).

Por sua vez, as ancoragens deixam totalmente livre o espaço interior da escavação facilitando, assim, a execução dos trabalhos, com a consequente redução do prazo de execução da obra (Figura 2.2). Atualmente estas são, geralmente, muito empregues e são constituídas por elementos metálicos, de aço de alta resistência, devidamente selados com calda de cimento no maciço adjacente. Uma vez que a rigidez das ancoragens é pequena, o controlo dos movimentos induzidos pela escavação exige que estas sejam sempre pré-esforçadas, ao contrário do que acontece com as escoras. Estas últimas em muitas situações não são pré-esforçadas, ou se o são,

apenas é aplicado um valor de pré-esforço baixo em relação à carga do projeto. Com esta medida pretende-se apenas eliminar possíveis folgas existentes entre o sistema de escoramento e a cortina.



Figura 2.2 – Exemplo de estrutura de suporte flexível constituída por uma cortina de estacas de betão armado suportada por vários níveis de ancoragens pré-esforçadas (Almeida e Sousa, 2007).

Na Figura 2.3 ilustram-se os principais tipos de estruturas de suporte flexíveis, classificadas de acordo com o modo como são suportadas. Nos dois primeiros casos não existe, ou existe apenas um ponto de apoio acima da base da escavação. Nestes casos o equilíbrio da estrutura exige que seja mobilizada uma parcela do impulso passivo do lado da escavação, pelo que a cortina terá que ser devidamente enterrada. Nos dois últimos casos, a cortina está apoiada em vários níveis escoras ou ancoragens, pelo que a necessidade de enterrar a cortina, para garantir o seu equilíbrio, não existe. Aqui a necessidade de enterrar a cortina pode acontecer por outras razões, como sejam a necessidade de garantir a estabilidade externa da estrutura ou de melhorar as condições de apoio do seu pé. Desta forma, podem-se controlar os movimentos no maciço adjacente, em particular à superfície do terreno, reduzindo os possíveis danos que a escavação pode originar no edificado, existente nas suas proximidades.

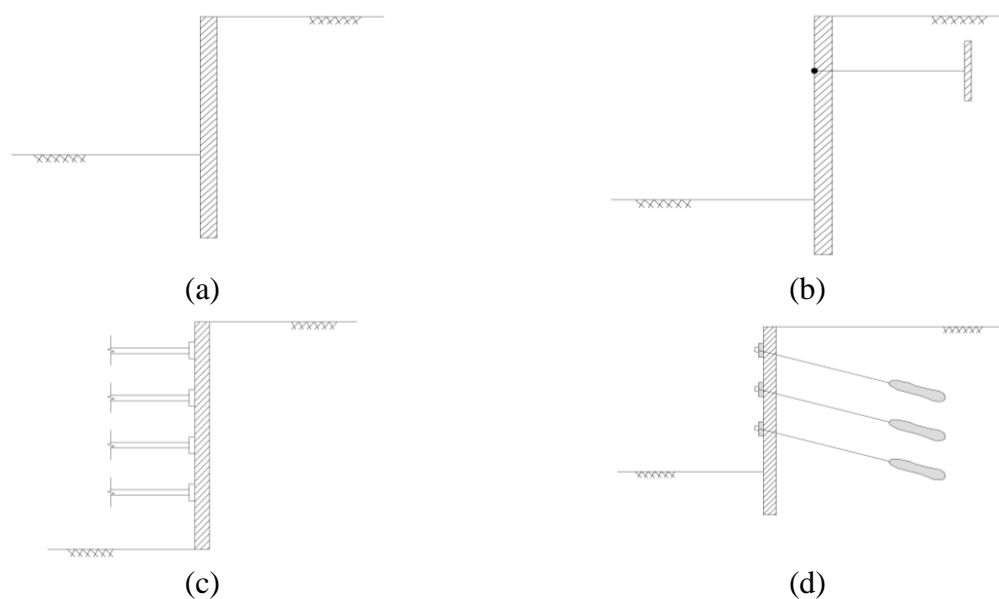


Figura 2.3 – Tipos de estruturas de contenção flexíveis classificadas de acordo como são suportadas: (a) cortina autoportante; (b) cortina monoapoiada; (c) cortina multi-escorada; (d) cortina multi-ancorada (Almeida e Sousa, 2007).

No que respeita às cortinas usualmente aplicadas nas estruturas de suporte flexíveis, estas podem ser de vários tipos, sendo as mais usuais: i) cortinas tipo muro de Berlim; ii) cortinas metálicas; iii) paredes moldadas; iv) cortinas de estacas de betão armado.

As primeiras, podem ser provisórias ou definitivas e são executadas à medida que a escavação progride. Desta forma, apenas se podem empregar acima do N.F. (Nível Freático), e em maciços com capacidade resistente suficiente para as manter estáveis durante um determinado intervalo de tempo. Os restantes três tipos correspondem a cortinas cuja execução é prévia à escavação, pelo que, quando são executadas, o maciço já se encontra, de certo modo, contido, facilitando-se, assim, o controlo dos seus movimentos.

2.3 Diagrama teórico das pressões de terra nas cortinas multi-escoradas

Tal como acontece para outro tipo de estruturas de suporte flexíveis, o dimensionamento interno de uma cortina multi-escorada envolve o dimensionamento dos seus elementos estruturais, cortina e escoras. Este exige o conhecimento dos esforços mobilizados nesses elementos, os quais são, naturalmente, dependentes das pressões de terra exercidas sobre a cortina.

Dada a interação existente entre o maciço e a cortina, as pressões de terra atuantes nesta são dependentes, não só das propriedades do maciço suportado, mas também do deslocamento experimentado pela cortina. Este é, também, condicionado pelo processo construtivo empregue. (Terzaghi et al., 1967; Peck et al., 1974).

O processo construtivo, usualmente utilizado neste tipo de estruturas de suporte, envolve a colocação prévia da cortina no terreno, sem que se tenha ainda efetuado qualquer escavação. Posteriormente, é instalado o primeiro nível de escoras, a uma pequena profundidade. O estado de tensão do maciço mantém-se praticamente inalterado, em profundidade, e os deslocamentos da massa de solo contido são praticamente nulos. Nas fases seguintes de escavação, a cortina, que é pressionada pelo solo, tende a deslocar-se para o interior da escavação. Contudo, dada a elevada rigidez das escoras, os deslocamentos junto ao topo, suportados pelo primeiro nível de escoras, mantêm-se muito reduzidos. Um processo semelhante ocorre nas zonas adjacentes aos restantes níveis das escoras, enquanto a escavação vai progredindo. Assim, o movimento de uma cortina escorada pode ser descrito, de forma simples, como uma rotação em torno do topo, dirigida para o interior da escavação, como se pretende ilustrar na Figura 2.4. (Terzaghi et al., 1967).

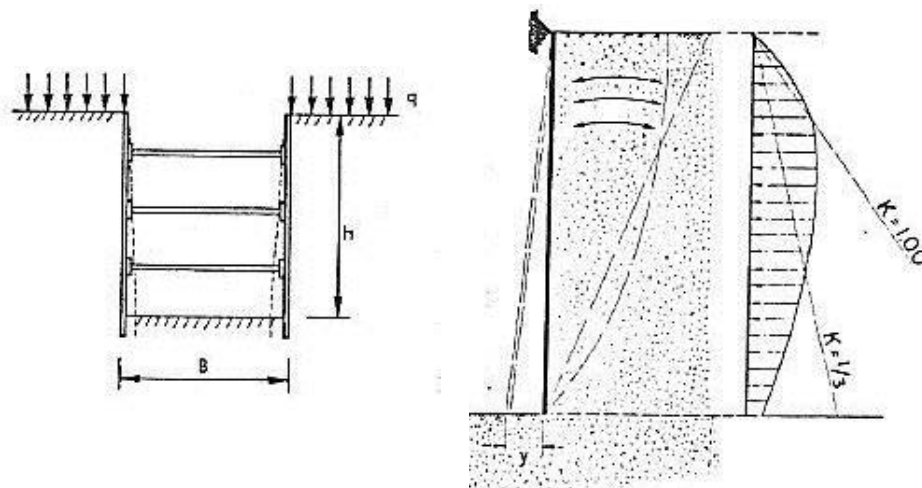


Figura 2.4 – Deslocamento típico de uma cortina escorada e diagrama teórico de pressões de terras associadas à cortina proposto por Terzaghi (Matos Fernandes, 1983; Terzaghi, 1941)

O movimento de rotação em torno do topo, das cortinas multi-escoradas, é muito diferente do movimento típico de um muro de gravidade, o qual, pelo contrário, tende a rodar em torno da base. Desta forma, é natural que as pressões de terra atuantes sobre as cortinas multi-escoradas sejam bastante diferentes daquelas propostas pelas tradicionais teorias de Rankine e Coulomb. (Terzaghi et al., 1967; Peck et al., 1974)

Estudos teóricos de Terzaghi realizados para solos arenosos, mostraram que, como se pretende ilustrar na Figura 2.4, a distribuição das tensões atuantes sobre a cortina deixa de ser triangular. Na parte superior da cortina passa a existir uma concentração de tensões devido à limitação dos deslocamentos, imposta pelo primeiro nível de escoras. Esta concentração é acompanhada de um alívio na zona inferior da cortina, onde as tensões podem chegar a ser menores que as ativas.

Em consequência desta redistribuição de tensões, a resultante tende a ser maior que o impulso ativo e o seu ponto de aplicação tende a subir em relação ao deste.

No entanto, tal como Terzaghi desde logo assumiu, e tem vindo a ser demonstrado por resultados decorrentes de outras análises numéricas publicadas na bibliografia (Guerra, 2003; Andrade Viana, 2014), o deslocamento que ocorre na realidade nas cortinas escoradas pode afastar-se bastante do modelo simplificado de rotação em torno do topo. Para isso contribui o facto de a deformação real da cortina ser influenciada por diversos fatores, como sejam:

- a) Existência de altura enterrada da cortina;
- b) Rigidez da cortina;
- c) Condições de apoio do escoramento e do respetivo pé;
- d) Distância do fundo de escavação ao firme;
- e) Processo construtivo, nomeadamente no que respeita à ordem e rapidez da execução, ao tempo que medeia entre a escavação e a instalação da escora, a sobreescavação e a uniformidade do pré-esforço aplicado, no caso de este existir;
- f) Qualidade da mão-de-obra.

Assim, e tendo em mente que as pressões de terra atuantes em estruturas de suporte flexíveis são altamente dependentes do deslocamento das cortinas, pode-se concluir que a forma do diagrama das pressões, e a sua resultante, podem levar a discrepâncias, mais ou menos significativas, em relação à idealização teórica proposta por Terzaghi et al. (1967).

2.4 Diagramas de projeto

2.4.1 Maciço homogéneo e seco

Com o intuito de chegar a uma metodologia que permitisse o cálculo das pressões de terras necessárias ao dimensionamento de uma cortina escorada, Terzaghi et al. (1967) observaram e analisaram os resultados fornecidos pela instrumentação de várias obras deste tipo. Maioritariamente, as obras observadas inseriam-se em maciços arenosos, homogéneos e secos, ou seja, maciços cujo nível freático se encontrava abaixo do nível de escavação ou em que foi possível proceder ao seu rebaixamento.

A definição dos denominados diagramas de pressões aparentes, assumindo que o total das pressões de terras ao longo da altura da escavação é totalmente suportado pelas escoras, foi feita medindo, em cada secção instrumentada, as forças de compressão mobilizadas nas escoras e dividindo-as pela respetiva área de influência, como se ilustra na Figura 2.5 (a). É de referir que a área de influência relativa ao último nível de escoras leva em conta a absorção de esforço por parte da ficha da cortina. Contudo a pressão aparente, relativa a este último nível, é adotada até à base de escavação (Figura 2.5 (a)).

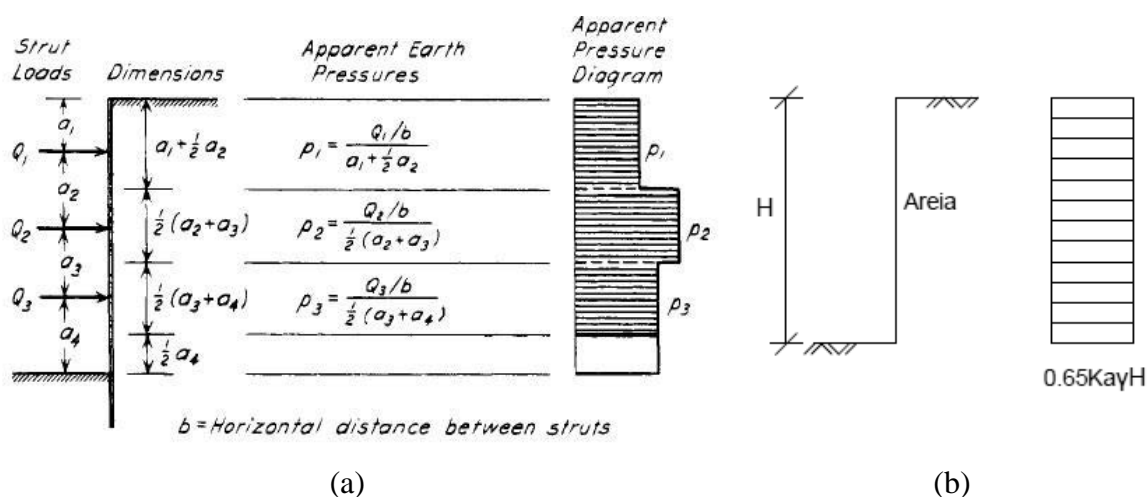


Figura 2.5 – (a) Esquema de cálculo do diagrama de pressões aparentes a partir das forças medidas nas escoras (Terzaghi et al., 1967); (b) Diagrama de projeto para cortinas escoradas em maciços homogêneos de areia seca (Terzaghi et al., 1967).

Compilando os diagramas aparentes obtidos a partir dos resultados da observação de várias obras referenciadas na bibliografia, estes autores constataram que a forma destes diagramas, e a sua resultante, podem variar muito significativamente. Na mesma escavação, isto é, de secção escorada para secção escorada, os diagramas de pressões aparentes apresentam valores diferentes. Esta situação acontece uma vez que, como já se referiu no ponto anterior, são muitos os fatores que podem influenciar a forma como a cortina se desloca e, portanto, as pressões de terra que sobre ela atuam.

Considerando a envolvente de todos os diagramas na altura disponíveis, Terzaghi et al. (1967) propuseram o diagrama apresentado na Figura 2.5b) para o projeto de cortinas escoradas em maciços homogêneos de areia seca. Trata-se de um diagrama com distribuição uniforme de tensões, cujo valor depende do peso do solo (γ), da altura da escavação (H) e, através do coeficiente de impulso ativo de Rankine (K_a), das características resistentes do solo. A comparação com o diagrama triangular utilizado no dimensionamento de muros de gravidade, permite verificar que a sua resultante é 30% superior, e está aplicada a meia altura da escavação em vez de a um terço da base.

2.4.2 Maciço estratificado

Os diagramas de projeto propostos por Terzaghi et al. (1967) são uma ferramenta muito importante no pré-dimensionamento das escoras. Estes provêm de uma interpretação *in situ* de uma gama vasta de um tipo de obras com condições bem explicitadas e muito semelhantes, nas quais se procedeu à medição das respetivas forças instaladas nas escoras.

Na realidade e na grande maioria dos casos de obra, as condições são muito diferentes daquelas que os autores supracitados estudaram, com o intuito de propor um método que facilitasse o trabalho de quem dimensiona uma estrutura de suporte como aquela que se trata. Por norma, são mais comuns os maciços heterogêneos em profundidade e com camadas de solo de diferentes tipos, em profundidade. Nestes casos torna-se difícil, e até discutível, segundo Clough (1976), a utilização do diagrama teórico de Terzaghi et al. (1967).

Este último autor apresenta uma proposta para casos de maciços em condições não homogêneas, diferentes daquelas em que se baseia o trabalho de Terzaghi et al. (1967). O método consiste sucintamente em, numa primeira fase, calcular as pressões ativas sobre a cortina através das teorias de Rankine ou Coulomb, preferencialmente por esta última, por ter a possibilidade de englobar situações mais diversificadas quando aplicada. No caso de escavações em maciços arenosos, a resultante destas pressões calculada deverá então ser majorada em 30% e, posteriormente, distribuída uniformemente pela cortina, mantendo-se em conformidade com as observações efetuadas por Terzaghi et al. (1967). Note-se que o fator por que é multiplicada a resultante das pressões (1,3), corresponde à relação 0,65/0,5, cujos valores provém do que é aplicado por Terzaghi et al. (1967) no cálculo diagrama de projeto e do diagrama triangular de pressões calculadas por Rankine, respetivamente.

2.4.3 Maciço com água acima da base da escavação

No caso da presença de água no maciço acima do nível da escavação, e quando se decide não efetuar o rebaixamento do nível freático, os impulsos devidos à presença de água terão forçosamente de ser levados em conta no projeto da estrutura de contenção.

O cálculo destes impulsos devido à presença de água no maciço é particularmente complicado quando a passagem de água, inferiormente à cortina, é possível, uma vez que se estabelece uma rede de fluxos e, com isto, se geram forças de percolação (Matos Fernandes, 1983). O cálculo destas forças obriga ao conhecimento da rede de fluxo, o que pode tornar-se bastante complexo de conhecer tendo em conta as condições de estratificação do maciço, anisotropia de permeabilidades nos estratos e, ainda, devido às condições de fronteira existentes. Nestes casos o método dos elementos finitos pode ser uma ferramenta bastante poderosa e eficaz. Contudo, como forma de pré-dimensionamento das pressões sobre a cortina, este método pode considerar-se demasiado complexo, pelo que métodos simplificados continuam a ser importantes, mesmo nesta situação de existência de percolação.

Na hipótese de existência de água no maciço a suportar, Strom e Ebeling (2001) propõem uma forma de atuar, no caso de o maciço ser constituído por areia, esquematizada na Figura 2.6, para a definição do diagrama de projeto, podendo estar o nível freático entre o topo da cortina e o fundo de escavação.

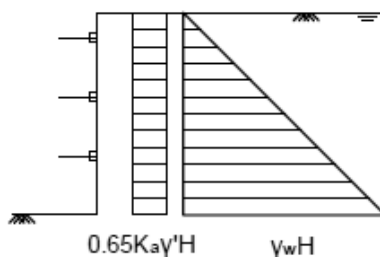


Figura 2.6 – Esquema do diagrama de pressões laterais proposto em Strom e Ebeling (2001)

A proposta consiste em agregar ao diagrama de projeto proposto por Terzaghi et al. (1967), calculado com base no peso efetivo médio do solo suportado, o diagrama triangular de pressões hidrostáticas, assumindo um regime hidrostático.

No caso da água se encontrar em equilíbrio hidrostático, e o nível freático se localizar à superfície do terreno, como acontece na situação correspondente à Figura 2.6, o peso efetivo médio do solo corresponderá ao seu peso volúmico submerso.

Registe-se, no entanto, que esta forma de proceder tem sido contestada por alguns autores, como salienta Andrade Viana (2014). Esta contestação resulta do facto desta forma de proceder implicar a consideração de pressões, na zona superior da cortina, inferiores àquelas que se estabeleceriam caso o maciço estivesse seco. Guerra (2003) propõe uma forma de contornar esta questão acima referida, a qual se apresenta na equação (1) e esquematiza na Figura 2.7.

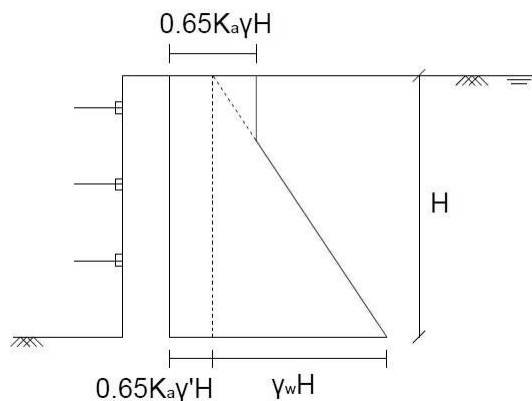


Figura 2.7 – Esquema da proposta de Guerra (2003) para as pressões sobre a cortina, quando o N.F. está à superfície

$$\sigma_H = \begin{cases} 0,65K_a\gamma'H, & z \leq 0,65K_aH \\ 0,65K_a\gamma'H + \gamma_w z, & z > 0,65K_aH \end{cases} \quad (1)$$

Caso o nível freático se encontre abaixo do topo da cortina, os autores citados propõem que esse peso efetivo médio seja estimado a partir de uma ponderação entre o peso volúmico do solo que se encontra na zona seca e submersa, de acordo com a equação (2), resultando os diagramas de pressões ilustrados na Figura 2.8.

$$\gamma_e = \frac{\gamma' H_1 + \gamma H_2}{H} \quad (2)$$

Na qual:

γ_e – Peso volúmico efetivo equivalente;

γ – Peso volúmico do solo seco;

γ' – Peso volúmico do solo submerso;

H_1 – Altura submersa da cortina;

H_2 – Altura não submersa da cortina;

H – Altura total da cortina acima do fundo de escavação ($H_1 + H_2$).

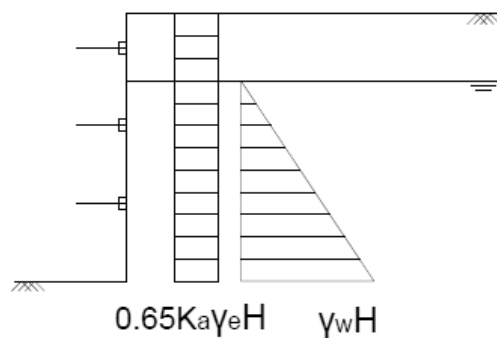


Figura 2.8 – Diagramas de pressões atuantes na cortina quando o N.F. se encontra entre o fundo de escavação e a superfície do terreno.

Em condições de regime estacionário de percolação, a resultante das pressões na cortina pode ser obtido combinando o peso volúmico submerso do solo e a força de percolação. De acordo com Ebeling e Morrison (1992), nestas condições o cálculo de peso volúmico poderá ser efetuado através da seguinte equação:

$$\gamma = \gamma' \pm \gamma_w \cdot i_y \quad (2)$$

Estudos paramétricos baseados em cálculo numérico efetuados por Andrade Viana (2014) conduziram a duas propostas, apresentadas pela mesma, e que se esquematizam na Figura 2.9. Os valores σ_{H3} e σ_{H5} devem calcular-se como explicitado nas equações (3) e (4).

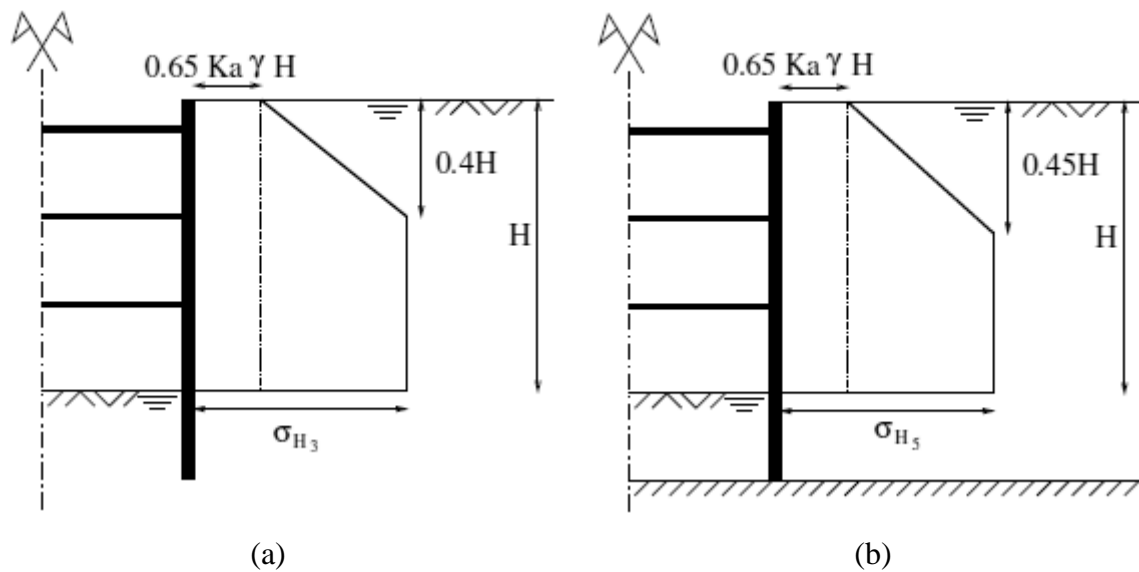


Figura 2.9 – Proposta de Andrade Viana (2014) para os diagramas de pressões atuantes na cortina, quando o N.F. está à superfície e: (a) existe possibilidade de percolação de água inferiormente à cortina; (b) a água no maciço se encontra em regime hidrostático (Andrade Viana, 2014)

$$\sigma_{H3} = 2K_a \gamma H \quad (3)$$

$$\sigma_{H5} = 1,8K_a \gamma H \quad (4)$$

2.5 Dimensionamento dos elementos estruturais

Uma vez definido o diagrama de projeto, este pode ser empregue no cálculo das forças nas escoras, de forma inversa àquela que levou obtenção dos diagramas aparentes, que estiveram na base da sua definição. Na forma tradicional, a segurança nas escoras é introduzida majorando as forças nas escoras por um fator, dependente do tipo de solo, que, para o caso de escavações em maciços arenosos, costuma tomar um valor de 20%. Isto prende-se com o facto de estes elementos constituírem apoios importantes e de elevada rigidez da estrutura de suporte, o que conduz a uma maior concentração de tensões nesses locais (fenómeno de efeito de arco – Terzaghi (1943)). Uma vez definida a força, o dimensionamento das escoras é feito como o de uma peça comprimida, tendo sempre em atenção aspetos como a encurvadura por compressão e até lateral.

Registe-se que a utilização da norma NP EN1997-1 (2010), nomeadamente da abordagem de cálculo 1 (C₁), na introdução da segurança conduzirá a soluções mais pesadas para as escoras. Para a combinação 1, o aumento da força de dimensionamento é no mínimo de 20-35%, uma

vez que 1,35 é o fator de majoração a empregar para as cargas permanentes. Para o caso da combinação 2 (C_2), o rácio variará em função do ângulo de resistência do solo, como se ilustra no Quadro 2.1.

O Quadro 2.1 mostra os valores obtidos para o coeficiente de impulso ativo de Rankine, já que as pressões de dimensionamento na cortina vão variar, para as várias metodologias, apenas devido a este impulso. Denota-se, então, que para ângulos de atrito compreendidos entre 30° e 45° , a metodologia tradicional (T) efetua um pré-dimensionamento com base em menores pressões sobre a cortina, sendo por isto menos gravosa.

Quadro 2.1 – Comparação de resultados obtidos pela metodologia tradicional (T) e pelo EC7 (C_2)

	T	C₂	Rácio		T	C₂	Rácio
ϕ' ($^\circ$)	30	24,8	1,23	ϕ' ($^\circ$)	45	38,7	1,35
K_a	0,333	0,409		K_a	0,172	0,231	

Quanto ao dimensionamento da cortina, quando esta é constituída por betão armado o seu cálculo deverá englobar uma análise sequencial de todas as fases construtivas. Contudo, quando se está perante uma cortina de estacas-prancha, ou compostas por perfis metálicos I ou H, entre os quais são colocadas pranchas de madeira ou metálicas, é vulgar recorrer-se a métodos simplificados de dimensionamento, como aqueles esquematizados na Figura 2.10. Em qualquer destas situações se admite que as tensões que atuam na cortina são as correspondentes às do diagrama de projeto. No primeiro método, a cortina é considerada uma viga contínua multi-apoiada, e cujos apoios são as escoras, enquanto no segundo, se considera uma série de vigas isostáticas. Embora, como salienta Matos Fernandes (1983), as duas metodologias conduzam a diagramas de momentos substancialmente diferentes, os valores absolutos dos momentos máximos são da mesma ordem de grandeza.

Usualmente, em cortinas flexíveis, o momento máximo obtido através destas metodologias revela-se bastante menor do que o verificado. Isto prende-se com a flexibilidade das cortinas metálicas, pelo que as pressões sobre elas se vão redistribuir, concentrando-se junto dos apoios (as escoras). (Peck et al., 1974; Matos Fernandes, 1983)

Pelos motivos acima descritos, se costuma preconizar a redução do momento máximo obtido, na ordem de 20-30%. Uma redução do valor do momento conduz a uma cortina mais flexível, que por sua vez contribuirá para uma maior redistribuição de pressões para junto dos apoios, pelo que acabará por ocorrer uma adaptação do próprio sistema aos métodos de cálculo utilizados. (Matos Fernandes, 1983)

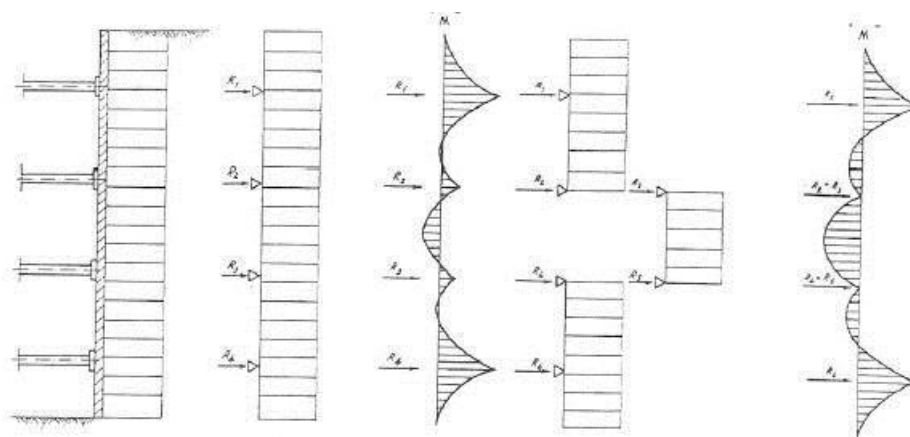


Figura 2.10 – Métodos expeditos para dimensionamento de cortinas metálicas. (Almeida e Sousa, 2007)

2.6 Modelo de cálculo numérico

2.6.1 *Hardening Soil Model* - Características e lei constitutiva

O sucesso da modelação numérica de qualquer problema geotécnico depende muito do modelo constitutivo empregue para reproduzir o comportamento mecânico dos maciços terrosos, que é particularmente complexo e caracterizado por diversos aspetos, de entre os quais se podem destacar (Almeida e Sousa, 2008): i) a não linearidade entre os incrementos das tensões e os incrementos das deformações; ii) a irreversibilidade de uma parcela das deformações, originada quer por carregamentos deviatórios, quer por carregamentos isotrópicos; iii) a dependência da resposta das trajetórias de tensões seguidas durante o carregamento; iv) a variação de volume causada pelas tensões de corte; v) a anisotropia, que origina que a mesma carga aplicada em diversas direções possa provocar deformações diferentes; vi) a evolução das deformações ao longo do tempo, dependentes ou não da variação das tensões efetivas.

Um modelo avançado, capaz de reproduzir com razoável fidelidade algumas das principais características do comportamento real de uma grande maioria dos solos, desde areias a argilas fortemente sobreconsolidadas, é o *Hardening Soil Model* (Schanz et al., 1999), que se encontra implementado no programa de elementos finitos Plaxis, que foi empregue neste trabalho para a realização das análises numéricas.

O *Hardening Soil Model* (Schanz et al., 1999) é um modelo elasto-plástico, cuja formulação resultou da associação da teoria da plasticidade a um outro modelo, elástico não linear, desenvolvido por Duncan e Chang (1970) e caracterizado por uma relação hiperbólica entre a tensão de desvio ($q = \sigma'_1 - \sigma'_3$) e a deformação axial (ε_l), como se ilustra na Figura 2.11, para um carregamento primário num ensaio triaxial drenado (Plaxis, 1995).

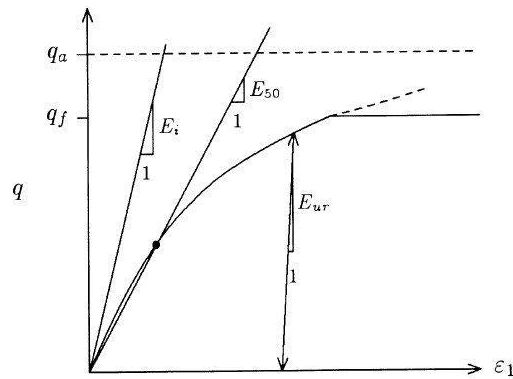


Figura 2.11 – Relação hiperbólica tensão de desvio-deformação axial para um carregamento primário num ensaio triaxial drenado (Schanz et al., 1999).

Essa relação pode ser descrita pela equação:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (5)$$

onde q_a representa o valor da assíntota para a qual tende a hipérbole e E_{50} é o módulo de deformabilidade secante, correspondente a 50% da tensão de rotura.

O valor de q_a está relacionado com o valor da tensão de rotura q_f através da equação:

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (6)$$

em que R_f , denominado coeficiente de rotura, é menor que a unidade - no programa é, por defeito, considerado igual a 0,9 - e o valor de q_f é generalizado a partir do critério de rotura de Mohr-Coulomb, de acordo com a expressão:

$$q_f = \left(c \cdot \cot \phi + \sigma_3' \right) \frac{2 \cdot \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (7)$$

com σ_3' a representar a tensão principal mínima, c a coesão do solo e ϕ o seu ângulo de resistência ao corte. A expressão anterior para o caso de uma areia ($c = 0$) transforma-se em:

$$q_f = \sigma_3' \frac{2 \cdot \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (8)$$

O parâmetro E_{50} , por sua vez, é dependente da tensão principal mínima, sendo essa dependência, para o caso de um solo de natureza arenosa, expressa pela equação:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{ref}} \right)^m \quad (9)$$

em que E_{50}^{ref} é o módulo de deformabilidade secante correspondente a 50% da tensão de rotura definido para uma tensão de referência σ^{ref} , por defeito usualmente admitida com o valor de 100 kPa, e m uma potência que relaciona o nível de tensão no material com a sua rigidez, cujo valor está, geralmente, compreendido entre 0,5 e 1,0 (Schanz et al., 1999).

Como na generalidade dos modelos elasto-plásticos, também no *Hardening Soil Model* (Schanz et al., 1999) o incremento total das deformações é composto por duas parcelas, uma elástica e outra plástica. Esta última, por sua vez, é dividida em duas componentes, uma associada ao efeito da tensão de desvio e que controla a rotura e o comportamento dilatante do material e outra que pretende traduzir o efeito de carregamentos isotópicos.

A parcela elástica da deformação é diretamente dependente do incremento da tensão e calculada empregando a lei de Hooke generalizada:

$$\left\{ \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e \right\} = [D] \left\{ \dot{\boldsymbol{\sigma}} \right\} \quad (10)$$

em que os termos da matriz de elasticidade $[D]$ são dependentes do coeficiente de Poisson de descarga-recarga, ν_{ur} , admitido como constante, e do módulo de Young em ciclo de descarga-recarga. O módulo de elasticidade E_{ur} , considerado, de forma idêntica ao admitido para o E_{50} , é função da tensão principal mínima.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_{ref}} \right)^m \quad (11)$$

sendo E_{ur}^{ref} o módulo de Young de referência para ciclos de descarga-recarga para a correspondente tensão de referência σ^{ref} . A tensão σ_3 corresponde ao carregamento aplicado no ensaio triaxial drenado. Versões mais recentes do programa *Plaxis* (Versão 8) recomendam a utilização de $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$.

Para a definição de cada uma das componentes da parcela das deformações plásticas há que definir a correspondente função de cedência, que distingue os estados de tensão que produzem apenas deformações elásticas daqueles que produzem também deformações plásticas, a lei de

endurecimento, que controla a expansão da superfície de cedência durante o escoamento plástico, e, por fim, a função de fluxo plástico que relaciona as deformações plásticas com o estado de tensão atual (Almeida e Sousa, 1998).

$$\left\{ \dot{\varepsilon}^p \right\} = \lambda \left\{ \frac{dg}{d\sigma} \right\} \quad (12)$$

Na qual λ é um multiplicador plástico e g a função de potencial plástico.

No modelo, as duas leis de endurecimento são do tipo isotrópico, o qual admite uma expansão da superfície de cedência uniforme e sem distorção. Já no que respeita à lei de escoamento plástico, o modelo admite distinção para os dois casos. No cálculo das deformações plásticas associadas às tensões de desvio a lei do escoamento plástico é do tipo associada, o que significa que a função potencial plástico coincide com a função de cedência, enquanto as deformações associadas a carregamentos do tipo isotrópico são calculadas com base numa lei de escoamento, não associada.

2.6.2 Endurecimento por corte

A função de cedência utilizada para calcular as deformações plásticas devidas às tensões de desvio, cuja representação no plano $p' - q$, sendo p' a tensão média efetiva, se ilustra na Figura 2.12, é expressa pela equação:

$$f^s = \bar{f}^s - \gamma^p = 0 \quad (13)$$

onde \bar{f}^s é uma função das tensões:

$$\bar{f}^s = \frac{1}{E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad (14)$$

e γ^p é o parâmetro de endurecimento, função das deformações plásticas de desvio

$$\gamma^p = (2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \approx 2\varepsilon_1^p \quad (15)$$

Dois aspetos em relação a esta função de cedência devem ser salientados. O primeiro diz respeito ao facto de ela aproximar, na condição admitida da deformação volumétrica plástica (ε_v^p) ser nula, hipótese realista no caso de solos compactos ou duros, a relação hiperbólica atrás definida. O segundo aspeto relaciona-se com a forma da superfície de cedência no plano $p' - q$ e à sua evolução. Devido ao facto da função de cedência depender de E_{50} e E_{ur} , essa forma depende do expoente m . Para m igual a 1, linhas retas são obtidas, ao contrário que acontece

para valores de m menores. Quando $q = q_f$ o critério de rotura é satisfeito, a superfície de cedência não expande mais e as deformações passam a ser puramente plásticas.

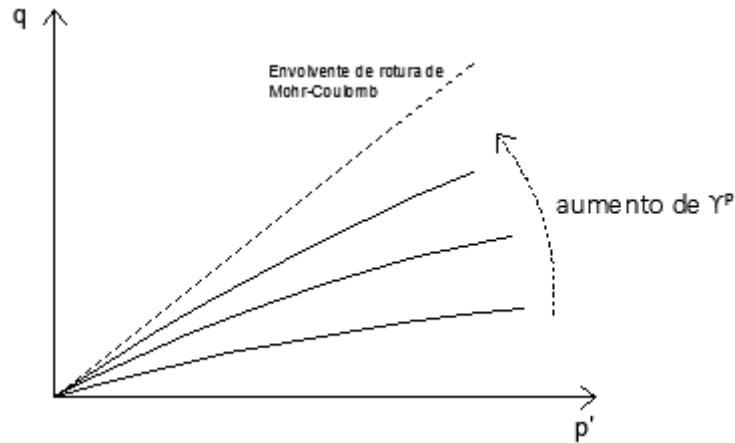


Figura 2.12 – Evolução da superfície de cedência que procura traduzir o efeito das tensões de desvio, representada no plano $p' - q$, com o parâmetro de endurecimento, até à superfície de rotura de Mohr-Coulomb

Uma vez que a lei de fluxo, adotada no modelo na determinação dos incrementos das deformações plásticas associadas às tensões de desvio, é do tipo não associada, esta é considerada uma função de potencial plástico, distinta da função de cedência dada por (Pranthawee et al., 2011):

$$\bar{g}^s = q - M^* \cdot p' \quad (16)$$

sendo a quantificação de M^* feita através da seguinte expressão:

$$M^* = \frac{6 \cdot \sin \psi_m}{3 - \sin \psi_m} \quad (17)$$

em que o ângulo de dilatância mobilizado, ψ_m , está relacionado com o ângulo de resistência ao corte mobilizado, ϕ_m , e com o ângulo de resistência a volume constante, ϕ_{cv} , por:

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi_m \cdot \sin \phi_{cv}} \quad (18)$$

com

$$\sin \phi_m = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'} \quad (19)$$

De acordo com esta função de potencial plástico, o solo contrai para pequenos níveis de tensão ($\phi_m < \phi_{cv}$) e dilatação ocorre para elevados níveis de tensão ($\phi_m > \phi_{cv}$), sendo essa dilatação máxima na rotura, quando o ângulo de resistência mobilizado iguala o ângulo de resistência do solo, ϕ , a que corresponde um ângulo de dilatância expresso por:

$$\sin \psi = \frac{\sin \phi - \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi \sin \phi_{cv}} \quad (20)$$

2.6.3 Endurecimento por compressão

Para a definição das deformações plásticas que acontecem em compressão isotrópica, uma segunda superfície de cedência (*cap yield surface*), para limitar a região elástica na direção do eixo dos p' , é incluída no modelo. Uma vez que a lei de fluxo é associada, esta superfície de cedência é coincidente com a do potencial plástico. A expressão matemática que, para o caso de uma areia, as traduz é:

$$f^c = \frac{\tilde{q}}{\alpha^2} + p'^2 - p_p^2 = 0 \quad (21)$$

onde α é um parâmetro do modelo, diretamente correlacionado com o coeficiente de impulso em repouso K_0^{nc} , p' a tensão média, p_p o parâmetro de endurecimento, que traduz a tensão isotrópica de pré-consolidação, e \tilde{q} uma variável que expressa a tensão desviatória, valendo:

$$\tilde{q} = \sigma_1 + (\delta - 1)\sigma_2 - \delta\sigma_3 \quad (22)$$

com

$$\delta = \frac{3 + \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (23)$$

A magnitude da superfície de cedência é determinada pelo valor de p_p , valor este que, pela lei de endurecimento está relacionado com a deformação volumétrica plástica associada ao carregamento isotrópico, ε_v^{pc} :

$$\varepsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{1 - m} \left(\frac{p_p}{\sigma_{ref}} \right)^{1-m} \quad (24)$$

em que β é um outro parâmetro do modelo, este relacionado com o módulo edométrico correspondente a uma tensão vertical igual à tensão de referência, E_{oed}^{ref} , cuja definição se ilustra na Figura 2.13.

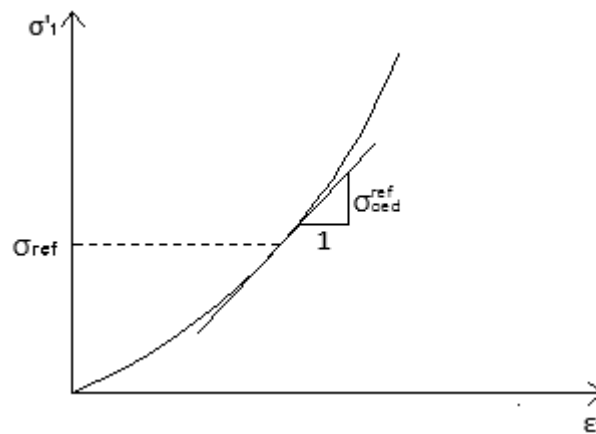


Figura 2.13 – Definição de E_{oed}^{ref} a partir dos resultados de um ensaio edométrico.

Como se mostra na Figura 2.14, no plano $p' - \tilde{q}$ a superfície de cedência que procura traduzir o efeito de carregamentos isotrópicos é representada por uma elipse com um comprimento p_p na direção de p' e αp_p na direção \tilde{q} , que vai expandindo com o aumento das deformações plásticas volumétricas.

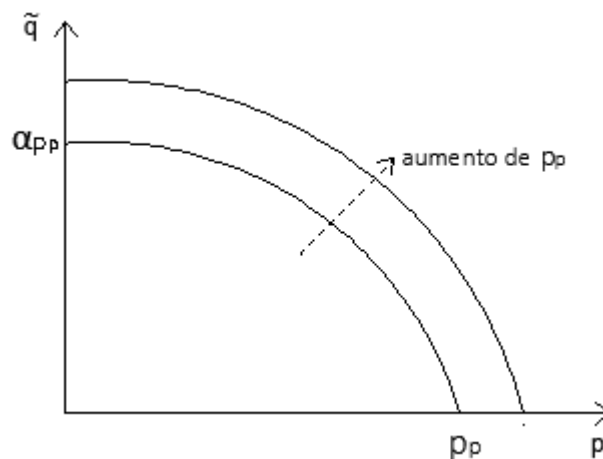


Figura 2.14 – Evolução da superfície de cedência que procura traduzir o efeito de carregamentos isotrópicos, representada no plano $p' - \tilde{q}$, com a tensão isotrópica de pré-consolidação.

Na Figura 2.15 representa-se, no plano das tensões principais, as duas superfícies de cedência do *Hardening Soil Model*, tendo ambas a forma hexagonal da correspondente ao critério de rotura de Mohr-Coulomb.

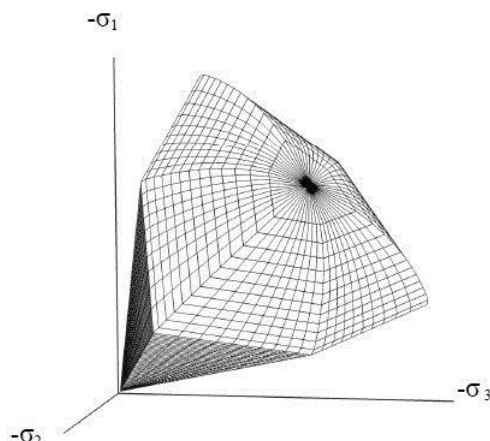


Figura 2.15 – Representação das duas superfícies de cedência do *Hardening Soil Model* no plano das tensões principais (Plaxis, 1995)

2.6.4 Ativação das superfícies de cedência

Na Figura 2.16 representam-se, no plano p' - q , a posição inicial das duas superfícies de cedência do modelo, para um solo normalmente consolidado, e sua evolução em função de possíveis trajetórias de tensão induzidas por um carregamento.

Para solos normalmente consolidados, a posição inicial das duas superfícies de cedência, f_0^s e f_0^c , é estabelecida atendendo ao valor do estado de tensão atual. Para solos sobreconsolidados, admite-se que ambas as superfícies já foram previamente ativadas, pelo que sua posição inicial é calculada atendendo aos valores das tensões principais correspondentes à pré-consolidação.

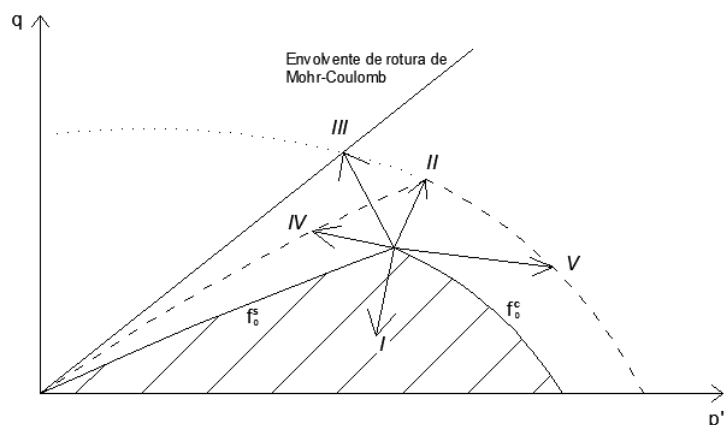


Figura 2.16 – Ativação das superfícies de cedência em função da trajetória de tensões.

Para uma trajetória do tipo I, o ponto representativo do estado de tensão desloca-se para o interior do espaço delimitado pelas duas superfícies, sendo, conseqüentemente a resposta puramente elástica e mantendo ambas as superfícies a sua posição.

O contrário acontece para uma trajetória tipo II. Agora, tanto a tensão de desvio como a tensão média aumentam, pelo que o ponto representativo do estado de tensão tende a trespassar as duas superfícies. O material endurece por corte e compressão e as duas superfícies expandem à medida que as deformações plásticas se processam.

Situação idêntica acontece para trajetórias do tipo III. A diferença é que agora no processo de expansão a primeira das superfícies de cedência atinge a superfície de rotura de Mohr-Coulomb, deixando de expandir.

Nas trajetórias do tipo IV e V apenas uma das superfícies de cedência se expande à medida que o carregamento se processa. Nas do tipo IV, a tensão média tende a diminuir pelo que as deformações plásticas estão apenas associadas às tensões de desvio. Nas trajetórias do tipo V, pelo contrário, apenas a *cap yield surface* é ativada.

2.6.5 Parâmetros definidores do modelo

No Quadro 2.2 incluem-se os onze parâmetros necessários à definição do modelo, salientando-se de entre eles os associados à resistência do material e à caracterização da sua rigidez.

Quadro 2.2 – Parâmetros necessários à definição do *Hardening Soil Model*.

c'	Coesão do solo.
ϕ'	Ângulo de resistência ao corte
ψ	Coeficiente de dilatância
E_{50}^{ref}	Módulo de deformabilidade secante do ensaio triaxial drenado para 50% da tensão desviatória na rotura q_f e para a tensão de referência $p_{ref} = 100$ kPa.
E_{oed}^{ref}	Módulo de deformabilidade tangente de referência no ensaio edométrico.
E_{ur}^{ref}	Módulo de deformabilidade de referência de descarga-recarga.
m	Potência que relaciona o nível de tensão e a deformabilidade do solo
ν_{ur}	Coeficiente de Poisson de carga-descarga e cujo valor mais usual e aplicado por defeito é igual a 0,2.
p^{ref}	Tensão de referência (valor padrão igual a 100 kPa).
k_0^{nc}	Coeficiente de impulso em repouso, com o valor padrão obtido pela equação de Jaky.
R_f	Coeficiente que caracteriza a relação hiperbólica entre a tensão desviatória e a extensão, cujo valor por defeito é considerado igual a 0,9.

3 ESTUDO BASE

3.1 Introdução

No presente capítulo apresenta-se um caso de estudo correspondente a uma escavação de face vertical, num maciço arenoso homogéneo e seco, contida por uma cortina suportada por escoras não pré-esforçadas.

Começa-se por descrever o caso escolhido e as principais características do modelo numérico plano empregue na sua simulação, dando-se especial ênfase ao dimensionamento do sistema de escoramento com base nos diagramas de projeto propostos por Terzaghi et al. (1967). São, de seguida, apresentados e discutidos os resultados decorrentes do cálculo numérico efetuado, procurando-se evidenciar alguns dos aspetos típicos do comportamento deste tipo de estrutura geotécnica.

Reconhecendo a importância que o valor da rigidez real das escoras tem sobre aquele comportamento, realizou-se uma análise paramétrica, cujos principais resultados são apresentados no final do capítulo, procurando de certo modo quantificar essa influência, quer em termos de deslocamentos no maciço, quer em termos de pressões atuantes e de esforços mobilizados nos elementos estruturais.

Na medida em que a rigidez real das escoras depende vários fatores, e o diagrama teórico proposto por Terzaghi et al. (1967) foi obtido por observações de obras *in situ*, optou-se por basear os estudos, apresentados nos capítulos 4 e 5, no cálculo numérico cujo diagrama de pressões aparentes se aproxima mais ao diagrama teórico.

3.2 Características do Caso de Estudo

3.2.1 Geometria

O Caso de Estudo (CE) diz respeito a uma escavação profunda com 12 m de altura, 12 m de largura e uma grande extensão longitudinal num estrato arenoso seco, homogéneo e isotrópico com 18 m de espessura e sobrejacente a um outro considerado como firme.

A escavação é contida por uma cortina de betão armado de 0,4 m de espessura e 15 m de altura, pelo que se prolonga 3 m abaixo da base da escavação. Esta é suportada por escoras metálicas

(perfil do tipo H), não pré-esforçadas, dispostas numa malha quadrada e espaçadas, entre si, de 3,5 m.

Como se pode ver na Figura 3.1, onde se representa esquematicamente a secção transversal da escavação, o primeiro nível de escoras é colocado 1,5 m abaixo da superfície do terreno, pelo que, admitindo-se uma sobreescavação de meio metro, o primeiro nível de escavação atinge uma profundidade de 2,0 m. Os três níveis de escavação seguintes atingem as profundidades de 5,5 m, 9,0 m e 12,0 m, respetivamente.

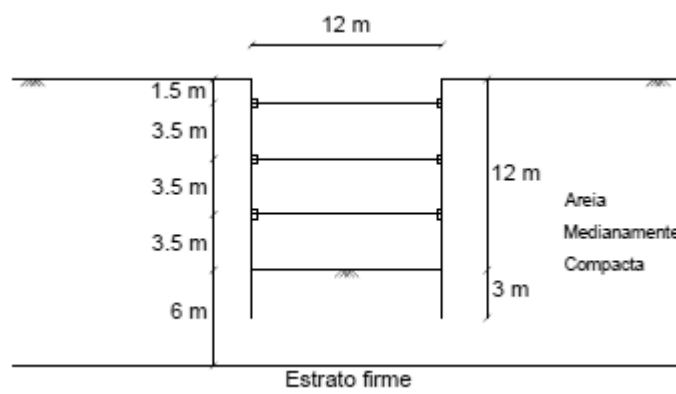


Figura 3.1 – Geometria do Caso de Estudo

3.2.2 Discretização do domínio e simulação do faseamento construtivo

Tendo em atenção que o desenvolvimento longitudinal da escavação é muito superior às dimensões da sua secção transversal, a análise numérica da obra foi efetuada admitindo condições associadas a um estado plano de deformação.

A malha de elementos finitos empregue nessa análise encontra-se esquematizada na Figura 3.2, tendo ela sido gerada automaticamente, com um refinamento fino, pelo algoritmo do software empregue (Plaxis, 1995). Um refinamento adicional em torno da cortina foi, também, efetuado. Na discretização do maciço foram utilizados 842 elementos triangulares compostos por 15 pontos nodais (Figura 3.3), os quais perfazem um total de 7149 nós e 10 284 pontos de Gauss. Por a forma a simular a colocação das escoras foram empregues elementos do tipo “barra” (*fixed-end-anchor*), os quais apenas permitem a mobilização de esforço axial. A simulação da cortina de contenção foi efetuada por meio de um elemento tipo “placa” (*plate*), permitindo este a mobilização de todos os esforços (axial, transversos e momento fletor).

No que respeita às condições fronteira, a fronteira lateral esquerda, onde são impedidos os deslocamentos horizontais, corresponde ao plano de simetria. A fronteira lateral direita foi colocada a uma distância de 50 m da anterior, distância a partir da qual se admitem desprezáveis

os deslocamentos horizontais no interior do maciço. A fronteira inferior, onde foram impedidos todos os movimentos, foi colocada a uma profundidade de 18 m, e coincide com o topo do estrato firme, que se assume como indeformável.

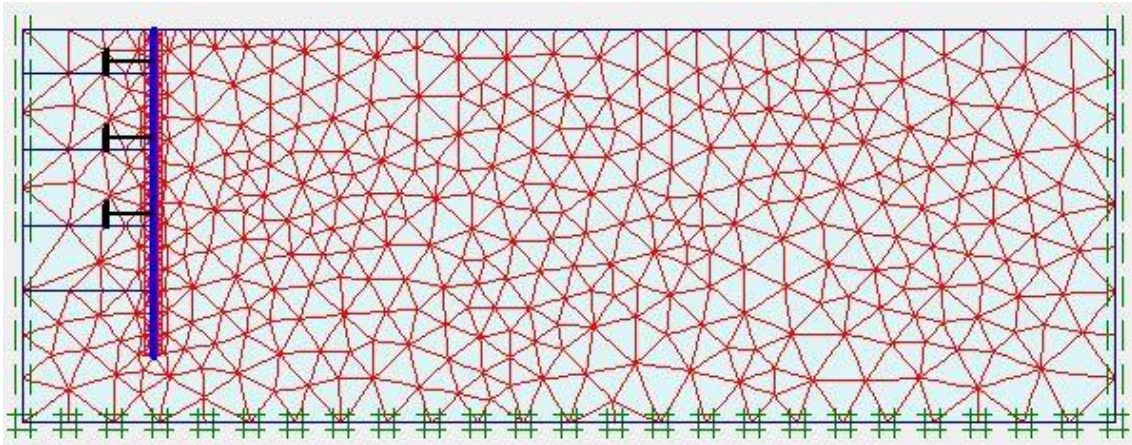


Figura 3.2 – Malha de elementos finitos utilizada na análise numérica do Caso de Estudo.

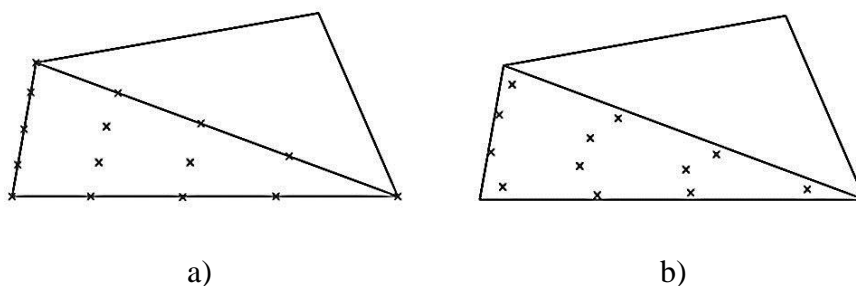


Figura 3.3 – Tipo de elementos finitos utilizados na discretização do maciço: a) pontos nodais necessários ao cálculo de deslocamentos; b) pontos de Gauss necessários ao cálculo de tensões.

Com o objetivo de reproduzir fielmente o processo construtivo adotado, numa obra deste tipo, o cálculo numérico contemplou diversas fases, que a seguir se indicam:

- 0- Definição do estado de tensão inicial, considerado geostático;
- 1- Execução da cortina;
- 2- Execução do primeiro nível de escavação até uma profundidade de 2 m;
- 3- Colocação do primeiro nível de escoramento;
- 4- Execução do segundo nível de escavação até uma profundidade de 5,5 m;
- 5- Colocação do segundo nível de escoramento;
- 6- Execução do terceiro nível de escavação até uma profundidade de 9,0 m;
- 7- Colocação do terceiro nível de escoramento;
- 8- Execução da escavação até à profundidade final.

3.2.3 Propriedades do maciço e das interfaces com a estrutura

O maciço arenoso interessado pela escavação foi admitido como seco e medianamente compacto, tendo o seu comportamento mecânico sido reproduzido pelo modelo elasto-plástico apresentado no capítulo anterior, *Hardening Soil Model* (Schanz et al., 1999).

A calibração do modelo, como então se referiu, exige a definição de onze parâmetros, três dos quais caracterizam a resistência (coesão, ângulo de resistência ao corte e ângulo de dilatância) e quatro a rigidez do solo (potência da relação entre os vários módulos de deformabilidade e o nível de tensão, módulo de deformabilidade secante de referência, correspondente a 50% da tensão de rotura em ensaio triaxial drenado, módulo de deformabilidade de referência para ciclos de descarga/recarga e módulo de deformabilidade edométrico de referência). Na definição dos valores destes sete parâmetros tomou-se por base os resultados dos ensaios triaxiais drenados para a Areia de Coimbra medianamente compacta apresentados em Santos (2009) e teve-se em atenção os valores apresentados como padrão em Matos Fernandes (2006).

Na definição dos quatro outros parâmetros (tensão de referência, coeficiente de Poisson para descarga/recarga, coeficiente de rotura e coeficiente de impulso em repouso para o solo normalmente consolidado), consideraram-se os valores que, por defeito, o software empregue admite.

No Quadro 3.1 indica-se, para além do peso volúmico da areia, os valores dos parâmetros necessários à calibração do *Hardening Soil Model* (Schanz et al., 1999) adotados no cálculo.

Quadro 3.1 – Parâmetros do *Hardening Soil Model* para a Areia de Coimbra medianamente compacta.

Características	Areia Medianamente compacta
γ [KN/m^3]	17
c' [KPa]	0
ϕ' [$^\circ$]	34
ψ [$^\circ$]	5
m [-]	0,5
E_{50}^{ref} [MPa]	30
E_{ur}^{ref} [MPa]	60
E_{oed}^{ref} [MPa]	30
p^{ref} [kPa]	100
ν [-]	0,2
R_f [-]	0,9
K_{onc} [-]	0,441

Deve referir-se que o coeficiente de Poisson empregue baseou-se no valor assumido por defeito no programa de cálculo numérico. O mesmo se aplica ao valor de K_{onc} (coeficiente de impulso em repouso para um solo normalmente consolidado), o qual é calculado conforme a lei de Jacky (1944), onde $K_{onc} = 1 - \text{sen}\phi'$.

No software empregue, a resistência e a deformabilidade das interfaces entre o solo e a estrutura são definidas, relacionando-as com os parâmetros equivalentes do solo adjacente, através de um parâmetro, R_{int} .

Este parâmetro reflete a interação solo-estrutura e depende do ângulo de atrito solo-paramento (δ) e do ângulo de resistência ao corte do solo (ϕ'), através da relação apresentada na equação (25).

$$R_{inter} = \frac{\tan \delta}{\tan \phi'} \quad (25)$$

O valor de δ é dependente de fatores como a rugosidade da parede, da resistência do próprio solo ou do seu grau de saturação. Este é, muitas vezes, tido como uma fração do valor ϕ' e limitado da seguinte forma: $0 \leq \delta \leq \phi'$. Por segurança, em NP EN1997-1 (2010) é recomendado um intervalo mais restritivo: $\frac{\phi'}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3}\phi'$.

A norma NP EN1997-1 (2010) apresenta que, para uma estrutura de betão ou uma cortina de estacas-pranchas de aço em contacto com uma areia, o parâmetro δ pode ser adotado com um valor igual a $(2/3)\cdot\phi'$. Neste sentido e, dada a expressão (25), apresentada acima, o valor de R_{inter} resultará num valor um pouco inferior, mas muito próximo, de $2/3$, pelo que é comum a utilização direta desta aproximação para o parâmetro R_{inter} . A relação R_{inter} varia entre os valores i) 0 (zero), para o qual não existe aderência solo-estrutura e ii) 1, valor para o qual a aderência é máxima, simulando uma interação solo-solo ou em que há um encastramento num estrato rígido.

Face ao exposto, optou-se para este parâmetro o valor de $2/3$, valor típico para a interface de um solo com uma parede de betão.

3.2.4 Propriedades dos elementos estruturais

Admitiu-se um comportamento elástico-linear para a cortina de betão armado, pelo que os parâmetros necessários à definição da rigidez à flexão (EI) e da rigidez axial (EA) são, somente, o módulo de Young e o coeficiente de Poisson (Quadro 3.2). Para o peso volúmico da cortina adotou-se 25 kN/m^3 , o que, de acordo com o manual do programa e face ao peso volúmico do solo, corresponde a um valor w a considerar de $3,2 \text{ kN/m/m}$.

Quadro 3.2 – Características da cortina e parâmetros modeladores do seu comportamento mecânico.

Cortina de Betão		
e	0,4	[m]
A	0,4	[m ² /m]
I	0,005	[m ⁴ /m]
E	30	[GPa]
v	0,2	[-]
EI	160	[MN.m ² /m]
EA	12	[GN/m]
w	3,2	[kN/m/m]

No que respeita às escoras, elas foram pré-dimensionadas de acordo com o método descrito no capítulo anterior, baseado no diagrama de projeto proposto por Terzaghi et al. (1967), para cortinas escoradas em maciços de natureza arenosa, e tendo em conta a área de influências das escoras.

No caso presente, considerou-se todas as escoras iguais, pelo que o seu pré-dimensionamento foi condicionado pelas escoras cuja área de influência corresponde a um valor mais elevado. Uma vez calculada a pressão de Terzaghi et al. (1967) ($37,5 \text{ kN/m}^2$) (expressão (26)), determinou-se a força na escora mais solicitada (aplicando na mesma um fator de segurança de 1,2) através da expressão (27), resultando num valor de 551 kN . Por último, utilizou-se a expressão de cálculo da carga de encurvadura axial de um elemento linear (expressão (28)) para determinar qual a inércia mínima que a escora deveria possuir, tendo-se obtido o valor de $3828,7 \text{ cm}^4$. Deve salientar-se que, na definição da carga crítica, se assumiu o elemento linear como bi-rotulado e não foi considerado nenhum ponto intermédio de apoio, o que, na prática, seria aconselhável tendo em conta a largura da escavação em análise.

$$P_{\text{Terzaghi-Peck}} = 0,65 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H \quad (26)$$

$$F_d = 1,2 \cdot P_{\text{Terzaghi-Peck}} \cdot A_{\text{inf}} \quad (27)$$

$$I_{\text{min}} = \frac{F_d \cdot L_e^2}{\pi^2 E} \quad (28)$$

Sendo:

$P_{\text{Terzaghi-Peck}}$ – pressão de terras sobre a cortina obtida pelo método de cálculo de Terzaghi et al. (1967);

H – altura de escavação ($H=12\text{m}$);

F_d – força suportada teoricamente por cada escora;

A_{inf} – área de influência da escora mais esforçada ($A_{\text{inf}} = 3,5^2 \text{m}^2$);

L_e – comprimento de encurvadura do elemento (neste caso considera-se elemento do tipo bi-rotulado em que $L_e = L$);

I_{min} – momento de inércia mínimo, para garantir que não ocorre encurvadura axial;

E – módulo de deformabilidade do aço ($E = 210\text{GPa}$).

Com auxílio de umas tabelas técnicas, assumiu-se para as escoras um perfil do tipo HEB 180 cujas características geométricas e rigidez axial se encontram resumidas no Quadro 3.3. No quadro apresenta-se igualmente o valor da rigidez axial por metro de desenvolvimento, obtido considerando que as escoras estão afastadas longitudinalmente $3,5 \text{ m}$, necessário ao *input* do programa de cálculo utilizado.

Quadro 3.3 – Características geométricas e rigidez axial do perfil considerado para as escoras.

HEB 180	
$A \text{ [cm}^2\text{]}$	65,25
$I \text{ [cm}^4\text{]}$	3 831,10
$EA_{\text{escora}} \text{ [kN]}$	1 370 250,00
$EA \text{ [kN/m]}$	391 500,00

3.3 Discussão dos resultados

Na Figura 3.4 representam-se os principais resultados decorrentes do cálculo numérico efetuado, nomeadamente os deslocamentos horizontais da cortina, os assentamentos à superfície do terreno, os diagramas aparentes, as pressões de terra atuantes sobre a cortina e os momentos fletores mobilizados. A sua análise permite tecer algumas considerações.

No que concerne aos deslocamentos horizontais, representados na Figura 3.4 (a), é bem visível o efeito das boas condições de apoio do pé da cortina, que faz com que os deslocamentos na base sejam reduzidos e apenas um pouco superiores aos verificados no topo. Estes últimos, como se pode ver na figura, são apenas devidos à primeira fase de escavação (fase 2 do cálculo) em que a cortina se comporta como autoportante. Uma vez instalado o primeiro nível de escoras, e dada a sua elevada rigidez, os deslocamentos junto ao topo praticamente estabilizam, enquanto que, a maiores profundidades, eles continuam a desenvolver-se em direção à abertura, criada à medida que a escavação progride, e a zona ainda não é suportada. No fim da escavação (fase 8), a amplitude máxima do deslocamento horizontal da cortina é um pouco maior que 10

mm e ocorre um pouco abaixo do terceiro nível de escoras, ou seja, a cerca de 10 *m* de profundidade, decrescendo depois até ao pé da cortina.

Afastando-se a cortina do solo suportado, este tende a descer e a superfície do terreno a assentar, como bem ilustra a Figura 3.4 (b) para a última fase da escavação do caso de estudo (CE). Naturalmente que os valores dos assentamentos à superfície serão tanto maiores quanto maiores forem os deslocamentos horizontais da cortina, e a forma da respetiva curva dependerá da deformada daquela. No CE, a fase exposta da cortina exhibe uma certa convexidade e, dado o seu pé estar devidamente apoiado (enterrado de 3,0 *m* abaixo do nível de escavação) os seus assentamentos são praticamente nulos. Assim, no contacto da cortina com o maciço suportado, esta exercerá sobre o solo forças tangenciais de sentido ascendente, que originam a redução dos assentamentos à superfície do terreno e na zona mais próxima da escavação, assumindo a curva uma certa concavidade. Na periferia da escavação, o assentamento é da ordem de 3 *mm* e vai aumentando até atingir um valor máximo da ordem de 8 *mm* (cerca de 75% do deslocamento horizontal máximo) a uma distância da cortina pouco superior a 4 *m*. O valor do assentamento superficial vai diminuindo com o aumento da distância à cortina, praticamente se anulando a 24 *m* desta, ou seja a uma distância de cerca de duas vezes a profundidade da escavação.

A Figura 3.4 (c) ilustra o diagrama das pressões aparentes para a última fase de cálculo (CE), definidos dividindo as forças mobilizadas nas escoras pelas suas respetivas áreas de influência. A análise da figura permite sublinhar alguns aspetos: i) Nas zonas de influência do segundo e terceiro nível de escoras, as pressões obtidas não diferem muito entre si, sendo os valores de ambas superiores ao valor proposto no diagrama de projeto de Terzaghi et al. (1967), com base no qual as escoras foram pré-dimensionadas; ii) É significativamente menor a pressão correspondente ao primeiro nível de escoras, traduzindo o facto de os deslocamentos horizontais da cortina nas suas proximidades serem bem inferiores aos que ocorrem a maiores profundidades. No que diz respeito à evolução das forças mobilizadas nas escoras ao longo do cálculo, a Figura 3.5 permite observar que, como seria expectável, o seu acréscimo é máximo na fase correspondente à escavação imediatamente abaixo e menor nas fases de escavação posteriores.

O diagrama das pressões de terra atuantes, no fim da escavação, sobre a cortina consta da Figura 3.4 (d). A sua análise permite constatar que a sua forma é muito aproximada ao modelo teórico proposto por Terzaghi et al. (1967). Com efeito, na parte superior há uma concentração de tensões importante, sendo aí os valores obtidos bem superiores aos das tensões ativas de Rankine, ultrapassando até as correspondentes ao estado de repouso. Pelo contrário, na parte inferior as tensões atuantes tendem a diminuir, chegando mesmo o seu valor a ser inferior ao correspondente às tensões ativas de Rankine, abaixo do terceiro nível de escavação. Um outro aspeto interessante que a Figura 3.4 (d), em conjunto com a Figura 3.4 (c), permite constatar é

que este diagrama das pressões atuantes sobre a cortina é semelhante ao das pressões aparentes. Do lado, passivo as pressões de terras ultrapassam ligeiramente o impulso ativo de Rankine.

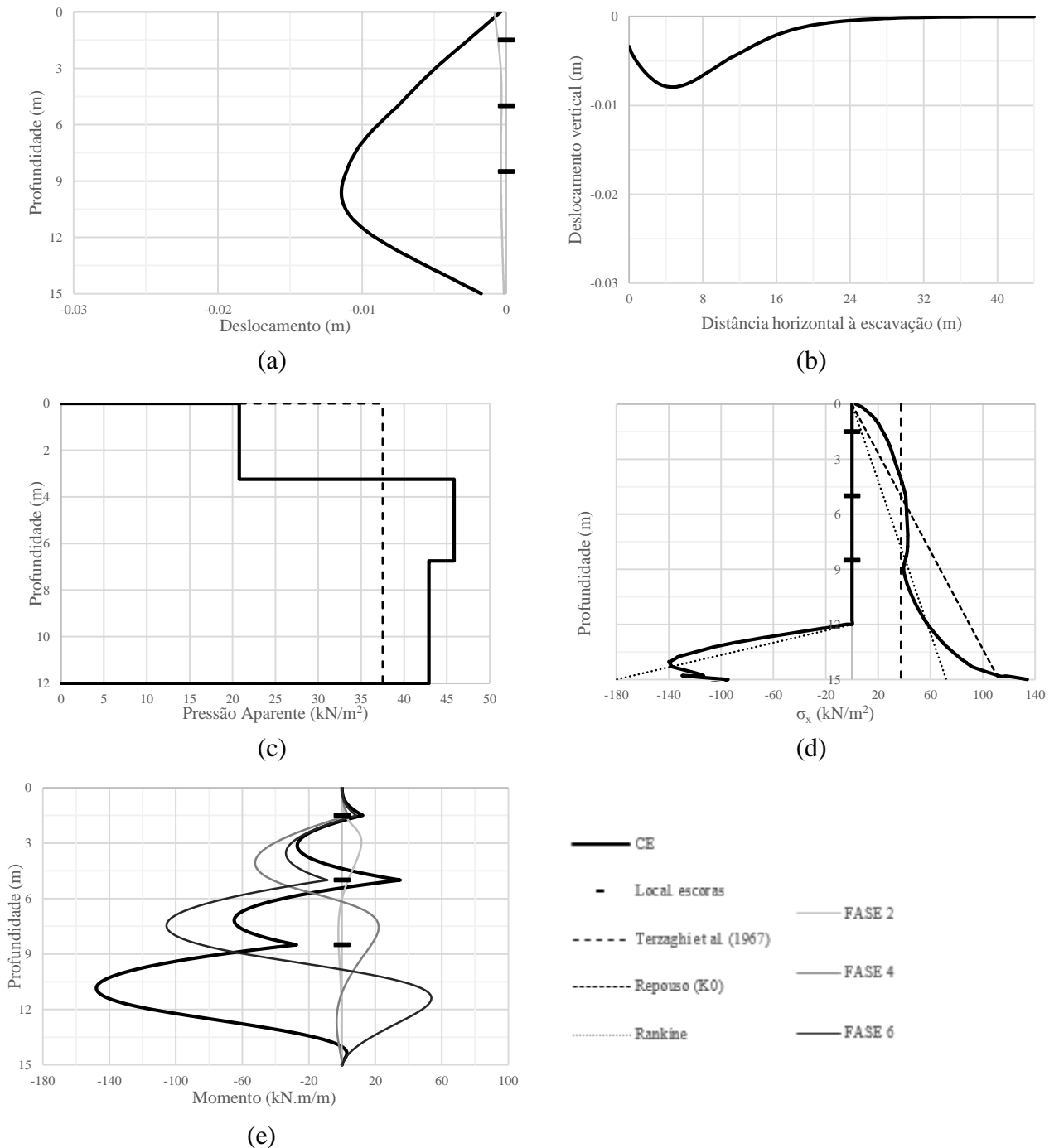


Figura 3.4 – Resultados obtidos no Caso de Estudo: (a) Deslocamento horizontal da cortina; (b) Assentamento do solo à superfície; (c) Diagrama de pressões aparentes; (d) Pressões de terra sobre a cortina; (e) Diagrama de momentos fletores mobilizados na cortina.

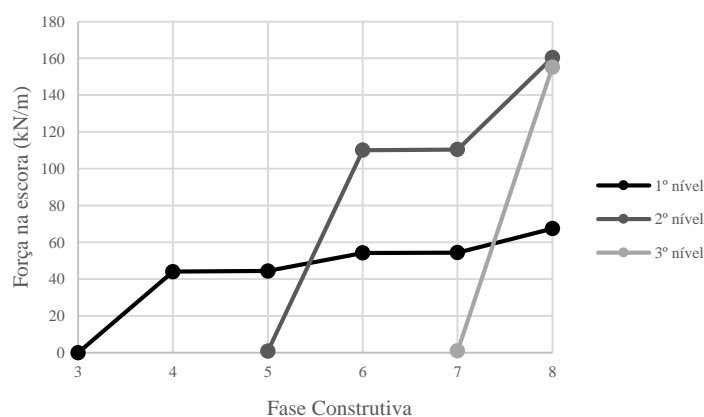


Figura 3.5 – Evolução ao longo do cálculo das forças instaladas nos três níveis de escoras.

Os momentos fletores instalados na cortina ao longo da construção ilustram-se na Figura 3.4e). O primeiro aspeto que a sua análise permite constatar é o de que o momento fletor negativo atinge o valor máximo ($\approx 150 \text{ kN.m/m}$) na última fase construtiva (fase 8), numa secção localizada entre o terceiro nível de escoramento e a base da escavação. Nas fases construtivas anteriores, os valores máximos negativos acontecem sempre em secções localizadas abaixo do último nível de escoramento instalado, sendo esses valores superiores aos momentos instalados nessas secções na última fase construtiva. Em relação aos momentos fletores positivos, eles ocorrem sempre abaixo da base da escavação, como consequência do encastramento da cortina no maciço, acontecendo o valor máximo ($\approx 50 \text{ kNm/m}$), numa secção próxima daquela onde é mobilizado o momento fletor máximo, quando da execução do terceiro nível de escavação (fase 6).

3.4 Estudo da influência da rigidez das escoras

No cálculo de estudo efetuado considerou-se que a rigidez das escoras correspondia ao seu valor teórico. No entanto, um número elevado de resultados experimentais tem evidenciado que a rigidez que aquelas exibem em serviço, isto é, a rigidez efetiva, se afasta frequentemente de modo muito acentuado do seu valor teórico. Para este facto, contribui o grau de folga existente na ligação entre a escora e a cortina e/ou do nível de pré-esforço empregue nesta, dependendo estes, por sua vez, da qualidade da mão-de-obra. Este último é empregue em cortinas escoradas no sentido de, precisamente, diminuir as folgas existentes.

Por forma a avaliar quanto a rigidez das escoras influencia o comportamento da estrutura de suporte, efetuaram-se outros quatro cálculos numéricos tendo por base o Caso de Estudo. Estes cálculos variaram do cálculo base somente no que concerne aos valores considerados daquela rigidez. Os quatro outros valores admitidos corresponderam a 16%, 33%, 49% e 66% do valor

teórico. A comparação dos resultados decorrentes dos vários cálculos efetuados é feita na Figura 3.6.

Os deslocamentos horizontais finais da cortina estão patentes na Figura 3.6 (a), permitindo a sua observação constatar a importância da rigidez admitida para as escoras nos seus valores. A redução da rigidez do escoramento origina que a cortina se desloque mais em direção à abertura criada, aumentando particularmente os deslocamentos no topo da cortina. O valor máximo do deslocamento cresce de cerca de duas vezes, quando a rigidez diminui de seis vezes (correspondente à rigidez de 16% do valor pré-dimensionado). Por sua vez, a secção onde é máximo o deslocamento tende a subir com a diminuição da rigidez das escoras, aproximando-se da meia altura da escavação.

A dependência existente entre os assentamentos que ocorrem à superfície e os deslocamentos horizontais da cortina é bem evidenciada na Figura 3.6 (b). Com a redução da rigidez das escoras, aumentam os deslocamentos horizontais da cortina e, em consequência, os assentamentos superficiais. Uma diminuição de seis vezes da rigidez, origina à superfície do terreno um acréscimo do assentamento máximo de cerca três vezes. Uma vez que a fase exposta da cortina continua a mostrar uma certa convexidade, a curva dos assentamentos à superfície continua a exibir uma certa concavidade, acontecendo o assentamento máximo a uma certa distância da cortina, distância esta que tende a diminuir com o decréscimo da rigidez do escoramento. Por último, refira-se que a largura da bacia de subsidência parece não alterar-se com a variação da rigidez das escoras.

Os diagramas de pressões aparentes e os diagramas das pressões atuantes finais sobre a cortina podem ser visualizados na Figura 3.6 (c) e na Figura 3.6 (d). A análise desta última evidencia que, com a diminuição da rigidez das escoras, há um ligeiro aumento de tensões na parte superior da cortina, junto ao primeiro nível de escoras. Com efeito, aí as tensões tendem a ser maiores para menores valores da rigidez, ao contrário que acontece na parte inferior, onde elas tendem a diminuir, descendo bem abaixo dos valores correspondentes às tensões ativas de Rankine. Neste sentido, parece haver alguma redistribuição de pressões quando a rigidez de escoras diminui, pelo que, ao diminuir a pressão ao longo da largura de influência do segundo e terceiro níveis de escoras, há um ligeiro aumento na pressão junto ao primeiro nível. A resultante das tensões atuantes tende, naturalmente, a diminuir com o decréscimo da rigidez das escoras, já que a cortina se afasta mais do maciço. Já, no lado passivo, percebe-se que o valor máximo aumenta com a diminuição da rigidez das escoras, tal como seria expectável, tendo em conta as condições mais frágeis de apoio.

Correspondentemente ao que se passa no diagrama das pressões atuantes sobre a cortina, no diagrama das pressões aparentes, as pressões no topo, associadas ao primeiro nível de escoramento, tendem a aumentar com a diminuição da rigidez das escoras, ao contrário que acontece nos outros níveis de escoramento, como se pode observar na Figura 3.6 (c), tendendo

o diagrama a ser mais uniforme e aproximando-se da forma do diagrama de projeto de Terzaghi et al. (1967).

A influência da rigidez das escoras no diagrama de momentos fletores mobilizados na cortina pode ser visualizada na Figura 3.6 (e) para a última fase de cálculo. Ela mostra um aumento do valor absoluto dos momentos com a redução da rigidez das escoras na estrutura de suporte, o que se mostra em concordância com a variação dos deslocamentos horizontais, que também se mostram maiores com a redução daquela rigidez. Dada a altura a que o pé da cortina está enterrado, é natural haver um aumento dos valores de momentos até junto do fundo de escavação, anulando-se depois no local do pé da cortina.

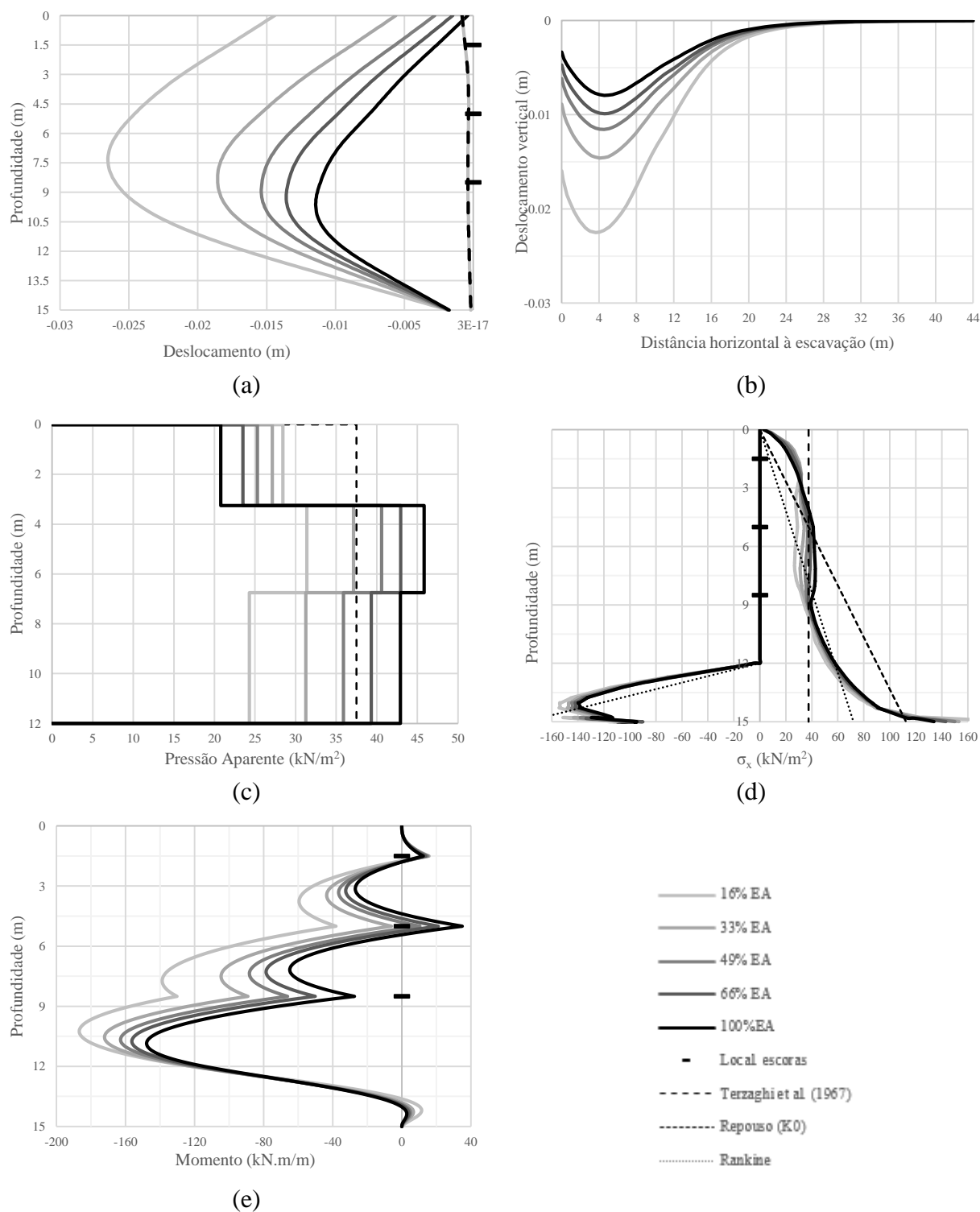


Figura 3.6 – Estudo da influência da rigidez das escoras: (a) Deslocamento horizontal da cortina; (b) Assentamento superficial do solo; (c) Diagrama de pressões aparentes; (d) Pressões de terra sobre a cortina; (e) Diagrama de momentos fletores mobilizados na cortina.

4 ESTUDO PARAMÉTRICO NUM MACIÇO SECO E HOMOGÉNEO

4.1 Introdução

No presente capítulo apresentam-se os resultados de um estudo paramétrico realizado com o objetivo de perceber como diversos fatores influenciam o comportamento de uma cortina multi-escorada, nomeadamente no que diz respeito à sua deformação. Esta está estreitamente relacionada com os esforços mobilizados e as pressões que ela suporta. Em todos os cálculos se admitiu o maciço em condições idênticas às que suportam a solução proposta por Terzaghi et al. (1967), ou seja, maciço homogéneo e sem presença de água.

Como se mostra no Quadro 4.1, os fatores cujo efeito se pretendeu analisar correspondem à rigidez da cortina e à sua altura enterrada, à distância da base da escavação ao firme, à largura da escavação, ao número de níveis de escoramento, às características mecânicas do solo suportado e às propriedades mecânicas da interface solo-estrutura. Para todos os cálculos realizados são, ainda no Quadro 4.1, referidas as alterações em relação ao cálculo de referência, definido como Cálculo A.

Quadro 4.1 – Resumos dos cálculos numéricos efetuados.

Fator	Escala	Cálculo
Rigidez da cortina	Muito flexível	B1
	Muito rígida	B2
Altura enterrada da cortina	1 <i>m</i>	C1
	4,5 <i>m</i>	C2
	6 <i>m</i>	C3
Distância ao firme	9 <i>m</i>	D1
	12 <i>m</i>	D2
Largura da escavação	8 <i>m</i>	E1
	16 <i>m</i>	E2
Níveis de escoras	2	F1
	4	F2
Tipo de Solo	Areia solta	G1
	Areia densa	G2
R_{inter}	1/3	H1
	1	H2

4.2 Influência da rigidez da cortina

A influência da rigidez da cortina no comportamento da estrutura de suporte foi estudada tendo por base os resultados de três cálculos numéricos: o cálculo de referência (A), em que a cortina considerada é de betão armado com uma espessura de 0,4 m; um cálculo (B1) em que a cortina considerada é de estacas-pranchas, com uma flexibilidade consideravelmente mais baixa; um cálculo (B2), em que relativamente ao cálculo de referência, se duplicou a espessura da cortina, daí resultando uma rigidez à flexão oito vezes superior.

As estacas-pranchas utilizadas no cálculo B1, do tipo PU6 e cujas características são mostradas no Quadro 4.2, foram dimensionadas com base no método expedito apresentado no capítulo 2, considerando a cortina como uma sucessão de vigas simplesmente apoiadas com um carregamento correspondente ao diagrama de projeto de Terzaghi e Peck.

Quadro 4.2 – Propriedades do perfil de estaca-prancha PU6

EA	2 037 000,0	[kN/m]
EI	14 238,0	[kN.m ² /m]
v	0,2	[-]
w	0,0	[kN/m/m]

Atendendo ao valor da rigidez à flexão mostrado no quadro anterior, pode-se dizer que a cortina do cálculo B1, corresponde a uma parede de betão com uma espessura de cerca de 18 cm.

No que concerne aos movimentos no maciço, as Figura 4.1 (a) e 4.1 (b) evidenciam desde logo que, como seria expectável, o aumento da rigidez da cortina ocasiona, globalmente, menores deslocamentos horizontais e, conseqüentemente, menores assentamentos superficiais, sendo o inverso observado quando se utiliza uma menor rigidez, sem que, no entanto, se altere a largura da faixa de terreno influenciada pela escavação, em qualquer dos cálculos realizados. A cortina mais flexível corresponde a um aumento, no deslocamento horizontal máximo da cortina, na ordem de 20% em relação ao cálculo de referência (A). Por seu lado, a cortina mais rígida difere em cerca de 37% do cálculo A, sendo o seu deslocamento inferior.

Para além das diferenças quantitativas, a observação das duas figuras referidas mostra que também existem diferenças qualitativas. Cortinas com rigidez muito elevada tendem a “embarrigar” muito menos, sendo menor a sua rotação em torno do primeiro nível de escoras, à medida que a escavação progride, o que origina que os deslocamentos horizontais no seu topo sejam maiores. São estes deslocamentos horizontais no topo mais elevados, que fazem com que o assentamento superficial junto à face da escavação não tenda a diminuir com a rigidez da cortina, como acontece com o assentamento máximo. Assim, a forma do perfil dos assentamentos superficiais se altera, verificando-se no caso da cortina muito rígida, ao contrário

que acontece para as cortinas mais flexíveis, que aquele assentamento junto à face da escavação é praticamente coincidente com o máximo.

Ainda, um outro aspeto que a visualização da Figura 4.1 (a) permite constatar respeita à deformada da cortina mais flexível. Dada a sua grande flexibilidade, a cortina tende a fletir localmente entre os pontos de apoio, o que se não verifica nas outras duas situações analisadas.

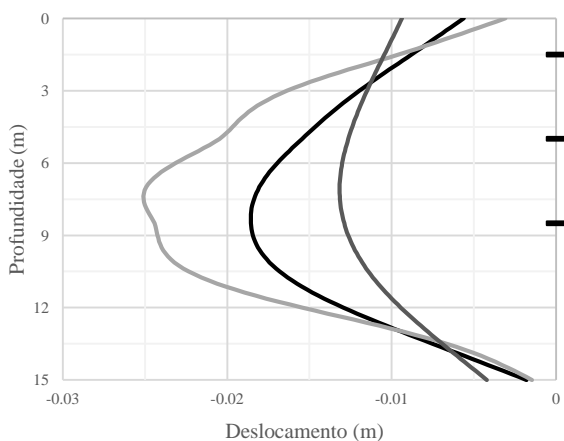
A influência da rigidez da cortina no diagrama das pressões aparentes é bem ilustrada na Figura 4.1 (c). A sua análise, conjuntamente com a da Figura 4.1 (a) permite verificar a relação direta existente entre as pressões aparentes e os deslocamentos horizontais da cortina. É por isso que no primeiro nível de escoramento a pressão tende a ser maior na situação de maior rigidez da cortina, como consequência dos maiores deslocamentos horizontais que aí existem nessa situação. Nos segundos e terceiros níveis, o contrário acontece, diminuindo aquelas pressões com o aumento da rigidez da cortina.

Comparando agora os diagramas de pressões aparentes obtidos nos três cálculos com o diagrama proposto por Terzaghi et al. (1967), constata-se que, para a rigidez efetiva admitida para o escoramento, as pressões obtidas em todos os níveis na cortina mais rígida são inferiores, enquanto na cortina mais flexível verifica-se que a pressão obtida no segundo nível é cerca de 20% superior sendo nos outros níveis também inferior.

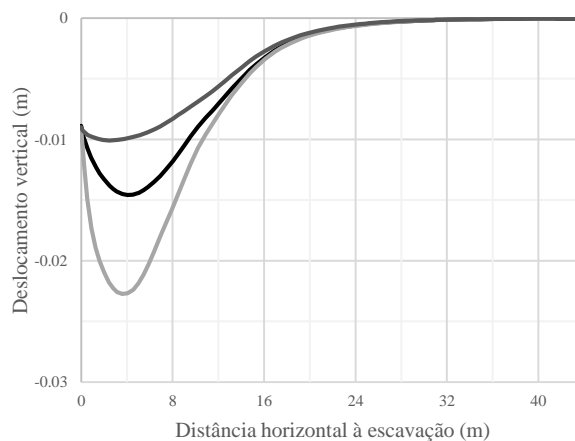
No que concerne às pressões atuantes sobre a cortina (Figura 4.1 (d)) destaca-se desde logo o facto da sua distribuição, para o caso da cortina mais rígida, não se afastar significativamente da forma triangular, contrariamente ao que acontece nos outros casos, o que indicia uma menor redistribuição das tensões no maciço suportado. Existe uma menor concentração de tensões no topo, em consequência dos deslocamentos aí não serem tão restringidos, enquanto na parte inferior as pressões não tendem a diminuir tanto, sendo sempre superiores aos valores correspondentes às tensões ativas de Rankine. Isto significa que o maciço não chega a plastificar, por serem muito pequenos os deslocamentos induzidos pela escavação.

Um outro aspeto interessante, que a observação da Figura 4.1 (d) permite salientar, refere-se à forma do diagrama das pressões atuantes na cortina mais flexível. Ao contrário do que acontece com as cortinas mais rígidas, é bem evidente a concentração de tensões que existe sobre os apoios mais rígidos da estrutura, com a consequente diminuição na zona intermédia. Desta forma são originados igualmente uma diminuição dos momentos fletores nesse local e cujos diagramas estão apresentados na Figura 4.1 (e). De acordo o que seria expectável, os momentos mobilizados na cortina mais rígida são significativamente mais elevados, sendo o valor máximo cerca três vezes superior ao valor correspondente ao cálculo A, e cerca de 12 vezes superior ao obtido na cortina mais flexível. Esta, por ser muito menos rígida, em termos de momentos fletores, mostra um comportamento típico de uma viga contínua, na qual os momentos máximos positivos e negativos têm valores absolutos muito próximos. Estes valores correspondem aos

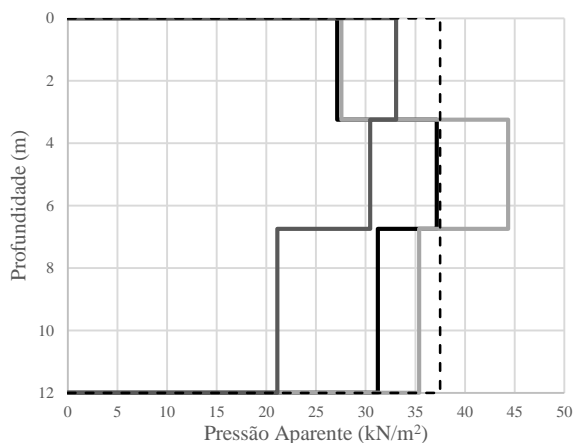
obtidos no método expedito anteriormente referido, considerando uma pressão uniforme atuante correspondente a cerca de 70% da proposta no diagrama de projeto de Terzaghi et al. (1967). Neste sentido, e de encontro ao que é referido na bibliografia, uma redução da pressão sobre a cortina em 20-30% por forma a pré-dimensionar a mesma, não seria despropositado.



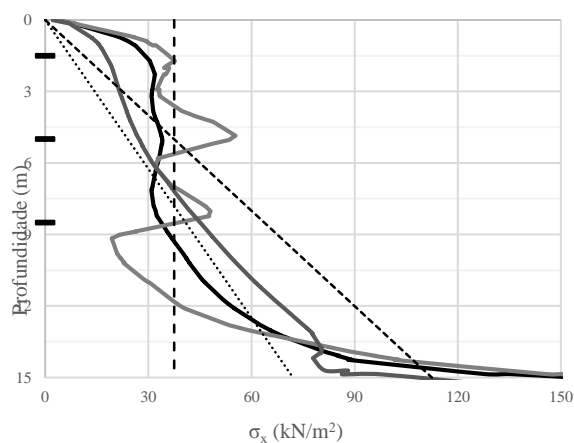
(a)



(b)



(c)



(d)

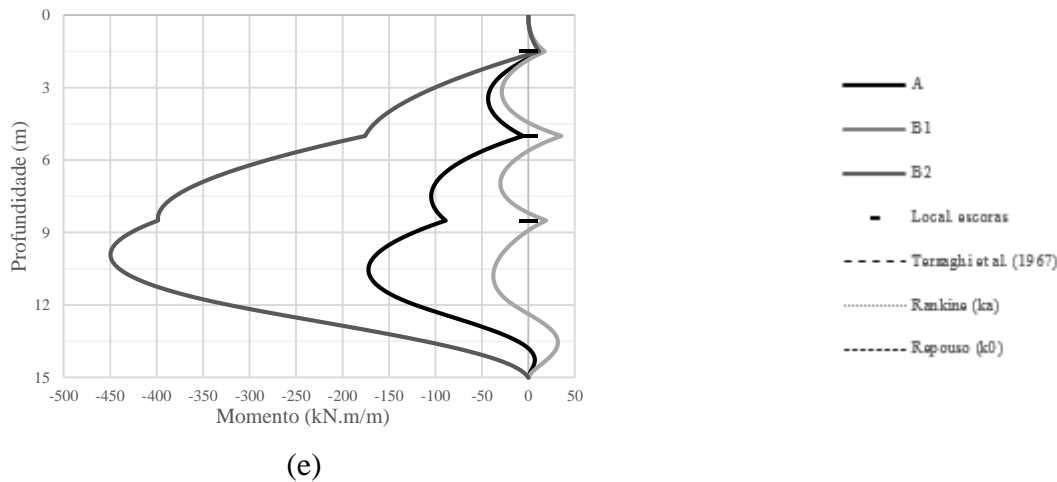


Figura 4.1 – Influência da rigidez da cortina: (a) Deslocamentos horizontais da cortina; (b) Assentamentos à superfície; (c) Pressões aparentes; (d) Pressões de terra atuantes na cortina; (e) Momentos fletores mobilizados na cortina

4.3 Influência da altura enterrada da cortina

Com o objetivo de analisar a influência da altura enterrada da cortina, três cálculos foram realizados, alterando-se em cada um deles, em relação ao cálculo de referência (3m), apenas aquela altura enterrada. No cálculo C1 considerou-se uma altura de apenas 1 m, no cálculo C2 uma altura de 4,5 m e no cálculo C3 uma altura de 6 m, prolongando a cortina até ao firme e encastrando-a perfeitamente.

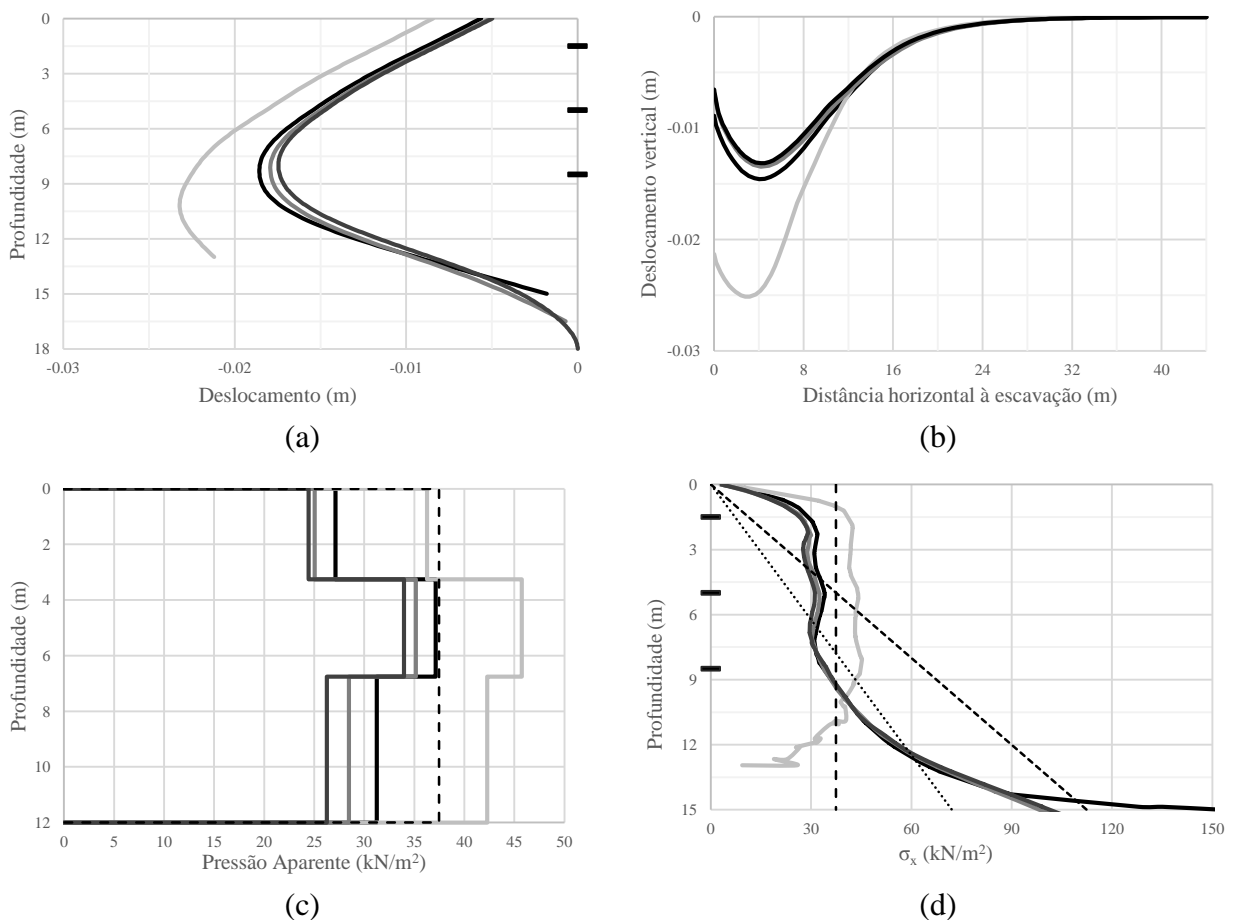
Os deslocamentos horizontais da cortina obtidos nos cálculos numéricos mostram-se na Figura 4.2 (a) e os assentamentos à superfície estão patentes na Figura 4.2 (b). Da análise das figuras, destaca-se que, em termos de deslocamentos, o comportamento da cortina com uma altura enterrada de apenas 1 m, é bem diferente de todas as outras, que, pelo contrário, mostram comportamentos semelhantes entre si. Esta última constatação parece poder levar a concluir que uma altura enterrada de 3 m já garante um bom apoio do pé da cortina, permitindo controlar os deslocamentos induzidos pela escavação no maciço suportado.

Quando a altura enterrada é insuficiente, o deslocamento do pé da cortina é significativamente maior, como os resultados do cálculo C1 bem evidenciam, e o movimento global da cortina aproxima-se de uma rotação em torno do topo, como havia sido idealizado por Terzaghi (1943) para cortinas sem ficha. Estes maiores deslocamentos horizontais originam assentamentos à superfície bem maiores, com riscos acrescidos para a estabilidade de estruturas existentes nas proximidades, já que a zona de influência da escavação permanece praticamente inalterada em todos os cálculos.

Não sendo muito diferentes os movimentos no maciço envolvente para cortinas com altura enterrada igual ou maior que 3 m, também não são os diagramas das pressões aparentes e os das pressões de terra atuantes, que se mostram nas Figura 4.2 (c) e 4.2 (d).

Sendo maiores os deslocamentos horizontais da cortina no cálculo C1, para todos os níveis de escoramento, maiores são, naturalmente, os esforços mobilizados em todas as escoras e as correspondentes pressões do diagrama das pressões aparentes. Os valores destas pressões correspondentes ao segundo e terceiro nível de escoras são inclusivamente superiores aos do diagrama de projeto de Terzaghi et al. (1967). Também, no cálculo C1, se obtiveram pressões atuantes sobre quase toda a altura da cortina maiores que as decorrentes dos outros cálculos. O diagrama obtido é quase uniforme, havendo apenas um decréscimo das tensões no último terço.

Já no que se refere aos momentos fletores mobilizados na cortina, a Figura 4.2 (e) mostra que situação inversa acontece. Agora, os valores obtidos no cálculo em que a cortina tem menor altura (C1) são inferiores aos restantes e o valor máximo negativo verifica-se no cálculo em que a altura enterrada é de 3 m. Para as alturas enterradas maiores, crescem os momentos positivos mobilizados abaixo da base da escavação e diminuem um pouco os positivos mobilizados acima. Salienta-se que o valor elevado de momento fletor no pé da cortina, para o caso C3, tem que ver o facto de ter sido considerado um encastramento perfeito nesse local.



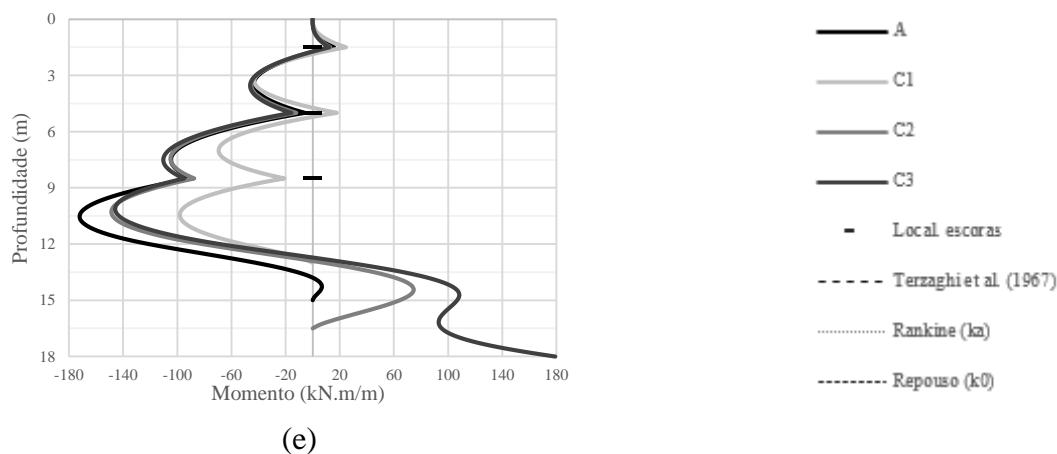
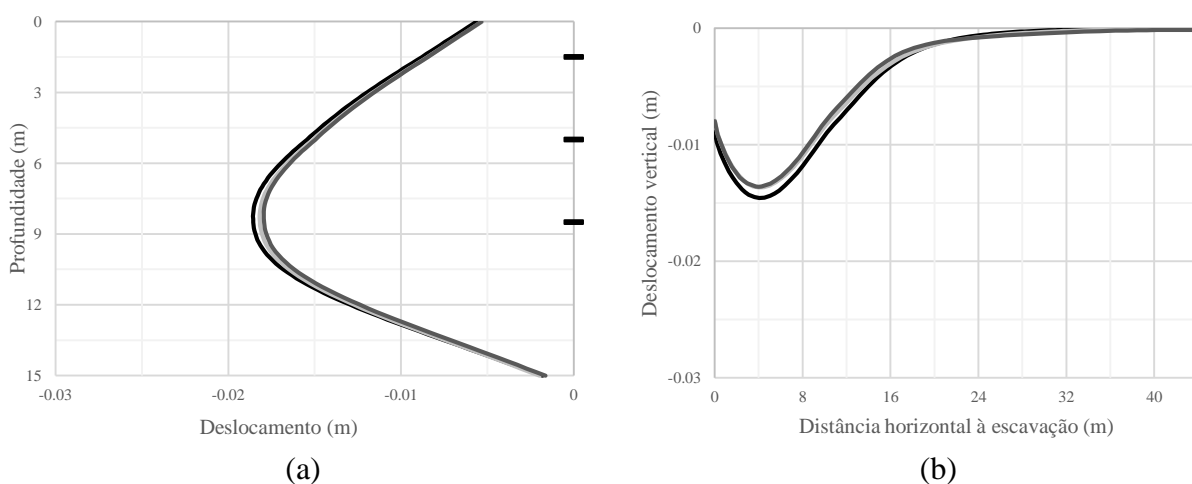


Figura 4.2 – Influência da altura enterrada da cortina: a) Deslocamentos horizontais da cortina; b) Assentamentos à superfície; c) Pressões aparentes; d) Pressões de terra atuantes na cortina; e) Momentos fletores mobilizados na cortina

4.4 Influência da profundidade do estrato firme

Procurando analisar a influência da distância do estrato firme à base da escavação, dois cálculos foram efetuados, aumentando, em relação ao cálculo de referência (6 m), essa distância para 9 m (D1) e 12 m (D2).

A comparação dos resultados obtidos nesses dois cálculos, e no cálculo de referência, é feita na Figura 4.3. A sua análise permite constatar que a influência da profundidade do estrato firme é praticamente nula em todos os resultados analisados.



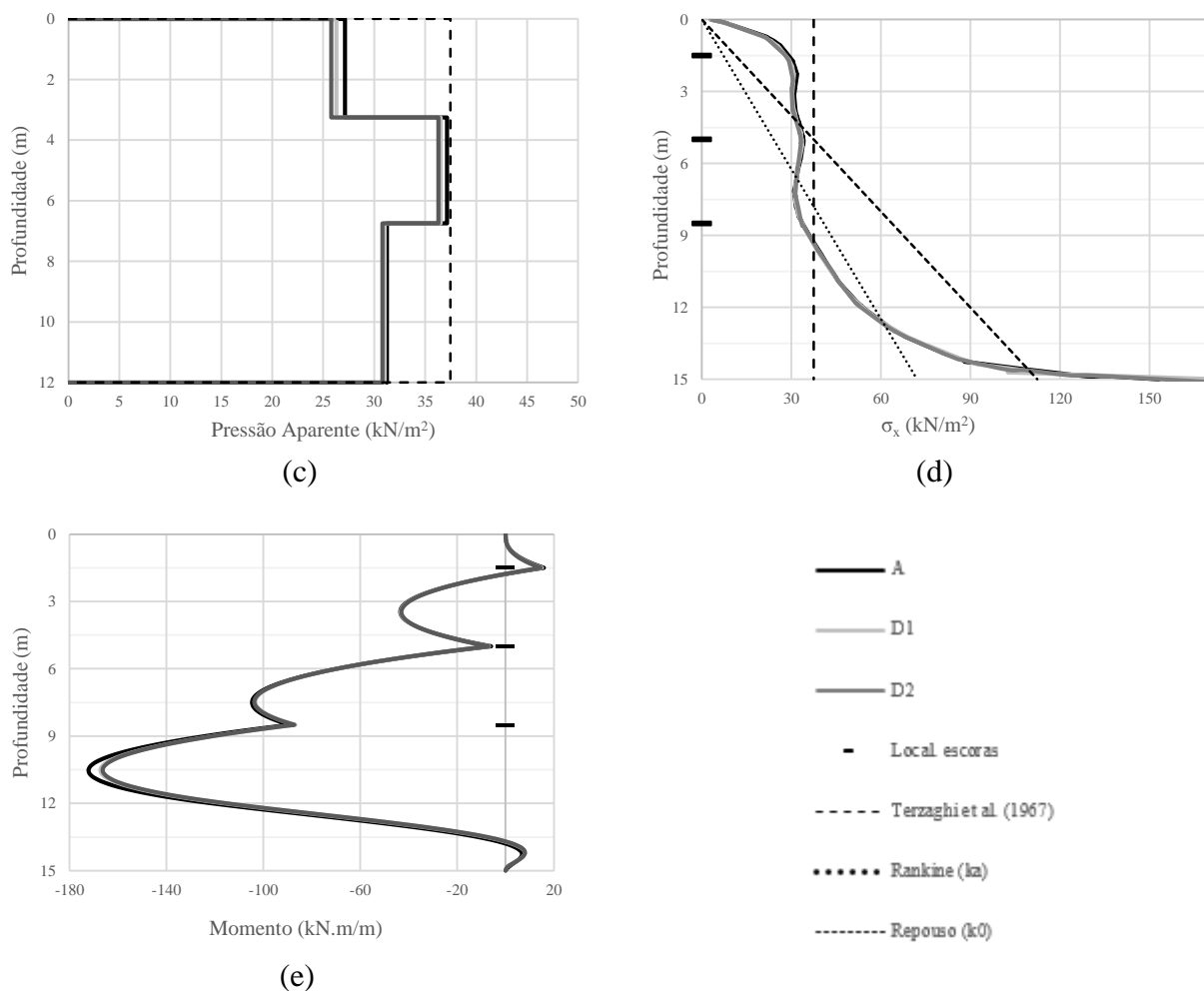


Figura 4.3 – Influência da profundidade ao estrato firme: (a) Deslocamentos horizontais da cortina; (b) Assentamentos à superfície; (c) Pressões aparentes; (d) Pressões de terra atuantes na cortina; (e) Momentos fletores mobilizados na cortina

4.5 Influência da largura da escavação

Por forma a avaliar a influência da largura de escavação efetuaram-se dois cálculos, cujas alterações em relação ao cálculo de referência consistiram apenas naquela largura considerada. Em vez de 12 m, foram admitidos valores de 8 (E1) e 16 m (E2).

Os resultados decorrentes dos três cálculos são mostrados na Figura 4.4, sendo, da sua análise, evidente que a largura da escavação praticamente não afeta o comportamento da estrutura de contenção analisada.

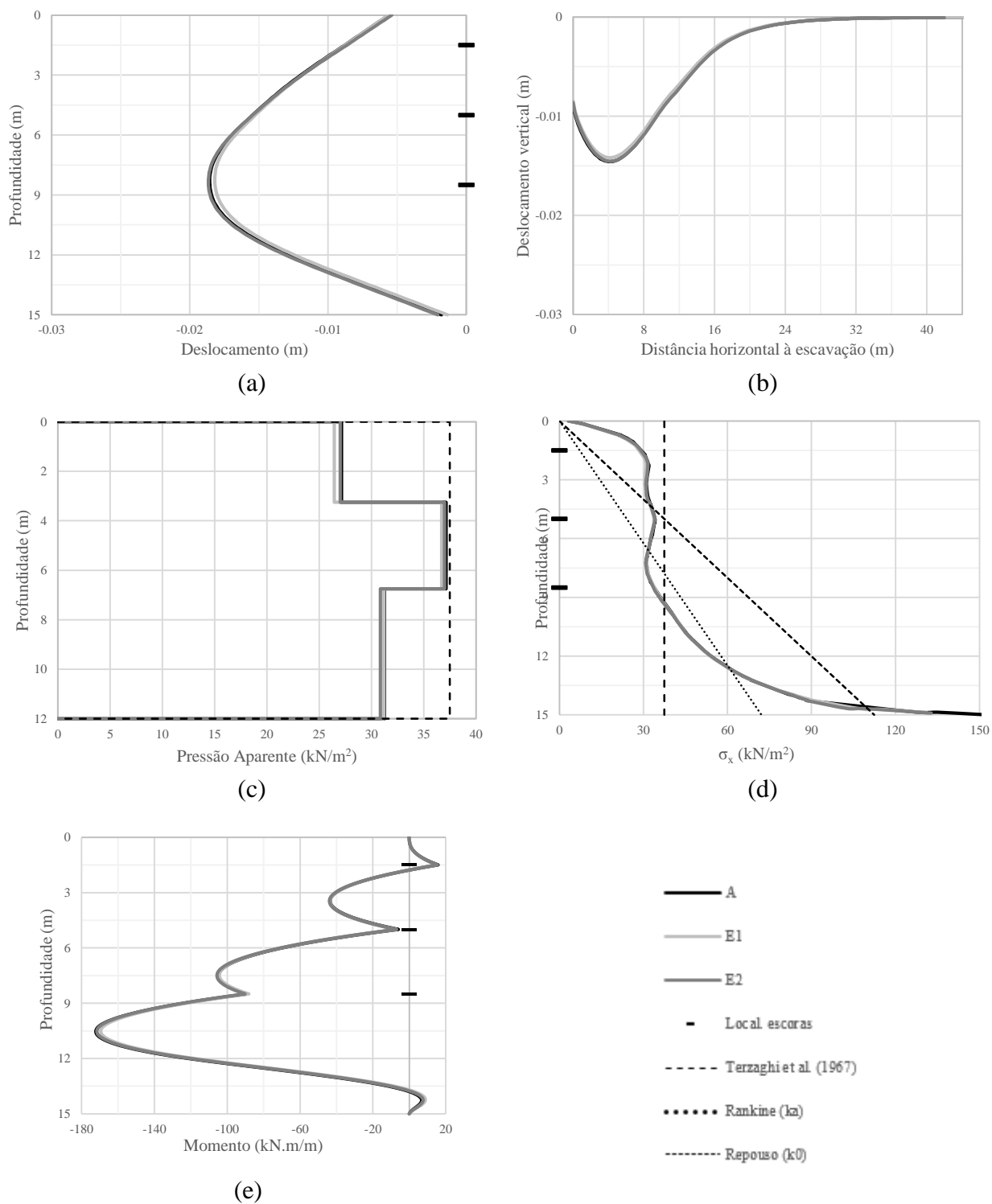


Figura 4.4 – Influência da largura da escavação: a) Deslocamentos horizontais da cortina; b) Assentamentos à superfície; c) Pressões aparentes; d) Pressões de terra atuantes na cortina; e) Momentos fletores mobilizados na cortina

4.6 Influência do número de níveis de escoras

O estudo da influência do número de níveis de escoras foi feito comparando os resultados do cálculo de referência (três escoras) com o de dois outros cálculos em que se considerou dois níveis de escoras (F1) e quatro níveis de escoras (F2). A malha de escoramento manteve-se quadrada e os afastamentos transversais entre escoras são de 4,5 m e 2,8 m, e respetivamente, quando existem dois e quatro níveis de escoras. Também a primeira escavação efetuada foi de um valor de 3 m e 0,8 m, respetivamente, para as situações referidas anteriormente.

As Figura 4.5 (a) e a 4.5 (b) mostram que, quanto menor o número de níveis de escoras, maior será o deslocamento horizontal da cortina, bem como os assentamentos à superfície do terreno. Os deslocamentos horizontais junto do pé da cortina são muito próximos em todos os cálculos, dado que as condições do apoio do pé da cortina são iguais, sendo contudo significativamente diferentes os verificados no topo. Os valores mais elevados destes no cálculo em que são apenas dois os níveis de escoras estão, em princípio, associados à maior profundidade a que o primeiro nível é instalado. Com efeito, a altura da escavação realizada sem a cortina estar suportada é maior, sendo maior a alteração no estado de tensão no maciço, pelo que serão bem maiores os deslocamentos desta, em direção à abertura.

Ao ocorrer maiores deslocamentos horizontais da cortina, maiores serão também os assentamentos superficiais, quando apenas dois níveis de escoras são instalados, sendo também diferente a forma da curva. O assentamento máximo tende a ocorrer mais perto da face da escavação, diminuindo a concavidade daquela. Aqui, percebe-se que, mesmo que a cortina possua uma ficha de três metros, ao haver menos apoios, a eficácia na contenção do assentamento junto à cortina, torna-se muito deficiente.

Apesar da diferença detetada nos deslocamentos, as Figura 4.5 (c) e 4.5 (d) não mostram que haja diferenças significativas em termos de valores médios nos diagramas das pressões aparentes e nas pressões atuantes sobre a cortina. Quanto menor o número de níveis de escoras, e como não poderia deixar de ser, mais uniforme é o diagrama, ou seja, menor é a diferença das forças nelas mobilizadas. Contudo, quando há um maior número de escoras, poderia esperar-se que as pressões aparentes apresentassem valores inferiores comparando com análises com menos níveis de escoras e, na realidade, isto não acontece. De facto, é para o cálculo F2 que se verifica uma pressão aparente maior, e esta ocorre para o terceiro nível, onde, também, a pressão efetiva sobre a cortina é maior.

Sendo semelhantes os diagramas das tensões atuantes na cortina e não variando a rigidez desta, os momentos mobilizados dependerão da distância entre apoios. Sendo essa distância maior para o caso da cortina com apenas dois níveis de escoras, são igualmente maiores os momentos mobilizados neste cálculo, como mostra a Figura 4.5 (e).

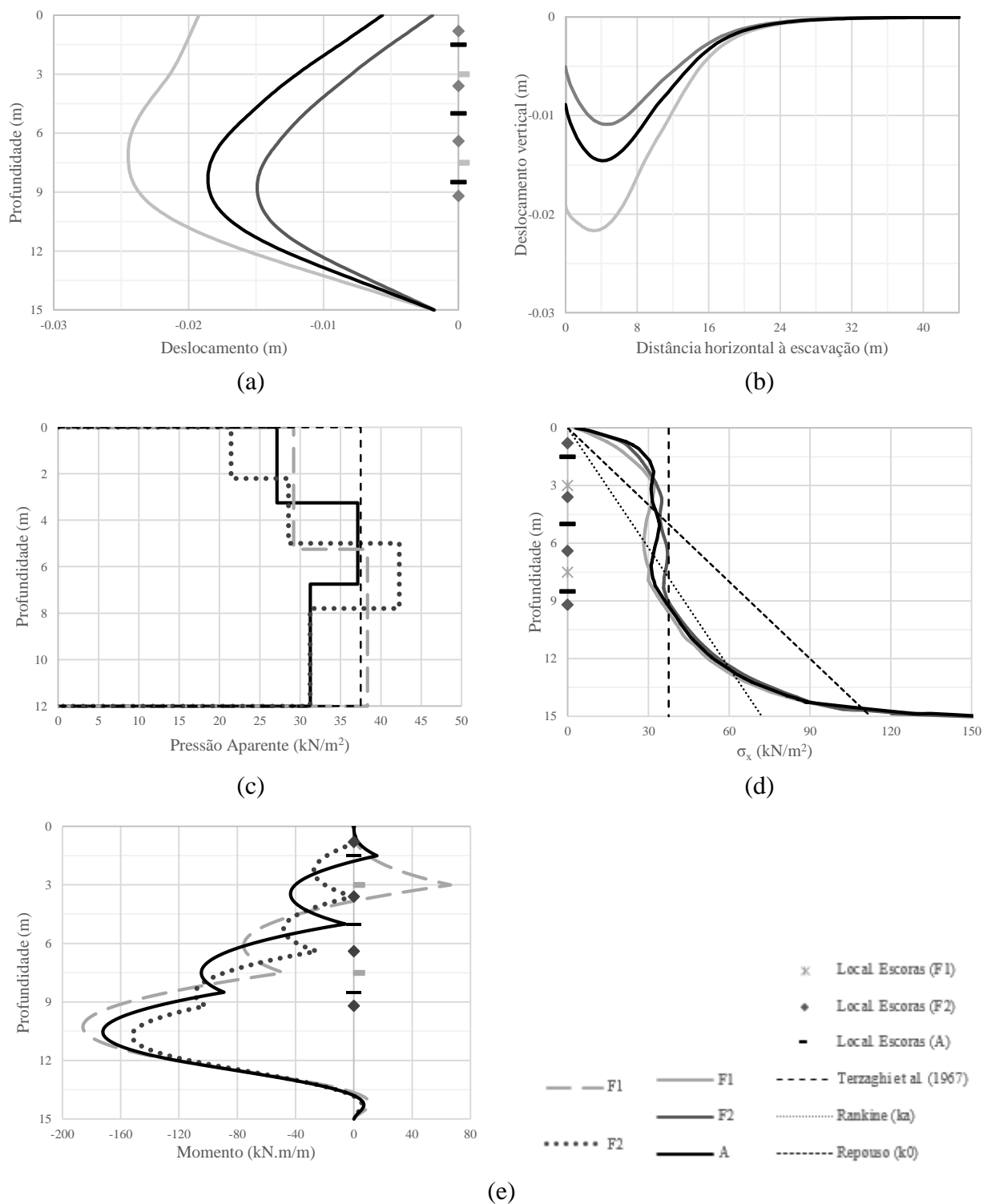


Figura 4.5 – Influência do número de níveis de escoras: (a) Deslocamentos horizontais da cortina; (b) Assentamentos à superfície; (c) Pressões aparentes; (d) Pressões de terra atuantes na cortina; (e) Momentos fletores mobilizados na cortina

4.7 Influência das características mecânicas do solo

Para se analisar a influência que o tipo de solo suportado tem sobre o comportamento da estrutura de contenção objeto desta dissertação, os resultados do cálculo de referência, onde se admitiu para o solo as características de uma areia medianamente compacta, foram comparados com os decorrentes de outros dois cálculos. Nestes cálculos considerou-se para os solos características de uma areia solta (G1) e de uma areia compacta (G2).

Também nestes cálculos, o comportamento mecânico dos solos foi reproduzido através do *Hardening Soil Model* (Schanz et al., 1999). Os valores dos parâmetros que definem o modelo, admitidos para os solos em análise, incluem-se no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 - Parâmetros do *Hardening Soil Model* caracterizadores dos solos em estudo

Características	Areia Mediana. Compacta	Areia Solta	Areia Densa
γ [kN/m^3]	17	15	19
c' [kPa]	0	0	0
ϕ' [$^\circ$]	34	30	40
ψ [$^\circ$]	5	3	10
m [-]	0,5	0,5	0,5
E_{50}^{ref} [MPa]	30	20	60
E_{ur}^{ref} [MPa]	60	60	180
E_{oed}^{ref} [MPa]	30	20	60
p^{ref} [kPa]	100	100	100
ν [-]	0,2	0,2	0,2
R_f [-]	0,9	0,9	0,9
K_{onc} [-]	0,441	0,500	0,357

Os resultados dos três cálculos são comparados na Figura 4.6, estando, mais concretamente, os resultados respeitantes aos deslocamentos representados nas Figura 4.6 (a) e 4.6 (b). A observação destas duas figuras permite constatar que, naturalmente, quanto menos compacta for a areia, ou seja, mais precárias forem as suas características mecânicas, maiores são os movimentos induzidos pela escavação, tanto os deslocamentos horizontais, como os assentamentos à superfície, verificando-se naturalmente o inverso para quando se considera uma areia densa. Estes resultados mostram-se de acordo com o que seria expectável, já que o impulso provocado por uma massa de solo é menor para um solo com melhores características mecânicas.

Em relação aos deslocamentos horizontais (Figura 4.6 (a)) constata-se que no topo da cortina não há diferenças significativas, ao contrário do que acontece em relação ao valor máximo e às deformações junto ao pé da cortina. Dado o menor confinamento conferido ao pé da cortina

pelo solo menos compacto, o seu deslocamento será aí maior. Isto somado ao facto de as pressões de terra atuantes na cortina, serem maiores, como se mostra na Figura 4.6 (d), origina que o valor máximo do deslocamento horizontal na cortina seja bem maior, quando o solo suportado é solto.

No que concerne aos assentamentos superficiais, a análise da Figura 4.6 (b) mostra que, para além de o valor máximo ser maior no caso do solo solto, em consonância com os maiores deslocamentos horizontais na cortina, este acontece mais perto da cortina. Apesar destas diferenças, a zona de influência da escavação no maciço adjacente permanece inalterada.

Na Figura 4.6 (c), para além dos diagramas das pressões aparentes obtidos dos cálculos realizados, mostram-se também os diagramas de projeto correspondentes a cada tipo de solo, já que eles variam em função das características do ângulo de resistência ao corte. A análise da figura evidencia, que, tal como nos diagramas de projeto, as pressões aparentes definidas nos cálculos tendem a aumentar com a diminuição da compacidade do solo, de acordo, aliás, com os deslocamentos horizontais, que ao serem maiores induzem maiores deformações nas escoras, logo, maiores forças mobilizadas.

A comparação de cada um dos diagramas de pressões aparentes, decorrentes dos cálculos com os correspondentes diagramas de projeto, mostra situações diferentes. No solo medianamente compacto esses diagramas se aproximam-se, uma vez que a rigidez efetiva da escora foi definida para que isso se verificasse, o que não acontece nos restantes dois casos. Apenas no segundo nível de escoras e para solo solto, as pressões aparentes derivadas do cálculo, são maiores que as relativas ao diagrama de projeto, acontecendo o inverso no solo compacto. Já foi constatado, no Capítulo 3, que o diagrama das pressões aparentes depende da rigidez efetiva das escoras e, parece poder concluir-se, que o valor dessa rigidez, definida para que os dois diagramas coincidam, deverá ser definida tendo, também, em conta as características do solo que está a ser suportado.

Junto da primeira escora as pressões que atuam sobre a cortina (Figura 4.6 (d)) são muito semelhantes para todos os cálculos em estudo. O mesmo se pode constatar para as pressões aparentes, bem como para os diagramas de momento fletor, pelo que não há influência deste fator em relação ao que acontece no topo da cortina.

Finalmente, os diagramas dos momentos fletores mobilizados na cortina, exibidos na Figura 4.6 (e), mostram diferenças significativas, embora de acordo com o que se poderia prever. Os momentos mobilizados são máximos para o caso G1, uma vez que é nessa situação que são maiores as pressões de terra sobre a cortina. Esses diminuem com a melhoria das propriedades mecânicas do solo. Pode também, perceber-se que um solo com melhores características (G2) cria no pé da cortina, um importante apoio, que se materializa na forma que o diagrama assume

nesse local. Há uma inversão do sinal de momento fletor na ficha da cortina, o que indica que é criada uma situação semelhante a um encastramento.

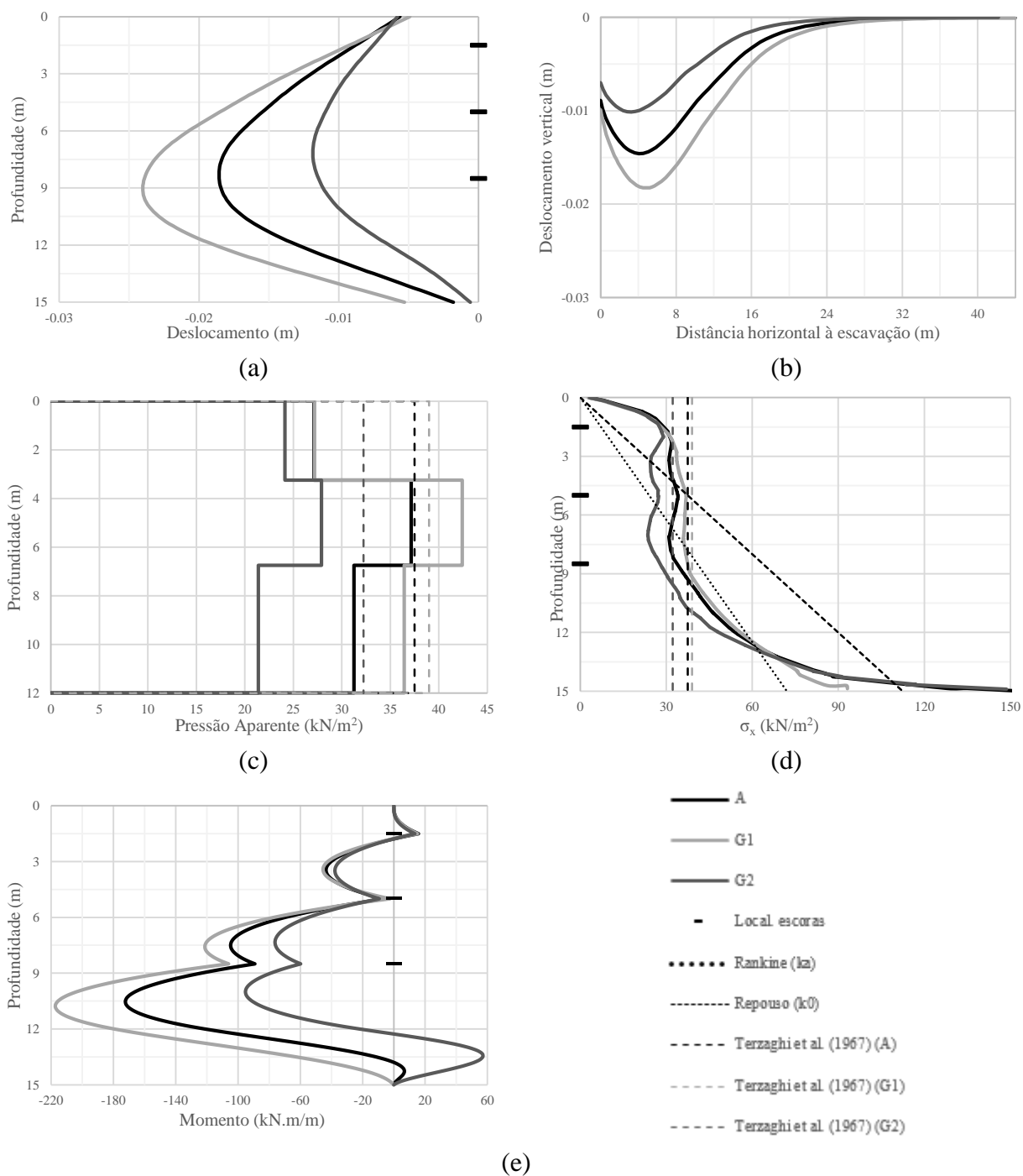


Figura 4.6 – Influência do tipo de solo: (a) Deslocamentos horizontais da cortina; (b) Assentamentos à superfície; (c) Pressões aparentes; (d) Pressões de terra atuantes na cortina; (e) Momentos fletores mobilizados na cortina

4.8 Influência da resistência da interface R_{inter}

Dois cálculos foram realizados com o objetivo de estudar a influência no comportamento da estrutura de contenção da resistência da interface entre a cortina e o solo. Em relação ao cálculo de referência, nestes dois cálculos alterou-se apenas o valor de R_{inter} , que foi admitido com valores de $1/3$ (H1) e ϕ (H2), simulando, respetivamente, uma interface menos resistente e outra mais resistente.

A Figura 4.7 elucida sobre a influência relativa deste parâmetro. As Figura 4.7 (a) e 4.7 (b) mostram que os movimentos no maciço, deslocamentos horizontais e assentamentos superficiais, são, naturalmente, maiores quando menor for a resistência da interface. As pressões aparentes e as pressões atuantes na cortina também aumentam com a diminuição da resistência da interface (Figura 4.7 (c) e 1.7 (d)), o que resulta em momentos fletores ligeiramente maiores como se pode observar na Figura 4.7 (e).

Todo o comportamento se deve ao facto de, como já foi explicitado no capítulo 3, o valor R_{inter} depender do ângulo de atrito solo-paramento (δ). Os deslocamentos horizontais da cortina, bem como as pressões sobre aumentam na medida em que, o fator aqui em estudo diminui com a diminuição do ângulo δ . Ora, ao diminuir o ângulo de atrito em o solo e a cortina, a resultante do impulso sobre esta última, possuirá uma componente horizontal superior. Neste sentido, maiores serão as pressões sobre a cortina e, portanto, maiores os seus deslocamentos e esforços mobilizados.

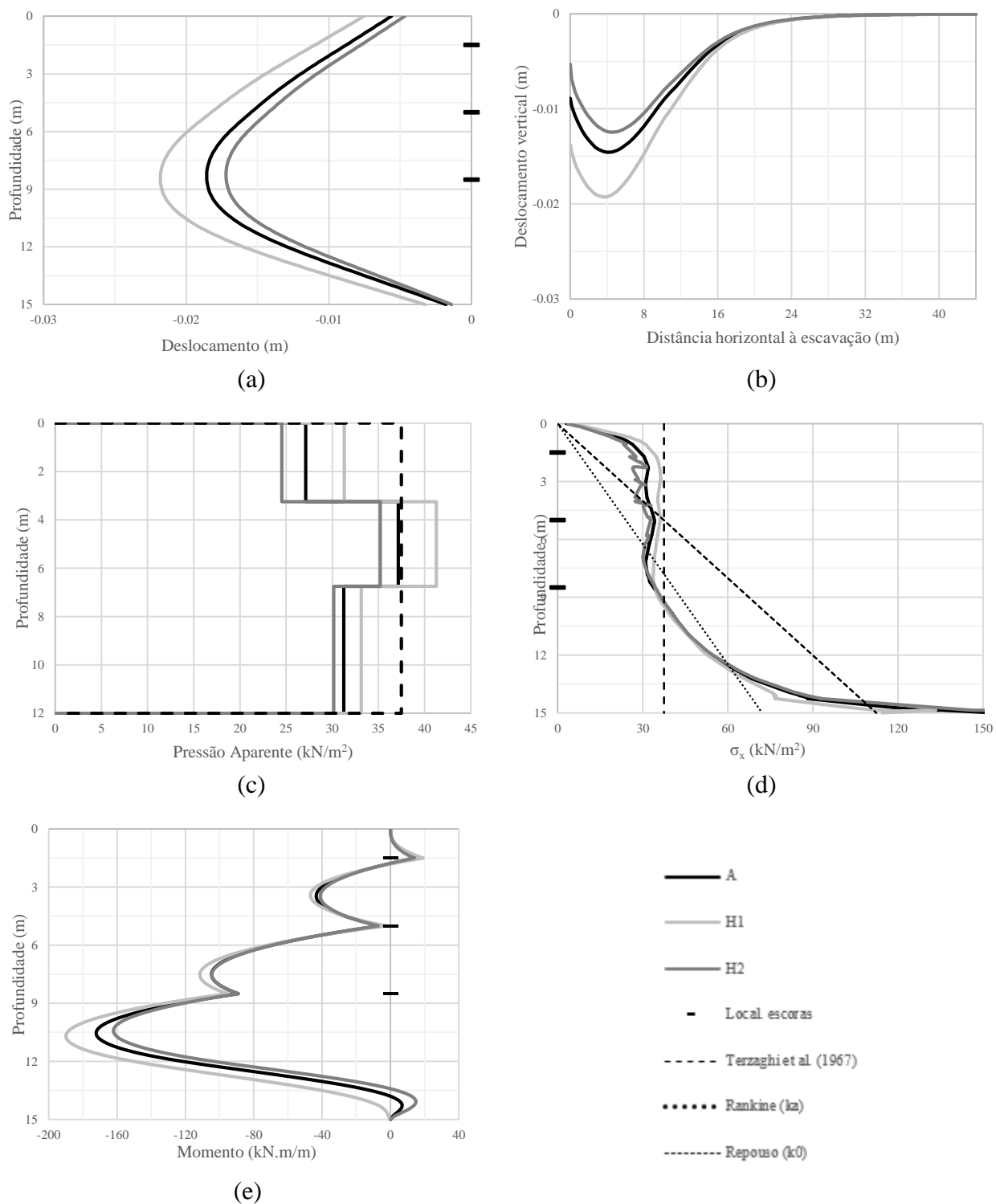


Figura 4.7 – Influência da resistência da interface R_{inter} : (a) Deslocamentos horizontais da cortina; (b) Assentamentos à superfície; (c) Pressões aparentes; (d) Pressões de terra atuantes na cortina; (e) Momentos fletores mobilizados na cortina

5 EFEITO DA ESTRATIFICAÇÃO E PRESENÇA DE ÁGUA NO MACIÇO

5.1 Introdução

No Quadro 5.1 resumem-se os cálculos efetuados com o objetivo de avaliar como é que a metodologia de natureza semi-empírica proposta por Terzaghi et al. (1967), para o dimensionamento de cortinas multi-escoradas em maciços homogéneos e secos, pode ser generalizada nas situações em que o maciço é estratificado ou nele existe água. Três séries de cálculos foram realizadas.

A primeira série de cálculos diz respeito a maciços estratificados, constituídos por duas camadas de areia de diferentes compacidades, sendo, naturalmente, a camada localizada a maior profundidade a de maior compacidade.

Na segunda série de cálculos procurou-se analisar a situação em que a água no maciço se encontra em equilíbrio hidrostático. Para impedir a passagem da água para o interior da escavação, em todos os cálculos a cortina foi prolongada até ao estrato firme, admitido como impermeável.

Na última série de cálculos procurou-se analisar a situação em que a passagem da água inferiormente à cortina é permitida. Em todos estes cálculos admitiu-se que existe uma bombagem contínua no fundo da escavação e, ainda, que o maciço é constantemente alimentado. Esta situação corresponde, portanto, à simulação de um escoamento em regime permanente, não havendo rebaixamento do nível freático, situação que corresponde ao que tipicamente acontece quando uma escavação é efetuada, por exemplo, junto de um curso de água.

Quadro 5.1 – Resumos dos cálculos numéricos efetuados

Fator	Escala	Cálculo
Estratificação	Areia Solta (5 m) / Areia Medianamente Compacta	I1
	Areia Medianamente Compacta (5 m) / Areia Densa	I2
	Areia Solta (5 m) / Areia Densa	I3
	Areia Solta (7,5 m) / Areia Densa	I4
	Areia Solta (10 m) / Areia Densa	I5
	Areia Solta (12 m) / Areia Densa	I6
	Areia Solta (15 m) / Areia Densa	I7
Condição hidrostática	N.F. à superfície	J1
	N.F. a 3 m de profundidade	J2
	N.F. a 6 m de profundidade	J3
	N.F. a 9 m de profundidade	J4
Escoamento em regime estacionário	N.F. à superfície	K1
	N.F. a 3 m de profundidade	K2
	N.F. a 6 m de profundidade	K3
	N.F. a 9 m de profundidade	K4

5.2 Efeito da estratificação

Para analisar o efeito da estratificação do maciço no comportamento da estrutura de contenção, começou-se por realizar três cálculos. Nestes admitiu-se o maciço constituído por duas camadas arenosas, sendo a mais superficial, menos compacta que a aquela localizada inferiormente e com uma espessura de 5 m. Os cálculos diferiram nas densidades das areias consideradas nas duas camadas que constituem o maciço. No cálculo I1 considerou-se o maciço constituído por uma areia solta e uma areia medianamente compacta, enquanto nos restantes cálculos a camada mais profunda foi admitida como densa e a superficial medianamente compacta (I2) ou solta (I3).

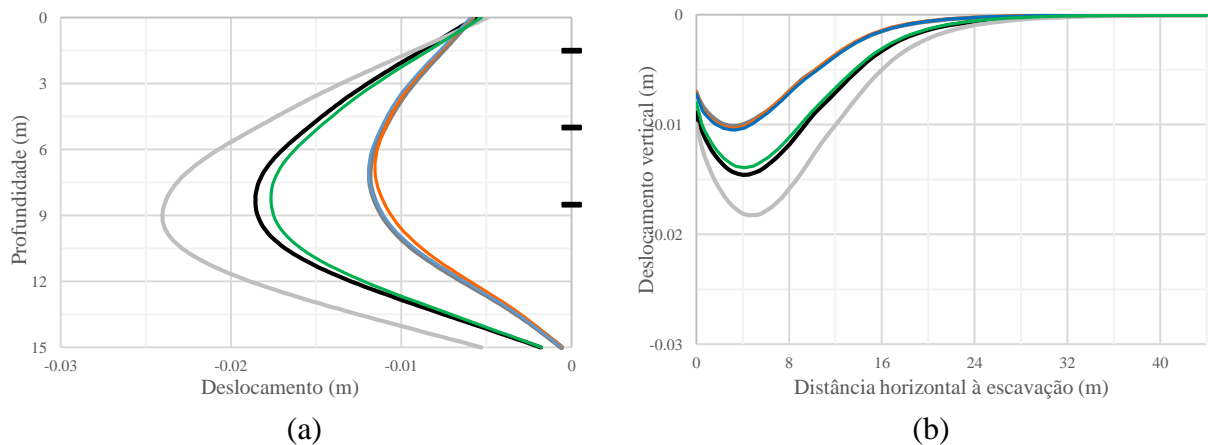
As características consideradas nos cálculos para as diferentes densidades de areias estão apresentadas em conjunto na secção 4.7, ao passo que as características dos elementos estruturais consideradas correspondem aos valores utilizados do cálculo de referência (A).

Na Figura 5.1 apresenta-se os resultados decorrentes dos três cálculos, que são comparados com os obtidos nos cálculos em que se admitiu o maciço homogéneo constituído por uma areia medianamente compacta (A), uma areia solta (G1) e uma areia densa (G2).

No geral, percebe-se que o comportamento da estrutura de suporte é maioritariamente influenciado pelo estrato inferior e que possui maior densidade. De facto, os resultados, apresentados na figura, mostram no geral dois conjuntos de resultados muito semelhantes. Com efeito, tanto os movimentos induzidos no maciço, como as pressões atuantes na cortina e os esforços mobilizados nos elementos estruturais obtidos nos cálculos A e I1 são muito próximos, verificando-se o mesmo relativamente aos cálculos I2, I3 e G2. Isto é, para a estratificação considerada, o comportamento da estrutura de suporte é muito semelhante ao ocorrido num maciço homogéneo, constituído pela areia que se encontra na base da escavação.

Um outro aspeto, à primeira vista surpreendente, e que a observação da Figura 5.1 permite constatar, é que a presença de um estrato superficial menos compacto se revela um pouco favorável, no que respeita ao comportamento da estrutura. Com efeito, é visível na figura que, nestas situações, tanto os movimentos induzidos – deslocamentos horizontais da cortina e assentamentos à superfície – como as pressões de terra atuantes e os esforços nas escoras e na cortina, são ligeiramente menores, que os ocorridos nos casos em que o maciço é constituído apenas pela areia de maior compacidade. Este facto provavelmente encontra-se relacionado com a redução do peso do maciço suportado, já que o solo menos compacto possui um peso volumico menor. Este efeito, para a geometria considerada, apresenta uma influência cujo benefício se sobrepõe ao efeito negativo, associado às suas piores características mecânicas.

A este respeito, é importante salientar, como os resultados incluídos no Quadro 5.2 e a observação da Figura 5.2 mostram, que a proposta de Clough (1976). Para o diagrama de projeto de um maciço estratificado. Prevê este efeito benéfico, detetado na análise numérica. Considerando, por exemplo, a situação correspondente à do cálculo I3, em que a camada mais superficial é constituída por areia solta, sobrejacente a uma areia compacta, as pressões de projeto (30,10 *kPa*) são um pouco inferiores às correspondentes a um maciço homogéneo de areia compacta (32,23 *kPa*), e menores que as correspondentes a um maciço só constituído por areia solta (39,00 *kPa*).



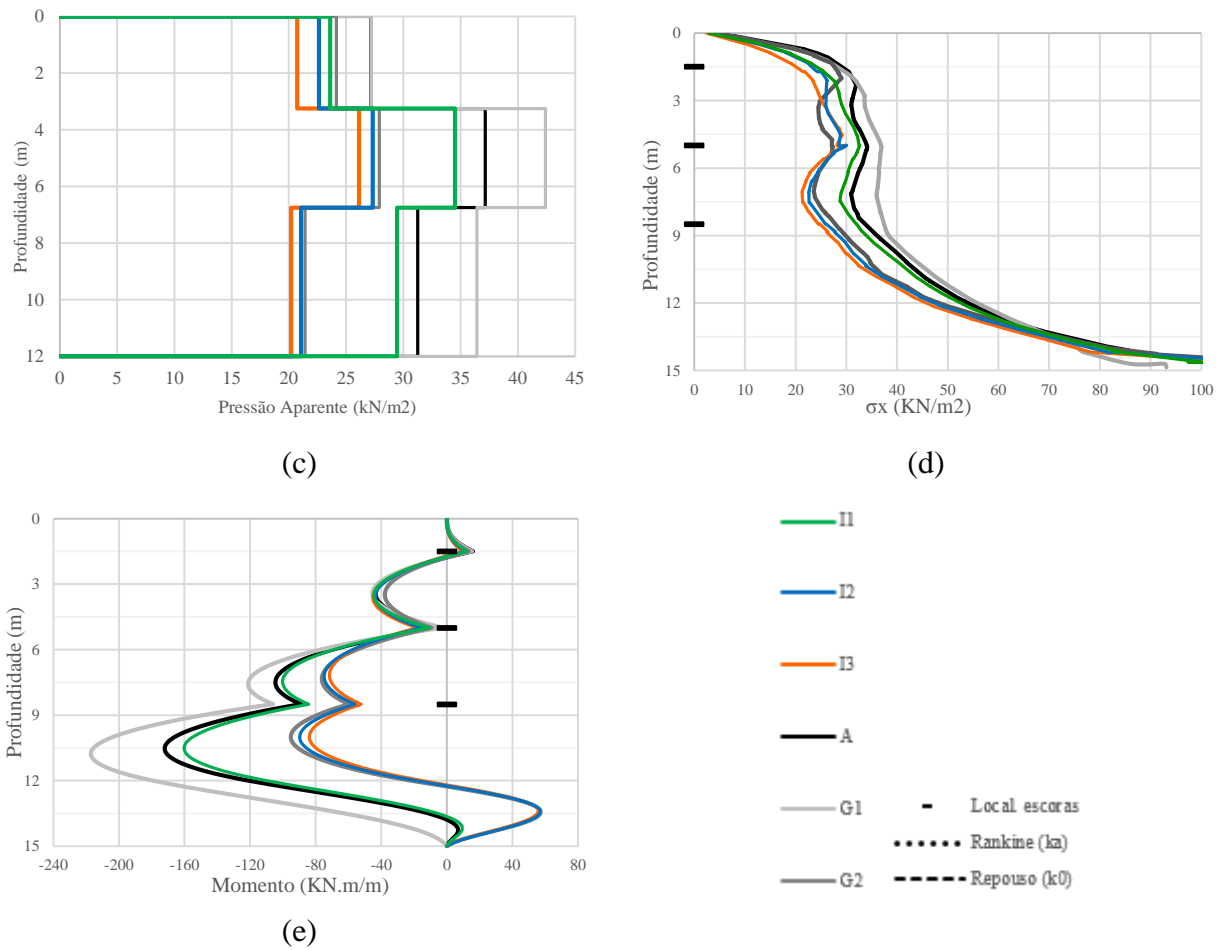


Figura 5.1 – Influência estratificação do maciço: (a) Deslocamentos horizontais da cortina; (b) Assentamentos do solo à superfície; (c) Pressões aparentes; (d) Pressões de terra atuantes na cortina; (e) Momentos fletores mobilizados na cortina

Quadro 5.2 – Comparação dos valores dos diagramas de projeto relativos aos cálculos com maciço estratificado e dos maciços homogêneos

Terzaghi et al. (1967)		Clough (1976)	
A	37,49 kPa	I1	35,61 kPa
G2	32,23 kPa	I2	31,49 kPa
G1	39,00 kPa	I3	30,10 kPa

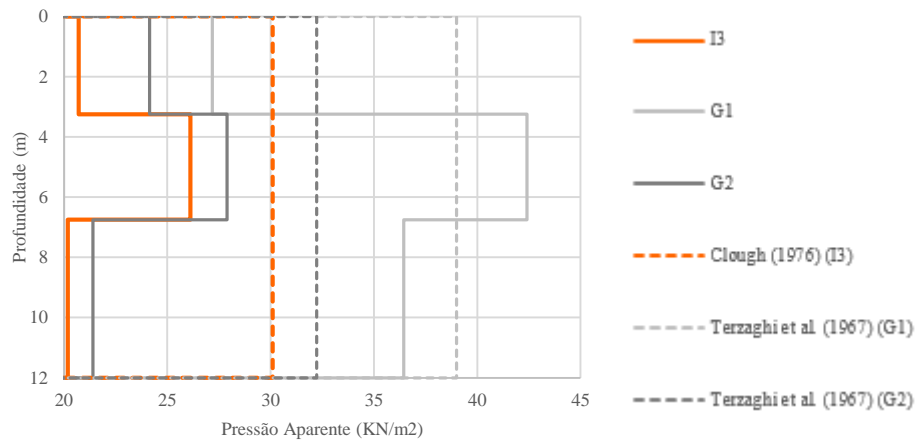
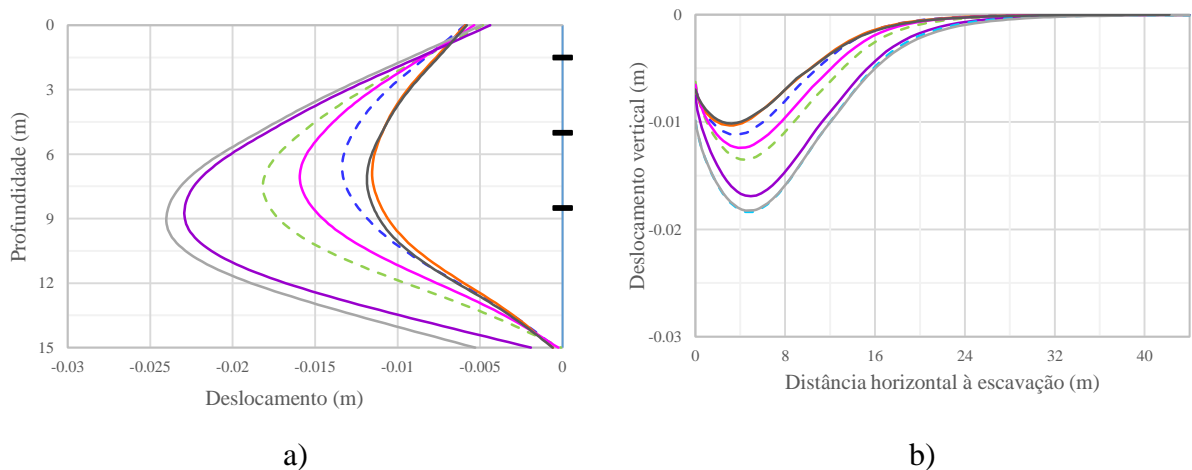


Figura 5.2 – Pressões aparentes nos cálculos I3, G1 e G2 e representação dos respetivos diagramas de projeto, aplicáveis a cada uma delas

Com o objetivo de tentar perceber até que profundidade a presença de uma camada de solo mais solto pode ser benéfica, outros quatro cálculos foram efetuados, variando-se em relação ao cálculo I3, apenas a espessura da camada de areia solta. As espessuras consideradas foram de 7,5 m (I4), 10 m (I5), 12 m (I6) e 15 m (I7). A comparação destes resultados bem como os obtidos quando se admitiu o maciço homogéneo - G1 e G2, apresentam-se na Figura 5.3.

A observação da figura evidencia que, com o aumento da espessura do estrato de menor compactidade, o comportamento da estrutura de contenção se afasta do comportamento observado no maciço constituído pela areia compacta e se vai aproximando do observado no maciço constituído pela areia solta. Na situação reproduzida pelo cálculo I7 o efeito da areia densa, é muito limitado. Neste cálculo os movimentos induzidos no maciço, bem como os esforços nas escoras e na cortina, são semelhantes aos àqueles observados quando o maciço é homogéneo e constituído por uma areia solta (G1).



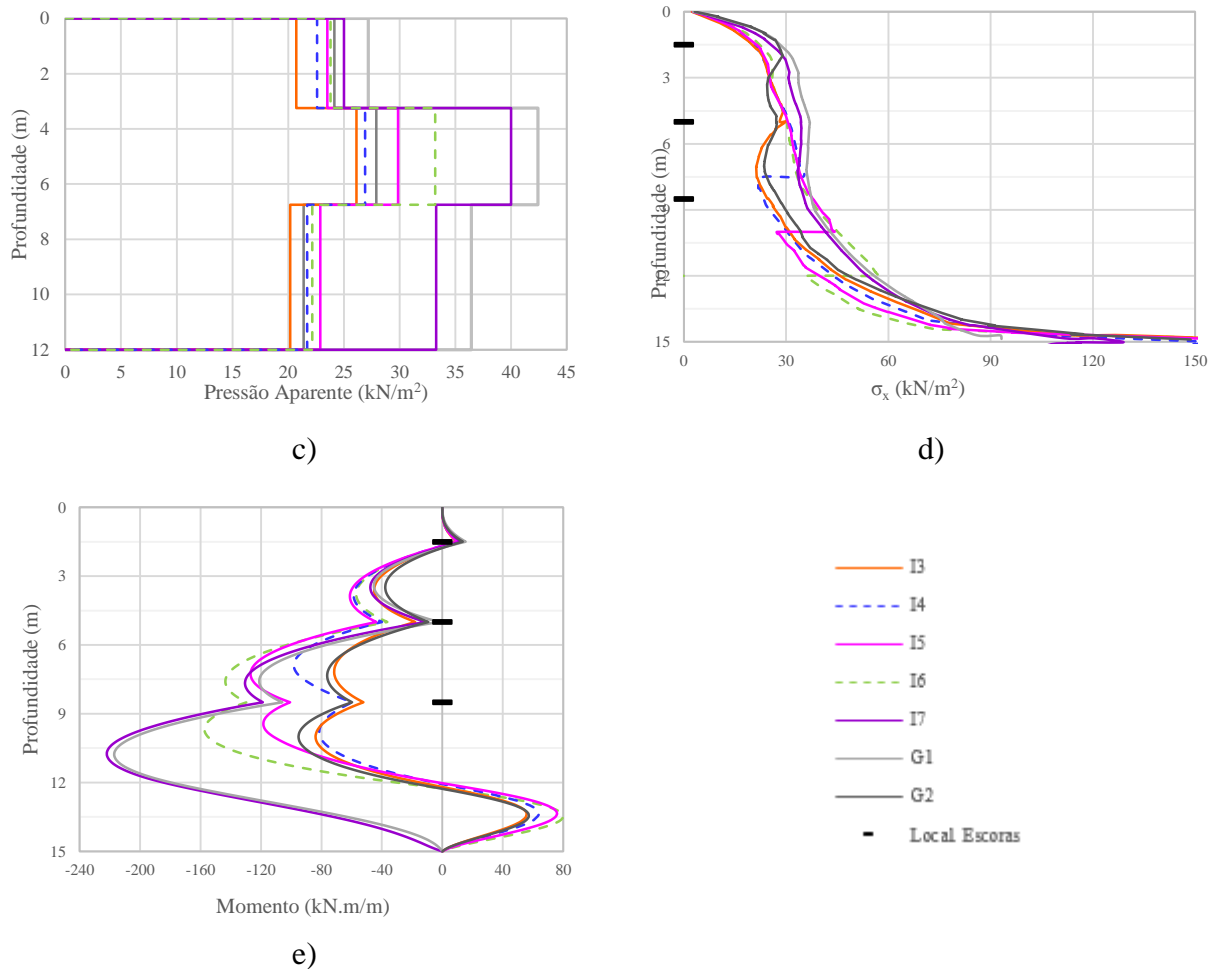


Figura 5.3 – Influência da espessura da camada de areia solta: a) Deslocamentos horizontais da cortina; b) Assentamentos à superfície; c) Pressões aparentes; d) Pressões de terra atuantes na cortina; e) Momentos fletores mobilizados na cortina

Um outro aspeto que a observação da figura anterior permite salientar, respeita ao comportamento observado no cálculo I6, correspondente a uma espessura da camada de areia solta igual à altura da escavação. É, aqui, bem evidente o papel importante que têm as condições de apoio do pé da cortina, no comportamento da estrutura. Neste sentido, observa-se que, o facto de esta estar enterrada de 3 m num solo de melhores características mecânicas, o comportamento da estrutura é bastante melhorado. Desta forma, ao ser praticamente impedido o deslocamento horizontal do pé da cortina devido à presença da camada mais densa da areia, verifica-se que a deformação é significativamente limitada, tal como os assentamentos solo à superfície do terreno. O valor máximo destes é apenas de cerca de 72% daquele correspondente ao cálculo G2.

Ainda a respeito das pressões sobre a cortina, no lado do maciço suportado, é notória uma descontinuidade relativamente aos cálculos I4, I5 e I6. Percebe-se que a pressão apresenta valores da ordem dos valores correspondentes ao caso G1, na camada superior de areia solta. Quando existe mudança de estrato, as pressões sofrem uma redução para valores que chegam a ser inferiores aos que ocorrem quando o maciço é totalmente constituído por uma areia densa (G2). Esta última observação mostra, mais uma vez, o benefício que traz ao comportamento da estrutura de suporte, o facto de o maciço arenoso apresentar uma camada menos densa à superfície

Também os esforços, mobilizados nos elementos estruturais, são menores em consequência do encastramento da cortina na areia mais compacta. O apoio que esta camada proporciona, gera momentos positivos na ficha da cortina. Isto conduz a uma diminuição dos momentos negativos, ao longo da zona adjacente à escavação, e uma menor transmissão de carga às escoras. Neste sentido, como se pode observar na Figura 5.4, as pressões aparentes são menores que as correspondentes ao diagrama de projeto de Terzaghi et al. (1967), o que já não acontece quando a camada mais compacta não existe ou se encontra abaixo do pé da cortina, situações em que as pressões aparentes correspondentes ao segundo nível de escoramento são até um pouco superiores às correspondentes ao diagrama de projeto.

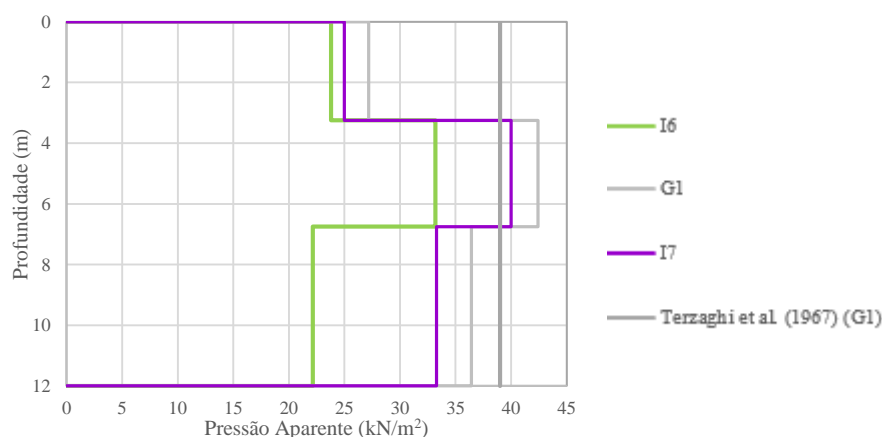


Figura 5.4 – Diagramas de pressões aparentes relativas aos cálculos I6, I7 e G1 e representação do diagrama de projeto do cálculo G1

5.3 Efeito da presença de água

5.3.1 Condição hidrostática

Nesta secção apresenta-se os resultados de quatro cálculos, correspondentes a situações nas quais a percolação de água no maciço foi impedida, tendo-se prolongado a cortina até ao estrato

firme, admitido como impermeável. Os dois cálculos diferenciam-se no que concerne à posição do nível freático, estando a posição dos mesmos explicitadas no Quadro 5.1, apresentado na secção 5.1.

Para a análise da influência da presença de água em condições hidrostáticas no maciço, estes resultados são comparados com os do cálculo C3, já apresentados no capítulo anterior (secção 4.3).

Devido à presença de água no maciço, as pressões totais atuantes na cortina passam a ser a soma das tensões neutras, neste caso hidrostáticas, já que não há percolação, e das tensões efetivas. Como mostra Figura 5.5 (a), os diagramas das últimas afasta-se da forma triangular, sinal da existência de uma forte redistribuição das tensões no interior do maciço. Como a mesma figura mostra, essa redistribuição tende a ser mais acentuada, comparando com a situação C3, em que o maciço está seco. As pressões tendem, neste caso, a concentrar-se junto do segundo nível de escoras.

As pressões totais atuantes na cortina, que, como é ilustrado na Figura 5.5 (b) são maiores quando existe água no maciço e, tanto maiores, quanto mais próximo da superfície o nível freático se localizar. Quando o nível freático se encontra à superfície do terreno, a resultante das pressões atuantes na cortina mais que duplica, em relação ao valor correspondente à situação C3 (cálculo com maciço seco).

Em consequência das maiores pressões atuantes sobre a cortina, os movimentos induzidos pela escavação, quando existe água no maciço, são significativamente mais elevados relativamente à situação C3, tal como as Figura 5.6 (a) e 5.6 (b) bem ilustram. O valor máximo do deslocamento horizontal da cortina, quando o nível freático está à superfície, é mais que 4 vezes superior ao correspondente valor, quando o maciço está seco, ao passo que o assentamento máximo à superfície é cerca de 3,5 vezes superior a esse.

Também, como se pode observar nas Figura 5.6 (c) e 5.6 (d), as forças mobilizadas nas escoras, e consequentemente as pressões aparentes, bem como, os momentos fletores mobilizados na cortina são significativamente maiores quanto mais elevado o nível freático se localizar.

Com o objetivo de analisar a validade das propostas existentes na bibliografia para a generalização do método de dimensionamento semi-empírico, proposto por Terzaghi et al. (1967), a maciços com água em regime hidrostático, na Figura 5.7 mostra-se a comparação entre os diagramas de projeto propostos por Strom e Ebeling (2001) e por Andrade Viana (2014) com os diagramas das pressões atuantes na cortina e os diagramas das pressões aparentes, obtidos nos cálculos efetuados.

A proposta de Strom e Ebeling (2001) (Figura 5.7 (a)) parece subestimar, sobretudo na parte superior da cortina, o valor das pressões atuantes e pressões aparentes, e portanto, o valor forças mobilizadas nas escoras. Ainda assim, abaixo da profundidade a que se encontrar o N.F. este parece devolver uma boa aproximação das pressões totais sobre a cortina.

A proposta de Andrade Viana (2014) mostra-se mais realista, sendo esta estabelecida apenas para os casos em que o nível freático se localizar na superfície do terreno. A Figura 5.7 (b) permite verificar que o diagrama de projeto proposto por esta autora, envolve bem tanto os diagramas das pressões atuantes na cortina, como as pressões aparentes das escoras.

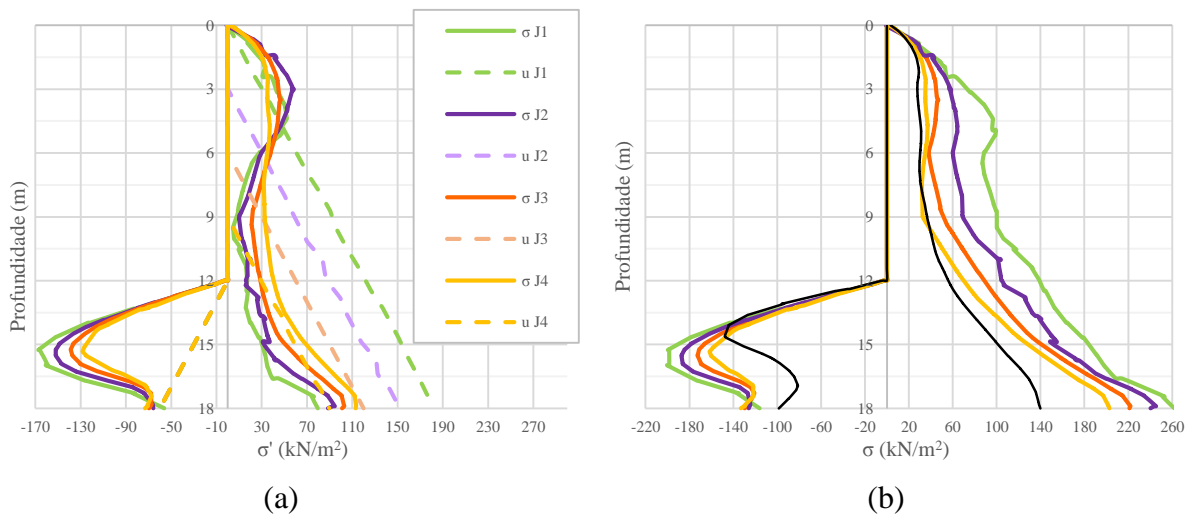
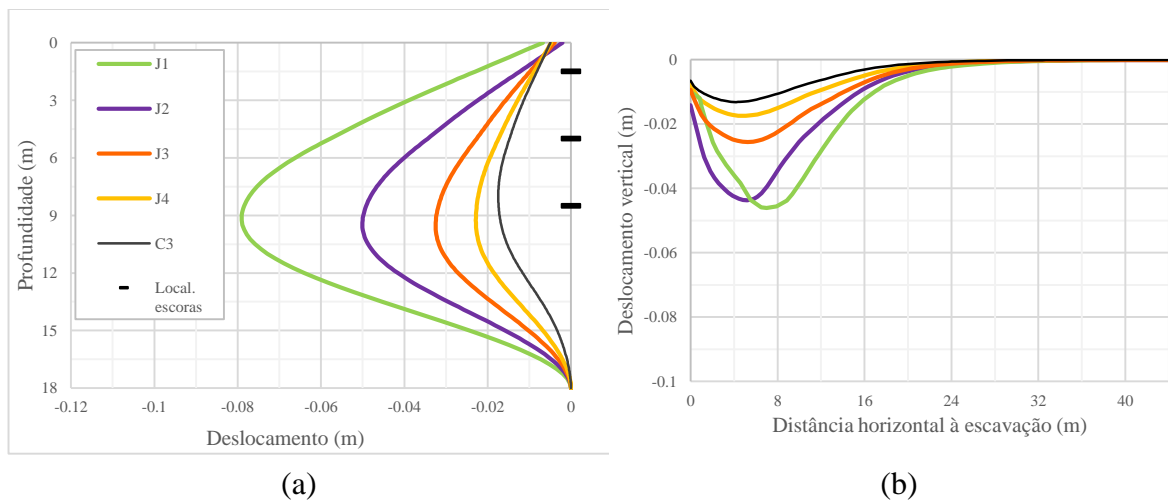


Figura 5.5 – Influência da presença de água em regime hidrostático: (a) Pressões efetivas e neutras atuantes na cortina; (b) Pressões totais atuantes na cortina



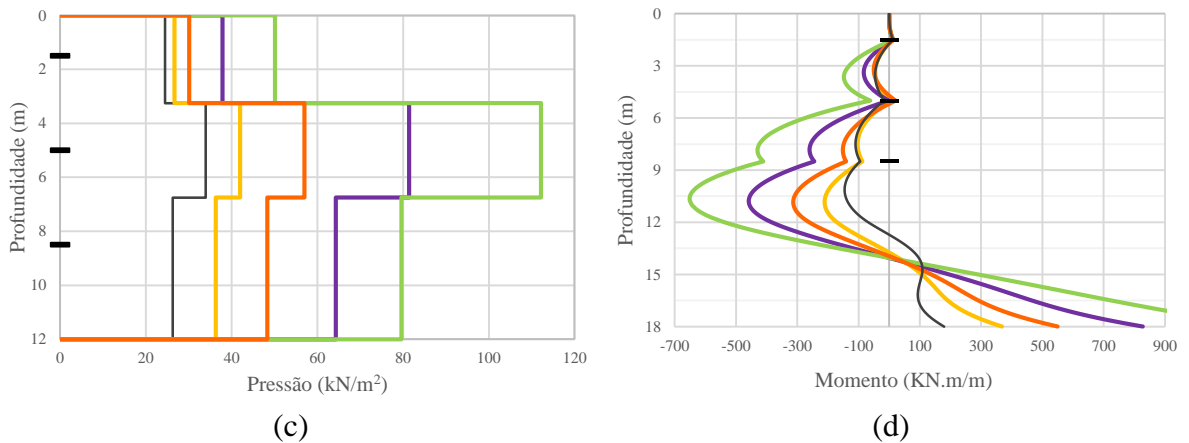


Figura 5.6 – Influência da presença de água em regime hidrostático: (a) Deslocamentos horizontais da cortina; (b) Assentamentos do solo à superfície; (c) Pressões aparentes; (d) Momentos fletores mobilizados na cortina

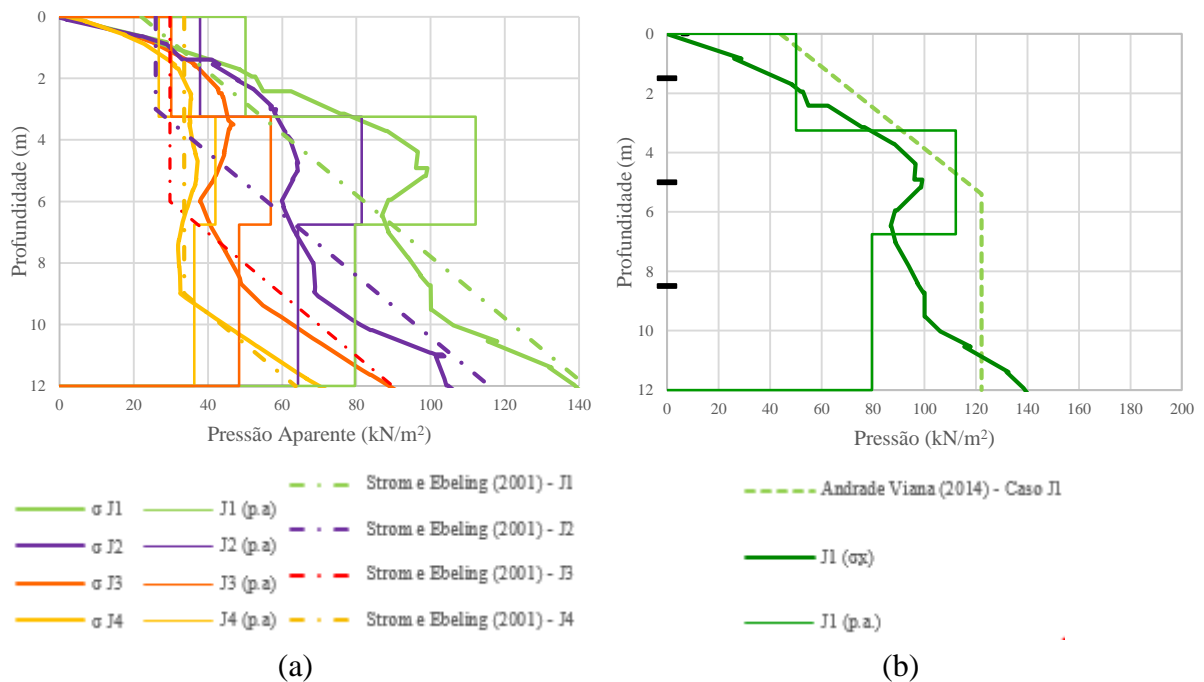


Figura 5.7 – Análise das propostas de diagramas de projeto de: (a) Strom e Ebeling (2001) e (b) Andrade Viana (2014)

5.3.2 Percolação em regime de escoamento permanente

Por forma a estudar a influência da água no maciço, em regime de escoamento permanente, três cálculos foram efetuados, admitindo em tudo o resto condições idênticas às consideradas no cálculo de referência (cálculo A). Num dos cálculos (K1) admitiu-se que o nível freático se localizava à superfície do terreno, ou seja, todo o maciço se encontrava saturado, num outro o

nível freático foi admitido a uma profundidade de 3 m (K2), ao passo que, no terceiro, o nível freático se encontra a 6 m de profundidade (K3) e ainda o quarto, a que o nível freático se encontra a 9 m (K4).

Em relação ao cálculo K1, constatou-se que na situação idealizada não foi possível atingir uma solução equilibrada, tendo o cálculo abortado na última fase construtiva (Fase 8), devido a problemas de instabilidade na base da escavação.

No que diz respeito ao cálculo K2, em que o nível freático se encontra a uma profundidade de 3 m, foi possível chegar a uma solução equilibrada, embora com segurança reduzida. Como se pode observar na Figura 5.8, retirada diretamente do programa de cálculo, duas cunhas de rotura tanto no lado passivo, como no lado ativo, estão quase completamente formadas (pontos a vermelho). Estamos, portanto, perante condições muito próximas da instabilidade.

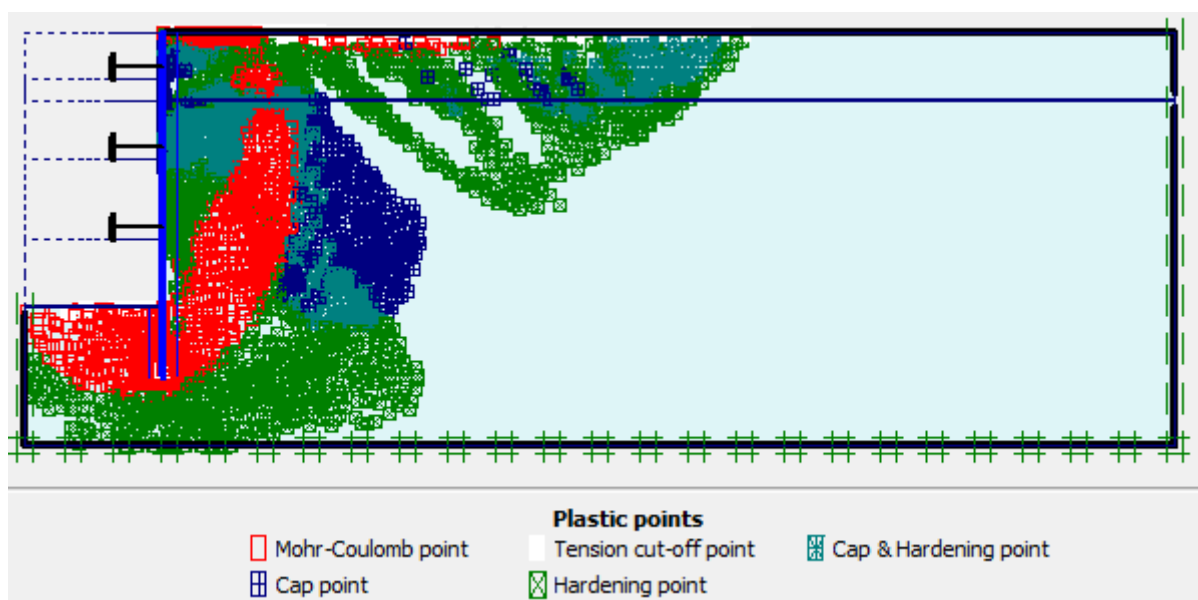


Figura 5.8 – Pontos plásticos no final da última fase (fase 8) do cálculo K3

Como seria expectável, para estas precárias condições de estabilidade, os deslocamentos horizontais da cortina, bem como os assentamentos à superfície do terreno, são largamente superiores aos obtidos no cálculo de referência (A), em que se admitiu o maciço sem água. Estes resultados podem observar-se nas Figura 5.10 (a) e 5.9 (b),

No que concerne aos deslocamentos horizontais da cortina, e junto ao topo, as diferenças são diminutas, já que o primeiro nível de escoras é colocado, em ambas as situações, a pequena profundidade. Assim, os deslocamentos induzidos pelo primeiro nível de escavação, os quais condicionam os deslocamentos finais nessa zona, são diminutos e sensivelmente iguais nos dois cálculos. Na proximidade do pé da cortina, a percolação, implica uma elevada redução das

tensões efetivas nesse local e, conseqüentemente, condições precárias de apoio do pé da cortina. No caso K3 ocorrem deslocamentos horizontais muito superiores àqueles que existem na condição com o maciço seco. É, também, devido a estas deficientes condições de apoio do pé, que a cortina experimenta agora deslocamentos verticais (em cerca de 4 cm) muito superiores aos valores obtidos (na ordem de 2-3 mm) em todos os cálculos em que o maciço se admitiu como seco. Já no caso K2, facilmente se percebe que o pé da cortina deixou de possuir quaisquer condições de apoio no solo em que está enterrado, mostrando aí um deslocamento horizontal da cortina cerca de 22 cm e um deslocamento vertical na ordem dos 14 cm. Este último é cerca de 4,5 vezes superior ao caso K3 (5 cm), não esquecendo que, para o cálculo com maciço, o deslocamento aí é praticamente nulo.

Quanto aos assentamentos à superfície do terreno, percebe-se que o valor máximo (relativo a K3) é cerca de dez vezes superior ao correspondente, para o maciço seco, e ocorre mais próximo da cortina. Um aspeto importante é que para o cálculo K2 existe um empolamento em cerca de 1 cm do solo à superfície e apenas para distâncias superiores a 16 m da face da escavação.

Os resultados do cálculo K3 evidenciam, que os assentamentos se propagam, de um valor algo elevado, até uma distância considerável da face da escavação, tendo-se no limite do modelo (44 m de distância) ainda cerca de 2 cm.

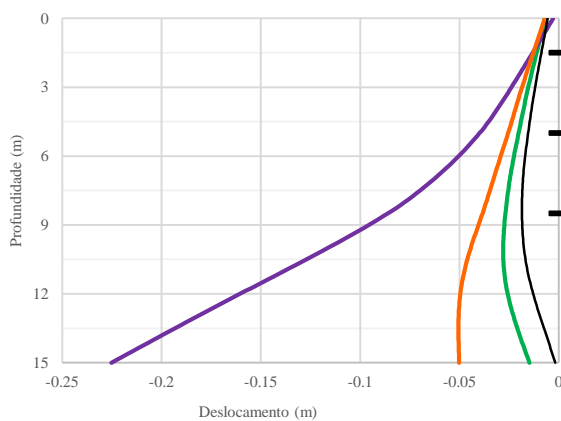
Para além da redução da tensão efetiva do lado da escavação, outros aspetos podem ser observados na Figura 5.9 (c): i) do lado do maciço suportado, é grande a redistribuição das tensões efetivas, sendo a mesma maior quanto mais elevado estiver o N.F.. Existe, ainda, uma concentração muito importante no topo, e uma diminuição significativa na base, como consequência do movimento global da cortina, que se aproxima de uma rotação em torno do topo, e da debilidade das condições de apoio do pé da cortina, devido à percolação de água. Estas condições conduzem a uma transferência de tensões para a zona suportada pelas escoras; ii) as pressões neutras, em relação à situação hidrostática, tendem a subir no lado da escavação e a diminuir do lado do maciço suportado devido à existência das forças de percolação.

Devido à presença da água, por um lado, e à maior redistribuição de tensões existente, por outro, as pressões totais ativas atuantes na cortina (Figura 5.9 (d)), quanto, mais elevado estiver o N.F. são bem maiores que as correspondentes num maciço seco, em toda a altura da cortina. O mesmo acontece às forças mobilizadas nas escoras e, logo, às pressões aparentes. Particularmente importante, é o acréscimo da força mobilizada no terceiro nível de escoramento, como consequência das fracas condições de apoio do pé da cortina, que é sucessivamente mais debilitado com a subida do N.F..

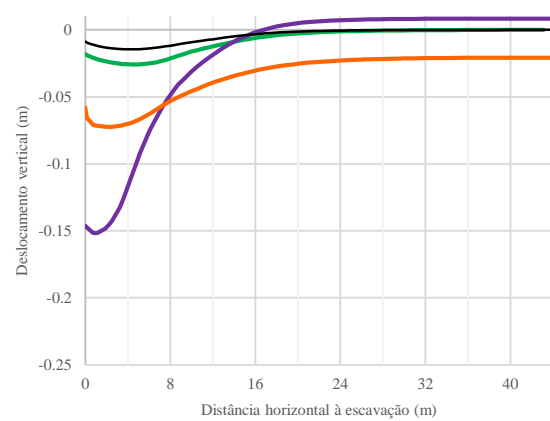
A Figura 5.9 (e) diz respeito aos momentos fletores mobilizados na cortina. Ao contrário que acontece com o maciço seco, quando há percolação de água, são gerados momentos positivos

sobre os apoios, enquanto o valor máximo do momento negativo, que ocorre abaixo do terceiro nível de escoramento, sofre um ligeiro aumento (situação K3). Quanto à situação mais débil (K2) esta quase só mobiliza momentos positivos, suportando um valor largamente superior aos restantes casos – cerca de seis vezes superior em relação ao máximo positivo para K3.

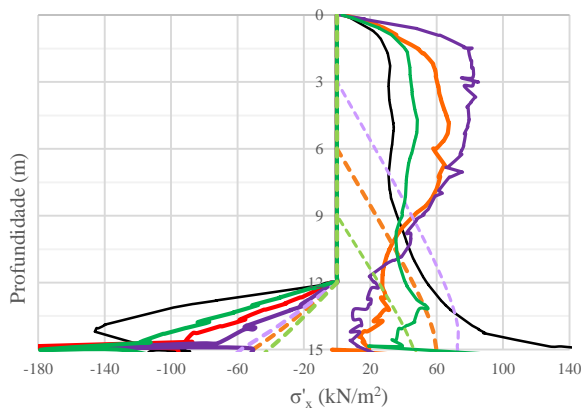
Por fim, refira-se que, como mostra a Figura 5.10, a proposta de Strom e Ebeling (2001), para os diagramas de projeto para as situações consideradas, não parece ser satisfatória. Esta parece, ao longo de toda a altura da cortina, subestimar os valores das pressões aparentes obtidos no cálculo e, portanto, das forças mobilizadas nas escoras.



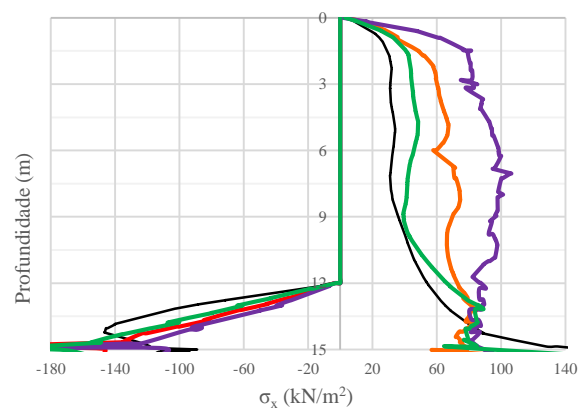
(a)



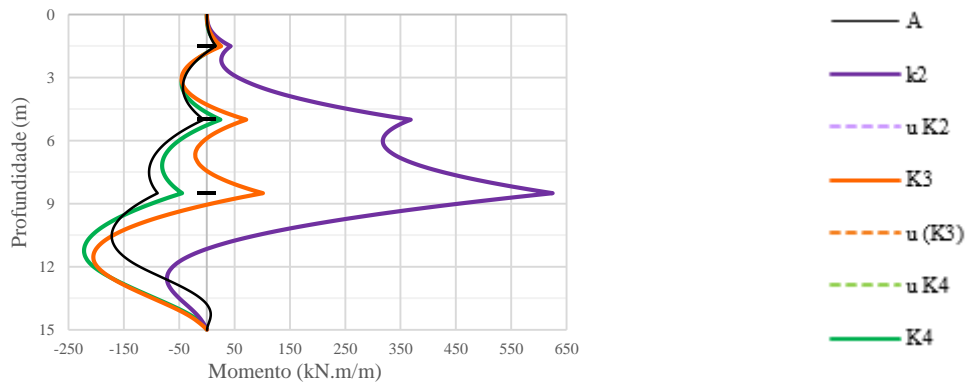
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 5.9 – Influência da presença de água no maciço em regime de escoamento permanente: (a) Deslocamentos horizontais da cortina; (b) Assentamentos do solo à superfície; (c) Pressões efetivas e neutras atuantes na cortina; (d) Pressões totais atuantes na cortina; e) Momentos fletores mobilizados na cortina

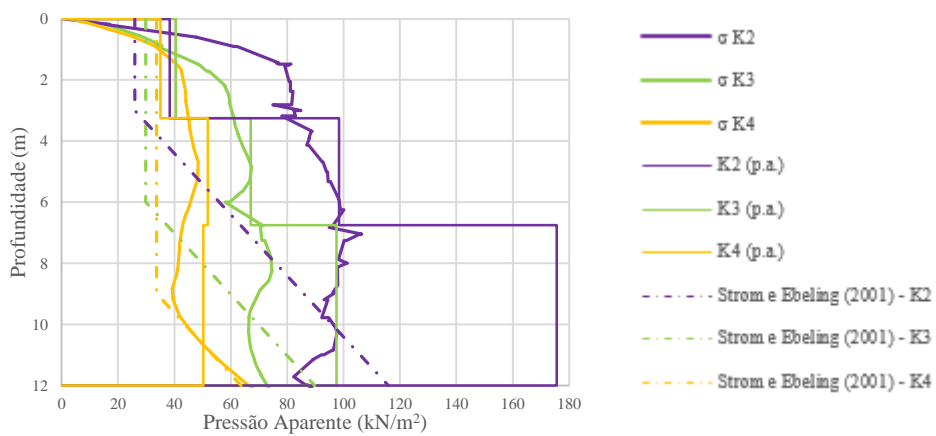


Figura 5.10 – Diagrama de pressões aparentes e representação da proposta de dimensionamento de Strom e Ebeling (2001)

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 Conclusões

Com o trabalho realizado no âmbito desta dissertação, procurou-se analisar o comportamento de uma estrutura de contenção de uma escavação em maciço arenoso, constituída por uma cortina multi-escorada.

Nessa análise procurou-se, por um lado, avaliar a metodologia de natureza semi-empírica proposta por Terzaghi et al. (1967), estabelecida para maciços homogéneos e secos que, ainda hoje, é empregue no dimensionamento dos seus elementos estruturais. Foi, também, avaliado como se poderia aplicar esta metodologia em situações em que o maciço suportado é estratificado ou existe água. Para esta última situação, considerou-se o nível freático a diferentes profundidades e, em equilíbrio hidrostático, ou com escoamento em regime permanente.

Os estudos realizados apoiaram-se na revisão da bibliografia da especialidade, e em resultados da aplicação de modelos numéricos bidimensionais, baseados no método dos elementos finitos. Estes foram efectuados através de um programa comercial de cálculo automático e de uso muito generalizado dentro da comunidade internacional – *Plaxis*.

Por meio de um modelo de cálculo numérico, assumindo um estado plano de deformação, começou-se por analisar um problema, propositadamente simples, correspondente a uma escavação de 12 m de altura. Esta é contida por uma cortina de betão armado, apoiada em três níveis de escoras e efetuada num maciço arenoso, homogéneo, seco e de compacidade média.

Os principais resultados fornecidos pelo modelo de cálculo – deslocamentos horizontais da cortina, assentamentos à superfície do terreno, esforços nos elementos estruturais, diagramas de pressões aparentes e de pressões que o maciço transmite à cortina - e apresentados no Capítulo 3, permitem salientar os seguintes aspetos:

- Os deslocamentos horizontais da cortina no topo, pelo facto de o primeiro nível de escoras ter sido instalado a pequena profundidade, e na base, dadas as boas condições de apoio do seu pé, são diminutos. O deslocamento máximo ocorre, assim, no final da escavação logo abaixo do último nível de escoramento, pelo que a face exposta da cortina exhibe uma certa convexidade.

- O perfil transversal dos assentamentos assume uma concavidade, sendo máximo o valor do assentamento a uma determinada distância da parede (cerca de 4 m) e rapidamente se esvanecendo;
- O diagrama das pressões de terra, atuantes sobre a cortina, afasta-se da forma triangular, aproximando-se da forma do diagrama teórico, proposto por Terzaghi et al. (1967), e evidenciando a grande redistribuição de tensões existente no maciço suportado;
- Em cada fase de escavação, o momento fletor negativo é máximo abaixo do último nível de escoramento instalado, e são mobilizados momentos positivos abaixo do nível de escavação. No final da escavação, o momento fletor positivo atinge o valor máximo, numa secção abaixo do terceiro nível de escoramento;
- As forças mobilizadas em cada um dos níveis de escoramento crescem, ao longo do processo construtivo, sendo as forças mobilizadas no segundo e terceiro níveis sensivelmente iguais e bem superiores à mobilizada no primeiro nível;
- As pressões aparentes, que se mostram em concordância com as pressões de terra atuantes sobre a cortina, são, nas zonas adjacentes ao segundo e terceiro níveis de escoramento, superiores às pressões correspondentes ao diagrama de Terzaghi et al. (1967), e que serviram de base ao dimensionamento das escoras;
- É grande a influência da rigidez do escoramento no comportamento da estrutura. Diminuindo essa rigidez, são maiores os movimentos no maciço adjacente à escavação, e os momentos fletores mobilizados na cortina, e são menores as pressões de terra nesta atuantes, tal como as forças nas escoras;
- A rigidez das escoras, para a qual se obteve a melhor aproximação entre o diagrama das pressões aparentes e o diagrama de projeto proposto por Terzaghi et al. (1967), correspondeu a 33% da sua rigidez teórica, valor que se enquadra bem com os habitualmente aconselhados na bibliografia da especialidade, para ter em conta as folgas sempre existentes entre o sistema de escoramento e a parede;

No Capítulo 4, apresenta-se e discute-se os resultados do estudo paramétrico, realizado com o principal objetivo de comparar os efeitos resultantes da variação de alguns parâmetros no modelo. Estes controlam e determinam a resposta do maciço face à escavação, sendo eles: a rigidez e a altura enterrada da cortina; a distância do firme à base da escavação; a largura desta; o número de níveis de escoramento; o tipo de solo presente no maciço e as características da interface solo-estrutura (R_{inter}). Desses resultados, as principais conclusões que se podem retirar são as seguintes:

- É significativa a influência da rigidez da cortina, tanto no que respeita às pressões nela atuantes, como no que se relaciona com os movimentos no maciço e os esforços mobilizados nos elementos estruturais;

- A diminuição da rigidez da cortina ocasiona, naturalmente, maiores deslocamentos horizontais máximos e assentamentos à superfície superiores;
- Sendo significativamente mais baixos os deslocamentos horizontais da cortina, mais rígida, é menor a redistribuição das tensões no maciço, afastando-se menos da forma triangular o diagrama das pressões atuantes na cortina.
- Uma redistribuição importante acontece quando a cortina é muito flexível, e que ocorre não apenas a nível global, mas também a nível local, como consequência da deformação da cortina entre os apoios, a qual origina a concentração de tensões sobre estes;
- Ao contrário do que acontece com os momentos fletores na cortina, as forças mobilizadas nas escoras e, logo as pressões aparentes, aumentam com a diminuição da rigidez da mesma. Para a rigidez mais baixa considerada, a força mobilizada no segundo nível de escoramento ultrapassa um pouco o valor previsto pelo diagrama de projeto de Terzaghi et al. (1967), utilizado no seu pré-dimensionamento;
- O aumento da altura enterrada da cortina para valores superiores a 3 m, não altera significativamente, nas condições estudadas, o comportamento da estrutura;
- Para alturas enterradas da cortina menores que 3 m, as precárias condições de apoio do pé ocasionam deslocamentos horizontais maiores, particularmente na base da cortina. Neste caso o movimento global da cortina aproxima-se de uma rotação em torno do topo, como foi idealizado por Terzaghi;
- Os maiores deslocamentos horizontais, ocasionados por um deficiente apoio do pé da cortina, induzem maiores assentamentos do solo à superfície e maiores forças mobilizadas nas escoras. Estas últimas conduzem a pressões aparentes que ultrapassam, no segundo e terceiro níveis de escoramento, o valor correspondente ao diagrama de Terzaghi et al. (1967);
- Com a redução do número de níveis de escoras, não se altera de forma significativa os diagramas das pressões aparentes e das pressões de terra sobre a cortina;
- Pelo contrário, na situação anterior, os deslocamentos horizontais, bem como com os assentamentos à superfície, tendem a aumentar, como consequência da maior profundidade a que o primeiro nível é instalado;
- Revela-se que, ao contrário do que poderia ser expectável, é para a situação com maior número de escoras que ocorre um valor máximo de pressão aparente;
- Sendo a mesma a rigidez da cortina e idênticos os diagramas das pressões de terra atuantes, os momentos fletores mobilizados nessa são maiores, com a redução do número do nível de escoras, devido ao aumento da distância entre os apoios;
- Como seria expectável, a alteração das características mecânicas do maciço suportado tem influência importante no comportamento da estrutura de contenção.
- O aumento da compacidade do solo induz a menores movimentos, bem como menores pressões de terra atuantes na cortina e os esforços mobilizados nos elementos estruturais;

- A rigidez efetiva das escoras, adotada para que o diagrama de pressões aparentes coincida com o respetivo diagrama de projeto, é dependente da compactidade do solo, devendo corresponder a uma percentagem da respetiva rigidez teórica tanto mais elevada, quanto mais compacto aquele for;
- A variação da rigidez da interface altera, embora a pequena escala, o comportamento da estrutura de contenção.
- A sua diminuição acarreta maiores movimentos no maciço, pressões de terra na cortina maiores, bem como os esforços mobilizados nos elementos estruturais;
- A distância do fundo da escavação ao estrato firme, bem como a largura de escavação, não têm, nas condições estudadas, impacto significativo no comportamento da estrutura de contenção.

Os resultados decorrentes dos cálculos numéricos efetuados, com o objetivo de generalizar o método de dimensionamento proposto por Terzaghi et al. (1967), a maciços estratificados e com presença de água, são apresentados e discutidos no Capítulo 5.

No que concerne à estratificação do maciço, os resultados obtidos permitem dizer que:

- A presença de uma camada superficial menos compacta, até determinada profundidade, é benéfica, uma vez que são menores os movimentos induzidos no maciço e os esforços mobilizados nos elementos estruturais;
- Com o aumento da espessura dessa camada mais solta a situação, naturalmente, altera-se, começando o comportamento da estrutura a aproximar-se do correspondente ao do maciço homogéneo constituído por esse solo menos compacto.

Relativamente ao estudo efetuado sobre a presença de água em regime hidrostático no maciço, concluiu-se que:

- Quanto mais perto da superfície estiver o N.F., maiores são as pressões totais atuantes na cortina, sendo a sua resultante, no caso do N.F. se localizar à superfície, mais que duas vezes superior à correspondente ao maciço seco;
- Em consequência dessas maiores pressões totais sobre a cortina, os movimentos no maciço e os esforços mobilizados nos elementos estruturais são, também, superiores aos ocorrentes na situação de maciço seco;

Já no que diz respeito à presença de água no maciço em regime de percolação com escoamento permanente, começou-se por constatar que se o N.F. se localizasse a profundidades menores que 6 m não se conseguia chegar a uma solução equilibrada, devido a problemas de instabilidade na base da escavação. Os resultados obtidos no cálculo realizado com o N.F. a 6 m de profundidade mostraram que:

- Do lado da escavação, as pressões neutras tendem a aumentar em relação à condição hidrostática, acentuando a diminuição das tensões efetivas e aumentando a precaridade das condições de apoio no pé da cortina;
- Do lado do maciço suportado, a redistribuição das tensões efetivas é tão acentuada, quanto mais elevado estiver o N.F., havendo uma concentração muito importante no topo (onde estão localizadas as escoras), e uma diminuição significativa na base, em consequência do movimento global da cortina, de rotação em torno do topo, e da debilidade das condições de apoio do seu pé;
- As pressões totais na cortina são muito superiores às correspondentes no maciço seco;
- Estas pressões, e as precárias condições de apoio do pé, são responsáveis pelos deslocamentos horizontais da cortina muito superiores àqueles que existem na condição em que o maciço está seco e pelos elevados deslocamentos verticais daquela;
- Os assentamentos do solo à superfície podem propagar-se, com valor significativo, até uma distância considerável da face da escavação (44 m de distância);
- Em consonância com o aumento das pressões atuantes na cortina, as forças mobilizadas nas escoras crescem significativamente, sobretudo nas localizadas no terceiro nível, mais perto da base da escavação;
- São gerados momentos positivos importantes sobre os apoios, enquanto o valor máximo do momento negativo, que ocorre abaixo do terceiro nível de escoramento, sofre apenas um ligeiro aumento relativamente à situação correspondente ao maciço seco;
- A proposta de Strom e Ebeling (2001) para a estimativa das pressões atuantes na cortina e das forças as escoras, tal como se constatou em regime hidrostático e pelas mesmas razões, não é adequada.

6.2 Recomendações

6.2.1 Maciço homogéneo seco

De todos os cálculos realizados, admitindo o maciço homogéneo e seco, e cujos resultados foram apresentados nos capítulos 3 e 4 pode-se tirar, como conclusão geral, que o diagrama de projeto proposto por Terzaghi et al. (1967) constitui uma aproximação conservativa da distribuição das pressões atuantes na cortina, bem como aos digramas de pressões aparentes. Isto pode ser visualizado na Figura 6.1, onde as pressões atuantes na cortina, obtidas em todos os cálculos, bem como as correspondentes ao diagrama de projeto, foram convertidas em grandezas adimensionais através de:

$$\beta = \frac{\sigma_x}{K_a \cdot \gamma \cdot H} \quad (29)$$

Apenas em três dos cálculos realizados, as pressões sobre a cortina ultrapassaram os valores previstos pelo diagrama de projeto, pelo que se pode dizer que este último constitui, de uma forma geral, uma estimativa conservativa dos diagramas de pressões atuantes na cortina e pode continuar a ser utilizado nestas circunstâncias.

Do exposto pode concluir-se que proposta de Terzaghi et al. (1967) corresponde a uma envolvente máxima para a maioria dos casos em estudo. Analisando os resultados verifica-se que o coeficiente utilizado por Terzaghi et al. (1967) pode, em média, ser reduzido até 0,55 (linha vertical a preto), desde que o pé da cortina esteja devidamente apoiado. Quando isto não acontece, o valor original (0,65) pode inclusivamente não ser suficiente, nessas circunstâncias, recomenda-se a utilização de um valor superior, podendo este atingir o valor de 0,8.

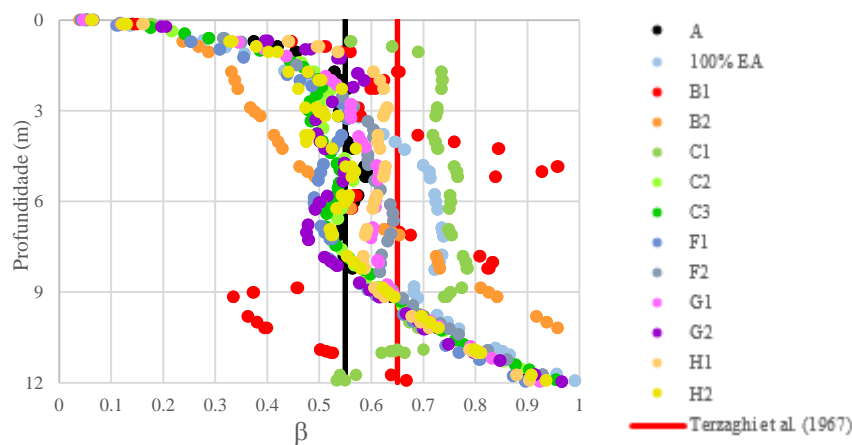


Figura 6.1 – Representação da normalização ao parâmetro β para cada parâmetro variado no Capítulo 4

6.2.2 Maciço estratificado e seco

De acordo com o estudo efetuado a proposta de Clough (1976) para adaptar a metodologia de Terzaghi et al. (1967) a maciços estratificados mostra-se uma solução conservativa, tanto para avaliar as pressões aparentes como às pressões totais sobre a cortina, como se pode constatar na Figura 6.2. Nesse sentido é recomendada a sua utilização no cálculo do digrama de projeto enquanto envolvente de pressões atuantes.

Quando o maciço é constituído por dois estratos de relativa boa competência e a cortina se encontra bem apoiada no seu pé (situações I2 e I3), a Figura 6.3 mostra que se pode utilizar a relação 0,60/0,50 ($\approx 1,2$) no cálculo da resultante de pressões sobre a cortina, ao invés do valor proposto por Clough (1976) de 0,65/0,5 ($= 1,3$), conseguindo-se desta forma diminuir, ainda que marginalmente, os custos com a construção da cortina.

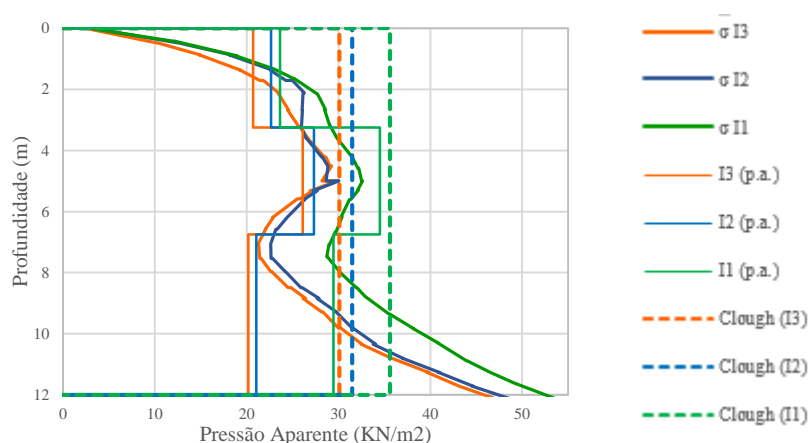


Figura 6.2 – Propostas de Clough (1976) para digramas de projeto em estratificações com diferentes tipos de areia

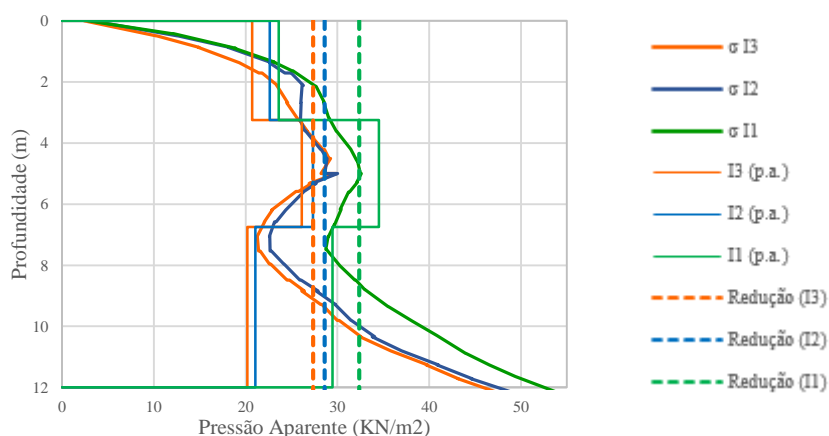


Figura 6.3 – Proposta de redução do diagrama de projeto de Clough (1976)

6.2.3 Maciço homogêneo com nível freático acima da base da escavação

Os cálculos efectuados demonstraram que a proposta de Strom e Ebeling (2001) não se mostra adequada para o pré-dimensionamento das escoras de uma cortina de contenção num maciço com água em regime hidrostático. Nesta situação as pressões totais na cortina, bem como as pressões aparentes, decorrentes dos cálculos, revelaram-se superiores às estimadas pelo diagrama de projeto proposto por estes autores. Também, na situação em que existe percolação em regime de escoamento estacionário, esta proposta não se revele eficiente na estimativa das pressões atuantes sobre a cortina ou diagrams de pressões aparentes.

A proposta de Andrade Viana (2014) para existência de água em regime hidrostático, apenas aplicável quando o N.F. se encontra à superfície, mostra-se mais adequada, já que as pressões

estimadas com base no diagrama de projeto proposto são um pouco superiores aos valores encontrados para as pressões totais na cortina e para as pressões aparentes, derivadas das forças mobilizadas nas escoras.

Do exposto depende-se que não existe uma proposta para estimativa das pressões atuantes sobre a cortina numa situação em que a posição do nível de água se encontra abaixo da superfície do maciço. Desta forma, e tendo por base os diversos cálculos efectuados, apresenta-se abaixo uma primeira proposta para a aproximação das pressões actuantes na cortina para diferentes profundidades do N.F. que se baseia na proposta de Andrade Viana (2014).

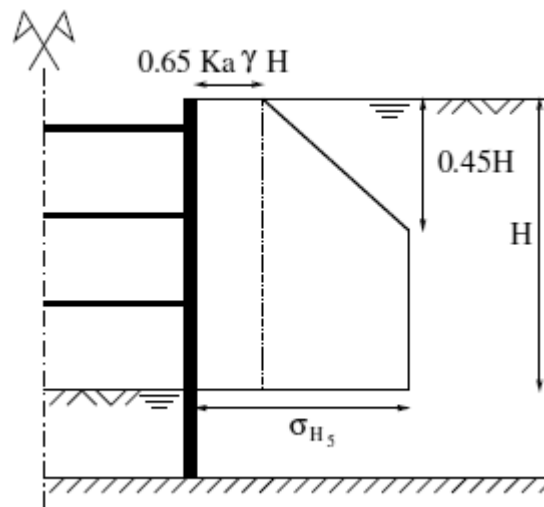


Figura 6.4 – Regime hidrostático: esquema da proposta de Andrade Viana (2014) para estimativa das pressões atuantes na cortina

Em relação à metodologia apresentada por Andrade Viana (2014) (Figura 6.4) propõe-se:

- a substituição do valor $0.45H$ por $0.45(H - x)$, no qual H diz respeito à altura escavada e x à profundidade, medida a partir da superfície, a que se encontra o nível freático;
- o cálculo de σ_{H_5} com base na expressão (30).

$$\left(1,8 - 1,15(x/H)^{0,5}\right) \gamma_{SAT} K_a H \quad (30)$$

A proposta apresentada, como se pode ver na Figura 6.5 conduz a uma envolvente máxima das pressões sobre a cortina, bem como da pressão aparente máxima, conduzindo até a algum sobredimensionamento, para níveis freáticos mais profundos. Ainda assim, e não havendo qualquer outra proposta nesta matéria, esta revela-se uma aproximação bastante satisfatória, tendo em conta o número reduzido de cálculos efetuados.

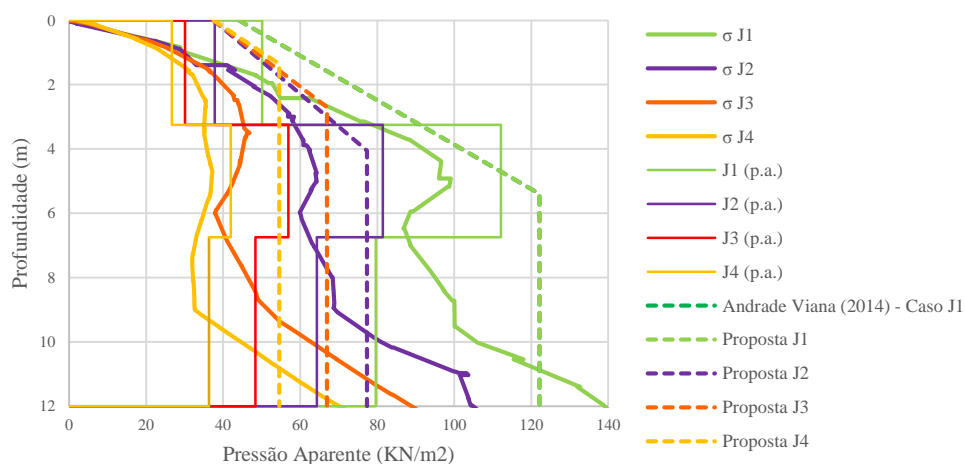


Figura 6.5 – Regime hidrostático: representação das propostas de dimensionamento obtidas em linha com aquelas propostas por Andrade Viana (2014), pressões aparentes (p.a.) e pressões totais sobre a cortina

Na situação em que existe percolação de água no maciço, não foi possível avaliar a fiabilidade da proposta supracitada, na medida em que o cálculo numérico efetuado para esta situação não convergiu. Neste sentido não é possível efetuar uma proposta para estimativa de pressões sobre a cortina, tendo em conta a variação da profundidade do nível freático.

6.3 Trabalhos Futuros

Em relação ao prosseguimento dos trabalhos no futuro, entende-se que seria interessante desenvolver as atividades que em seguida são apresentadas.

Em primeiro lugar, reconhecendo o número relativamente reduzido de cálculos que, por falta de tempo, não se conseguiu realizar nos estudos paramétricos, crê-se ser de todo o interesse o prosseguimento destes estudos, combinando de forma mais sistemática as diferentes hipóteses admitidas.

Há uma clara necessidade de estudos mais aprofundados, bem como propostas de cálculo de um diagrama de projeto, em situações cujo nível freático se encontra acima da base de escavação, a diferentes níveis e, tanto em regime estacionário, como em regime de percolação.

A situação em que existe água em regime de escoamento permanente é bastante gravosa, pelo que lhe deve ser dada especial atenção. Neste sentido, julga-se ser importante investigar, a estabilidade externa destas estruturas de contenção, nomeadamente nas situações em que o nível freático se encontra acima da base da escavação e a cortina não se prolonga até um estrato impermeável. Nestas situações a percolação da água pode ocasionar fenómenos de instabilidade hidráulica do tipo levantamento hidráulico ou erosão interna.

Uma outra linha de atuação, para a qual se deveria dirigir a atenção, diz respeito ao comportamento das cortinas multi-escoradas em maciços argilosos. Esta necessidade prende-se com o facto de estes solos apresentarem características muito distintas dos maciços de natureza arenosa, bem como do reduzido número de resultados observados em obras deste tipo realizadas em maciços argilosos.

Sendo o comportamento, de estruturas aqui em estudo, tão dependente do processo construtivo e, até da própria qualidade da execução, em quarto lugar é considerado desejável a modelação numérica de obras reais, cujo comportamento tenha sido observado durante a fase construtiva.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida e Sousa, J. (1998). “Túneis em Maciços Terrosos – Comportamento e Modelação Numérica”. Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra, 603 p.
- Almeida e Sousa, J. (2007). “Estruturas de Suporte Flexíveis”. Apontamentos da disciplina *Obras de Escavação e Contenção* da área de especialização em Geotecnia da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Almeida e Sousa, J. (2008). “Análise numérica de túneis em solos”. Atas do XIV COBRAMSEG, Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Buzios, Rio de Janeiro, Vol. 1, Conferências, pp. 103-120.
- Andrade Viana, L. (2014). “Pressões sobre cortinas de contenção em solos com nível freático elevado”. Tese de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- Clough, G.W. (1976). “Deep excavations and retaining structures”, em “Analysis and Design of Building Foundations”, Chap. 14, Edited by H. Fang Envo Publishing Comp., Inc., Pennsylvania.
- Duncan, J.M.; Chang, C. (1970). “Non linear analysis of stress and strain in soils”. Journal of the Soil Mechanics Foundation Division, ASCE, SMS5, pp. 1629-1653.
- Ebeling, R. M. e Morrison, E. E. (1992). “The seismic design of waterfront retaining structures”. Technical Report ITL-92-11, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station.
- Guerra, N. (2003). “Estruturas de suporte”. Apontamentos da disciplina de mestrado do Instituto Superior Técnico de Lisboa.
- Matos Fernandes, M. (1983). “Estruturas flexíveis para suporte de terras. Novos métodos de dimensionamento”. Tese de doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Matos Fernandes, M. (2006). “Mecânica do Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais”. Vol. 1, FEUP edições, Porto. 3ª Edição
- NP EN 1997-1 (2010). Eurocódigo 7, “Projecto Geotécnico, Parte 1: Regras Gerais”. CT115, Instituto Português da Qualidade.
- Peck, R.B., Hanson, W.E. e Thornburn, T.H. (1974). “Foundation Engineering”. Second Edition, John Wiley and Sons, Inc. New York.
- Plaxis Manual (1995). Version 6
- Pranthawee, P.; Jongpradist, P.; Kongkitkul, W. (2011). “Evaluation of hardening soil model on numerical simulation of behaviours of rockfill dams”. Songklanakarin J. Sci. Technol., Vol 33, nº 3, pp. 325-334.

- Santos, L. (2009). “Comportamento da areia de Coimbra sob carregamento monotónico”. Tese de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Schanz, T., Vermeer, P.A. e Bonnier, P.G. (1999). “The Hardening soil model: Formulations and verification”
- Strom, R. M e Ebeling, R. M. (2001). State of the practice in the design of tall, stiff, and flexible tieback retaining walls. Technical Report ITL TR-01-1, US Army Corps of Engineers. Engineer Research and Development Center.
- Terzaghi, K. (1943). “Theoretical Soil Mechanics”.
- Terzaghi, K., Peck, R.B. e Mesri, G. (1967). “Soil Mechanics in Engineering Practice”. Third Edition, John Wiley and Sons, Inc. New York.
- Terzaghi, K. (1941). “Large retaining-wall tests”. Eng. News-Record